



HAL
open science

Etudes expérimentales et numériques des matériaux cimentaires sous sollicitations hydro-mécaniques

François Soleilhet

► **To cite this version:**

François Soleilhet. Etudes expérimentales et numériques des matériaux cimentaires sous sollicitations hydro-mécaniques. Génie civil. Université Paris Saclay (COmUE), 2018. Français. NNT : 2018SACLN013 . tel-01818777

HAL Id: tel-01818777

<https://theses.hal.science/tel-01818777>

Submitted on 19 Jun 2018

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

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

Études expérimentales et numériques des matériaux cimentaires sous sollicitations hydro-mécaniques

Thèse de doctorat de l'Université Paris-Saclay
préparée à l'École normale supérieure de Cachan
(École normale supérieure de Cachan-Paris-Saclay)

École doctorale n°579 : sciences mécaniques et énergétiques,
matériaux et géosciences
Spécialité de doctorat : solides, structures et matériaux

Thèse présentée et soutenue à l'École normale supérieure Paris-Saclay, le
13 mars 2018, par

M. François Soleilhet

Composition du Jury :

M. Alain Sellier Professeur, Université Paul Sabatier	Rapporteur
M. Ismail Yurtdas Maitre de conférence (HDR), Université de Reims Champagne-Ardennes	Rapporteur
M. Jean-François Georjin Professeur, INSA de Lyon	Président
M. Stéphane Poyet Ingénieur-chercheur, Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives	Examineur
M. Laurent Charpin Ingénieur-Chercheur, EDF	Invité
M. Fabrice Gatuingt Professeur, École normale supérieure Paris-Saclay	Directeur de thèse
M. Farid Benboudjema Professeur, École normale supérieure Paris-Saclay	Co-Encadrant
M. Xavier Jourdain Professeur agrégé, École normale supérieure Paris – Saclay	Invité

Au terme de ces trois années de thèse et en guise d'introduction à mon manuscrit, j'aimerais remercier l'ensemble des personnes à l'origine des travaux présentés dans ce manuscrit.

En tout premier lieu, j'aimerais remercier les membres de mon jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail. Merci à Jean-François Geogin de m'avoir fait l'honneur de présider ma soutenance et de diriger les débats. Merci également à Alain Sellier et Ismaël Yurtdas d'avoir accepté de rapporter mon travail et de m'avoir proposé leurs lectures de mes travaux. Je veux adresser un remerciement tout particulier à Stéphane Poyet pour sa relecture plus que méticuleuse de mon manuscrit et son aide sur les questions hydriques de mes travaux. Merci à Laurent Charpin pour ses questions avisées et sa présence en tant qu'invité.

Je tiens ensuite à remercier mon directeur Fabrice Gatuingt pour son encadrement empreint d'une grande liberté d'entreprendre, de sa réactivité quand j'en avais besoin et de conseils quand j'étais dans l'impasse. Un grand merci à Farid Benboudjema, co-encadrant de mon travail, qui m'a réorienté vers des travaux où j'ai pu m'épanouir, m'a encouragé dans les moments de doute et m'a encadré d'une manière très humaine. Merci Xavier Jourdain (co-encadrant) de m'avoir ouvert les portes de l'ENS en 2010, de m'avoir formé et ensuite accompagné en thèse.

Je tiens particulièrement à remercier l'équipe du centre d'essai et notamment Xavier pour tous les essais de traction qu'on a pu réaliser ensemble, le labo du DGC, merci à Jean Pierre et Olivier mais également à l'équipe du centre de calcul, Frisou, Pierre sans qui les calculs tourneraient beaucoup moins bien. Je n'oublie pas l'équipe pédagogique du DGC, Pascale, Clément « mon référent » et tous les autres.

Et puisque la vie de laboratoire ce n'est pas juste des heures d'essais, des simulations numériques et autres joies de la mécanique, je tiens à remercier mes compagnons de travail qui m'ont offert un cadre souvent stimulant, parfois festif entrecoupé de « pause café » et de bonne humeur. Merci Thomas, Marie, Rana, Farah, Jacques, Chady, Maxime, Benoit, Camille, Paul, Clement *aka* « le stagiaire », Paul-Baptiste et tous les autres. J'ai également une pensée affectueuse pour les copains du rugby avec qui j'ai passé de nombreux jeudi après-midi à ferrailler, Pim, Paul, Jambon, Hugues, Joris et tous les autres, merci pour ces moments.

Je souhaite remercier ma famille pour tout, la relecture, le soutien. Toujours à mes côtés depuis l'enfance jusqu'au pot. Merci à mes parents ainsi qu'à mes sœurs qui ont toujours été présents. Merci Maman pour tout ce que tu as fait pour les filles et moi.

Enfin merci Agathe pour ton soutien indéfectible, ta joie de vivre et ton amour.

Table des matières

Table des matières	i
Table des figures	vii
Liste des tableaux	xiii
Introduction	1
1 Contexte	1
2 Démarche	2
3 Plan du manuscrit	3
1 État de l'art sur le comportement hydro-mécanique des matériaux à matrice cimentaire	5
1 Comportement mécanique statique	7
1.1 Caractérisation du matériau : aspects expérimentaux	7
1.1.1 Essai de compression	7
1.1.2 Essai de traction	7
1.2 Dissymétrie du comportement	14
1.3 Effets unilatéraux	15
1.4 Effet d'échelle	16
1.5 Modélisation du matériau béton	17
1.5.1 Revue des différentes approches possibles	17
1.5.2 Modèles d'endommagement	18
1.5.3 Localisation des déformations : méthodes de régularisation	21
1.6 Synthèse	25
2 Dessiccation des matériaux cimentaires	26
2.1 Structure poreuse du béton	26
2.2 Mécanismes physiques des transferts en milieu poreux	27
2.2.1 Perméation de la phase liquide	28
2.2.2 Mécanismes de diffusion	28
2.2.3 Adsorption/Désorption	30
2.2.4 Évaporation/Condensation	32
2.3 Interaction dessiccation fissuration	32

2.3.1	Effet de structure	32
2.3.2	Incompatibilité des déformations entre les constituants	33
2.3.3	Impact de la dessiccation sur les propriétés mécaniques	34
2.3.4	Influence du chargement mécanique sur la dessiccation	35
2.4	Modélisation de la dessiccation des bétons	35
2.4.1	État de l'art des modèles	36
2.4.2	Synthèse de la dessiccation des matériaux cimentaires	37
3	Comportement mécanique différé	38
3.1	Le retrait de dessiccation	39
3.1.1	Mécanismes du retrait de dessiccation	39
3.1.2	Facteurs influents le retrait de dessiccation	42
3.1.3	Effets du retrait de dessiccation	43
3.1.4	Modélisations	44
3.1.5	Synthèse	47
3.2	Le fluage	48
3.2.1	Fluage propre	48
3.2.2	Fluage de dessiccation	52
4	Synthèse de l'état de l'art	57
2	Prédiction de l'état hydrique des matériaux cimentaires	59
1	Modélisation hydrique	61
1.1	Conservation de la masse	61
1.2	Paramètres de l'équation diffusive 2.1.10	63
1.2.1	Perméabilité effective	64
1.2.2	Diffusivité effective	65
1.2.3	Courbe caractéristique $\frac{dS_l}{dp_c}$	66
1.3	Conditions aux limites	66
1.4	Synthèse de la modélisation hydrique	67
2	Caractérisations expérimentales de l'état hydrique	68
2.1	Perte en masse	68
2.1.1	Matériels et méthodes	68
2.1.2	Résultats	72
2.1.3	Synthèse	75
2.2	Porosité	76
2.2.1	Matériels et méthodes	76
2.2.2	Résultats	77
2.2.3	Synthèse	79
2.3	Isothermes de désorption	80
2.3.1	Matériels et méthodes	80
2.3.2	Résultats	82
2.3.3	Synthèse	85
2.4	Synthèse des campagnes expérimentales	85
3	Identification des paramètres du modèle hydrique	86

3.1	Identification paramétrique par méthode inverse	86
3.1.1	Méthodes d'identification	87
3.1.2	Méthodes d'optimisation	89
3.1.3	Sensibilité des paramètres	90
3.1.4	Critère d'arrêt et borne de recherche	93
3.1.5	Validation de la procédure d'identification par <i>Virtual Testing</i>	93
3.2	Prise en compte de l'historique de chargement hydrique	101
3.2.1	Modélisation du processus de dessiccation	101
3.2.2	Conclusion	103
3.3	Identification des paramètres des campagnes expérimentales	103
3.3.1	Identifications des profils hydriques	103
3.3.2	Analyses des données identifiées	106
3.3.3	Synthèse	110
4	Influence de la forme des éprouvettes sur le processus de dessiccation	111
4.1	Étude numérique des facteurs de formes	112
4.1.1	Influence de la forme et de l'élanement	112
4.1.2	Influence des géométries étudiées	113
4.2	Impact expérimental de la morphologie des éprouvettes	115
4.2.1	Impact de la géométrie sur la perte en masse non normée	115
4.2.2	Courbe de perte en masse normée	116
4.3	Synthèse de l'influence de la forme des éprouvettes	117
5	Synthèse	118
3	Détermination de l'état de contrainte interne induit par la dessiccation	119
1	Modèles de retrait de dessiccation	121
1.1	Données expérimentales de calibration	121
1.1.1	Essais de retrait de dessiccation	121
1.1.2	Comparaison données VeRCoRs	125
1.1.3	Comparaison retrait de dessiccation, retrait endogène	126
1.1.4	Synthèse des mesures de retrait de dessiccation	127
1.2	Influence des choix de modélisation sur le retrait de dessiccation	128
1.2.1	Éléments de modélisation	128
1.2.2	Prédiction de l'état hydrique	128
1.2.3	Étude de la réponse des différents modèles	131
1.2.4	Impact du profil hydrique sur le champ d'endommagement	134
1.3	Synthèse	135
2	Fluage	136
2.1	Modélisation du fluage	136
2.1.1	Fluage propre	136
2.1.2	Fluage de dessiccation	137
2.2	Détermination des paramètres de fluage	138
2.2.1	Présentation des essais VeRCoRs	138
2.2.2	Identification des paramètres de fluage	139

2.3	Illustration de l'impact du fluage	144
2.3.1	Éléments de modélisation	144
2.3.2	Résultats	145
2.4	Prise en compte du fluage dans le calcul de retrait	146
2.5	Synthèse	147
3	Pression capillaire	148
3.1	Description du modèle	148
3.2	Détermination du coefficient de Biot	149
3.3	Apport de la pression capillaire	151
3.4	Application sur l'éprouvette 7 cm × 7 cm × 28 cm	152
3.5	Synthèse	153
4	Synthèse sur l'état de contrainte post-dessiccation	154
4	Dessiccation et comportement à fissuration	157
1	Estimation de l'influence de la dessiccation	159
1.1	Cadre expérimental	159
1.2	Présentation des essais	160
1.2.1	Essai de compression	160
1.2.2	Essai de fendage	161
1.2.3	Essai de traction	162
1.2.4	Essais sur poutre de flexion et de flexion entaillée	164
1.2.5	Propagation d'ondes ultrasonores	168
1.3	Résultats expérimentaux	169
1.3.1	Essai de compression	169
1.3.2	Essai de fendage	171
1.3.3	Essai de traction directe	171
1.3.4	Essai de flexion sur poutre non entaillée	173
1.3.5	Essai de flexion sur poutre entaillée	175
1.3.6	Mesures de propagation d'ondes ultrasonores	177
1.4	Influences des paramètres des différents essais	177
1.4.1	Influence des conditions de dessiccation	178
1.4.2	Influence du temps de dessiccation	181
1.4.3	Influence du type d'essai	182
1.5	Synthèse des campagnes expérimentales mécaniques	184
2	Modélisation élasto-endommageable	185
2.1	Couplage hydrique-mécanique	185
2.1.1	Cadre général	185
2.1.2	Cas particuliers	186
2.2	Identification des paramètres mécaniques	188
2.2.1	Méthode d'identification	188
2.2.2	Résultats d'identification	190
2.3	Simulations des essais expérimentaux	191
2.3.1	Éprouvette de compression G1	192

2.3.2	Essais de flexion entaillée et non entaillée	194
2.4	Synthèse des modélisations	197
3	Extraction des ouvertures de fissure	197
3.1	Revue de la littérature	197
3.2	Présentation du modèle proposé	198
3.3	Application sur un cube	200
3.3.1	Éléments de modélisation	200
3.3.2	Résultats de modélisation	201
3.4	Post-traitement de la poutre G3	202
3.5	Synthèse sur la méthode développée	203
4	Synthèse	204
	Conclusion générale	205
	Perspectives	207
	A Présentation du matériau d'étude	209
1	Projet VeRCoRs EDF	209
2	Formulation du béton VeRCoRs	209
3	Protocole expérimental de fabrication	210
	Bibliographie	213

Table des figures

0.1.1	Ouvrages de génie civil	1
1.1.1	Échantillon des éprouvettes existantes (extrait de [Nouailletas, 2013])	7
1.1.2	Impact des conditions aux limites (adapté de [van Vliet, 2000])	8
1.1.3	Essai brésilien à la presse	10
1.1.4	Schéma de l'essai brésilien	10
1.1.5	Représentation schématique des essais de flexions 4 points (à gauche) et 3 points (à droite)	11
1.1.6	Résistance en traction en fonction de f_{cm} (extrait de [fib, 2013])	12
1.1.7	Comportement macroscopique du béton [van Mier, 2008]	13
1.1.8	Mise en évidence de l'effet unilatéral [Ramtani, 1990]	14
1.1.9	Méthodes de modélisation existantes (d'après [Michou, 2015])	16
1.2.1	Mécanismes de transport au sein du béton [Benboudjema, 2002]	26
1.2.2	Mécanismes de diffusion	28
1.2.3	Isothermes de désorption et d'adsorption [Baroghel-Bouny, 2007]	29
1.2.4	Évolution des isothermes de désorption avec la température [Hundt et Kantelberg, 1978]	30
1.2.5	Illustration de l'effet de structure inspiré de [Bažant et Chern, 1985]	32
1.3.1	Pression au sein des pores capillaires	38
1.3.2	Facteurs influençant le retrait final de dessiccation	41
1.3.3	Répartition numérique des contraintes au sein du matériau [Soleilhet <i>et al.</i> , 2017]	42
1.3.4	Évolution du retrait en fonction de l'humidité relative	43
1.3.5	Évolution de la valeur ultime du fluage spécifique en fonction du ratio e/c . Valeurs normées par la valeur obtenu pour un $e/c=0.65$. [Brooks, 2015] extrait de [Wagner, 1958]	49
1.3.6	Modèle rhéologique pour le fluage propre	50
1.3.7	Décomposition des déformations	51
2.1.1	Perméabilité relative à l'eau (2.1.13) pour différents n_k	61
2.1.2	Évolution du paramètre n_k en fonction de β d'après [Poyet <i>et al.</i> , 2016]	62
2.2.1	Géométries étudiées	65
2.2.2	Évolution des conditions imposées de la campagne 1	66
2.2.3	Évolution des conditions imposées de la campagne 2	67
2.2.4	Évolution des conditions imposées de la campagne 3	67

2.2.5	Stockage sur tasseaux de bois en salle régulée en hygrométrie et température	68
2.2.6	Évolution des pertes en masse de la géométrie G1	69
2.2.7	Évolution des pertes en masse de la géométrie G2	70
2.2.8	Évolution des pertes en masse de la géométrie G3	70
2.2.9	Évolution des pertes en masse de la géométrie G5	71
2.2.10	Évolution des pertes en masse en fonction des conditions imposées	72
2.2.11	Protocole expérimental de mesure de porosité apparente	73
2.2.12	Illustration du tronçonnage des éprouvettes de porosité dans les géométries G3 après essais mécaniques	74
2.2.13	Machine de sorption dynamique à la vapeur (extrait de [Poyet <i>et al.</i> , 2016])	77
2.2.14	Évolution de la teneur en eau	79
2.2.15	Évolution de la teneur en eau recalée	80
2.2.16	Isotherme de sorption pour la campagne 1 comparée à celle d'un béton de VeRCoRs différent (LML)	81
2.3.1	Illustration des problèmes en mécanique adaptée de [Pottier, 2010]	83
2.3.2	Illustration de la méthode FEMU	85
2.3.3	Influence du choix de la perturbation sur la stabilité du coefficient de sensibilité dans un problème de détermination de paramètres élastiques pour l'obtention des fréquences de résonance de poutres d'après [Lauwagie, 2005]	88
2.3.4	Sensibilité des paramètres du modèle de séchage au problème	89
2.3.5	Maillages des géométries séchantes	91
2.3.6	Données numériques à ré-identifier	92
2.3.7	Valeurs des paramètres de l'équation 2.1.10 pour les différentes identifications	94
2.3.8	Identification de h_{conv} sur la base expérimentale de [Carette <i>et al.</i> , 2016]	96
2.3.9	Résultats de simulation à humidité variable versus constante	98
2.3.10	Carte d'erreurs sur le champ d'humidité relative de la géométrie G1	99
2.3.11	Exemple de deux cas de convergence de l'identification	101
2.3.12	Isothermes de désorption identifiées	103
2.3.13	Identification des pertes en masse (méthode 1)	105
2.3.14	Comparaison des pertes en masse identifiées	106
2.3.15	Champ d'humidité relative après 70 jours de dessiccation	106
2.3.16	Champ d'humidité relatif après 70 jours de dessiccation	107
2.4.1	Pertes en masse moyenne de chaque géométrie	109
2.4.2	Évolution de la perte en masse en fonction de la racine carrée du temps divisée par les rayons équivalents	111
2.4.3	Pertes en masse moyenne de chaque géométrie	112
2.4.4	Pertes en masse moyenne « normée »	113
3.1.1	Dispositif de mesure de retrait de dessiccation	118
3.1.2	Mesures des conditions extérieures	119
3.1.3	Pertes en masse des éprouvettes de retrait	120
3.1.4	Retrait de dessiccation mesuré	121
3.1.5	Évolution du retrait total en fonction de la perte en masse	121

3.1.6	Comparaison de l'évolution du retrait de dessiccation entre les données expérimentales et les données VeRCoRs	123
3.1.7	Évolution des déformations de retrait sur éprouvettes VeRCoRs	124
3.1.8	Géométries et conditions aux limites du problème de retrait de dessiccation	125
3.1.9	Évolution de la perte en masse après 440 jours de dessiccation	126
3.1.10	Champ d'humidité relative après 70 jours de dessiccation dans la section $x=0,14$ cm	127
3.1.11	Évolution de l'humidité relative suivant le « rayon » de l'éprouvette après 70 jours de séchage	127
3.1.12	Retrait de dessiccation numérique en fonction des différents modèles	128
3.1.13	Endommagement après 200 jours de dessiccation dans le plan $x = 0,14$	130
3.1.14	Retrait de dessiccation pour deux profils hydriques	131
3.1.15	Comparaison de l'endommagement entre les deux profils au 200 ^e jour	131
3.1.16	Évolution de l'endommagement le long du « rayon », 0 étant la surface et 5 le cœur de l'éprouvette	132
3.2.1	Schéma rhéologique du modèle de fluage propre [Hilaire <i>et al.</i> , 2014]	133
3.2.2	Recueil de valeurs du coefficient λ_{fd} issu de la littérature d'après [Hilaire <i>et al.</i> , 2014]	134
3.2.3	Dispositif de mesure de fluage	135
3.2.4	Courbes brute des déformations différées après 380 jours	136
3.2.5	Courbes de fluage spécifique (chargement appliqué de 12 MPa)	137
3.2.6	Évolution du fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation	137
3.2.7	Identification de la courbe de fluage propre spécifique	138
3.2.8	Maillage support de l'identification du fluage de dessiccation	139
3.2.9	Prédiction des champs de dessiccation et de retrait	140
3.2.10	Identification de la courbe de fluage total	140
3.2.11	Géométrie du problème de fluage	141
3.2.12	Évolution du champ de retrait et de saturation	141
3.2.13	Évolution de σ_{xx} avec le temps.	142
3.2.14	Évolution de σ_{xx} en fonction du temps, à la surface en traits pointillés et en cœur de l'éprouvette en (traits pleins)	143
3.2.15	Comparaison de l'endommagement entre les deux profils	144
3.3.1	Partition des contraintes au sein du squelette solide	146
3.3.2	Évolution du paramètre de Biot en fonction du degré d'hydratation [Souyris, 2012]	147
3.3.3	Courbes caractéristiques sous différentes humidités relatives	148
3.3.4	Comportement traction / compression avec pression capillaire	149
3.3.5	Évolution de σ_{xx} en fonction du temps, à la surface en traits pointillés et en cœur de l'éprouvette en (traits pleins)	149
3.3.6	Comparaison de l'endommagement avec et sans prise en compte de la pression capillaire	150
3.4.1	Mécanismes moteurs de l'endommagement	152

4.1.1	Cadre d'expérimentation	155
4.1.2	Dispositif de compression uniaxiale	156
4.1.3	Essai de fendage	157
4.1.4	Dispositif de traction uniaxial sur éprouvette en forme d'os	158
4.1.5	Dispositif de traction uniaxial	159
4.1.6	Réalisation de l'entaille	160
4.1.7	Dispositif de marquage réalisé avant l'essai	161
4.1.8	Dispositif de flexion trois points (entaillée et non entaillée)	161
4.1.9	Dispositif de mesure de flèche et d'ouverture de fissure	162
4.1.10	Courbes contrainte-déformation en compression pour les différentes cam- pagnes expérimentales	165
4.1.11	Exemples d'essai de traction directe sur éprouvette en forme d'os de la cam- pagne 1	168
4.1.12	Courbes effort/déplacement pour les essais de flexion sur poutre non entaillée	169
4.1.13	Courbes effort/déplacement pour les essais de flexion sur poutre entaillée .	171
4.1.14	Évolution des valeurs relatives des paramètres investigués en fonction des conditions de dessiccation après 70 jours	174
4.1.15	Illustration de l'état de l'humidité au sein du matériau en fonction du temps à différents endroits de l'éprouvette (obtenus numériquement)	175
4.1.16	Évolution des valeurs relatives des paramètres investigués en fonction du temps de dessiccation	177
4.1.17	Évolution numérique des profils d'humidité en fonction du temps au sein des éprouvettes G3 de la campagne 1	178
4.1.18	Comparaison des courbes moyennes humides et séchantes pour les diffé- rentes campagnes et les différentes géométries	179
4.2.1	Couplage hydro-mécanique faible chaîné	181
4.2.2	État d'endommagement avant et après entaille	183
4.2.3	Équilibrage des contraintes : exemple de la contrainte normale (valeurs en [MPa])	183
4.2.4	Maillages des géométries mécaniques	184
4.2.5	Sensibilité des différents paramètres mécaniques en fonction des essais nu- mériques réalisés	185
4.2.6	Identification des courbes humides moyennes des différents essais méca- niques différentes géométries	186
4.2.7	Données de modélisation des essais de compression	188
4.2.8	Résultats mécaniques de la modélisation de compression	189
4.2.9	Prédictions des courbes contraintes-déformations pour les campagnes 2 et 3	190
4.2.10	Maillage des géométries de flexion : cas particulier de la poutre en flexion entaillé	190
4.2.11	Localisation de la fissuration représentée ici par le champ d'endommage- ment sur la géométrie entaillée	191
4.2.12	Prédictions des courbes forces-déplacements pour la campagne 2	192
4.2.13	Prédictions des courbes forces-déplacements pour la campagne 3	192

4.3.1	Illustration d'une courbe force-déplacement numérique	195
4.3.2	Maillage du cube pour application du post-traitement	196
4.3.3	Résultats mécaniques de la traction sur cube	197
4.3.4	Ouvertures de fissure en m suivant \vec{z} pour un cube soumis à la dessiccation : état pré-essai mécanique	198
4.3.5	Maillage du cube pour application du post-traitement	199
4.3.6	Champ d'endommagement après 70 jours de dessiccation ; seul les éléments présentant un endommagement supérieur à 0,6 sont affichés	199
A.2.1	Composition et courbes granulométriques du matériau VeRCoRs	206
A.3.1	Éprouvettes des différentes campagnes	207

Liste des tableaux

1.3.1 Synthèse des mécanismes de retrait inspiré de [Soroka, 1980]	40
2.1.1 Paramètres du modèle de dessiccation	64
2.2.1 Résultats de porosité, campagne 2	75
2.2.2 Porosité entre campagnes et entre géométries	76
2.2.3 Récapitulatif des valeurs de porosité des différentes campagnes	76
2.2.4 Point de l'isotherme mesuré par méthode gravimétrique	78
2.3.1 Paramètres du modèle de dessiccation	92
2.3.2 Valeurs des jeux de paramètres de départ et arrivée de l'identification	93
2.3.3 Paramètres du modèle de dessiccation identifiés	100
2.3.4 Identification paramètres hydriques par la méthode 1	102
2.3.5 Valeurs moyennes identifiées	102
2.3.6 Identification paramètres hydriques par la seconde méthode comparée à la première méthode	103
2.4.1 Facteurs de forme selon [RILEM, 1995]	108
2.4.2 Caractérisation géométrique des éprouvettes numériques	110
2.4.3 Caractéristiques géométriques des éprouvettes	110
3.1.1 Détermination des rayons équivalents des deux géométries	122
3.1.2 Paramètres matériau dessiccation (définis dans le chapitre 2)	126
3.1.3 Paramètres matériau du modèle de Mazars	128
3.1.4 Paramètres modèles de retrait de dessiccation avec le jeu de paramètres 1	129
3.2.1 Paramètres fluage propre	138
3.2.2 Paramètres de dessiccation VeRCoRs	139
3.2.3 Paramètres matériau de l'illustration	142
3.2.4 Paramètres matériau de fluage identifiés sur les données VeRCoRs	143
4.1.1 Valeurs en compression des contraintes maximales et des modules élastiques (toutes campagnes)	166
4.1.2 Valeurs de contraintes de traction maximales obtenues par essai de fendage en MPa	167
4.1.3 Valeurs de contraintes maximales en traction directe en MPa	168
4.1.4 Valeurs de contraintes maximales, de raideurs élastiques et d'énergies dissipées par la fissuration en flexion sur poutre non entaillée	170

4.1.5 Valeurs des contraintes maximales, raideurs élastiques et énergies dissipées par la fissuration des éprouvettes entaillées sur 20 % de leur hauteur	172
4.1.6 Mesures ultrasonores sur les éprouvettes de flexion 10x10x84 cm pour les campagnes 2 et 3	173
4.2.1 Paramètres mécaniques du modèle de Mazars modifié identifiés pour les différentes campagnes	187
4.3.1 Paramètres matériau du modèle de <i>Mazars régularisé</i> pour la traction sur le cube	196
4.3.2 Tableau comparatif des méthodes	197
A.3.1 Caractéristiques du matériaux à l'état frais	207

Introduction

1 Contexte

Les matériaux cimentaires sont les plus utilisés dans les ouvrages de génie civil. Leurs faibles coûts, la facilité de mise en œuvre, combinés à leur bonne résistance en compression les placent en bonne position, que ce soit dans les domaines de l'habitation, des transports ou bien encore de l'énergie où ils sont utilisés massivement. Dans ces diverses utilisations, ils doivent faire face à des environnements variés et parfois agressifs. Aujourd'hui, pour des raisons économiques mais également écologiques, la durée de vie des ouvrages est amenée à être rallongée. Pour répondre à ces enjeux de durabilité, qui sont dans le cadre des matériaux cimentaires étroitement liés à la fissuration, il est nécessaire de mieux caractériser et prendre en compte la fissuration qui se développe dans les différents ouvrages. En effet, la fissuration entraîne des problèmes de résistance en tout premier lieu, mais pas uniquement. Ces ouvertures, outre le fait qu'elles représentent des défauts esthétiques, sont des chemins privilégiés pour les agents agressifs impactant la durabilité du matériau.



FIGURE 0.1.1 – Ouvrages de génie civil

La fissuration des matériaux quasi-fragiles, et notamment des bétons, est un phénomène complexe à déterminer. Outre les difficultés d'ordre technique, la présence de phénomènes (thermiques, hydriques, chimiques ou bien encore mécaniques) fortement couplés rend la tâche ardue. De plus, la fissuration intervient à tous les stades de la vie d'un ouvrage et est dépendante de facteurs inhérents à la formulation mais également à la géométrie, aux méthodes de mise en œuvre, au milieu environnant, à la période de cure. Dans le cas où les déformations

généralisées seraient restreintes, de la fissuration se développerait. Les pathologies relatives à la restriction des déformations au jeune âge sont d'importances majeures dans le cadre des bétons à faibles e/c. Lorsque l'on s'intéresse aux comportements à long terme de bétons standards, ces déformations peuvent être négligées. Si on s'intéresse à la vie d'un ouvrage et qu'on étudie les structures dans leurs environnements, on constate que tous les ouvrages échangent avec leur milieu ambiant et sèchent. En fonction de la taille des ouvrages, le séchage est plus ou moins uniforme au sein du matériau. Ce constat va entraîner des gradients d'humidité provoquant un retrait de dessiccation différentiel. Combinée à cela, l'hétérogénéité du matériau va engendrer des différences de retrait entre la pâte de ciment et les granulats, qui eux sont quasi-inertes vis-à-vis du séchage. Tout cela va créer un état de contrainte induit et de la micro-fissuration en sein du matériau. Ainsi, la présence de ce chargement hydrique impacte avant même un chargement de service, le comportement mécanique et les résistances de l'ouvrage. Dans ce processus, différents phénomènes entrent en ligne de compte : certains sont bénéfiques comme la présence de la pression capillaire, d'autres négatifs, comme les gradients d'humidité relative qui génèrent du retrait et des incompatibilités entre la pâte et les granulats. Dans certains cas (durabilité, étanchéité), ce phénomène de micro-fissuration peut-être d'une importance majeure.

Dans ce cadre, l'objectif du travail présenté est de prendre en compte le couplage entre le comportement mécanique et l'évolution hydrique en créant un cadre de modélisation prédictif. Conventionnellement, lorsque les propriétés, comportement mécanique du béton, sont caractérisées ou simulées, les contraintes internes ne sont pas considérées et les phénomènes de dessiccation ne sont pas pris en compte. Bien qu'il semble remarquable, l'impact du séchage et de la micro-fissuration sur les propriétés mécaniques n'est pas beaucoup étudié. De plus, les résultats expérimentaux de la littérature sont parfois contradictoires. Ainsi, le travail proposé s'intéresse d'une part à la caractérisation expérimentale de l'impact de la dessiccation et d'autre part à la réalisation d'un cadre de modélisation hydro-mécanique.

2 Démarche

Pour répondre à l'objectif fixé, qui est d'élaborer un cadre de modélisation permettant de prendre en compte la dessiccation dans le comportement mécanique, il est nécessaire de bien caractériser dans un premier temps le comportement hydro-mécanique dans le cas de sollicitations simples pour pouvoir ensuite être capable de le modéliser. En effectuant une revue de la littérature, on constate une forte disparité des résultats obtenus. Ainsi, la démarche entreprise dans ces travaux est de réaliser des essais expérimentaux pour obtenir une base expérimentale la plus riche possible et sur laquelle les différentes données ont été contrôlées. Le choix du matériau d'étude s'est porté sur le béton VeRCoRs sur lequel un grand nombre de données complémentaires sont disponibles par ailleurs. Ce choix est un réel atout dans le cadre d'une thèse puisqu'il permet d'avoir accès à des informations telles que le comportement sous charge constante sans avoir à effectuer les essais.

Une fois la caractérisation réalisée, une proposition d'un cadre de modélisation hydro-mécanique calibré sur la base des données recueillies et les données VeRCoRs disponibles,

sera proposé. Le couplage entre la modélisation hydrique et mécanique sera mis en place et validé par rapport aux données expérimentales. Finalement, la fissuration issue du modèle continu utilisé sera caractérisée, pour à terme, réaliser des calculs de transferts tenant compte de l'historique de chargement hydrique.

3 Plan du manuscrit

Le manuscrit proposé s'intéresse à l'étude de l'impact de sollicitations hydro-mécaniques. Après une présentation du contexte, la démarche scientifique empruntée durant cette thèse est exposée. Cela réalisé, les chapitres composant le corps de la thèse sont développés.

Le premier chapitre est ainsi orienté vers l'état de l'art du comportement hydro-mécanique des matériaux cimentaires. Un rappel sommaire des principales caractéristiques du comportement mécanique suivi de la présentation de la dessiccation des matériaux cimentaires sont réalisés. Finalement le comportement différé est illustré.

Le second chapitre s'intéresse lui, à la dessiccation des matériaux investigués. L'objectif final étant d'obtenir un cadre de modélisation prédictif permettant d'obtenir l'état hydrique du matériau. Pour ce faire le modèle de séchage inspiré des travaux de [Mainguy, 1999] et implémenté par [Hilaire, 2014] a été utilisé. Les paramètres du modèle ont été déterminés par une méthode de recalage de modèle développée dans le cadre de la thèse. Cette méthode couplée à la base expérimentale, investiguant la perte en masse d'échantillons de laboratoire, leurs porosités et leurs isothermes de sorption, permet de déterminer les profils hydriques des échantillons. Ces derniers ont ensuite pu être discutés.

Une fois l'état hydrique défini, le troisième chapitre s'intéresse à la prédiction de l'état de contrainte interne induit par la dessiccation. Le retrait de dessiccation est caractérisé par le biais de différents modèles de la littérature. L'impact du profil hydrique d'entrée est également investigué. Par la suite, les mécanismes de fluage et la prise en compte de l'apport bénéfique de la pression capillaire sont développés.

Finalement, l'état de contrainte induit est pris en compte dans le dernier chapitre pour étudier l'impact de la dessiccation sur le comportement mécanique et la fissuration. Les résultats mécaniques expérimentaux sont présentés et analysés pour observer l'impact des conditions hydriques et du temps de conservation, ainsi que l'impact de la dessiccation sur différents essais standards. Cette étude sera poursuivie par la modélisation des essais expérimentaux en tenant compte des différents travaux menés dans les chapitres précédents. Enfin, un modèle d'extraction de fissure sur une base d'un modèle continu régularisé en énergie de fissuration sera proposé.

Pour terminer ce manuscrit, une conclusion générale sur les différentes parties présentées sera dressée, ainsi que des perspectives ouvertes par le travail mené.

Chapitre 1

État de l'art sur le comportement hydro-mécanique des matériaux à matrice cimentaire

Dans ce premier chapitre, un bilan des connaissances actuelles du comportement hydro-mécanique des matériaux cimentaires est effectué. Une investigation du comportement mécanique est menée comprenant la caractérisation du comportement expérimental et les méthodes de modélisation. Puis les phénomènes de dessiccation et les mécanismes associés sont étudiés. Enfin, une conclusion sur le choix des axes principaux de travail est tirée.

Sommaire

1	Comportement mécanique statique	7
1.1	Caractérisation du matériau : aspects expérimentaux	7
1.2	Dissymétrie du comportement	14
1.3	Effets unilatéraux	15
1.4	Effet d'échelle	16
1.5	Modélisation du matériau béton	17
1.6	Synthèse	25
2	Dessiccation des matériaux cimentaires	26

2.1	Structure poreuse du béton	26
2.2	Mécanismes physiques des transferts en milieu poreux	27
2.3	Interaction dessiccation fissuration	32
2.4	Modélisation de la dessiccation des bétons	35
3	Comportement mécanique différé	38
3.1	Le retrait de dessiccation	39
3.2	Le fluage	48
4	Synthèse de l'état de l'art	57

1 Comportement mécanique statique

1.1 Caractérisation du matériau : aspects expérimentaux

Le comportement macroscopique du béton est étudié à travers différents essais de caractérisation et de rupture. La réalisation de ces essais et l'étude de la réponse macroscopique permet de déterminer différents paramètres de modèle du matériau : le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , les résistances maximales f_c à la compression et f_t à la traction et les différentes énergies dissipées.

1.1.1 Essai de compression

L'essai de compression est probablement l'essai le plus répandu dans la caractérisation des matériaux à matrice cimentaire. Régi par la norme [NF-EN-12390-2, 2012], l'essai de compression est réalisé dans le cadre de tout projet de construction. Présentant une résistance à la compression proportionnelle au rapport eau sur ciment (d'après la loi de Feret), il est fortement influencé par les conditions de cure [Popovics, 1986]. D'autre part, la taille, la géométrie de l'éprouvette et les conditions d'essais influent sur les résultats obtenus en modifiant l'impact du freinage et l'état de multi-axialité du chargement. La résistance en compression obtenue aura tendance à diminuer avec l'augmentation de l'élancement des échantillons testés. C'est pourquoi, la norme préconise en France un élancement de deux entre le diamètre et la hauteur de l'éprouvette.

De plus, le béton est un matériau qui présente un comportement visqueux. Il est donc nécessaire, pour pouvoir comparer les résultats entre eux, d'imposer un chargement en rapport avec l'éprouvette testée, soit :

- $\dot{\sigma} \in [0, 2; 1, 0] \text{ MPa s}^{-1}$ en contrainte ;
- $\dot{\epsilon} = 1,65 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ en déformation imposée.

Finalement, la contrainte à rupture f_c correspond à la contrainte pour l'effort maximal F_{max} et s'obtient par le biais de l'équation 1.1.1.

$$f_c = \frac{F_{max}}{S_{épr}} \quad (1.1.1)$$

1.1.2 Essai de traction

1.1.2.1 Essai de traction directe

La manière la plus intuitive pour obtenir la résistance en traction est de réaliser un essai de traction directe. Néanmoins, la difficulté de réalisation de l'essai limite souvent son utilisation à un cadre de recherche. [van Mier, 2002] recense les différentes difficultés rencontrées dans la mise en place d'un essai de traction directe sur un matériau cimentaire. Parmi celles-là, on trouve la géométrie des éprouvettes testées, le mode de fixation, le type de conditions aux limites imposées ainsi que les méthodes de pilotage et de mesure. Il faut ainsi garder à l'esprit

que certains choix expérimentaux conditionnent les résultats de caractérisation mesurés [van Mier et Mechtcherine, 2007].

Géométrie des éprouvettes : Le béton est un matériau présentant une forte hétérogénéité, il est difficile de maintenir une sollicitation uniaxiale constante lors de la localisation de la fissuration. De plus, pour l'exploitation de l'essai, il est nécessaire de connaître celle-ci afin d'en mesurer l'ouverture. On trouve dans la littérature 3 principales formes d'éprouvettes résumées sur la figure 1.1.1

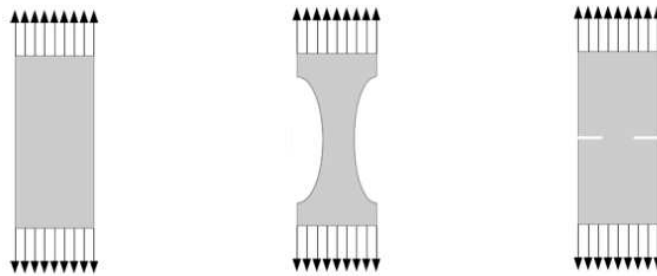


FIGURE 1.1.1 – Échantillon des éprouvettes existantes (extrait de [Nouailletas, 2013])

Les éprouvettes à sections constantes sont souvent de forme prismatique ou cylindrique [Terrien, 1980]. Sans plus de précautions, ces configurations sont rarement mis en place. La localisation de la fissuration n'étant pas imposée par la géométrie, des instabilités voire des ruptures au droit des liaisons avec la machine peuvent apparaître. Pour se prémunir de cela, une entaille de l'ordre de 5 mm d'épaisseur est généralement réalisée [Labuz *et al.*, 1985, Cornelissen *et al.*, 1986, O. Nouailletas, 2015]. La profondeur de l'entaille varie du vingtième au quart de sa largeur [Nouailletas, 2013]. Cette méthode, bien qu'assurant la localisation, introduit des biais dans l'essai et peut conduire à surestimer la résistance obtenue.

Dans le cas de la configuration avec section variable [Brooks et Neville, 1977, Reinhardt et Rinder, 2006, Wille *et al.*, 2014], la localisation intervient grâce à la réduction de section. Cette configuration est directement inspirée de celle utilisée pour les matériaux homogènes comme l'acier. Cependant, dans le cas de matériaux hétérogènes, la localisation forcée par la réduction de section n'est pas forcément vérifiée. Il peut y avoir une rupture en dehors de la zone de localisation due aux caractéristiques locales du matériau. De plus, la réalisation d'éprouvette en forme de « *dogbone* » nécessite l'usinage de coffrages spécifiques plus ou moins complexes.

Mode de fixation des éprouvettes : La fixation de l'éprouvette au dispositif d'essai est un point prépondérant. De la même manière que la géométrie va influencer la répartition des contraintes, le mode de fixation va avoir un effet sur la transmission des efforts et sur l'homogénéité de la sollicitation. On retrouve principalement deux grandes catégories de mode de fixation dans la littérature. La fixation mécanique [Labuz *et al.*, 1985, Gopalaratnam *et*

[Surendra, 1985, Wille *et al.*, 2014], qui consiste à placer les extrémités de l'échantillon dans des mors, qui le serrent avec une intensité croissante. Et la fixation par scellement chimique [Reinhardt, 1984, Casanova, 1995, O. Nouaillietas, 2015], qui implique la mise en place, entre des plateaux reliés à la machine et l'échantillon, d'une colle ou d'un scellement. Il est aussi possible de trouver une combinaison des deux techniques qui consiste alors soit à sceller des casques sur les têtes des éprouvettes [Wille *et al.*, 2014], soit à noyer des éléments dans l'éprouvette [Akita *et al.*, 2003, Alhussainy *et al.*, 2016]. La deuxième technique demande cependant une précision géométrique importante lors de la réalisation des éprouvettes.

Conditions aux limites : Les conditions aux limites de l'essai sont un point essentiel de l'essai de traction directe. Elles conditionnent directement les résultats obtenus. Il existe trois principaux choix possibles : des conditions aux limites encastées, des conditions rotulées ou des conditions mixtes. Sur la phase élastique l'influence d'un de ces choix va être négligeable. Néanmoins, dès que cette phase est dépassée et qu'il y a une localisation, la non uniformité de cette fissuration le long de la section engendre une rotation de l'échantillon. Cette dissymétrie entraîne une diminution de l'effort de traction et une flexion parasite qui peut être ou ne pas être transmise suivant le type de conditions aux limites.

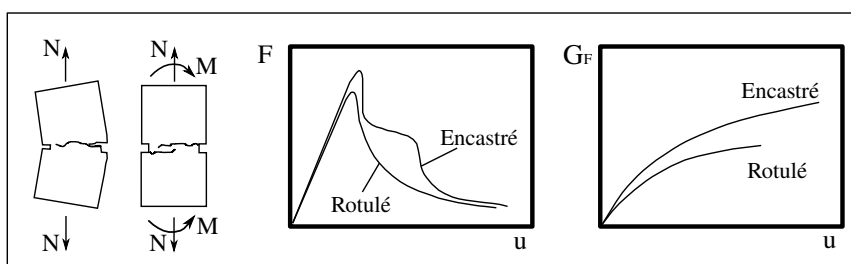


FIGURE 1.1.2 – Impact des conditions aux limites (adapté de [van Vliet, 2000])

La figure 1.1.2 illustre plusieurs points importants. Si on s'intéresse à la propagation de la fissuration le long de la section de l'éprouvette, on constate que dans le cas d'un essai bi-encasté, la fissure s'initie d'un côté de l'éprouvette. Cette localisation va engendrer une flexion parasite amenant l'ouverture d'une seconde fissure du côté opposé. Dans le cas rotulé, la flexion n'est pas transmise et seule une fissure se propage à travers l'éprouvette. Cette spécificité se retrouve sur le résultat d'énergie dissipée. On observe une augmentation du taux de fissuration dans le cas encasté, qui amène à une augmentation d'approximativement 40 % de l'énergie dissipée [van Vliet, 2000]. On observe également une différence au pic d'effort. [van Vliet, 2000] associe cet écart à une localisation forcée induite par les conditions aux limites. À l'inverse du cas encasté, dans le cas rotulé la rupture intervient dans la zone la plus faible.

Limites de l'essai : La validité des résultats obtenus au cours de l'essai de traction directe est soumise directement à la précision des facteurs suivants :

- pour avoir une sollicitation de traction la plus uniforme possible, il est important d'avoir un bon alignement de l'éprouvette lors du montage. En effet, il est connu que la charge

de traction diminue avec l'excentricité [Zhou, 1988]. Cependant, une certaine excentricité, due à la structure hétérogène même du béton, est présente lors de l'essai. Plus le matériau sera hétérogène, plus l'excentricité due au montage deviendra négligeable. Ajouter à cela le bon niveau d'alignement des machines récentes, il est possible de considérer que l'alignement n'est pas l'élément le plus difficile à contrôler ;

- l'interface colle/éprouvette est un point important de l'essai. La colle transmet les efforts entre le plateau de chargement et l'éprouvette. Elle est soumise aux différences de déformations dues à l'écart des paramètres élastiques (E , ν) entre les plateaux et le matériau testé. Si on combine à cela une éventuelle non-uniaxialité du chargement, des ruptures au droit de la colle peuvent apparaître ;
- lorsque la charge maximale admissible est dépassée au cours de l'essai, il est possible d'observer des petites bifurcations lors de l'ouverture des fissures. Ces bifurcations mènent à un champ de déformation non homogène générant un moment. Cela se traduit généralement par un saut sur la courbe force/déplacement. Ce moment va amener la création d'une seconde zone de fissuration. Ainsi, lorsque cette flexion parasite se met en place, la densité de fissures augmente dans le cas d'une éprouvette encastree. En revanche, elle n'est pas transmise dans le cas rotulé ;
- finalement, il est important d'avoir un pilotage lors de l'essai qui permet de garder une réponse stable de l'éprouvette. Il est nécessaire d'avoir une déformation continuellement croissante. Lors de la phase d'adoucissement, si σ et ϵ chutent, des phénomènes de « *snap-back* » peuvent apparaître. Ces phénomènes se créent lorsque l'énergie élastique de l'échantillon est relâchée dans les zones autres que la zone de fissure. Il est donc important de contrôler la quantité d'énergie élastique disponible. Pour cela, trois paramètres sont à notre disposition : la longueur de l'éprouvette, la limite élastique du matériau et son module de Young. Comme le matériau est fixé, il n'est possible que de diminuer la taille de l'échantillon, tout en conservant un VER¹, pour réduire l'énergie élastique et limiter les « *snap-back* ».

1.1.2.2 Essai de traction indirecte

Devant les difficultés rencontrées à la réalisation des essais de traction directe, des essais alternatifs ont été proposés.

Essai de fendage : Présenté pour la première fois en 1943 par Fernando Carneiro [Carneiro et Barcellos, 1953], l'essai brésilien répond aux difficultés éprouvées pour obtenir la résistance du béton en traction. Son utilisation s'est aujourd'hui généralisée, essentiellement dû à sa simplicité de mise en oeuvre. Il est en outre encadré par différentes normes et notamment la norme [NF-EN-12390-6, 2012].

Lors de l'essai (figure 1.1.3), une éprouvette cylindrique est comprimée le long de deux génératrices diamétralement opposées à une vitesse de montée en charge définie par la norme. Le matériau présentant un comportement élastique linéaire, une contrainte de traction presque

1. Volume Élémentaire Représentatif



FIGURE 1.1.3 – Essai brésilien à la presse

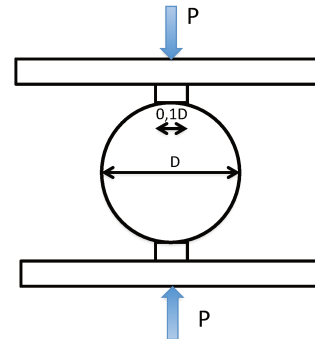


FIGURE 1.1.4 – Schéma de l'essai brésilien

uniforme se développe le long du plan de chargement menant à la ruine. La résistance de l'éprouvette ainsi sollicitée est donnée par la formule 1.1.2, développée sous la théorie du contact de Hertz, avec F_{max} [kN] l'effort à rupture, D [cm] le diamètre de l'éprouvette et L [cm] la longueur de la génératrice.

$$f_{t,sp} = \frac{20F_{max}}{\pi DL} \quad (1.1.2)$$

Les résultats en fendage sont dépendants du type d'éprouvette, tant en termes de taille, de forme [Rocco *et al.*, 1999b] ou des appuis. Cependant, tant que les appuis sont assez fins, ces effets sont négligeables dans le cadre d'essais de laboratoire [Rocco *et al.*, 1999a]. On note une faible influence des conditions de cure des éprouvettes puisque les contraintes ultimes agissent loin des surfaces impactées par ces phénomènes [Hilsdorf, 1995]. Ces différentes conditions permettent de relever des données moins dispersées en comparaison aux autres méthodes.

Enfin, dans le cas d'un essai de fendage, une forte contrainte de compression peut se développer au droit du chargement. Il est donc nécessaire, pour que la rupture s'effectue en traction et non pas en compression, que la limite d'élasticité en traction du matériau considéré soit au moins trois fois plus faible que celle en compression soit $3f_{t,sp} < f_c$.

Essais de flexion : Une alternative aux essais présentés ci-avant pour obtenir la résistance en traction sont les essais de flexion. Les résistances mesurées par ce type d'essais sont généralement supérieures aux deux autres méthodes. Régi par la norme [NF-EN-12390-5, 2012], le principe est de générer de la traction au sein de l'éprouvette par un chargement de flexion. Il existe principalement deux types d'essais de flexion : l'essai de flexion trois points ou l'essai de flexion quatre points. Comme le schématise la figure 1.1.5, les noms des deux essais proviennent des conditions aux limites appliquées. La vitesse de chargement en contrainte doit être comprise entre [0,04 ; 0,06] MPa.s⁻¹.

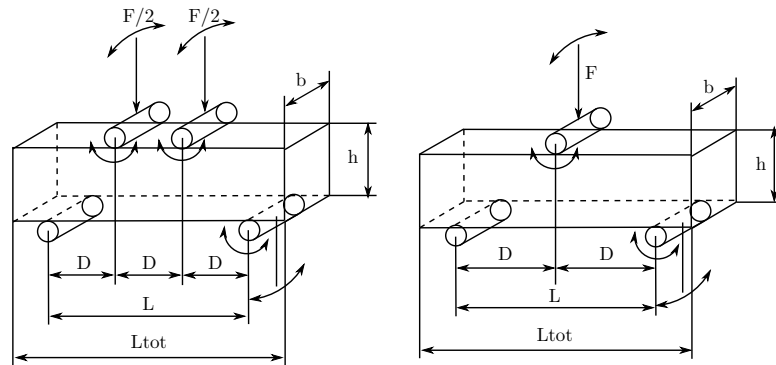


FIGURE 1.1.5 – Représentation schématique des essais de flexions 4 points (à gauche) et 3 points (à droite)

La résistance en traction s'obtient finalement par la formule 1.1.3 pour la flexion 4 points et 1.1.4 pour la flexion 3 points.

$$f_{t,fl} = \frac{F_{max}L}{b \times h^2} \quad (1.1.3)$$

$$f_{t,fl} = \frac{3 F_{max}L}{2 b \times h^2} \quad (1.1.4)$$

Dans les deux cas, F_{max} représente l'effort maximal en [N], b et h respectivement la base et la hauteur des éprouvettes en [m] et L la portée entre appuis en [m].

L'essai de flexion 3 points permet une meilleure localisation de la fissuration. Néanmoins, dans la détermination de la résistance en traction, la localisation de l'endommagement favorise la surestimation de l'effort maximum atteint. Il est donc possible d'obtenir des résistances mécaniques surestimées par ce biais. A contrario, la flexion 4 points ne localise pas l'endommagement. La rupture s'opère dans une zone comprise dans le tiers central de l'éprouvette, offrant une probabilité plus importante d'atteindre le maillon le plus faible. Dans le cas où un contrôle fin de la zone de fissuration est nécessaire, ce type d'essai n'est pas envisageable.

Les essais de flexion sont particulièrement sensibles aux conditions d'essais. Qu'il s'agisse de la géométrie, des conditions de cure ou bien encore de montage (flexion 3 points, 4 points), les résultats relevés peuvent présenter de fortes variabilités [fib, 2013]. De plus, le faible élanement des éprouvettes peut rendre les essais de flexion 3 points plus sensibles au cisaillement.

Autres essais : Il existe d'autres types d'essais de traction indirecte. Parmi ceux-ci, on peut citer l'essai de fendage par enfoncement d'un coin² [E.Brühwiler, 1990]. Il s'agit d'un autre essai indirect couramment utilisé dans le cadre de la caractérisation des processus de rupture dans les matériaux à matrice cimentaire.

Limites des essais indirects : Les méthodes indirectes de caractérisation des propriétés en traction des bétons sont de bonnes alternatives à la complexité d'un essai de traction directe. Cependant, certains biais sont introduits en utilisant de telles méthodes. En imposant un état de

2. Wedge Splitting *et al*; Test en anglais.

contrainte non-uniforme, on ajoute aux fluctuations d'état de contrainte dues aux hétérogénéités du matériau, celle du chargement créant par la même des gradients locaux [van Mier, 2002]. En fonction du type de matériau (gros granulats, porosité), ces gradients peuvent influencer les résultats obtenus. Dans le cas de la flexion, ces gradients sont d'importances majeures. De plus, l'influence du poids propre peut entraîner une perte de contrôle lorsque le ligament sollicité devient fin. Il devient nécessaire de prendre en compte cette influence en réalisant des corrections, notamment dans la détermination de l'énergie de fissuration par exemple. Enfin, l'avantage même de ces essais indirects, à savoir la localisation de la fissuration, peut générer des surestimations des propriétés matériaux, en forçant la fissuration dans une zone qui n'est pas forcément la plus faible.

1.1.2.3 Effets de la méthode de caractérisation sur la résistance en traction

On remarque expérimentalement que la méthode de caractérisation de la résistance en traction va fortement influencer sur les résultats mesurés. La figure 1.1.6 présente une revue de différents essais de la littérature (compilés dans [fib, 2013]).

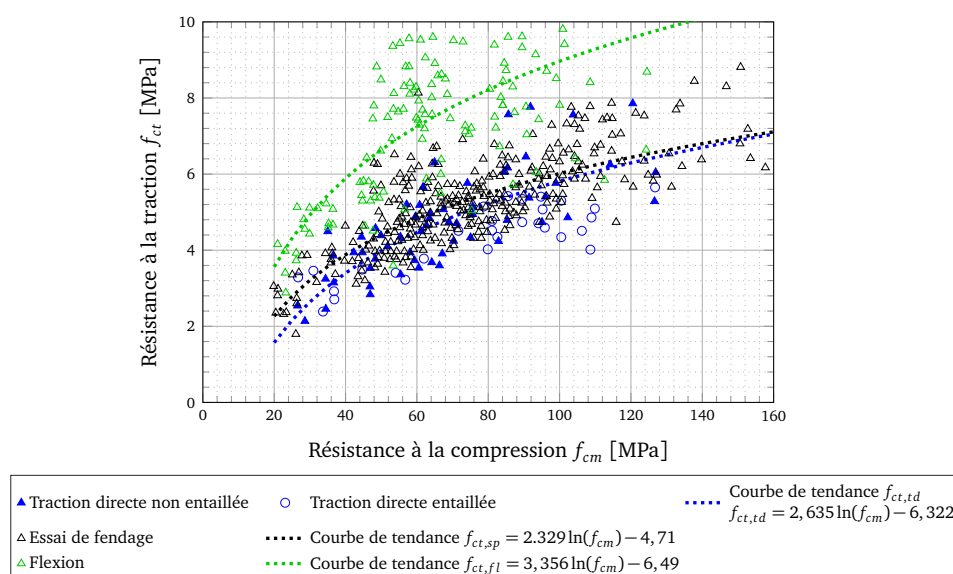


FIGURE 1.1.6 – Résistance en traction en fonction de f_{cm} (extrait de [fib, 2013])

En première lecture, on constate de manière globale que plus le béton présente un résistance moyenne à la compression f_{cm} importante, plus il est résistant en traction. Si on particularise les types d'essais et qu'on se place à résistance moyenne en compression constante, on remarque que les essais de traction non entaillés présentent globalement une meilleure résistance en traction que les essais entaillés.

Si on poursuit, et que l'on met en perspective l'essai de fendage et l'essai de traction directe, les données ainsi que les courbes de tendances mettent en lumière la concordance des résultats. Un léger écart s'observe pour les faibles résistances moyennes en compression mais

cela s'atténue ensuite. La relation 1.1.5, extraite de [fib, 2013], lie la résistance à la traction obtenue par fendage $f_{t,sp}$ et la résistance en traction moyenne f_{ctm} .

$$f_{ctm} = A_{sp} f_{t,sp} \quad \text{avec} \quad A_{sp} = 1 \quad (1.1.5)$$

Pour finir, si on analyse les résultats de flexion, on constate que les résistances obtenues sont de manière générale plus élevées. On constate aussi la forte dispersion des résultats. Pour estimer la résistance moyenne à la traction, la formule 1.1.6, extraite de [fib, 2013], lie la résistance en flexion à un coefficient A_{fl} .

$$f_{ctm} = A_{fl} f_{t,fl} \quad \text{avec} \quad A_{fl} = \frac{\alpha_{fl} \times h_b^{0,7}}{1 + \alpha_{fl} \times h_b^{0,7}} \quad (1.1.6)$$

h_b représentant la largeur de la poutre en [mm] et α_{fl} un coefficient matériau pris égal à 0,6.

1.2 Dissymétrie du comportement

Contrairement à des matériaux comme l'acier, le béton présente une dissymétrie de comportement entre traction et compression. Bien que la micro-structure d'un matériau soit généralement isotrope (aucune orientation privilégiée), cette différence de comportement est observée expérimentalement. Classiquement, le rapport entre la résistance en compression f_c et la résistance à la traction f_t est de l'ordre de 10 (voir figure 1.1.6) pour un béton ordinaire.

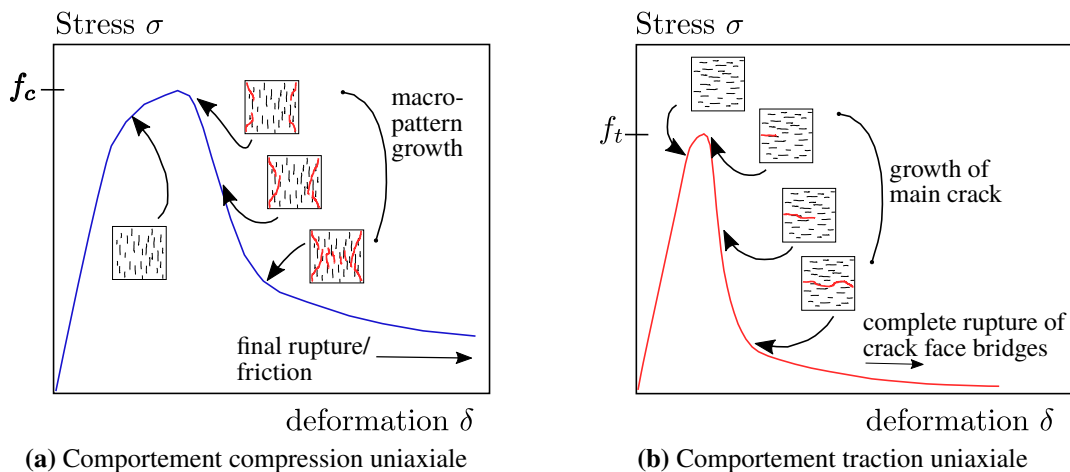


FIGURE 1.1.7 – Comportement macroscopique du béton [van Mier, 2008]

Ce n'est cependant pas la seule différence. Les figures 1.1.7 mettent en lumière la réponse du matériau suivant les deux types de sollicitation. En compression (figure 1.1.7a), une première phase linéaire est observée, puis des non-linéarités apparaissent. Par effet Poisson, une décohésion de la pâte et des granulats s'initie, entraînant une micro-fissuration parallèle au sens de chargement. Le module tangent commence à diminuer puis un phénomène de dilatance se met en place (le volume apparent de l'éprouvette augmente). Avec le passage du

pic de contrainte, les fissures coalescent pour initier plusieurs macro-fissures. À partir de ce moment, une phase adoucissante ductile se développe.

En ce qui concerne la traction uniaxiale (figure 1.1.7b), les différentes phases sont sensiblement similaires jusqu'au pic. Néanmoins, l'apparition de la micro-fissuration se fait orthogonalement à la direction de chargement. Cet aspect va conditionner toute la phase post-pic du matériau. En effet, juste après le pic de contrainte, une micro-fissuration concentrée génère une localisation des déformations qui amène une macro-fissure. La propagation de cette dernière est légèrement ralentie par les inclusions rigides (granulats).

Cette différence de comportements s'explique essentiellement par les mécanismes qui se développent. Dans le cas de la compression, la fissuration n'est pas directe mais induite par le chargement. Elle se propage co-linéairement à la direction de chargement influençant moins le comportement [Vassaux, 2015]. De plus, la compaction de la porosité du matériau apporte un comportement plus ductile. En traction, le comportement adoucissant du matériau résultant de la localisation des déformations est le phénomène majeur qui doit être pris en compte dans la modélisation [Torrenti, 1993].

1.3 Effets unilatéraux

Initialement mis en évidence par Terrien [Terrien, 1980] puis confirmé par Ramtani [Ramtani, 1990], l'effet unilatéral est le phénomène de reprise de raideur observé lors d'un passage en compression après un premier chargement de traction endommageant (figure 1.1.8). Cette reprise de rigidité résulte de la remise en contact des surfaces de fissures lors du déchargement. Préalablement réduite par l'endommagement en traction, la surface de matériau apte à transmettre les sollicitations tend à revenir à sa valeur initiale lorsque le matériau est dans un premier temps déchargé puis ensuite comprimé.

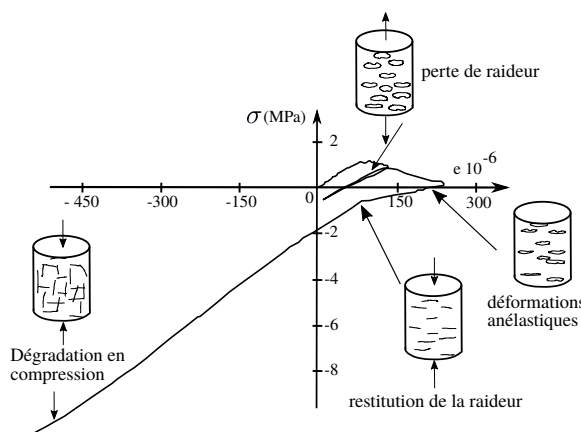


FIGURE 1.1.8 – Mise en évidence de l'effet unilatéral [Ramtani, 1990]

Conjointement à cela, des déformations résiduelles sont observables. Cet aspect est attribué aux incompatibilités géométriques entre deux lèvres des fissures développées. La refermeture

totale des fissures, impliquant une réversibilité des déformations résiduelles, s'observe alors pour des contraintes non nulles.

1.4 Effet d'échelle

Les expériences réalisées dans le cadre d'un laboratoire sont toujours limitées par la taille et les capacités des machines d'essais. L'expérimentation montre que les caractéristiques obtenues à l'échelle d'un échantillon de laboratoire ne sont pas directement transposables aux structures : c'est le phénomène d'effet d'échelle. En d'autres termes, les caractéristiques ainsi que les variabilités obtenues, varient avec le volume étudié [Bažant, 1999]. Sous des sollicitations uniaxiales (traction ou compression), la contrainte nominale diminue avec l'augmentation de la taille de la structure étudiée [Neville, 2008]. À l'origine des effets d'échelles, plusieurs facteurs peuvent être avancés. Parmi ceux-ci, on trouve les effets de paroi pour les spécimens de faibles tailles, le ratio entre la taille de l'éprouvette et le diamètre maximal des granulats [Rossi *et al.*, 1994] ou bien encore les contraintes résiduelles d'origine hydrique [van Mier, 2000] ou thermique.

Dans la littérature, on observe deux principales explications à l'effet d'échelles. La première explique l'effet d'échelle par des raisons purement probabilistes : à l'échelle des grains, le matériau n'est pas homogène. Il est la somme de petits défauts créés par les vides de porosité, les micro-fissures ou bien des défauts. Lors du chargement, la déformation se localise dans ces zones singulières. Ainsi, plus le volume de matériau est important, plus la probabilité d'avoir des zones singulières est importante. Ce postulat est à l'origine des théories statistiques telles que la loi de Weibull, plus communément appelée « la théorie du maillon faible ». Néanmoins, cette explication n'est pas totalement applicable dans le cas des matériaux quasi-fragiles comme le béton [Carpinteri, 1994]. Ce qui nous amène à une deuxième explication, qui elle est déterministe : Bazant [Bažant et Planas, 1997] considère que l'effet d'échelle n'est pas piloté par des considérations probabilistes mais par le rapport entre la FPZ³ (zone de processus de fissure) et la taille de la structure D . Ainsi, cet effet d'échelle est expliqué par la mécanique linéaire élastique de la rupture.

Quand la redistribution des contraintes et les non-linéarités des déformations jouent un rôle mineur, les effets purement statistiques peuvent seulement être pris en compte. Dans le cas contraire, les effets énergétiques déterministes ne sont pas à négliger [van Mier, 2000].

Dans le cadre de cette étude, l'effet d'échelle sera pris en compte en suivant les recommandations de [CEOS.fr, 2015]. La résistance moyenne à la traction de la structure étudiée f_t^{struc} est donnée par :

$$f_t^{struc} = f_t^{ref} \left(\frac{V_{ref}}{V_{struc}} \right)^{1/k} \quad (1.1.7)$$

avec V_{ref} le volume en traction de l'éprouvette de référence, V_{struc} le volume en traction de la structure et k l'exposant de Weibull (1.1.8) fonction de f_{cm} la résistance à la compression moyenne.

$$k = (0,25 - 3,6^{-3} f_{cm} + 1,3^{-5} f_{cm}^2)^{-1} \quad (1.1.8)$$

3. Fracture Process Zone.

1.5 Modélisation du matériau béton

L'utilisation massive du matériau béton a très vite amené à des questions de modélisation des structures. Face à cela, le modélisateur est confronté à des choix qui ont des conséquences sur les résultats. En tout premier lieu, il est nécessaire de définir l'objectif de la modélisation. Mener un calcul de structure avec un grand nombre de DDL⁴, couplé à une description fine des mécanismes et du processus de fissuration (forme, trajet, tortuosité), est dans la plupart des cas encore inaccessible. D'autre part, le béton étant un matériau hétérogène. L'échelle d'étude (micro, meso, ou encore macroscopique) influe sur la description obtenue. Ce choix d'échelle n'est pas toujours aisé. La capacité de modéliser les phénomènes présents à chaque échelle ainsi que le passage entre ces différents niveaux n'est pas garantie. Ainsi, le modélisateur doit mettre en balance ses objectifs par rapport aux temps de calcul pour fixer la complexité de la modélisation.

1.5.1 Revue des différentes approches possibles

D'un point de vue de la modélisation, on trouve différentes familles de modèles. Si on se place dans un cadre où aucune hypothèse n'est faite quant à la position d'une fissure initiale (mécanique de la rupture), on peut considérer deux grandes familles de modèles figure 1.1.9 : les modèles issus de la mécanique des milieux continus et ceux issus de la mécanique des solides rigides.

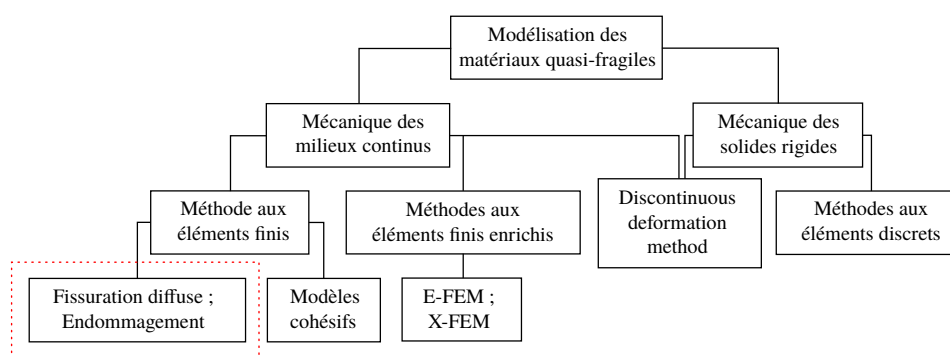


FIGURE 1.1.9 – Méthodes de modélisation existantes (d'après [Michou, 2015])

Mécanique des solides rigides : Dans le cadre de la mécanique des solides rigides, la modélisation par les méthodes aux éléments discrets [Cundall et Strack, 1979, Cusatis *et al.*, 2011, Oliver-Leblond *et al.*, 2013] modélise le matériau par un assemblage de particules indéformables. Ces particules sont définies par une enveloppe et un centre. Pour assurer une cohésion entre les particules, des éléments poutres relient leur centre. Le mouvement de ces particules est décrit par les degrés de libertés (translation, rotation) de leur centre de gravité. La résolution consiste ensuite à résoudre l'équilibre des forces ponctuelles appliquées à l'ensemble des points (centre des particules). Lorsque le chargement des poutres dépasse un critère

4. Degré De Libertés.

fixé, le lien est brisé. La rigidité des particules ne permet pas de déformation du milieu. Pour modéliser la déformation du milieu, les particules sont autorisées à se recouvrir. Une raideur de pénalisation est utilisée pour restreindre ces interpénétrations.

Pour pallier à ce problème, les méthodes de *Discontinuous deformation method* [Shi, 1985] autorise des déformations élastiques des particules via un maillage d'éléments finis ajoutés. Ainsi, un tenseur de déformation par particule est obtenu et le recouvrement des particules n'est plus possible.

Mécanique des milieux continus : Plusieurs méthodes de modélisation prennent leurs sources de la méthode des éléments finis et ont donc un cadre continu. La méthode des éléments cohésifs [Rossi et Richer, 1987, Gatuingt *et al.*, 2013] permet de modéliser le processus de fissuration explicitement, dans un cadre élément fini classique par le biais d'élément d'interface d'épaisseur nulle. Il est possible de faire une hypothèse sur le chemin de fissuration mais le calcul sans *a priori* est réalisable. Lors de la simulation, les contraintes d'interfaces sont déterminées et comparées à un critère de rupture. Si le critère est dépassé, l'élément se scinde en deux (aux niveaux des nœuds) et un élément cohésif muni d'une loi d'interface défini préalablement est introduit. Cette méthode est relativement lourde. L'augmentation du nombre d'inconnues au cours du calcul rend la méthode difficilement applicable à des éléments structuraux.

Une alternative consiste à introduire des discontinuités explicites par un enrichissement local sans remaillage complet. La méthode des discontinuités fortes E-FEM pour *Embedded Finite Element Method*, initialement proposée par [Ortiz *et al.*, 1987] et utilisée par [OLIVER, 1996, Hauseux *et al.*, 2017], est une de ces méthodes. Le principe est de décomposer le champ de déplacement en une partie continue $\underline{u}_c(x)$ classique et un saut de déplacement \underline{u}_d porté par une fonction *Heaviside*. Cette décomposition permet d'obtenir une décomposition du champ de déformation en deux parties, et à travers une loi de comportement discontinue, les contraintes. La modification des fonctions de forme n'est introduite que dans les éléments concernés par les discontinuités, n'augmentant pas le nombre d'inconnues du problèmes. Cette méthode permet de traiter simplement les discontinuités mais n'assure pas d'avoir une continuité de la fissuration. Ce qui amène à un second type d'enrichissement avec la X-FEM pour *eXtended Finite Element Method* [Moës *et al.*, 1999], basé sur la partition de l'unité. À l'inverse de la E-FEM, les discontinuités ne sont plus introduites au niveau des éléments mais plutôt au niveau des nœuds. Des degrés de liberté supplémentaires sont introduits afin de découpler les déplacements des deux subdivisions de l'élément.

1.5.2 Modèles d'endommagement

Le concept d'endommagement a vu le jour dans les années 1960 [Kachanov, 1958]. Initialement utilisé pour les métaux [Lemaitre et Chaboche, 1978], il a ensuite été appliqué aux matériaux quasi-fragiles [Mazars, 1986]. Dans le cadre de l'endommagement, deux concepts principaux ont été développés : l'endommagement correspondant à une caractérisation scalaire de l'état de fissuration d'un volume élémentaire représentatif, et la contrainte effective, contrainte transmise par la surface non-endommagée.

La variable scalaire D peut être vue comme une quantification de l'état de micro-fissuration de la surface d'un volume élémentaire représentatif. Dans le cas d'un endommagement isotrope la variable peut être prise égale à :

$$D = \frac{S_D}{S_{ver}} \quad (1.1.9)$$

avec S_D la densité surfacique de défaut de la surface plane S_{VER} du volume représentatif. Cette mesure de l'état de micro-fissuration peut prendre des valeurs comprise entre 0 et 1 :

- $D = 0$ correspond à un état complètement sain ;
- $0 < D < 1$ le matériau est endommagé ;
- $D = 1$ le matériau est à un état complètement fissuré (*i.e* séparation fictive de l'élément en deux), il ne peut plus transmettre aucune contrainte.

La contrainte effective, quant à elle, est définie comme l'effort transitant par la surface ($S_{VER} - S_D$). En se plaçant dans le cas le plus simple possible (*i.e.* endommagement isotrope sans prendre en compte l'effet unilatéral), on a :

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{S_{VER}(1 - \frac{S_D}{S_{VER}})} \quad \tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (1.1.10)$$

Ces deux notions sont à la base des différents modèles d'endommagement présents dans la littérature. Dans cette partie, deux modèles vont-être développés : le modèle isotrope de Mazars [Mazars, 1986] utilisé dans ce travail de thèse puis une seconde approche par un modèle élasto-plastique endommageable [Vassaux *et al.*, 2015], modélisant l'effet unilatéral ainsi que les effets de refermeture de fissure.

D'autres modèles peuvent être envisagés. Expérimentalement, la micro-fissuration tend à s'orienter. On dit qu'une anisotropie induite par le chargement apparaît. Une variable scalaire d'endommagement ne peut pas rendre compte de ce phénomène. Dans le cas de structure simple et sous des chargements proportionnels, cette anisotropie n'est pas primordiale. Cependant, dans certains cas, il peut être nécessaire de la prendre en compte. Les modèles anisotropes proposés par [R. Desmorat, 2007, Sellier *et al.*, 2013] permettent de simuler des chargements plus complexes en tenant compte de cette particularité.

Quant aux phénomènes unilatéraux ainsi que la prise en compte des effets hystérétiques, on retrouve, entre autres, les modèles de [la Borderie, 1991, Richard *et al.*, 2010, Sellier *et al.*, 2013] qui développent ces aspects.

1.5.2.1 Modèle d'endommagement isotrope avec critère de Mazars [Mazars, 1986]

Dans la formulation des modèles d'endommagement, la dégradation du matériau par la micro-fissuration est transcrite par l'évolution d'une variable scalaire D . Dans le cas isotrope, elle est introduite dans la loi de comportement élastique 1.1.11. La dégradation du matériau se traduit ainsi par une perte de rigidité élastique :

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - D)\mathbf{C} : \underline{\underline{\epsilon}} \quad (1.1.11)$$

avec \mathbf{C} le tenseur de rigidité du matériau à l'état sain. Les valeurs admissibles de $D \in [0, 1]$. L'évolution de l'endommagement dépend de la fonction seuil de chargement : $f = \epsilon_{eq} - \kappa$, avec $\kappa = \max(\epsilon_{eq}, \epsilon_{d0})$ et ϵ_{d0} le seuil d'endommagement en traction correspondant à $\frac{f_t}{E}$. La définition de ϵ_{eq} peut prendre différentes formes. Dans son application pour les bétons, [Mazars, 1986] introduit le critère sur la somme des déformations d'extensions Eq.1.1.12 :

$$\epsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \epsilon_i \rangle_+^2} \quad (1.1.12)$$

ici, ϵ_i correspond aux déformations principales et $\langle . \rangle_+$ correspond à la partie positive (*i.e* $\langle . \rangle_+ = 0$ si $. < 0$ sinon $\langle . \rangle_+ = .$ si $. \geq 0$). De plus, la surface seuil de chargement f doit respecter les critères de Kuhn-Tucker Eq.1.1.13.

$$f \leq 0, \quad \dot{\kappa} \geq 0 \quad \dot{\kappa} f = 0 \quad (1.1.13)$$

Ainsi, cette surface ne peut croître que lorsque le seuil en déformation maximal actuel est dépassé. Ceci implique que la variable d'endommagement n'évolue pas lors des décharges, ou lors des chargements à des déformations inférieures au niveau maximal atteint au cours de l'historique du chargement.

Dans la partie 1.2, le comportement dissymétrique du béton a été mis en lumière. Le modèle présenté prend en compte cette spécificité du matériau par l'introduction de deux fonctions d'évolution de l'endommagement D_t et D_c , correspondant respectivement à l'évolution en traction et en compression. L'expression de ces fonctions est similaire mais avec, néanmoins, des paramètres différents (Eq.1.1.14).

$$D_{t,c} = 1 - \frac{\epsilon_{d0}(1 - A_{t,c})}{\kappa} - A_{t,c} \exp(-B_{t,c}(\kappa - \epsilon_{d0})) \quad (1.1.14)$$

ϵ_{D0} étant le seuil d'endommagement en traction, et $A_{t,c}$ et $B_{t,c}$ les paramètres du modèle contrôlant l'évolution en phase post-pic du comportement du matériau.

La variable d'endommagement est une combinaison linéaire des variables D_t et D_c Eq.1.1.15.

$$D = \alpha_t^\beta D_t + \alpha_c^\beta D_c \quad (1.1.15)$$

Ici, β est un facteur non présent dans le modèle initial mais introduit a posteriori afin de limiter l'endommagement trop fragile en cisaillement [Pijaudier-Cabot *et al.*, 1991]. Le paramètre α_t est quant à lui calculé en fonction des déformations principales ϵ_i :

$$\alpha_t = \sum_{i=1}^3 \frac{\epsilon_i^t \langle \epsilon_i \rangle_+}{\epsilon_{eq}} \quad (1.1.16)$$

avec ϵ_i^t les déformations principales positives. Ainsi, si le chargement est en traction $\alpha_t = 1$ et $\alpha_c = 1 - \alpha_t$.

Simple et robuste, le modèle de Mazars est un modèle largement utilisé pour modéliser le comportement du béton. Lorsque les chargements sont uniaxiaux, monotones et lents, avec des

ouvertures de fissures essentiellement en mode I, le comportement du béton est bien décrit. Il peut néanmoins amener à quelques réserves :

- pour pallier le comportement en cisaillement trop fragile du modèle, le paramètre β est introduit. Lorsque les déformations deviennent importantes, un phénomène parasite de reprise de raideur peut être observé en cisaillement ;
- l'effet unilatéral présenté en section 1.3 n'est pas pris en compte dans le modèle. Ainsi, lorsque le modèle subit de la traction puis de la compression, la reprise de raideur n'est pas reproduite ;
- de même, l'apparition de déformation anélastique n'est pas reproduite.

[de Vree *et al.*, 1995] ont proposé un modèle d'endommagement proche du modèle de Mazars. À l'exception près que la déformation équivalente est reformulée sur la base des premiers et seconds invariants du tenseur des déformations, ainsi que le rapport entre la résistance à la traction et celle à la compression, permettant d'introduire la dissymétrie du comportement au niveau du critère.

1.5.3 Localisation des déformations : méthodes de régularisation

Il existe différents types de localisation dans le domaine des matériaux. Dans le cas des matériaux quasi-fragiles, on a vu que la fissuration se localise en traction. Numériquement, lors de la simulation par éléments finis, cette localisation se développe dans une zone finie et est déclenchée par le type de sollicitation, la géométrie ou une hétérogénéité matériau. Il en résulte une localisation de l'endommagement, ainsi que des déformations dans une bande d'éléments. L'épaisseur de cette bande est directement pilotée par la taille des éléments. Lorsque le chargement se poursuit, les éléments dans la bande continuant à être chargés tandis que le reste de la structure se décharge élastiquement. Étant donné que l'énergie de rupture est liée au volume de la zone de localisation, si la taille des éléments tend vers une valeur nulle, l'énergie dissipée lors de la rupture tend elle aussi vers zéro. Il apparaît donc clairement que sans efforts particuliers, les modèles locaux présentent une forte dépendance à la taille des mailles ainsi qu'à l'orientation spatiale du maillage. L'analyse devient donc non objective. Théoriquement cette propriété d'adoucissement entraîne une perte d'ellipticité du problème quasi-statique. Puisque la solution obtenue est directement liée à la taille de l'élément, l'unicité de la solution n'est pas conservée. Pour faire face à ce problème, plusieurs approches ont été développées. On peut distinguer :

- les approches par régularisation non locale, intégrale [Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987] ou à gradient [de Borst, 2002, Peerlings, 1996] de variables internes ;
- les méthodes de régularisation basée sur des critères énergétiques [Bažant et Oh, 1983, Hillerborg *et al.*, 1976] ;
- les méthodes de régularisation par enrichissement cinématique [Eringen et Edelen, 1972, Chambon *et al.*, 2001].

1.5.3.1 Régularisation non locale des variables internes

L'idée principale des régularisations non locales consiste à considérer non plus la quantité locale de la variable interne en chaque point mais une valeur pondérée par l'ensemble des points voisins d'une distance fixée l_c . Physiquement cette interaction locale, permet de reproduire à l'échelle des variables internes, les interactions présentes à des échelles plus petites sur des zones proportionnelles à la longueur interne l_c . Cette approche permet de régulariser les problèmes adoucissants puisque l'apport d'une longueur interne permet de ne plus localiser sur une bande d'éléments mais sur une bande de taille proportionnelle à l_c contenant plusieurs éléments. Ainsi, la dépendance à la taille et la forme de mailles ainsi que l'influence sur l'énergie dissipée s'estompent. Il existe différentes approches des méthodes non locales : parmi celles-ci on trouve l'approche intégrale et l'approche à gradient.

Régularisation non locale intégrale : Dans le modèle non locale intégral, proposé par [Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987], le principe est de prendre une moyenne pondérée de la valeur des variables internes sur un volume fixé. Ainsi, la quantité visée $\bar{f}(\mathbf{x})$ est donnée par le produit de convolution entre la quantité locale $f(\mathbf{s})$ et une fonction poids $\phi(\mathbf{x}, \mathbf{s})$.

$$\bar{f}(\mathbf{x}) = \int_{\Omega} \phi(\mathbf{x}, \mathbf{s}) \cdot f(\mathbf{s}) d\mathbf{s} \quad (1.1.17)$$

Le choix de la fonction de pondération peut être laissé à interprétation, mais couramment, une fonction gaussienne est utilisée 1.1.18.

$$\phi_0(\mathbf{x}, \mathbf{s}) = \exp\left(-\left(\frac{4\|\mathbf{x} - \mathbf{s}\|^2}{l_c^2}\right)\right) \quad (1.1.18)$$

avec l_c la longueur interne du modèle. Il n'existe actuellement pas de lien clair entre la longueur interne du modèle et celle du matériau lui-même. Dans une optique d'amélioration, [Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989] tentent de lier expérimentalement cette longueur l_c à la taille de la plus grosse hétérogénéité matériau ϕ_{max} . Ils proposent une relation telle que $l_c \leq 2,7\phi_{max}$. Néanmoins, des expériences complémentaires, avec différentes géométries et différents chargements, seraient nécessaires pour statuer sur cette longueur. Enfin, dans le cas où cette longueur serait inférieure à la taille des éléments, le problème reviendrait à un problème local.

Afin de ne pas modifier la solution du champ global, la fonction poids est normée :

$$\phi(\mathbf{x}, \mathbf{s}) = \frac{\phi_0(\mathbf{x}, \mathbf{s})}{\int_{\Omega} \phi_0(\mathbf{x}, \mathbf{s})} \quad (1.1.19)$$

Ce cadre, relativement général, peut être appliqué à différents types de modèles matériaux. La régularisation est introduite au niveau des variables gérant l'adoucissement. Cette régularisation est généralement introduite au niveau de la déformation équivalente dans le cadre de la modélisation des matériaux cimentaires, par exemple dans [R. Desmorat, 2007]. Cependant, d'autres variables peuvent être envisagées, par exemple l'endommagement D .

Régularisation non locale à gradient : Une autre approche [de Borst, 2002] consiste à régulariser par le biais de gradient. De manière analogue à la méthode intégrale, l'influence des points alentours sont considérés par l'introduction des gradients de variables internes. Dans sa forme explicite, la régularisation en gradient apporte à la quantité locale $f(\mathbf{x})$, un terme proportionnel au Laplacien $\nabla^2 f(\mathbf{x})$.

$$\bar{f}(\mathbf{x}) = f(\mathbf{x}) + l^2 \nabla^2 f(\mathbf{x}) \quad (1.1.20)$$

Ici, l est aussi homogène à une longueur. [Peerlings, 1996] applique ce type de régularisation aux matériaux fragiles en utilisant la déformation équivalente :

$$\bar{\epsilon}_{eq}(\mathbf{x}) = \epsilon_{eq}(\mathbf{x}) + l^2 \nabla^2 \epsilon_{eq}(\mathbf{x}) \quad (1.1.21)$$

Cette forme explicite de l'approche à gradient lie directement la déformation équivalente non locale et le laplacien de cette même déformation. Cette restriction impose d'enrichir les fonctions de forme des éléments finis (classiquement des fonctions $\mathcal{C}^0 \in \mathbb{R}^3$) en $\mathcal{C}^1 \in \mathbb{R}^3$. Une solution pour pallier cela est de reformuler le problème de manière implicite 1.1.22.

$$\bar{\epsilon}_{eq}(\mathbf{x}) - l^2 \nabla^2 \bar{\epsilon}_{eq}(\mathbf{x}) = \epsilon_{eq}(\mathbf{x}) \quad (1.1.22)$$

1.5.3.2 Régularisation énergétique

La dernière approche envisagée est la régularisation par des techniques énergétiques fortement utilisées dans le domaine de l'ingénierie de par leur praticité. Pour cette régularisation, basée sur l'approche « *Crack Band* » proposée par Bazant [Bažant et Oh, 1983], on suppose une fissure en mode I⁵ étalée sur une bande d'éléments de taille h . Le principe général de cette méthode est d'adapter les paramètres du modèle pour conserver l'énergie dissipée totale, indépendante de la taille de mailles [Hillerborg *et al.*, 1976]. En 1D, l'énergie de fissuration peut être écrite comme ci-dessous :

$$G_F = h \int_0^\infty \sigma d\epsilon = h \int_0^\infty E(1 - D)\epsilon d\epsilon \quad (1.1.23)$$

Si on reprend l'endommagement proposé par [Feenstra et De Borst, 1996] et qu'on l'utilise dans le cadre du modèle de Mazars, on obtient :

$$D = 1 - \frac{\epsilon_{d0}}{\kappa} \exp[-B_t(\kappa - \epsilon_{d0})] \quad (1.1.24)$$

En calculant l'intégrale 1.1.23 et en prenant en compte Eq. 1.1.24, on obtient la relation 1.1.25.

$$B_t = \frac{h \times f_t}{G_F - \frac{E\epsilon_{d0}^2 h}{2}} \quad (1.1.25)$$

5. le mode I correspond à une ouverture de traction

f_t représentant la résistance à la traction, ϵ_{d0} le seuil d'endommagement et E le module de Young.

D'autre part, une condition sur la taille des éléments les plus grands est imposée par la relation 1.1.25 afin de conserver un comportement adoucissant du matériau. B_t doit être strictement positif, ce qui impose la condition 1.1.26 pour un béton ordinaire.

$$h < \frac{2 \times G_F \times E}{f_t^2} \approx 0.66 \text{ m} \quad (1.1.26)$$

Cette méthode, peu intrusive, permet de ne pas localiser les déformations à moindre coûts comparées aux précédentes. Lors de calculs de structure à fort nombre de degrés de liberté, cette méthode s'avère efficace vis-à-vis des temps de calculs. Néanmoins, tous les problèmes initiaux ne sont pas traités. En premier lieu, le problème mathématique initial (perte d'ellipticité) n'est pas réglé. De plus, la dissipation est concentrée sur une bande d'éléments, ce qui ne permet pas de s'affranchir de la forme du maillage dans le trajet de localisation [Giry, 2011, Jirásek et Bauer, 2012]. Associé à cela, la nécessité de localiser l'endommagement dans une bande demande de favoriser numériquement une localisation donnée, soit par la mise en place d'une bande d'éléments plus faibles, soit par l'introduction d'un champ aléatoire spatial. Une des méthodes pour introduire cet aléa est de prendre en compte un champ aléatoire spatialement corrélé par la méthode des Bandes Tournantes (Turning Band Method) introduite par [Matheron, 1973]. Reste cependant la question des paramètres en prendre en compte. Bien qu'il n'y ait pas de consensus, la longueur de corrélation du champ peut être prise égale à trois fois la taille du plus gros granulat [Haidar *et al.*, 2005].

Un autre point qui peut être discuté concerne l'établissement de l'expression analytique du module tangent. Il n'est pas toujours possible de remonter à des expressions analytiques des paramètres adoucissants du modèle. Cette régularisation n'est donc pas toujours accessible. De même, lors de l'utilisation de modèles couplés avec de la plasticité, la non-prise en compte des phénomènes dissipatifs associés à ces mécanismes amène à surestimer l'énergie dissipée finale [Aissaoui et Matallah, 2015].

De plus, l'hypothèse première de l'approche, soit la dissipation en mode I, n'est que très rarement vérifiée. Dans le cas de bi-axialité voir tri-axialité des contraintes, cette approche est à prendre avec précaution. [Jirásek et Bauer, 2012, Aissaoui et Matallah, 2015] reportent des surestimations de l'ordre de 25 % de l'énergie dissipée dans ces cas.

Le choix de la taille de la bande d'éléments est aussi un paramètre à ne pas négliger. Souvent prise égale à la racine cubique du volume en 3D voire racine carrée de l'aire en 2D, elle peut amener jusqu'à des surestimations de 50 % d'après [Jirásek et Bauer, 2012] dans le cas d'éléments non réguliers. Finalement, l'énergie introduite par le biais du G_F doit aussi être considérée avec précaution dans le cas de modélisation présentant des symétries.

1.5.3.3 Choix d'une méthode de régularisation

Comme illustrées précédemment, il existe différentes méthodes de régularisation. Trois d'entre elles ainsi que leurs avantages et inconvénients ont été développées. Dans ce qui va suivre, bien qu'elle présente des biais, la méthode de régularisation énergétique va être utilisée. Les modélisations réalisées peuvent être classées en deux catégories : les modélisations hydriques et les modélisations mécaniques. Les deux n'ont pas les mêmes contraintes sur la discrétisation du maillage. Les simulations hydriques présentent de forts gradients au droit des surfaces d'échanges et des champs quasi-constants au cœur de l'éprouvette. À l'inverse, la modélisation des essais mécaniques présente elle, des forts gradients dans des zones localisées dépendant de la géométrie des éprouvettes et des chargements. Il est donc nécessaire de faire des choix de modélisation : soit faire des maillages différents et projeter les résultats d'un maillage à l'autre, soit prendre une discrétisation « moyenne » intégrant les deux contraintes. Par simplicité et pour ne pas avoir d'erreur d'interpolation, la deuxième méthode a été réalisée. Ainsi, sur ces maillages (pour les différentes géométries), coexistent des éléments grossiers et d'autres très raffinés. Pour utiliser les méthodes de régularisation avec longueur interne, il devient nécessaire de déterminer une longueur non locale supérieure à la taille du plus gros élément. Cela implique que, dans le cas d'éléments de faibles tailles, un grand nombre soit impacté, augmentant de fait fortement le temps de calcul. Une solution pour pallier cela aurait été de prendre dans la régularisation seulement les éléments dissipant de l'énergie, en laissant les autres en formulation locale. Néanmoins, cette stratégie n'a pas été adoptée. Enfin, en prenant en compte la méthode de régularisation énergétique, il devient plus aisé d'obtenir des ouvertures de fissures [Matallah *et al.*, 2010], paramètres importants vis-à-vis des problèmes de durabilité.

1.6 Synthèse

Les matériaux cimentaires présentent un comportement mécanique complexe. Les essais de caractérisation du matériau, bien que souvent soumis à des normes, peuvent amener à des valeurs très dispersées en fonction des paramètres choisis. De plus, le comportement dissymétrique entre la traction et la compression, ainsi que les effets unilatéraux que présente le matériau, sont à prendre en compte dans l'optique de modéliser correctement le matériau. Enfin, les travaux de laboratoire se font à des petites échelles par rapport aux structures réelles, il est important de prendre en compte l'effet d'échelle.

Au regard de ces différents points, les travaux qui vont suivre se placeront dans un cadre de modélisation porté par la mécanique de l'endommagement isotrope avec un critère en déformation de Mazars, [Mazars, 1986]. Une régularisation énergétique basée sur l'énergie de fissuration [Hillerborg *et al.*, 1976] sera mise en place, par la suite ce modèle régularisé en énergie de fissuration sera appelé « *Mazars régularisé* ». Enfin, les paramètres des différents modèles seront calibrés sur des essais de caractérisations standards.

2 Dessiccation des matériaux cimentaires

Lors de la fabrication d'un béton ordinaire, l'eau de gâchage est introduite en quantité supérieure à celle nécessaire à l'hydratation du ciment. En moyenne, seulement une quantité d'eau correspondant à 25 % de la masse du ciment anhydre est liée chimiquement [Mensi *et al.*, 1988]. Ainsi, la structure poreuse qui se développe avec la phase de prise du matériau est initialement saturée. Par la suite, une partie de l'eau présente dans ces pores est consommée lors de l'hydratation du ciment (auto-dessiccation), tandis que l'autre reste présente dans les pores (solution interstitielle). Ainsi, dès son plus jeune âge, le béton se trouve en déséquilibre hygrométrique avec le milieu extérieur. Le rééquilibrage hygrométrique va se réaliser par le processus de dessiccation (ou séchage). Néanmoins, ce processus reste lent : on considère qu'une éprouvette standard de diamètre 16 cm aura une période de dessiccation de 10 ans avant d'être en équilibre hydrique avec son milieu extérieur. La dessiccation est par ailleurs le moteur de nombreux autres mécanismes tels le retrait et le fluage et influence aussi d'autres phénomènes comme la carbonatation ou les réactions de gonflement interne (RAG, RSI). Ainsi, sa compréhension et sa modélisation représentent un enjeu majeur pour la durabilité des structures composées d'une matrice cimentaire.

Bien que nécessaire à la compréhension de multiples phénomènes, le processus de dessiccation des matériaux cimentaires reste complexe. En effet, dans le réseau poreux du matériau plusieurs phases peuvent coexister (liquide, solide, gazeuse) menant à des interactions et un transport de l'humidité au sein du matériau par différents mécanismes.

2.1 Structure poreuse du béton

En tout premier lieu, il est important de s'intéresser à la structure poreuse du matériau. En effet, elle est le lieu de « stockage » de l'eau disponible au sein du matériau. Sa structure influe fortement d'une manière générale sur les propriétés du matériau mais aussi plus particulièrement sur la dessiccation naturelle. On caractérise une structure poreuse en déterminant le volume total de porosité et la distribution des tailles de pores, mais aussi par la détermination de la forme du réseau par des paramètres comme la tortuosité [Carman, 1935], la constrictivité et enfin la connectivité des différentes tailles de pores. Ces paramètres bien que difficiles à caractériser jouent un rôle important dans le processus de dessiccation. Deux bétons à porosité égale n'auront pas les mêmes propriétés de perméabilité si la porosité est connectée ou non.

La caractérisation n'est donc pas une chose aisée, néanmoins, différentes méthodes sont disponibles. Parmi celle-ci, on retrouve la porosimétrie à l'eau (*cf.* norme NF P18-459) ou bien la porosimétrie au mercure (norme ISO 15901-1 : 2016). Ces deux méthodes permettent de quantifier le volume total de pores. La seconde a l'avantage de donner des courbes de distribution des différentes classes de porosité (de façon qualitative néanmoins, étant donné les nombreux biais de la méthode). Ainsi, la gamme des tailles de pores s'étale de 0,5 nm à quelques dizaines de micromètres. On retrouve trois classes de pores :

- les macropores comprenant les pores dus à l'air occlus et à la mauvaise vibration ;
- les pores capillaires ou mésopores [5-5000 nm] ;
- les pores des hydrates [0,5-10 nm].

Les différents pores décrits ci-dessus vont avoir une influence différente sur le comportement du béton. Les macropores et les pores capillaires vont influencer sur le comportement mécanique et les propriétés de transfert tandis que les pores des hydrates vont quant à eux jouer un rôle dans les mécanismes présents à long terme (retrait, fluage) [Kumar et Bhattacharjee, 2003]. Dans le travail présenté, le facteur important est la porosité volumique totale (équation 1.2.1), définie comme le rapport entre le volume poreux et le volume total.

$$\phi = \frac{V_p}{V_{tot}} \quad (1.2.1)$$

Si on s'intéresse à un béton ordinaire comme celui étudié, présentant un rapport eau/ciment de 0,6, le volume de la pâte de ciment présente une porosité de l'ordre de 28 % d'après [Powers, 1947] et des granulats qui lorsqu'il s'agit de granulats courants sont bien moins poreux (d'environ 5 % pour des granulats plutôt poreux). Néanmoins, la porosité totale d'un béton n'est pas la somme des deux porosités. En effet, la présence de granulats influence la structure poreuse du béton. Une nouvelle forme de porosité intervient à la frontière entre la pâte de ciment et les granulats, appelée auréole de transition [Ollivier *et al.*, 1995] beaucoup plus poreuse. Ainsi, la porosité totale d'un béton standard varie suivant la composition entre 10 et 20 %.

2.2 Mécanismes physiques des transferts en milieu poreux

Dans cette porosité, deux phases coexistent. La phase solide représentée par la matrice cimentaire du béton, la phase liquide (l'eau libre et l'eau physi-adsorbée) et une phase gazeuse composée d'air sec et de vapeur d'eau. La quantité de chaque phase dépend à la fois de la composition du béton (porosité, tortuosité, connectivité), mais aussi du milieu dans lequel le matériau évolue (humidité relative ambiante, saturation). De plus, les phases présentées ne sont pas pures. Dans les solutions interstitielles, des ions (chlorure par exemple) peuvent être présents en fortes concentrations dans la phase liquide ou bien du dioxyde de carbone (moteur de la carbonatation) dans la phase gazeuse. Tout cela complexifie les mécanismes de transferts.

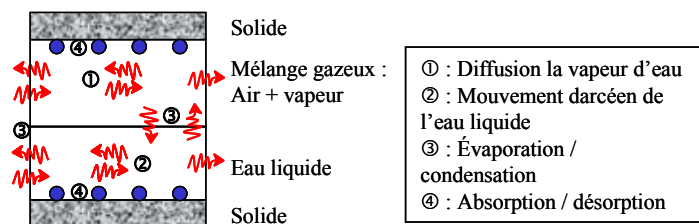


FIGURE 1.2.1 – Mécanismes de transport au sein du béton [Benboudjema, 2002]

En fonction des conditions, les pores du matériaux sont plus ou moins saturés et les échanges présentés dans la figure 1.2.1 se mettent en place. Outre les échanges entre les différentes phases présentes dans le milieu (évaporation/condensation), on retrouve des mécanismes plus ou moins couplés, de perméation de la phase liquide suivant la loi de Darcy, de diffusion de la phase gazeuse suivant la loi de Fick dans les macro-pores et de Knudsen dans les porosités plus petites et enfin d'adsorption/désorption de molécules d'eau sur les parois solides.

2.2.1 Perméation de la phase liquide

Dans le milieu poreux initialement saturé, l'eau liquide se met en mouvement vers l'extérieur du matériau sous l'effet des gradients de pression générés par l'évaporation en surface du matériau. Pour décrire ce phénomène, la loi de Darcy est utilisée. Cette dernière relie le flux volumique (vitesse fictive) du fluide, \mathbf{J}_1 en $[\text{m s}^{-1}]$ au gradient de pression du fluide, \mathbf{p}_1 en $[\text{Pa m}^{-1}]$ par l'intermédiaire de la perméabilité intrinsèque, K_0 en $[\text{m}^2]$ et de la viscosité dynamique du fluide, μ_l en $[\text{Pa s}]$.

$$\mathbf{J}_1 = -\frac{K_0}{\mu_l} \nabla \mathbf{p}_1 \quad (1.2.2)$$

Initialement saturé, le réseau poreux va peu à peu se désaturer. Pour un écoulement dans un milieu non saturé, la perméation de la phase liquide ne peut plus s'exprimer de la même manière. En effet, l'écoulement dans ce type de milieu s'écarte des hypothèses formulées par Darcy (*i.e* écoulement visqueux) [Coussy *et al.*, 2001], il est ainsi nécessaire d'introduire la notion de perméabilité équivalente. Cette dernière est liée à K_0 par le biais de la perméabilité relative $k_{rl}(S_l)$. On retrouve ainsi le flux massique \mathbf{J}_1^m en $[\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}]$ de la phase liquide.

$$\mathbf{J}_1^m = -\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} \nabla \mathbf{p}_1 \quad (1.2.3)$$

Le concept de perméabilité relative sera décrit plus longuement dans la partie portant sur la modélisation (*cf.* partie 2.4)

2.2.2 Mécanismes de diffusion

Il existe trois mécanismes de diffusion distincts (figure 1.2.2) dans les transferts hydriques [Xi *et al.*, 1994a]. Il est important de noter que ces mécanismes bien qu'existants ne sont pas considérés généralement comme les moteurs principaux des transferts mis en jeu, aux humidités relatives usuelles (supérieures à 50 %) [Mainguy *et al.*, 2001, Coussy *et al.*, 2001, Thiery *et al.*, 2007].

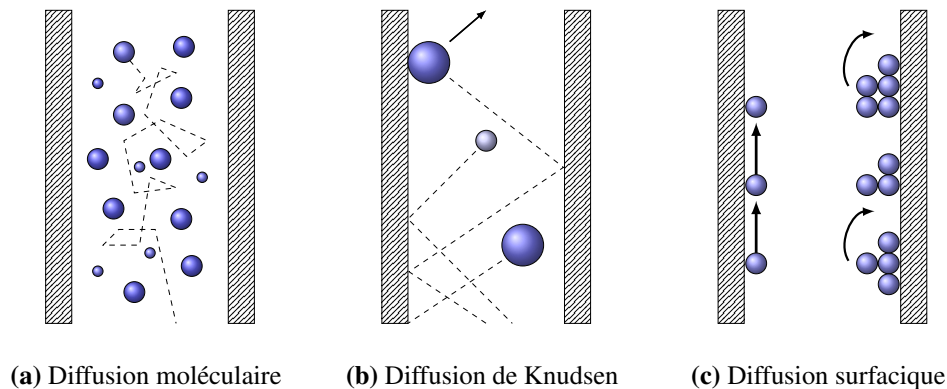


FIGURE 1.2.2 – Mécanismes de diffusion

Diffusion moléculaire : Dans les pores du béton, la concentration molaire de l'eau dans la vapeur n'est pas uniformément répartie. Il se met en place un phénomène de diffusion au sein du matériau des zones à fortes densités, vers celles à plus faibles densités. Cette diffusion peut être exprimée par la première loi de Fick (équation 1.2.4), qui relie le flux molaire \mathbf{J}_v en $[\text{mol m}^{-2} \text{s}^{-1}]$ au gradient de la concentration molaire de l'eau c_v en $[\text{mol m}^{-3}]$ par le biais d'un coefficient de diffusion D_v en $[\text{m}^2 \text{s}^{-1}]$.

$$\mathbf{J}_v = -D_v \nabla c_v \quad (1.2.4)$$

En partant de l'expression de la première loi de Fick, il est possible d'exprimer le flux massique de vapeur d'eau en faisant l'hypothèse que cette dernière peut être assimilée à un gaz parfait (hypothèse valable dans le cas des faibles pressions au sein du matériau, ici $p_v \sim 10^4$ Pa). L'expression du flux massique \mathbf{J}_v^m est donnée par l'équation 1.2.5.

$$\mathbf{J}_v^m = -\frac{D_v M_v}{RT} \nabla p_v \quad (1.2.5)$$

Diffusion de Knudsen : Lorsque l'humidité relative diminue, les pores se désaturent et les plus petits d'entre eux commencent à être affectés. Ainsi, lorsque le libre parcours moyen de la molécule d'eau (~ 90 nm à température et pression ambiante *i.e* 1 bar et 20°C) devient grand par rapport à la taille des pores, un autre type de diffusion se met en place : la diffusion de Knudsen (figure 1.2.2b). Les molécules d'eau présentes dans la phase gazeuse, entrent en collision avec les parois solides et les autres molécules d'eau, entraînant un mouvement de ces dernières.

Diffusion surfacique : Enfin, lorsque le nombre de molécules d'eau adsorbées sur la surface des parois solides diminue, toujours dans les pores de faible diamètre, la diffusion surfacique (figure 1.2.2c) s'initie. Ce processus est thermiquement activé, ce type de diffusion augmente

donc avec la température. On peut voir simplement ce phénomène comme le passage d'une molécule d'eau d'un site d'adsorption à un autre de proche en proche.

2.2.3 Adsorption/Désorption

Lorsqu'un solide (pâte de ciment) interagit avec une phase gazeuse (phase vapeur), la densité de la phase gazeuse augmente au voisinage de l'interface. Ce phénomène correspond à l'adsorption. Lors de la dessiccation de la matrice cimentaire, la concentration de la phase gazeuse va diminuer en entraînant une désorption des surfaces solides. La caractérisation de ce phénomène nécessite la connaissance d'une courbe caractéristique du matériau, la courbe de sorption. Cette courbe permet de caractériser la capacité du matériaux à adsorber/désorber l'eau en fonction de son milieu ambiant. Ainsi, les isothermes de sorption correspondent à la représentation de la quantité d'eau libre retenue (à l'équilibre hydrique avec son milieu) en fonction de l'humidité relative ambiante, à une température donnée.

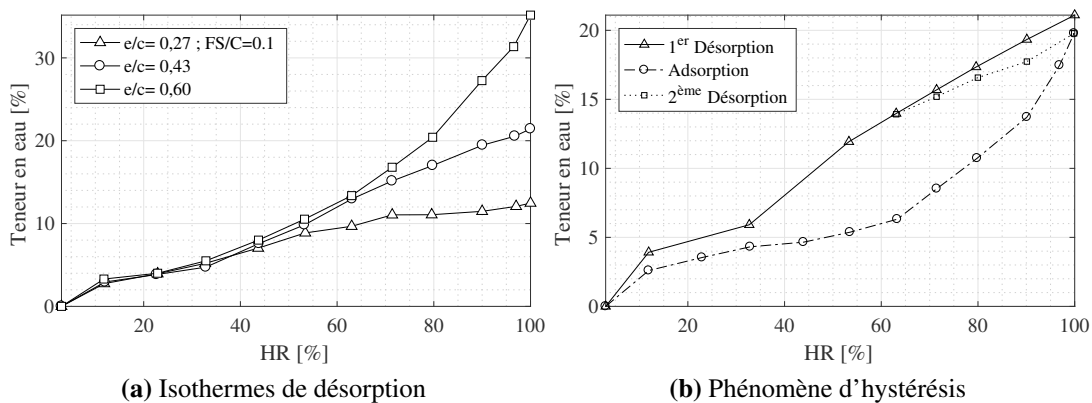


FIGURE 1.2.3 – Isothermes de désorption et d'adsorption [Baroghel-Bouny, 2007]

La composition des matériaux cimentaires a une influence différente suivant les gammes d'humidité relative (figure 1.2.3a). En effet, pour des HR supérieures à 50 %, les isothermes de désorption sont fortement impactés par celle-ci. Enfin pour toutes les valeurs d'humidité relative inférieures à 50 %, il semble ne pas y avoir d'influence de la composition sur les résultats obtenus. Ces différences s'expliquent d'après [Baroghel-Bouny, 2007] par les pores impactés par la désorption. Dans la première phase, les pores desséchés correspondent à la porosité capillaire. La structure de ces capillaires, dépend de la composition du matériau tandis que pour les valeurs inférieures à 50%, la désorption intervient au niveau des gels de C-S-H qui se structurent quasiment de manière équivalente indépendamment du rapport e/c [Folliot et Buil, 1982].

Un autre point particulier des courbes de sorption est le phénomène d'hystérésis. Dans un milieu classique, l'humidité n'est pas constante. Le matériau va donc passer de phases de désorption à des phases d'adsorption. Le phénomène n'étant pas réversible, des phénomènes d'hystérésis apparaissent (figure 1.2.3b). L'hystérésis est fréquemment expliquée par la forme géométrique des pores, des vides étant connectés à leurs voisins par des cols de taille inférieure

[Ollivier et Vichot, 2008]. Ainsi, la prise en compte de l'évolution des conditions extérieures est difficile puisqu'elle nécessite la caractérisation de ces boucles d'hystérésis. Cependant, si les changements de conditions sont brefs (phénomène journalier, ou transitoire dû à des changements d'une régulation) les couches impactées sont superficielles et le comportement hystérétique peut être négligé.

Enfin, les courbes de sorption sont déterminées à une température donnée. L'influence de la température sur les résultats obtenus (figure 1.2.4), semble ne pas être négligeable. Selon [Poyet et Charles, 2009], cela ne s'explique pas par le changement de propriétés de l'eau, ou bien encore de la microstructure sous l'effet de la température, mais par la nature exothermique du processus de sorption. L'équilibre est ainsi modifié par la température selon le principe de Le Chatelier.

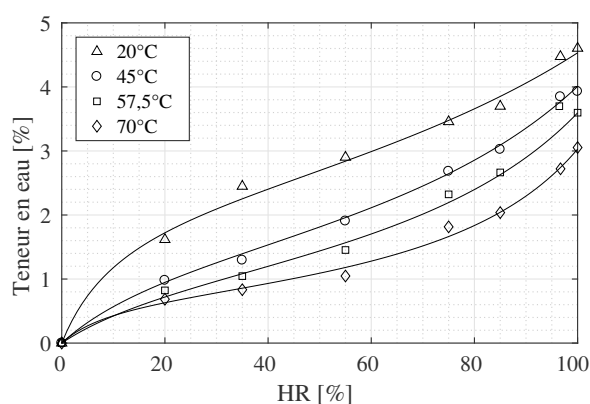


FIGURE 1.2.4 – Évolution des isothermes de désorption avec la température [Hundt et Kantelberg, 1978]

La détermination des isothermes de sorption est une étape importante dans la modélisation du processus de dessiccation des matériaux cimentaires. La caractérisation des isothermes de sorption, peut se scinder en deux classes de techniques : les statiques et les dynamiques.

La méthode statique : Cette méthode consiste à placer des échantillons du matériau d'intérêt dans des milieux contrôlés en HR par des solutions salines et à une température fixée (la norme [ISO-12571, 2013] prescrit une température de 23 °C). Les échantillons sont désorbés ou adsorbés par modification incrémentale des HR ambiantes [Baroghel-Bouny *et al.*, 1999]. Une mesure des masses à l'équilibre permet d'obtenir la quantité d'eau désorbée/adsorbée à l'étape considérée. Cette méthode est l'une des plus simples à mettre en œuvre. Néanmoins, le processus est très long. Ainsi, certains auteurs [Wu *et al.*, 2014, Sémété *et al.*, 2017], proposent de réduire la taille des échantillons pour accélérer le processus. Dans cette optique, [Wu *et al.*, 2015] fixe à $7 d_{\max}^3$ le volume représentatif d'un échantillon (d_{\max} étant le diamètre du plus gros granulat). Enfin, la réduction du volume des échantillons favorise l'accélération de la dessiccation mais les rend plus sensibles à la carbonatation, la fissuration et aux phénomènes surfaciques.

La méthode accélérée : La seconde méthode ([Garbalińska *et al.*, 2017, Poyet *et al.*, 2016]) reprend le principe général de la première méthode; cependant au lieu d'être exposé à des sels dans une boîte hermétique, les échantillons (des poudres du matériau de l'ordre de quelques grammes) sont introduits dans une machine DVS (Dynamic Vapor Sorption), qui soumet l'échantillon à un flux de vapeur d'eau qui régule l'environnement ambiant. L'échantillon est pesé et l'ambiance est modifiée lorsque la variation de masse devient constante. Bien que plus rapide que la méthode statique, cette démarche peut présenter certains biais selon [Poyet *et al.*, 2016]. Les échantillons réduits à l'état de poudre peuvent rendre difficile la caractérisation des matériaux hétérogènes. Il est ainsi difficile de garder une bonne représentativité du volume de pâte de ciment à caractériser et la faible taille des échantillons rend la mesure sensible à la carbonatation. De plus certains bétons très poreux peuvent engendrer des difficultés [Garbalińska *et al.*, 2017].

Enfin, si on compare cette technique à la méthode statique plus conventionnelle, certains auteurs observent une bonne concordance des résultats sur des plages d'humidité relative variant de 0 à 85 % puis des disparités pour les humidités relatives supérieures [Garbalińska *et al.*, 2017] tandis que d'autres [Poyet *et al.*, 2016] observent des écarts d'amplitudes sur les valeurs obtenues tout en gardant la bonne cinétique (forme de l'isotherme). Pour remédier à ces écarts, ils proposent de calculer un point expérimental par la méthode statique pour corriger la courbe ainsi obtenue.

2.2.4 Évaporation/Condensation

Les échanges entre les phases liquide et vapeur existent. Néanmoins, ils ne sont pas pris en compte explicitement. Dans la modélisation, on fait l'hypothèse que le transfert se fait de manière isotherme. Ainsi, les chaleurs latentes de vaporisation et de condensation sont négligées.

2.3 Interaction dessiccation fissuration

La dessiccation et la fissuration mécanique interagissent entre elles. Dans cette partie, les interactions entre les deux phénomènes sont étudiés.

2.3.1 Effet de structure

Le séchage est directement lié aux gradients de teneur en eau [Sakata, 1983, Mainguy, 1999]. Le phénomène de retrait de dessiccation associé est lui lié à la variation de la teneur en eau dans le matériau [Benboudjema *et al.*, 2005]. Cette diminution n'est au sein de l'éprouvette pas homogène. Comme l'illustre la figure 1.2.5, le retrait est le plus fort à la surface et diminue d'autant plus que l'on se rapproche du cœur. Si le matériau était constitué de couches libres les unes par rapport aux autres, aucune contrainte ne serait générée. Ici, en début de séchage un état d'autocontrainte, qui voit la surface être tendue tandis que le cœur est comprimé se met en place [Acker *et al.*, 1987]. La résistance maximale en traction est très vite dépassée à la surface, ce qui génère de la fissuration qui progresse ensuite vers le cœur selon un réseau parallèle.

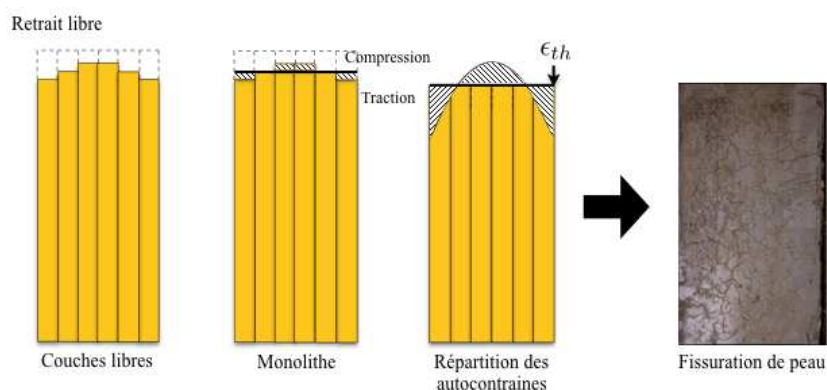


FIGURE 1.2.5 – Illustration de l'effet de structure inspiré de [Bažant et Chern, 1985]

Cet effet est dit de structure et est le résultat des gradients hydriques. Ces derniers dépendent à la fois des paramètres de transport de l'eau (cinétique relativement faible dans les matériaux cimentaires), des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites du problème. Longtemps pris comme le moteur principal de la fissuration liée au retrait de dessiccation, il impacte le matériau de concert avec un autre phénomène : les incompatibilités des déformations entre les constituants.

2.3.2 Incompatibilité des déformations entre les constituants

Le béton est composé d'une matrice cimentaire (pâte de ciment) et d'inclusions bien plus rigides (granulats). Ces derniers vont s'opposer au retrait induit par la dessiccation et générer des contraintes qui vont excéder la limite de résistance en traction du matériau et ainsi créer de la fissuration radiale et périphérique [Bisschop et Van Mier, 2002, Neville, 2008]. On retrouve théoriquement cet effet à l'échelle des hydrates où le retrait des C-S-H est gêné par les grains de ciment anhydre.

[Bisschop et Van Mier, 2002] ont étudié l'impact d'inclusions sphériques rigides (billes de verre) de tailles variant de 1 à 6 mm sur la microfissuration. Soumises à la dessiccation, il en ressort que les billes de faible diamètre génèrent seulement une microfissuration de peau superficielle avec des orientations privilégiées tandis qu'à l'inverse pour des inclusions de taille plus importante, une fissuration diffuse au sein du matériau avec des orientations aléatoires apparaissent. Cette étude peut être néanmoins nuancée, puisque la minéralogie des inclusions (qualité et type de granulat) semble jouer un rôle important dans les phénomènes d'incompatibilités [Perraton et Aïtcin, 2001]. Dans le cadre de ses études, Perraton a observé au MEB⁶ deux mortiers, réalisés avec des inclusions respectivement en granite et en marbre soumis à 28 jours de dessiccation après 28 jours d'hydratation. Dans le cas du granite, l'interface entre la pâte de ciment et le granulat présente une décohésion systématique tandis que dans le cas du marbre, l'interface reste intacte. Des fissures radiales s'arrêtant à la frontière ou traversant le granulat apparaissent.

6. Microscope Electronique à Balayage

Ces différents résultats montrent l'importance des incompatibilités de déformations entre la pâte de ciment et les inclusions. Il faut cependant garder en tête les difficultés d'investigations du phénomène qui peuvent amener à nuancer les résultats présentés. La préparation des éprouvettes (sciage, rectification pour les mesures optiques), le choix des inclusions parfaites, peuvent générer soit une fissuration parasite d'origine mécanique soit altérer les effets du à des granulats modèles.

2.3.3 Impact de la dessiccation sur les propriétés mécaniques

Comme nous allons en discuter ci-après (partie 3 de ce chapitre), l'un des impacts le plus remarquable de la dessiccation est l'apparition de déformations différées (retrait de dessiccation et fluage de dessiccation). Cependant, ce ne sont pas les seuls effets de la dessiccation sur le comportement du matériau. Le séchage du béton va entraîner des effets sur les propriétés mécaniques telles que les résistances, le module de Young, les énergies dissipées par la fissuration. Dans ce processus, trois facteurs principaux peuvent être dégagés. D'une part, la pression capillaire : elle s'exerce sur les parois du squelette solide et va avoir un effet positif; d'autre part, le gradient de déformation de retrait présent au sein du matériau ainsi que les incompatibilités de déformation de retrait entre la pâte de ciment et les granulats qui quant à eux vont avoir un effet négatif.

De manière générale on considère qu'un matériau uniformément sec est plus résistant [Baroghel-Bouny, 1994]. La présence d'eau adsorbée dans les C-S-H dilate les feuillets de C-S-H et tend à diminuer les forces de surface entre les particules solides [Mills, 1960]. Ainsi, les propriétés du matériau dépendent directement de son état de saturation. Cet état, dépend à la fois des conditions de conservation, mais également du temps et de la géométrie du matériau. Du fait des faibles perméabilités des matériaux cimentaires, il est souvent difficile d'obtenir un état homogène du matériau (phénomène lent). Ce qui implique que les propriétés obtenues pendant un essai mécanique, avec un état de dessiccation non homogène, ne sont plus le résultat d'un essai matériau mais plutôt d'un essai de structure [Hordijk et Reinhardt, 1990]. Ces différents paramètres expliquent que les résultats de la littérature ne présentent pas toujours de consensus.

Si on s'intéresse aux différentes résistances et notamment à la résistance à la compression un certain nombre d'auteurs [Butcher, 1958, Mills, 1960, Wittmann, 1968, Burlion *et al.*, 2005] reportent une augmentation de la résistance à la compression avec la dessiccation. Tandis que d'autres reportent une diminution [Wittmann, 1985, Torrenti, 1987]. Pour les essais de traction directe, [van Mier, 2000, Hordijk et Reinhardt, 1990, Brooks et Neville, 1977] reportent une augmentation de la résistance avec la dessiccation. Tandis que [Walker et Bloem, 1957] toujours cité par [Yurtdas, 2003] reportent une diminution de la résistance puis une augmentation.

Il en est de même pour l'essai de fendage, [Butcher, 1958, Mills, 1960, Pihlajavaara, 1974] cités par [Yurtdas, 2003], trouve une augmentation de la résistance au fendage avec la dessiccation. Cette augmentation est expliquée selon Yurtdas par la sollicitation diamétrale de l'éprouvette. Cette dernière rend prépondérant l'effet de confinement devant la micro-fissuration induite par le retrait de dessiccation. Cependant, des résultats divergent sont proposés par [Hanson, 1968]. Il reporte une augmentation puis une diminution d'éprouvette cylindrique, soumis

à un séchage à 23°C et 50 % d'humidité relative pendant deux ans, sollicitée en fendage. Enfin le même constat peut être tiré pour les essais de flexion. [Pihlajavaara, 1974] reporte une augmentation tandis que [Mills, 1960] reportent une diminution.

Pour ce qui est du module élastique apparent, il semble être impacté négativement par la dessiccation. Que cela soit en traction [Brooks et Neville, 1977, Toutlemonde, 1995] ou en compression [Torrenti, 1987, Burlion *et al.*, 2005, Yurtdas *et al.*, 2006] la plupart des auteurs observent une diminution du module d'élasticité.

Il semble que les différents résultats expérimentaux ne présentent pas de consensus sur l'impact de la dessiccation sur les propriétés mécaniques. Ceci s'explique essentiellement par la différence des géométries étudiées (massive ou fine), des formulations et types de « matériaux cimentaires » (différence entre un mortier et un béton), des conditions hydriques imposées et enfin des temps de dessiccation appliquées. Il faut retenir qu'il existe des effets positifs qui vont augmenter la résistance, par augmentation des pressions capillaires. Ces derniers sont en compétitions avec des phénomènes négatifs qui sont la micro-fissuration superficielle induite par la dessiccation et les incompatibilités de déformations de retrait entre les constituants.

2.3.4 Influence du chargement mécanique sur la dessiccation

Réciproquement il est légitime de se demander si l'application d'une contrainte mécanique peut changer la cinétique de dessiccation. L'application d'une contrainte modérée lors du séchage n'engendre pas de dessiccation supplémentaire. [Lassabatère *et al.*, 1997] ont appliqué à des éprouvettes des contraintes variant de 0 à 12 MPa et n'a pas observé d'augmentation ou diminution de la perte en masse. De manière générale, le chargement mécanique n'influence pas la dessiccation tant qu'il n'y a pas création de fissure d'ouverture trop importante ($\sim 100 \mu\text{m}$) [Bažant et Kim, 1987]. Dès lors la cinétique semble changée du fait de ces nouveaux chemins de transfert. D'autre part, [Wyrzykowski et Lura, 2014] observent une redistribution de l'eau au sein des pores du matériau sous chargement mécanique néanmoins, cette redistribution semble modeste (*i.e* 2 % d'augmentation d'humidité relative sous une charge de 26 MPa).

2.4 Modélisation de la dessiccation des bétons

Il existe différentes approches pour modéliser le processus de dessiccation des bétons. Parmi celles-ci on trouve des modélisations macroscopiques, que nous allons développer dans le cadre des matériaux cimentaires et des modélisations à une échelle plus mésoscopique, telles les méthodes d'homogénéisation [Lewandowska et Laurent, 2001]. Le principe de ces secondes méthodes est de considérer les équations locales dans toutes les phases du matériau poreux en prenant en compte les interactions entre les différentes phases afin d'obtenir une valeur moyenne sur un volume représentatif.

Dans le cadre de cette étude, l'échelle de modélisation se place au niveau macroscopique. Ainsi, le milieu poreux du béton ne sera pas représenté explicitement mais sera envisagé comme un milieu avec un comportement et des quantités moyennes. Ce type de modélisation semble avantageux puisqu'il permet de s'affranchir de la description complète du milieu poreux.

2.4.1 État de l'art des modèles

Cette bibliographie n'est pas exhaustive, une grande partie des informations sont issues de [Thiery *et al.*, 2007]. La modélisation macroscopique des transferts hydriques dans les matériaux cimentaires a été initialement adaptée des travaux initiés dans les sols [Lewis, 1921]. On retrouve deux grandes familles de modélisation :

Modélisation à l'aide d'une équation de diffusion : C'est Bažant, le premier [Bažant et Najjar, 1971] qui a proposé de remplacer la théorie linéaire de la dessiccation qui jusqu'ici donnait des résultats peu satisfaisants, par une approche non linéaire à l'aide d'une équation de diffusion fonction de la teneur en eau.

$$\frac{\partial w}{\partial t} - \text{div}(D \mathbf{grad}(w)) = 0 \quad (1.2.6)$$

ici D représente la diffusivité hydrique. Cette approche est reprise dans un certain nombre de travaux par exemple [Mensi *et al.*, 1988] ou bien plus récemment par [Jafarifar *et al.*, 2014, Huang *et al.*, 2017]. On peut retrouver la même équation cependant réécrite en fonction de l'humidité relative dans [Buil, 1990, Xi *et al.*, 1994a]. Puisqu'il existe une relation entre la teneur en eau et l'humidité relative il ne s'agit finalement que d'un changement de variable.

En pratique, la diffusivité hydrique est identifiée par analyse inverse sur la base d'essais expérimentaux (courbe de perte en masse, profil de teneur en eau obtenu par gammamétrie). Bien qu'efficace et simple, cette approche ne permet cependant pas de caractériser l'apport de chaque phénomènes dans le processus global. Ce qui nous amène à un second type de modélisation.

Modélisation multiphasique : Il est possible d'avoir une approche plus complexe du phénomène. Dans [Coussy *et al.*, 2001, Baroghel-Bouny *et al.*, 1999, Mainguy *et al.*, 2001, Thiery *et al.*, 2007] les auteurs se proposent de prendre les différentes phases (liquide, vapeur et air sec) présentes et de modéliser les échanges par le biais des équations de diffusion et de perméation présentées ci-avant. En considérant l'équation de conservation de la masse pour l'eau liquide, la vapeur d'eau et l'air sec :

$$\frac{\partial m_l}{\partial t} + \text{div}(\mathbf{J}_l^m) = -\dot{m}_{vap} \quad (1.2.7a)$$

$$\frac{\partial m_v}{\partial t} + \text{div}(\mathbf{J}_v^m) = \dot{m}_{vap} \quad (1.2.7b)$$

$$\frac{\partial m_a}{\partial t} + \text{div}(\mathbf{J}_a^m) = 0 \quad (1.2.7c)$$

avec \dot{m}_{vap} le taux d'évaporation, m_i la masse par unité de volume de béton et J_m^i le flux massique. Les lettres l, v et a font référence à respectivement l'eau liquide, la vapeur d'eau et enfin l'air.

En combinant les équations 1.2.7a, 1.2.7b et 1.2.7c on obtient une équation de diffusion comme celle rencontrée dans l'approche simplifiée (1.2.6). Cependant, dans le cas présent l'apport de chaque mécanisme est découplé.

$$\frac{\partial(m_l + m_v + m_a)}{\partial t} + \text{div}(\mathbf{J}_l^m + \mathbf{J}_v^m + \mathbf{J}_a^m) = 0 \quad (1.2.8)$$

La résolution de l'équation 1.2.8 se fait par calcul aux éléments finis ou bien encore par volume finis. Cette approche a l'avantage de permettre une identification de l'apport de chaque phénomène, néanmoins, l'identification des paramètres se complexifie avec l'augmentation de leur nombre. Ainsi, il est possible de retrouver des approches intermédiaires qui considèrent seulement quelques mécanismes suivant le problème rencontré (perméabilité du matériau plus ou moins faible, ambiance de dessiccation, temps de dessiccation). L'approche présentée ici se portera sur un modèle négligeant certains mécanismes.

2.4.2 Synthèse de la dessiccation des matériaux cimentaires

Un état de l'art des travaux sur la dessiccation des matériaux cimentaires a été réalisée dans cette partie. Après avoir étudié les milieux poreux au sein des matériaux cimentaires, la dessiccation a été investiguée. Cette dernière est un phénomène multifactoriel, avec différents mécanismes qui se développent suivant les différentes tailles de pores (perméation et diffusion dans la macro-porosité et diffusion dans les petits pores), forme de matrice solide (tortuosité, connectivité, état de saturation). Elle induit des effets sur le comportement mécanique, esthétique (fissuration superficielle), ainsi que des transferts hydriques. Ce qui joue sur la durabilité. Pour modéliser ce processus différentes approches existent. La complexité des modèles existant étant proportionnelle aux nombres de paramètres à déterminer.

3 Comportement mécanique différé

En 1912, Eugène Freyssinet lors de la construction du pont de Veudre fut certainement le premier à constater des déformations importantes et non prévues sur son pont. Depuis cette époque il est notoire que le béton est sujet à des déformations différées.

Ces déformations différées, quelles qu'en soient leurs natures, peuvent générer, si elles sont restreintes, des désordres structurels qui mettent en péril l'intégrité ainsi que la durabilité d'une structure en béton. Leur intégration dans le processus de réalisation est donc d'une importance majeure. Les normes de construction actuelles prennent naturellement ces déformations (de manière plus ou moins complexe) en compte. Cependant, les mécanismes moteurs de ces phénomènes gardent encore quelques secrets.

Conventionnellement, les déformations différées sont séparées en deux grandes catégories :

- les déformations de retrait ϵ_r qui se produisent sans chargement mécanique extérieur ;
- les déformations de fluage ϵ_f qui résultent de l'application d'un chargement mécanique.

Le mouvement d'eau est un paramètre fondamental dans le comportement des matériaux à matrice cimentaire. Cela implique que les déformations différées sont encore divisées en deux catégories :

- sans échange d'eau avec l'extérieur tel que le retrait endogène ϵ_{re} et le fluage propre ϵ_{fp} ;
- avec échange d'eau avec l'extérieur tel que le retrait de dessiccation ϵ_{rd} et le fluage de dessiccation ϵ_{fd} .

Il est usuel de décomposer la déformation totale ϵ_{tot} du béton comme la somme des déformations présentées augmentée de la déformation instantanée du béton sous chargement [Rilem Technical Committee, 1998] :

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{el} + \epsilon_r + \epsilon_f = \epsilon_{el} + \underbrace{\epsilon_{re} + \epsilon_{th} + \epsilon_{rd}}_{\epsilon_{retrait}} + \underbrace{\epsilon_{fp} + \epsilon_{fd}}_{\epsilon_{fluage}} \quad (1.3.1)$$

Cette approche, bien que classique, suppose que toutes les déformations sont découplées ce qui n'est pas forcément réaliste. Certains auteurs considèrent un couplage entre les déformations endogènes et les déformations de fluage en considérant que les tensions capillaires générées par l'auto-dessiccation induisent un chargement additionnel entraînant des déformations de fluage propre d'amplitude plus importantes.

Dans le cas présent, les éprouvettes sont conservées immergées jusqu'au 28^{ème} jours. Ce constat permet, dans le cas d'un béton ordinaire, de ne pas prendre en compte la déformation de retrait endogène ϵ_{re} . Bien que cette composante apporte une part de déformation supplémentaire même après 28 jours, cette dernière sera négligé ici, permettant par la même occasion de faire l'hypothèse du découplage des phénomènes. Quant aux déformations ϵ_{th} apportées par les faibles variations de température externe observées⁷, elles seront négligées. De manière générale, la présente étude s'intéresse au comportement à long terme des échantillons. Les

7. une variation homogène de la température d'une éprouvette de $\Delta T = 5 \text{ }^\circ\text{C}$ entraîne une déformation thermique de l'ordre de $\epsilon_{th} = 50 \mu\epsilon$

déformations thermiques et endogènes d'un béton ordinaires sont souvent négligeables à long terme. Nous allons donc développer ici les paramètres influant le retrait de dessiccation ϵ_{rd} , le fluage propre ϵ_{fp} et le fluage de dessiccation ϵ_{fd} .

3.1 Le retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est une conséquence à l'échelle macroscopique du processus de dessiccation. Par l'intensité des contraintes générées il peut entraîner de la fissuration et être de majeure importance.

3.1.1 Mécanismes du retrait de dessiccation

Bien qu'objet de nombreuses études, le retrait de dessiccation n'est pas encore parfaitement connu. Les travaux présentés dans la littérature s'accordent à dire que le processus est le fruit de plusieurs mécanismes. On peut dégager trois principaux phénomènes expliquant le retrait de dessiccation.

Pression capillaire : Comme l'illustre la figure 1.3.1, l'eau dans les pores du béton est présente sous deux formes : en phase liquide et en phase gazeuse. À l'interface des deux phases, un ménisque se crée et génère des tensions capillaires sur le squelette solide. Ces tensions amènent une contraction du squelette solide.

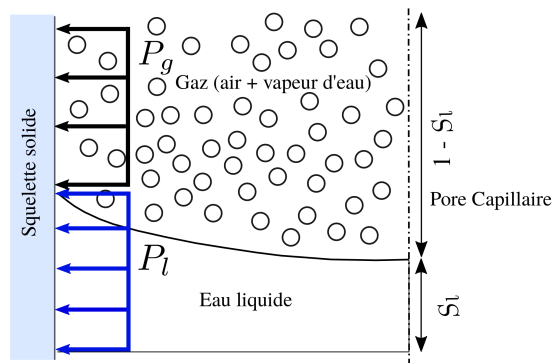


FIGURE 1.3.1 – Pression au sein des pores capillaires

La pression capillaire au sein du milieu poreux est définie comme la différence entre la pression d'eau liquide et la pression du gaz. L'équation 1.3.2 présente la relation (équation de Laplace).

$$P_c = P_g - P_l = 2\gamma_s \frac{1}{r_d} \quad (1.3.2)$$

où γ_s est la tension de surface de l'eau des pores, r_d est le rayon de courbure du ménisque. D'autre part, il est possible de relier la pression capillaire à l'évolution de l'humidité relative au sein des pores en émettant l'hypothèse que la pression du gaz est proche la pression atmosphérique et que l'eau liquide est en équilibre avec la vapeur d'eau (équation de Kelvin) :

$$P_c = \frac{\rho_w RT}{M} \ln(HR) \quad (1.3.3)$$

où R est la constante des gaz parfaits, T est la température, M la masse molaire de l'eau, ρ_w la masse volumique de l'eau comprise dans les pores. Ainsi, la pression capillaire augmente lorsque l'humidité relative diminue et est d'autant plus importante que la taille des pores est petite. Ce mécanisme n'est pas actif pendant toute la dessiccation du matériau. Lorsque la phase liquide devient discontinue, ce mécanisme de retrait perd de son impact. De plus, il semblerait logique qu'avec la discontinuité de la phase liquide, les efforts de compression du squelette se relâchent provoquant un gonflement. Néanmoins, ce n'est pas observé macroscopiquement, d'autres mécanismes entre en jeu.

Pression de disjonction : Initialement proposé par Derjaguin et repris par [Powers, 1968], la variation des pressions de disjonction est un mécanisme qui peut expliquer le retrait observé. Lorsque l'humidité relative est proche de 100 %, la pression de disjonction est maximale et impose un effort qui tend à écarter les parois du solide. Ce phénomène peut être mis en évidence par l'essai présenté dans [Beltzung et Wittmann, 2005] (deux sphères de quartz en contact dans un environnement sec ($HR \approx 0\%$) qui est progressivement humidifié, de l'eau s'adsorbe sur les sphères créant par la même occasion des pressions entre les sphères mesurées par un ressort). La diminution de l'humidité relative va donc entraîner une diminution de la pression capillaire (équation de Kelvin 1.3.3) et va exercer des efforts de traction sur la matrice cimentaire.

Plusieurs types de forces entrent en jeu dans ce mécanisme. Parmi celles-ci on trouve les interactions de van der Waals, les charges électro-statiques (coulombiennes). L'apport de chaque force est difficile à déterminer.

Énergie de surface solide (ou tension de surface) : Lorsqu'une molécule d'eau se trouve près d'une surface solide, elle subit une force dont la résultante est perpendiculaire à la surface du solide. Dans le cadres des matériaux cimentaires, les gels d'hydrates (C-S-H) présentent des surfaces spécifiques importantes. Ainsi, un nombre important de molécule d'eau peut être adsorbé sur les parois solides. L'énergie surfacique est directement liée à l'épaisseur d'eau adsorbée :

$$\Delta\gamma_s = RT \int_0^\phi \Gamma d(\ln(P_v)) \quad (1.3.4)$$

où R est la constante des gaz parfaits, T est la température. Lorsque l'humidité relative diminue, l'épaisseur adsorbée Γ diminue ce qui entraîne une augmentation de la tension de surface engendrant une déformation macroscopique. Cette déformation peut être reliée par un facteur de proportionnalité λ_{rd} à la variation de la tension surfacique par la loi de Bangham [Bangham *et al.*, 1932, Hansen, 1987].

$$\Delta\epsilon_{rd} = \lambda_{rd} \Delta\gamma_s \quad (1.3.5)$$

Récapitulatif et discussion des mécanismes

Le tableau 1.3.1 récapitule les différents mécanismes à l’origine du retrait de dessiccation suivant les auteurs de la littérature. Malgré de nombreuses études sur les mécanismes moteurs du retrait, aucun accord n’a été encore trouvé quant à l’origine de cet effet. Cependant, tout le monde s’accorde à dire qu’aucun mécanisme seul ne peut expliquer le retrait de dessiccation sur toutes les gammes d’humidités relatives.

	Humidité relative [%]					
	0	20	40	60	80	100
Powers (1965)	←----- Pression de disjonction -----→					
	←----- Pression capillaire -----→					
Ishai (1965)	← Energie surfacique →		← Pression capillaire →			
Feldman et Serada (1970)	← Eau interfoliaire → ← Pression capillaire & énergie surfacique →					
Wittmann (1968)	← Energie surfacique →			← Pression de disjonction →		
Hansen (1987)	←----- Energie surfacique -----→					
	←----- Pression capillaire -----→					

TABLE 1.3.1 – Synthèse des mécanismes de retrait inspiré de [Soroka, 1980]

La majorité des approches considèrent la pression capillaire comme mécanisme majeur dans la gamme des humidités relatives supérieures à $\approx 40\%$. Les modélisations par les modèles de pression capillaire offrent de bonne estimation de l’évolution du retrait de dessiccation. De plus, dans ces gammes d’humidités le retrait est responsable du réarrangement ainsi que de la redistribution des C-S-H ce qui entraîne des déformations irréversibles [Ye et Radlińska, 2016]. Tandis qu’une dessiccation sous une humidité de $\approx 40\%$ est quasi totalement recouvrable amenant à penser que deux mécanismes différents agissent. Certains auteurs additionnent la pression de disjonction au mécanisme de pression capillaire.

Les mécanismes d’énergie de surface solide sont eux utilisés principalement dans le cas des humidités où les phénomènes de pression capillaire ne peuvent plus être présents. Lorsque la phase capillaire n’est plus continue, et que les ménisques ne sont plus établis on attribue le retrait aux phénomènes de surface solide. Certains auteurs comme [Hansen, 1987] considèrent ce phénomène comme valide même à haute humidité. Néanmoins, en l’état, l’équation 1.3.5 sous-estime fortement le retrait si seul ce mécanisme est considéré.

Pour conclure, différents mécanismes peuvent-être à l’origine des phénomènes de retrait de dessiccation. Il est l’état impossible de dire lequel des ces mécanismes est majoritaire. Le retrait de dessiccation est la somme de tous les mécanismes présentés avec une part différente suivant les gammes d’humidités relatives. Dans le cas de modélisation pour des valeurs supérieures à 40% il semble cohérent de ne modéliser que la pression capillaire. Pour ce qui est des valeurs inférieures, rajouter des mécanismes demanderait de caler des paramètres difficiles à quantifier tel que λ_{rd} de la relation 1.3.5.

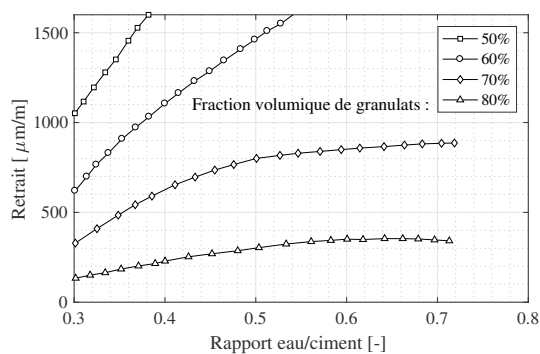
3.1.2 Facteurs influents le retrait de dessiccation

Plusieurs facteurs peuvent modifier l'amplitude ainsi que la cinétique de retrait de dessiccation. Les matériaux cimentaires et plus particulièrement le béton sont des matériaux hétérogènes. Le comportement de la pâte de ciment et des granulats sont différents. Leur composition, conditions de conservation vont influencer sur le retrait de dessiccation⁸ obtenu.

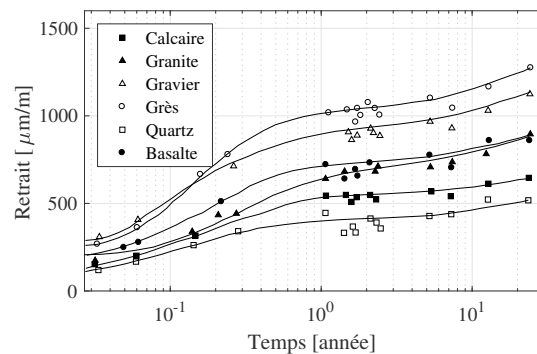
En tout premier lieu, il est important de noter que le retrait se fait essentiellement dans la pâte de ciment. Si l'on fixe un rapport eau sur liant et que l'on change la quantité de liant, il en résulte une augmentation du retrait puisque le volume de pâte est directement lié au volume de liant. Si l'on fixe le volume de granulats et que l'on change le rapport eau sur liant, [Brooks, 1989] montre que le retrait évolue proportionnellement avec ce rapport pour des gammes de $e/c \in [0.2; 0.6]$. Au-dessus de ces valeurs, l'eau s'évapore sans générer de retrait associé. Ce phénomène est illustré par la figure 1.3.2a, l'évolution du retrait en fonction du rapport e/c et de la fraction volumique de granulats.

L'influence des granulats dans le phénomène étudié est mise en lumière en fixant le rapport e/c . De manière générale les granulats restreignent le retrait (figure 1.3.2a). Les tailles des granulats ne semblent pas influencer l'amplitude du retrait de dessiccation, en revanche la fraction volumique de granulat a un impact majeur (figure 1.3.2a). En effet plus la fraction volumique de granulat est importante plus le retrait sera faible.

Un dernier point important est la nature du granulat. Certains granulats comme l'illustre la figure 1.3.2b, peuvent augmenter le retrait final [Neville, 2008]. Les granulats ordinaires ne font pas ou très peu de retrait tandis que certains ont un retrait équivalent à des bétons réalisés avec des granulats ordinaires. Théoriquement, plus la rigidité du granulat sera importante, plus le retrait sera réduit.



(a) Évolution du retrait final en fonction du rapport e/c [Odman, 1968]



(b) Influence de la nature du granulat [Troxell et al., 1958]

FIGURE 1.3.2 – Facteurs influençant le retrait final de dessiccation

Quant aux effets des conditions de conservation, l'effet de l'âge du béton (condition de cure), n'a que peu d'influence sur le retrait de dessiccation. Au-delà d'une vingtaine de jours, l'influence n'est plus significative [Benboudjema, 2002].

8. Dans tout ce paragraphe l'auteur entendra par retrait, retrait de dessiccation.

De même, le taux de séchage, n'a pas d'impact sauf si le matériau est plongé dans une ambiance très sèche ce qui va générer un gradient de séchage très important et induire de la fissuration réduisant le retrait apparent [Neville, 2008]. Les conditions extérieures affectent fortement l'amplitude du retrait. En effet, comme le retrait est lié au départ d'eau du matériau, le retrait sera d'autant plus important que le matériau aura séché dans la limite ou la fissuration induite n'est pas un mécanisme prépondérant.

Enfin, si on considère l'effet d'échelle sur le retrait de dessiccation, certains auteurs trouvent que lorsque la taille de l'éprouvette augmente la valeur asymptotique de retrait de dessiccation diminue [Benboudjema, 2002, Samouh *et al.*, 2017, EN, 2005]. Ainsi, les dimensions de la pièce étudiée et son rapport surface séchage/volume jouent un rôle dans l'amplitude de retrait finale tandis que d'autres n'observent pas d'impact sur la valeur finale [fib, 2013]

3.1.3 Effets du retrait de dessiccation

L'impact de la dessiccation est étroitement lié aux mécanismes de retrait de dessiccation. Le couple séchage, retrait de dessiccation est à l'origine d'auto-contrainte induites au sein du matériau que l'on retrouve à différents niveaux. En tout premier lieu, si on regarde l'état des contraintes au sein du matériau (même dans le cadre d'un matériau homogène), on constate comme l'illustre la figure 1.3.3 que des gradients de contraintes se développent [Benboudjema *et al.*, 2005, Grasley *et al.*, 2006]. On observe des contraintes de traction en peau et de compression en cœur. Lorsque la contrainte en peau atteint la résistance en traction une microfissuration de surface apparaît. La taille de cette fissuration est en générale inférieure à 50 μm [Lagier *et al.*, 2011].

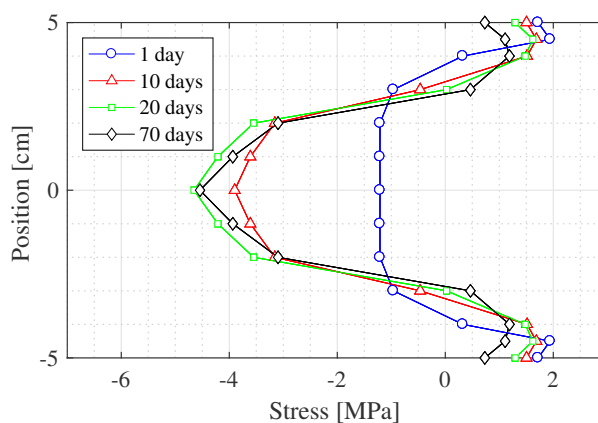


FIGURE 1.3.3 – Répartition numérique des contraintes au sein du matériau [Soleilhet *et al.*, 2017]

Si on se place à l'échelle de la pâte de ciment, on a vu que seule cette dernière produit un retrait. Les granulats restent quasi insensibles à la variation hydrique. Ainsi, à l'interface entre les deux constituants, une zone d'incompatibilité de déformation se crée et peut amener à des fissurations à l'interface pâte/granat. [Bisshop et Van Mier, 2002] étudient l'impact de la taille d'inclusion sphérique en verre sur la microfissuration apparente. Il note que plus la

taille des inclusions est importante, plus la fissuration apparente est importante et diffuse. À l'inverse, lorsque la taille diminue la fissuration est moins importante et orientée dans le sens du flux hydrique. Cette fissuration va engendrer des modifications des propriétés apparentes du matériau tant en terme de propriétés mécaniques [Szczesniak *et al.*, 2013] que de propriétés de transferts. À une échelle encore plus petite, au niveau des C-S-H, on constate que des incompatibilités s'observent aussi à cette échelle. La Portlandite et le ciment anhydre sont insensibles au variation hydrique à contrario des C-S-H qui sont eux, poreux.

3.1.4 Modélisations

Les modélisations présentées dans cette partie ne s'intéressent pas aux modélisations réglementaires. Le lecteur pourra se référer à [Theiner *et al.*, 2014] pour plus d'informations sur le sujet. Il existe différentes classes de modélisation qui prennent en compte le retrait de dessiccation. Certaines sont issues de constats expérimentaux tandis que d'autres sont basées sur des mécanismes "physiques".

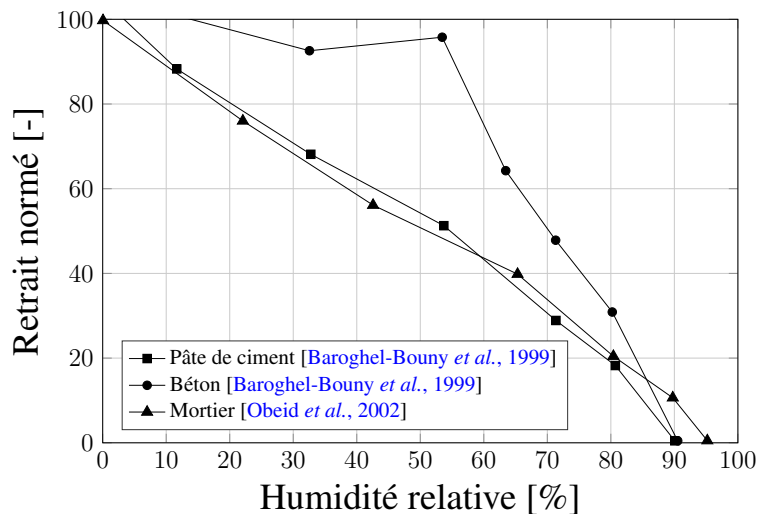


FIGURE 1.3.4 – Évolution du retrait en fonction de l'humidité relative

Modélisation phénoménologique : Les travaux expérimentaux présentés dans la littérature, par exemple [Granger, 1995, Baroghel-Bouny *et al.*, 1999], montrent une relation linéaire entre le retrait de dessiccation et l'humidité relative figure 1.3.4. Cette observation amène un nombre important d'auteurs, par exemple [Bažant et Xi, 1994, Wang *et al.*, 2014], à relier linéairement la déformation de retrait de dessiccation à la variation d'humidité relative par le biais de l'équation 1.3.6.

$$\dot{\epsilon}^{rd} = k_{rd}^h \dot{h} \mathbf{1} \quad (1.3.6)$$

où $\dot{\epsilon}^{rd}$ est le tenseur de déformation de retrait de dessiccation, k_{rd}^h le coefficient de compressibilité hydrique et $\mathbf{1}$ le tenseur unité.

D'autres auteurs [Benboudjema *et al.*, 2005] ne considèrent pas cette modélisation mais admettent plutôt que le retrait de dessiccation est linéairement lié à la variation de teneur en eau.

$$\dot{\epsilon}^{rd} = k_{rd}^w \dot{w} \mathbf{1} \quad (1.3.7)$$

où k_{rd}^w [$\text{m}^3 \text{L}^{-1}$] est un coefficient de proportionnalité déterminé dans la zone linéaire. Cette modélisation simple est basée sur des observations expérimentales. Facile à mettre en œuvre elle n'est pas sans limite. L'hypothèse de linéarité du retrait de dessiccation des bétons ne semble pas être valable sur toute la plage de variation de HR. En effet, si on se réfère à la figure 1.3.4, l'observation expérimentale montre une linéarité du retrait sur toute la gamme d'humidité relative pour les pâtes de ciment et les mortiers mais pas pour le béton. Cette zone de linéarité se limite à des HR $\in [50\%; 100\%]$. L'inclusion de granulats change le comportement du matériau. Comme exprimé dans la partie 3.1.2, la présence de granulats restreint le retrait. De plus, la fissuration dû à l'incompatibilité des déformations entre la pâte et les granulats peut entraîner une diminution du retrait de dessiccation apparent [De Sa, 2007].

Certains auteurs, pour limiter l'approximation de la modélisation linéaire, modifient le coefficient de proportionnalité soit en prenant différents coefficients en fonction des gammes d'humidité, soit en prenant un coefficient comme une fonction hyperbolique.

Modélisation basée sur la pression capillaire :

Dans les gammes standards d'humidité relative, le mécanisme prédominant est celui de retrait par pression capillaire. Ainsi, [Shimomura et Maekawa, 1997, Yuan et Wan, 2002] proposent de modéliser le retrait par le biais de la contrainte qui s'applique sur le squelette solide prise proportionnelle à la pression capillaire et à la proportion volumique de l'eau liquide par rapport au béton.

$$\sigma_s = A_s P_c \mathbf{1} \quad (1.3.8)$$

On peut ensuite par la loi de Hooke, relier la contrainte à la déformation par le biais du module d'élasticité du squelette solide 1.3.9.

$$\epsilon^{rd} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (1.3.9)$$

Modélisation poromécanique : Une alternative aux approches phénoménologiques est trouvée dans les travaux de poromécanique. Pour décrire deux modèles de retrait issus de la poromécanique, considérons dans un premier temps un volume représentatif extrait d'un milieu poreux incompressible. Ce volume présente une porosité initiale ϕ_0 et une température donnée T_0 . En faisant l'hypothèse que le milieu est linéaire, isotrope et isotherme, l'équation qui donne la contrainte du problème poro-élastique sous une pression p dans la porosité est donnée par :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \mathbf{K} \underline{\underline{\epsilon}} - bp \underline{\underline{1}} \quad (1.3.10)$$

où $\underline{\underline{\sigma}}$, $\underline{\underline{\epsilon}}$ sont respectivement la contrainte moyenne et la déformation volumique, \mathbf{K} le module tangent, b le coefficient de Biot enfin $\underline{\underline{1}}$ correspond au tenseur identité d'ordre 2. La pression au sein des pores capillaires est donnée par la pression moyenne P_m . Cette pression moyenne, qui est appliquée au squelette solide, est donnée par l'équilibre de la phase vapeur et liquide au sein des pores (Eq. 1.3.11).

$$P_m = S_l P_l + (1 - S_l) P_g \quad (1.3.11)$$

En utilisant la notion de pression capillaire (1.3.2) et en l'injectant dans (1.3.11) on obtient la pression moyenne en fonction de la pression capillaire et de la pression du gaz [Gawin *et al.*, 2007].

$$P_m = P_g - S_l P_c \quad (1.3.12)$$

On sait aussi que la pression capillaire est reliée à l'humidité relative par la relation de Kelvin Laplace modifié.

$$P_c = P_g - P_l = -\frac{\rho_l R T}{M} \ln(HR) \quad (1.3.13)$$

En outre en utilisant la relation 1.3.13 on peut calculer la pression capillaire sous une humidité relative de 50 %. Cette dernière est de l'ordre de 95 MPa. En comparaison, la pression des gaz est bien moins importante puisqu'elle est proche de la pression atmosphérique soit $P_g \approx P_{atm} = 0.1$ MPa. Ce qui permet de faire l'hypothèse que $P_g \ll P_l$ et définir $P_c \approx P_l$.

Dans cette modélisation les interactions entre le fluide et les parois solides ne sont pas prises en compte. [Coussy *et al.*, 2004] proposent la relation 1.3.14 pour tenir compte de ces interactions.

$$P_m^{coussy} = P_m - U(S_l) \quad \text{avec} \quad U(S_l) = \int_{S_l}^1 P_c(S'_l) dS'_l \quad (1.3.14)$$

La définition ainsi proposée n'est pas similaire à celle de [Gawin *et al.*, 2007]. L'incrément de pression sera défini dans les deux cas par :

$$dP_m = -P_c dS_l - S_l dP_c \quad (1.3.15a)$$

$$dP_m^{coussy} = dP_m - dU(S_l) = -P_c dS_l - S_l dP_c - d \left[\int_{S_l}^1 P_c(S'_l) dS'_l \right] = -S_l dP_c \quad (1.3.15b)$$

Finalement, si on reprend l'équation (1.3.16), sans prendre en compte les différences entre les deux modèles dans un premier temps, la contrainte s'appliquant sur le matériau, en tenant compte de la pression capillaire, peut s'exprimer de la manière suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \mathbf{K} \underline{\underline{\epsilon}} - b S_l P_c \underline{\underline{1}} \quad (1.3.16)$$

En inversant la loi de comportement élastique, isotrope qui lie la contrainte à la déformation on obtient la relation 1.3.17.

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \frac{1 + \nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \quad (1.3.17)$$

La déformation de retrait est une déformation qui se fait sans chargement extérieur, $\underline{\underline{\sigma}}$ est donc nul. La déformation de retrait est donnée par 1.3.18.

$$\underline{\underline{\epsilon}}^{rd} = \frac{1 - 2\nu}{E} b S_l P_c \underline{\underline{1}} \quad (1.3.18)$$

L'équation 1.3.18 est considérée dans le cadre de la poromécanique (*i.e* un solide élastique). La prise en compte seule de la partie élastique de la déformation de retrait peut entraîner une sous estimation de l'amplitude du retrait d'un facteur 2 voir 3 [Ye et Radlińska, 2016]. On peut aussi considérer une modélisation plastique voir visco-élastique du solide. Dans le second cas, le module de compressibilité K n'est plus constant mais fonction du temps. La prise en compte du fluage dans le retrait de dessiccation se fait soit selon l'équation 1.3.19 en prenant une pression moyenne correspondant à celle définie par [Gawin *et al.*, 2007], soit l'équation 1.3.20 pour celle définie par [Coussy *et al.*, 2004].

$$\epsilon^{rd} = (1 - 2\nu)b \left(\frac{S_l P_c}{E} + \int_{t'=0}^{t'=t} J(t - t', t') \frac{d(S_l P_c)}{dt'} dt' \right) \quad (1.3.19)$$

$$\epsilon^{rd} = (1 - 2\nu)b S_l \int_{t'=0}^{t'=t} \left(\frac{1}{E} \frac{dP_c}{dt'} + J(t - t', t') \frac{dP_c}{dt'} \right) dt' \quad (1.3.20)$$

avec J la complaisance de fluage propre. Le fluage de dessiccation, notion introduite dans le prochain chapitre, n'est pas pris en compte dans la modélisation du retrait de dessiccation. Sellier dans [Sellier *et al.*, 2016] considère l'interaction entre le retrait et le fluage de dessiccation par l'intermédiaire d'un coefficient de biot qui dépend de l'état de contrainte du matériaux.

Modélisation homogénéisée : Il existe dans la littérature des modèles basés sur des méthodes d'homogénéisation. De manière analogue au modèle présenté dans la partie sur la dessiccation, ces modèles prennent les valeurs de chaque constituant du matériau pour obtenir une valeur moyenne homogénéisée pour un VER. Ces méthodes ne seront pas développées ici, néanmoins, le lecteur peut se référer à [Le Pape *et al.*, 2015] pour plus d'informations.

3.1.5 Synthèse

Le retrait de dessiccation est un phénomène dont l'origine n'est pas forcément bien connue. Pour les humidités relatives standards (*i.e* 50 %), on considère que les phénomènes majeurs sont la pression capillaire et les pressions de disjonctions. La formulation du matériau et le type de granulats utilisés induit également des changements sur l'amplitude du retrait. Pour modéliser et prendre en compte ces changements volumiques, différents types de modèles existent. Certaines approches sont plus orientées vers des constatations phénoménologiques tandis que d'autres s'appuient sur les théories poromécaniques. Les premiers modèles ont l'avantage d'être simples mais ne sont pas basés sur des considérations physiques. De plus,

on constate expérimentalement que la linéarité postulée n'est pas toujours vérifiée. On observe parfois une bi-linéarité résultante des différentes cinétiques de dessiccation. Pour passer outre ce constat, le modélisateur peut considérer deux coefficients k . La seconde approche, permet quant à elle, d'avoir une représentation plus physique du phénomène, néanmoins, elle nécessite la calibration de différents paramètres parfois difficiles à appréhender.

3.2 Le fluage

Lorsqu'un ouvrage en béton est soumis à un chargement mécanique constant, il présente dans un premier temps une déformation instantanée, puis sous l'action du temps, une déformation différée vient s'ajouter. Le fluage du béton correspond au fait que la relation entre contrainte et déformation est fonction du temps. Le fluage est un processus complexe qui dépend d'un nombre de paramètres important. Parmi ceux-ci on trouve : le type de chargement, la fraction volumique de granulat du matériau, le rapport e/c, le ratio entre le chargement appliqué et la résistance du matériau, le type de ciment, l'âge ou bien le temps de chargement ainsi que les conditions d'environnement. Le problème est donc multifactoriel.

On observe pour des chargements inférieurs à environ 30-50 % de la résistance maximale que le fluage est proportionnel au chargement appliqué en compression. En traction, il n'y a pas de consensus dans la littérature (voir par exemple la revue de littérature dans [Hilaire, 2014]). Au dessus de cette valeur, le matériau exhibe un comportement non linéaire. Ces non linéarités deviennent de plus en plus importantes à mesure que le chargement appliqué augmente jusqu'à atteindre une zone où une rupture par fluage apparaît (au dessus de 80 % de la résistance maximale) [Brooks, 2015]. Dans le cadre de notre étude, le chargement est appliqué progressivement et de manière diffuse par la déformation hydrique, on fera l'hypothèse que la contrainte appliquée sera toujours inférieure à 50 % de la résistance maximale, et que le fluage sera proportionnel à cette contrainte en compression. On supposera également une similarité du fluage en traction et en compression étant donné le manque de consensus à ce sujet. Enfin, le fluage comme présenté dans l'introduction est décomposé classiquement en deux termes de déformations : le fluage propre et le fluage de dessiccation.

3.2.1 Fluage propre

Le fluage propre du béton correspond à la part de déformation différée d'un béton protégée de la dessiccation, chargée dans le temps sous une contrainte constante auxquelles les déformations endogènes et élastiques ont été soustraites. Cette déformation, tient une part importante dans la somme des déformations différées, il est donc nécessaire de bien la prendre en compte. L'évolution de la déformation sous contrainte, dans la gamme de proportionnalité du fluage, est donnée par la relation 1.3.21 :

$$\epsilon(t) = \mathbf{J}(t)\sigma \quad (1.3.21)$$

avec ϵ la déformation totale, σ la contrainte constante imposée et \mathbf{J} la complaisance de fluage.

3.2.1.1 Mécanismes moteurs du fluage propre

Bien que sujet à de nombreuses études, les mécanismes de fluage et plus particulièrement de fluage propre restent encore en question. La littérature s'accorde cependant sur le fait que l'eau interstitielle joue un rôle important dans le processus. Ainsi, plus la teneur en eau est faible, plus le fluage propre est faible, de même si on évapore toute l'eau disponible au sein du matériau, aucun fluage n'est observé [Acker et Ulm, 2001]. Les mêmes auteurs ont analysés des essais de la littérature et en exprimant la dérivée de la complaisance de fluage en fonction du temps concluent sur la présence de deux cinétiques d'évolution : une évolution rapide à court terme et une autre plus lente à long terme. On retrouve principalement trois explications en fonction des phases considérés :

À court terme, le fluage est le résultat selon [Acker et Ulm, 2001] de la redistribution de l'eau libre et physisorbée par diffusion dans les espaces capillaires.

Quant au fluage à plus long terme, le mécanisme moteur viendrait toujours selon [Acker et Ulm, 2001] de la structure même des hydrates de C-S-H. Seul ces hydrates sont susceptibles de présenter des déformations visqueuses. Bien qu'un accord soit trouvé sur ce point, la cause de ces déformations porte toujours à question. Certains s'accordent à dire que les feuillettes de C-S-H glissent et se réorganisent par micro-diffusion de l'eau d'autres pensent que les hydrates se dissolvent puis reforment de nouveaux hydrates [Vandamme et Ulm, 2009].

Néanmoins, ces différences de mécanismes à court et long terme sont remis en cause par [Torrenti et Leroy, 2015] qui montrent que si le temps de chargement est pris en compte dans la détermination de la dérivée de la complaisance de fluage par rapport au temps, alors une seule cinétique s'observe dans le processus ce qui induirait qu'un seul mécanisme serait moteur du fluage propre.

3.2.1.2 Facteurs influents

Dans le développement du fluage, la déformation se localise essentiellement dans la pâte de ciment. La composition du matériau va influencer l'évolution du fluage propre. Le rapport granulats/ciment est un des paramètres important. Contrairement à la pâte de ciment, les granulats standards ne fluent pratiquement pas [Hobbs, 1970] ce qui implique que le volume de granulats présent va restreindre l'amplitude des variations volumiques de la pâte de ciment. De même la qualité du granulats joue un rôle. Dans le cas de granulats avec des modules d'élasticité supérieurs à 70 GPa, l'influence sur la déformation de fluage est négligeable [Brooks, 2015]. D'autre part, comme pour le cas du retrait de dessiccation, l'auréole de transition entre la pâte et les granulats semble jouer un rôle dans le fluage du béton. La granulométrie va induire des changements sur la déformation de fluage : pour des granulats de fortes dimensions $D_{max} = 25.4$ mm le fluage sera plus important que pour des granulats de taille plus raisonnables $D_{max} = 9.5$ mm. En d'autre terme, plus le volume de granulats et la qualité des granulats sont bons moins le fluage se développera.

De même le rapport e/c va influencer doublement l'évolution du fluage. En tout premier lieu, il va changer le rapport entre le volume de granulats et le volume de pâte ce qui va avoir les conséquences discutées ci-avant. En second lieu, il va impacter la résistance du matériau et sa cinétique de maturation. L'augmentation du rapport e/c va entraîner une augmentation du

fluage spécifique⁹ comme l'illustre la figure 1.3.5. L'augmentation du rapport e/c va engendrer une augmentation de la porosité capillaire ainsi qu'une diminution de la résistance ce qui permet de supposer que le fluage est lié à ces deux paramètres.

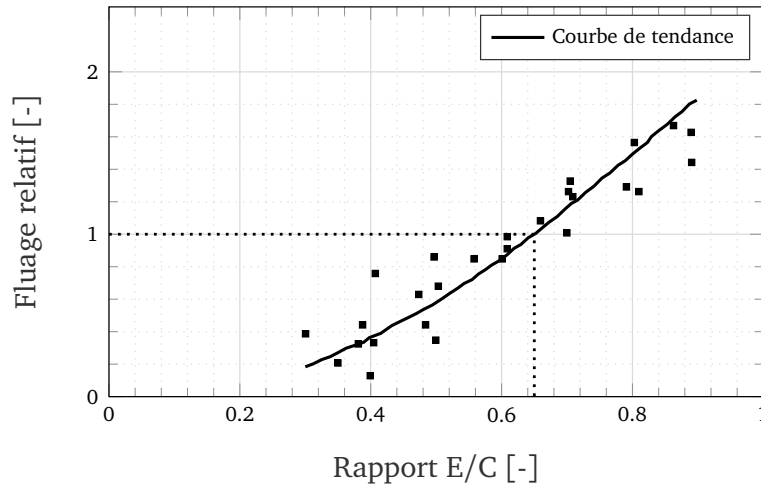


FIGURE 1.3.5 – Évolution de la valeur ultime du fluage spécifique en fonction du ratio e/c . Valeurs normées par la valeur obtenue pour un $e/c=0.65$. [Brooks, 2015] extrait de [Wagner, 1958]

Concernant l'âge de chargement, plus le béton est sollicité tardivement moins les déformations de fluage se développeront [Ross, 1958]. La dépendance à l'âge de chargement s'observe à la fois en compression et en traction. La première hypothèse est de considérer l'évolution de l'hydratation : plus le matériau sera sollicité tôt moins ces propriétés seront matures (résistance, module) favorisant le développement du fluage. Néanmoins, cela n'explique pas à lui seul ce phénomène. Les paramètres n'évoluent plus significativement après 90 jours alors que l'effet s'observe encore. Une autre explication peut être trouvée dans la structure des C-S-H formés. [Jennings, 2008] note une diminution des larges pores et une diminution de l'énergie surfacique des gels de C-S-H. L'évolution de la température entraîne elle aussi des variations sur le fluage obtenu. Le fluage va augmenter avec la température. À l'origine de cet effet deux raisons [Bažant *et al.*, 2004] : à une échelle macroscopique la température induit des contraintes provenant des déformations thermiques, à l'échelle nano (C-S-H), les microcontraintes vont être affectées par la modification de la température du potentiel de l'eau interstitielle. Il est à noter que la viscosité dynamique de l'eau diminue lorsque la température augmente.

3.2.1.3 Modélisation du fluage propre

Dans le cas d'un chargement en contrainte constante, la déformation de fluage propre est reliée à la contrainte par la complaisance de fluage J (Eq. 1.3.21). Lorsque l'on se place dans un cas où les contraintes appliquées au matériau ne sont plus constantes, on peut les

9. fluage normé par la chargement appliqué en MPa^{-1}

décomposer en incrément et les superposer d'après le principe de superposition de Boltzmann, la relation devient :

$$\underline{\underline{\epsilon}}^{fp} = \int_{t_c}^t \mathbf{J}(t, t') \underline{\underline{\sigma}} dt' \quad (1.3.22)$$

avec t_c l'âge de début de chargement, t l'âge de fin de chargement et \mathbf{J} la complaisance de fluage. Si on se place dans le cadre de la viscoélasticité linéaire (cas des contraintes inférieures à 50 % de la résistance) [Bažant et Chern, 1985, Benboudjema, 2002], ainsi que dans le cas de sollicitation uniaxiale, la complaisance de fluage peut être approchée par des assemblages de chaîne de Maxwell (figure 1.3.6a) ou bien de Kelvin Voigt (figure 1.3.6b).

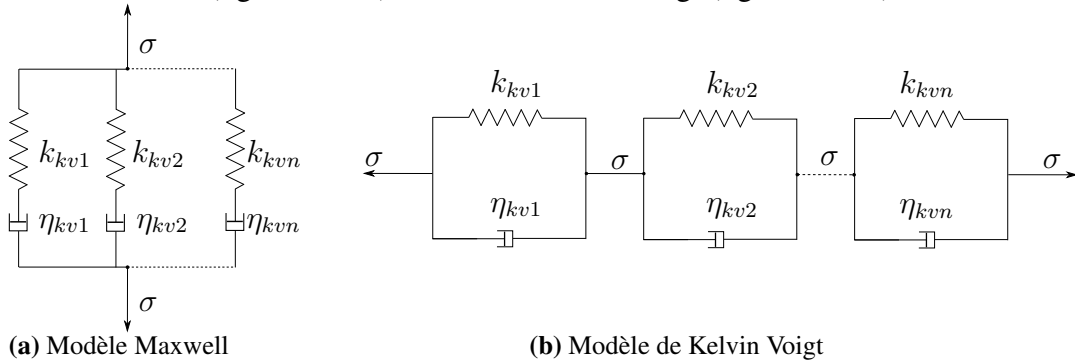


FIGURE 1.3.6 – Modèle rhéologique pour le fluage propre

avec k [MPa] et η [MPa s⁻¹] respectivement la raideur et la viscosité élémentaire des différentes chaînes.

Ces formulations sont souvent utilisées dans un cadre de modélisation non vieillissante. Il est cependant possible d'étendre la modélisation à des cas vieillissant en prenant en compte l'évolution des paramètres en fonction de l'âge de chargement [Bažant et Chern, 1985] ou en ajoutant un amortisseur vieillissant (dépendant du temps ou de la déformation) au modèle rhéologique [Benboudjema, 2002, Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009, Hilaire *et al.*, 2014]. Pour obtenir une description plus physique de l'aspect vieillissant du matériau, [Bažant *et al.*, 1997b] propose de considérer une indépendance au temps des propriétés des constituants de la pâte de ciment et d'attribuer l'évolution à la décomposition progressive des C-S-H à l'effet de la réaction d'hydratation à la relaxation des micro-précontraintes transversales au plan de glissement des C-S-H.

Ces différentes modélisations se placent dans un cadre uniaxial 1D. Pour prendre en compte des sollicitations multiaxiales, les modèles rhéologiques peuvent-être étendus en 3D de façon analogue à la loi d'élasticité de Hooke [Hilaire *et al.*, 2014]. La complaisance de fluage peut ainsi être écrite sous la forme de l'équation 1.3.23 :

$$J_{ijkl}(t, t') = J_{1D}(t, t') \left[-\nu_{bc} \delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{1 + \nu_{bc}}{2} (\delta_{il} \delta_{jk} + \delta_{ik} \delta_{jl}) \right] \quad (1.3.23)$$

avec $J_{1D}(t, t')$ la complaisance de fluage dans le cas unidirectionnel. Un coefficient de Poisson de fluage propre ν_{bc} est introduit. Ce coefficient est pris, sans informations complémentaires égal au coefficient de Poisson élastique, soit environ 0,2 [Granger, 1995]. Dans sa thèse

[Hilaire, 2014] fait une étude bibliographique des valeurs de ce coefficient. Certains travaux montrent que le coefficient est constant tandis que d'autres montrent une croissance de sa valeur qui semble varier entre [0,02 ; 0,35].

Enfin, une autre alternative est de séparer le fluage en une composante sphérique et déviatorique, chacune associée à un modèle rhéologique [Benboudjema *et al.*, 2005, Briffaut *et al.*, 2012, Sellier *et al.*, 2016].

3.2.2 Fluage de dessiccation

Expérimentalement, lorsqu'on effectue un essai de fluage en condition non-endogène, on constate une augmentation de la déformation. Cet effet, aussi appelé effet Pickett [Pickett, 1942], est paradoxal puisqu'un béton désaturé préalablement flue moins que le même béton saturé. De même plus l'humidité relative décroît durant l'essai, plus le fluage total est important [Acker et Ulm, 2001].

3.2.2.1 Mécanismes moteur du fluage de dessiccation

Dans la littérature deux mécanismes principaux sont avancés pour expliquer le fluage de dessiccation : le fluage de dessiccation structural et le fluage de dessiccation intrinsèque.

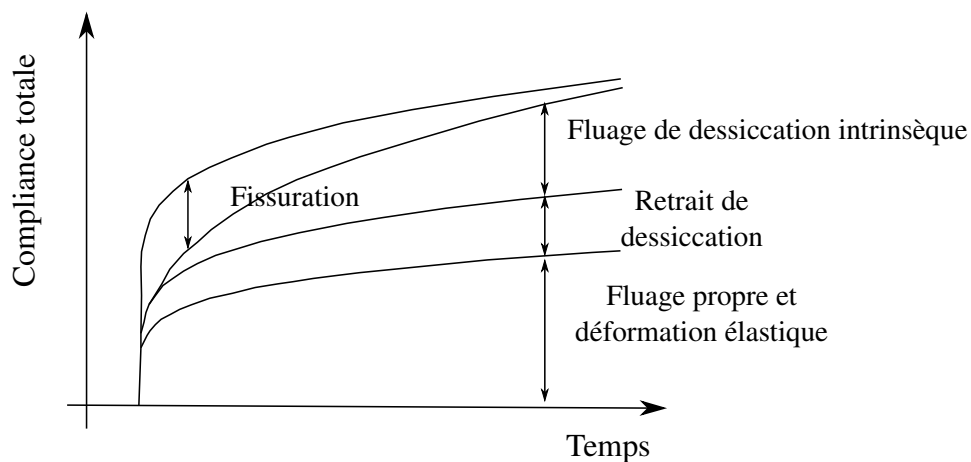


FIGURE 1.3.7 – Décomposition des déformations

Fluage de dessiccation structural : Ce premier mécanisme est directement lié à l'état de contrainte interne généré par le retrait de dessiccation. Sans chargement extérieur, l'état non-homogène vis-à-vis de la dessiccation génère des contraintes qui amènent une fissuration de peau des éprouvettes. Cette fissuration relaxe les contraintes induites et diminue l'amplitude des déformations de retrait de dessiccation. Cette micro-fissuration est liée aux conditions d'ambiance ainsi qu'à la géométrie des éprouvettes.

Lorsque l'éprouvette est soumise à un chargement de compression constant, la microfissuration induite par la dessiccation va être réduite [Bažant et Wittmann, 1982]. La déformation mesurée est ainsi supérieure à la somme des composantes élémentaires. La différence de déformation correspond au fluage de dessiccation structural. Cette part de fluage de dessiccation structural ne semble pas majoritaire dans les deux mécanismes [Buil, 1990, Granger *et al.*, 1997, Benboudjema, 2002]. Il est cependant important de le prendre en compte.

La quantification expérimentale directe de ce phénomène est quasi-impossible, hormis en flexion d'après [Bažant et Xi, 1994]. Pour la quantifier, il est nécessaire de réaliser des modélisations numériques prenant en compte l'état de contrainte non homogène induit par la dessiccation. Notons également que les incompatibilités de déformation de retrait entre la pâte de ciment et les granulats ou encore entre les grains de ciment anhydre et les C-S-H peuvent contribuer à ce phénomène.

Fluage de dessiccation intrinsèque : La microfissuration ne peut être la seule explication. En effet on constate expérimentalement que des éprouvettes fines exhibent une déformation de fluage de dessiccation bien qu'elles ne soient que peu soumises à la microfissuration de peau [Day *et al.*, 1984]. De plus, si le fluage de dessiccation structural était le seul moteur, les simulations numériques pourraient prédire toute la part du fluage de dessiccation [The-landersson *et al.*, 1988, Bažant *et al.*, 1997a]. Ce qui amène à postuler un autre mécanisme responsable du fluage de dessiccation. On trouve différentes théories proposées pour expliquer cette part intrinsèque de la déformation. Parmi celles-ci on peut citer : la théorie de la consolidation [Ruetz, 1968], qui considère que le chargement en compression augmente le départ de l'eau dans la pâte. Cependant, cela ne semble pas vérifié puisque les cinétiques de pertes de masse évoluent peu sous chargement. On trouve aussi ensuite la première théorie de [Bažant et Chern, 1985] : le retrait sous contrainte. Celle-ci suppose que les mouvements d'eau se font à la fois à un niveau macroscopique (séchage) mais aussi à un niveau plus microscopique où on retrouve de la micro-diffusion de l'eau au sein des zones d'adsorption empêchées et les pores capillaires ce qui amène à accélérer la dislocation des C-S-H. [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009] considèrent le fluage de dessiccation comme un retrait de dessiccation sous chargement. Les contraintes induites par la dessiccation, principalement des effets de dépression capillaire, sont ainsi mieux retransmises au squelette solide.

3.2.2.2 Modélisation du fluage de dessiccation

Le fluage de dessiccation est la résultante de deux phénomènes distincts. La part de fluage structural est caractérisée dès lors que la fissuration du matériau est prise en compte dans la modélisation du processus. La partie intrinsèque est quant à elle prise en compte de manière explicite. Plusieurs travaux [Ali, 1964, Brooks et Neville, 1977, Rossi *et al.*, 2013] mettent en lumière la relation de proportionnalité entre le retrait de dessiccation et la déformation de fluage de dessiccation. Ce constat a entraîné [Ali, 1964, Gamble et Parrott, 1978] à proposer une loi de proportionnalité entre les deux déformations :

$$\epsilon_{fd} = \lambda_{fd} \epsilon_{rd} \sigma \quad (1.3.24)$$

avec λ_{fd} une constante et σ la charge appliquée. Plus tard, en tenant compte des mécanismes se développant dans le processus de fluage de dessiccation, [Bažant et Chern, 1985] proposent de prendre en compte la déformation en utilisant une chaîne de Maxwell avec une viscosité proportionnelle à la variation d'humidité relative :

$$\dot{\epsilon}_{fd} = \frac{\sigma}{\eta} = \lambda_{fd} |\dot{h}| \sigma \quad (1.3.25)$$

Une modélisation proche de l'équation 1.3.24 et 1.3.25 est utilisé dans le cadre de la thèse de [Hilaire, 2014]. Elle lie la vitesse de déformation de fluage de dessiccation à celle en retrait :

$$\dot{\epsilon}_{fd} = \lambda_{fd} |\dot{\epsilon}_{rd}| \sigma \quad (1.3.26)$$

avec λ_{fd} une constante. Notons que si on considère un modèle phénoménologique proportionnel à l'humidité relative, dans le calcul du retrait de dessiccation les modèles proposaient par les équations 1.3.25 et 1.3.26 sont similaires à la constante k_{rd}^h près.

Afin de proposer des modélisations plus physique du vieillissement des matériaux dans le cadre du fluage propre Bažant propose d'attribuer le comportement vieillissant du matériau à la relaxation des micro-précontraintes transversales aux plans de glissement [Bažant et al., 1997b]. L'avantage de cette approche repose sur le calcul du fluage propre et de dessiccation à l'aide d'une même modélisation. La déformation de fluage propre visqueuse est donnée par :

$$\dot{\epsilon}^{fp}(t) = \frac{\sigma}{\eta(S)} \quad (1.3.27)$$

avec S la micro-précontrainte de traction et η la viscosité effective fonction décroissante de S donnée par :

$$\frac{1}{\eta(S)} = cpS^{p-1} \quad (1.3.28)$$

avec c et p des constantes du modèle positive. Finalement S peut se déduire de l'équation suivante :

$$\dot{S} + C_0 cpS = -c_1 \frac{\dot{h}}{h} \quad (1.3.29)$$

avec C_0 et c_1 des constantes. Les micro-précontraintes varient en fonction de l'état d'humidité du matériau ce qui permet de prendre en compte le fluage de dessiccation directement.

Finalement, une dernière modélisation unifiée des différentes déformations (retrait de dessiccation, fluage propre et fluage de dessiccation), basée sur la théorie de la consolidation est proposé par [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009, Sellier *et al.*, 2016]. Comme explicité auparavant Sellier et al, considèrent le fluage de dessiccation comme un retrait de dessiccation sous contrainte. Ainsi, pour retranscrire cela, ils considèrent un modèle où la contrainte totale est la somme de la contrainte effective séparée en partie sphérique et déviatorique additionnées à la contrainte induite par les pressions capillaires :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}'^s + \underline{\underline{\sigma}}'^d + \underline{\underline{\pi}}^w \quad (1.3.30)$$

Les tenseurs $\underline{\underline{\sigma}}'^s$ et $\underline{\underline{\sigma}}'^d$ gèrent le fluage propre avec un modèle rhéologique comprenant en série : un ressort élastique, un solide de Kelvin-Voigt et un amortisseur non linéaire pour modéliser le fluage à long terme. Les lois rhéologiques pour les deux parties (sphérique et déviatorique) gérant le fluage propre, sont données respectivement par les équations 1.3.31 et 1.3.32.

$$\sigma'^s = k^e \epsilon^{es} \quad (1.3.31a)$$

$$k^e \epsilon^{es} = k^{KV} \epsilon^{KV s} + \eta^{KV s} \dot{\epsilon}^{KV s} \quad (1.3.31b)$$

$$k^e \epsilon^{es} = \eta^{Ms} \dot{\epsilon}^{Ms} \quad (1.3.31c)$$

$$\sigma'^d_{ij} = 2\mu^e \epsilon^{ed}_{ij} \quad (1.3.32a)$$

$$2\mu^e \epsilon^{ed}_{ij} = 2\mu^{KV} \epsilon^{KV d}_{ij} + \eta^{KV s} \dot{\epsilon}^{KV d}_{ij} \quad (1.3.32b)$$

$$2\mu^e \epsilon^{ed}_{ij} = \eta^{Md} \dot{\epsilon}^{Md}_{ij} \quad (1.3.32c)$$

Les non linéarités modélisant l'évolution de la vitesse de fluage sont introduites par le biais d'un coefficient de consolidation C_c tel que la viscosité soit proportionnelle à la viscosité initiale et au coefficient de consolidation

$$\eta^{Ms} = C_c \eta^{Ms0} \quad (1.3.33a)$$

$$\eta^{Md} = C_c \eta^{Md0} \quad (1.3.33b)$$

avec η^{Ms0} et η^{Md0} les viscosités initiales. Le coefficient de consolidation C_c est choisi tel :

$$C_c = \exp\left(\frac{|\epsilon^{Ms}|}{\epsilon^{Msk}}\right) \quad (1.3.34)$$

avec ϵ^{Msk} la déformation caractéristique de consolidation et ϵ^{Ms} la déformation dans le corps de Maxwell. La formulation proposée pour le coefficient de consolidation dérive d'une démarche pragmatique pour tenir compte de l'effet de la teneur en eau au sein du matériau (à travers la contrainte $\underline{\underline{\pi}}^w$) sur la vitesse de fluage. Dans ce cadre un retrait va générer de la consolidation et par la même diminuer les vitesses de fluage. À l'inverse l'augmentation de la teneur en eau va induire un accroissement de la vitesse de fluage.

Si on s'intéresse à la description de la contrainte hydrique $\underline{\underline{\pi}}^w$, Sellier reprend l'approche phénoménologique proposé par [Benboudjema *et al.*, 2005] (Eq 1.3.7) liant le retrait de dessiccation à la perte en masse. Il écrit cette relation en contrainte sous la forme proposée par l'équation :

$$\underline{\underline{\pi}}^w = -K^w(\phi - \phi^w)\underline{\underline{B}}^w \quad (1.3.35)$$

avec K^w une constante du modèle, ϕ la porosité du matériau, ϕ^w la teneur volumique en eau libre (égale à la porosité pour un matériau saturé) et $\underline{\underline{B}}^w$ le tenseur transmettant la dépression intraporeuse au matériau. Ainsi, l'effet de la fissuration ou de l'endommagement induits par la dépression capillaire est directement transmis au squelette solide en adaptant le tenseur $\underline{\underline{B}}^w$. Dans le cas où un retrait de dessiccation libre est étudié, le tenseur $\underline{\underline{B}}^w$ est égal au tenseur identité $\underline{\underline{I}}$. Lorsque l'on se place sous un chargement, l'évolution choisie pour $\underline{\underline{B}}^w$ se définit dans la direction des contraintes principales et est donnée par :

$$\underline{\underline{B}}_I^w = \langle 1 - \frac{\sigma_I}{\sigma^B} \rangle_+ \quad (1.3.36)$$

avec σ_I une valeur principale du tenseur des contraintes, σ^B un paramètre traduisant le micro-endommagement intergranulaire et $\underline{\underline{B}}_I^w$ la valeur du tenseur dans l'une des directions principales. Lorsque σ_I est positif (chargement de traction) la valeur du tenseur $\underline{\underline{B}}_I^w$ diminue limitant le retrait de dessiccation. À l'inverse lorsqu'un chargement de compression est appliqué cette valeur augmente.

La modélisation proposée par Sellier et al. [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009] permet de considérer le fluage propre accompagné du retrait de dessiccation et du fluage de dessiccation par le biais d'un phénomène unique, le chargement hydrique intraporeux. Les pressions capillaires sont directement transmises au squelette solide par un tenseur du second ordre $\underline{\underline{B}}^w$ permettant de ne prendre en compte qu'un seul paramètre de calage K^w (\sim coefficient de Biot) pour le retrait de dessiccation et le fluage de dessiccation et un paramètre additionnel pour le fluage de dessiccation σ^B .

4 Synthèse de l'état de l'art

Dans cette partie, l'état de l'art du comportement hydro-mécanique des matériaux à matrice cimentaire a été étudié. Le comportement mécanique statique a été dans un premier temps développé puis le processus de dessiccation a été exposé. Enfin les déformations différées associées ont été étudiées. L'objectif fixé dans ce manuscrit est d'obtenir un cadre de modélisation capable de tenir compte de l'état de contrainte interne induit par la dessiccation. Les données expérimentales étant nombreuses mais souvent discordantes, l'obtention de données expérimentales propres semble nécessaire. Ainsi le travail présenté ci-après se fixe dans un cadre où :

- Les données expérimentales seront récoltées sur une seule formulation de béton. Les différents processus, mécaniques ou hydriques sont fortement influencés par la formulation du matériau (type de ciment, granulats). Ainsi pour éviter des disparités de résultats causés par des formulations différentes, le matériau du projet VeRCoRS est utilisé.
- Les phénomènes se développant durant la dessiccation ne sont pas tous régis par la même échelle de temps. Pour étudier leurs influences, trois campagnes seront réalisées. Elles seront comparées deux à deux. On retrouve deux campagnes en condition sévère, proche de 30 % HR sur un temps plus ou moins long (70 jours vs 180 jours) et deux sur un temps court (70 jours) avec des conditions à 30 et 45 % HR.
- Pour avoir un panel représentatif des différents essais standards, chaque campagne comprendra des essais de compression, fendage, flexion trois points et flexion trois points entaillé. Dans la mesure du possible des essais de traction directe seront réalisés également.
- Pour le cadre de modélisation prédictif, une stratégie de calcul par chaînage sera menée. Les différents phénomènes seront supposés indépendants. La modélisation de la dessiccation sera effectuée par un modèle de diffusion multi-phasique implémenté dans CAST3M, les déformations différées seront ensuite considérées pour éviter de surestimer l'impact sur la fissuration du retrait de dessiccation. Finalement un modèle d'endommagement isotrope de type Mazars [Mazars, 1986] régularisé en énergie de fissuration [Feenstra et De Borst, 1996] sera utilisé.
- Les paramètres des différents modèles seront calibrés sur les données expérimentales obtenues auparavant ainsi que sur les données des différents *benchmarks* du projet VeRCoRS.

Chapitre 2

Prédiction de l'état hydrique des matériaux cimentaires

Dans cette partie, nous allons déterminer l'état hydrique des matériaux étudiés. Cette détermination passe à la fois par la caractérisation des transferts hydriques, et notamment la perte en masse, mais s'intéresse également à la détermination des gradients hydriques moteurs de déformations différées qui seront traitées dans le chapitre suivant.

Sommaire

1	Modélisation hydrique	61
1.1	Conservation de la masse	61
1.2	Paramètres de l'équation diffusive 2.1.10	63
1.3	Conditions aux limites	66
1.4	Synthèse de la modélisation hydrique	67
2	Caractérisations expérimentales de l'état hydrique	68
2.1	Perte en masse	68
2.2	Porosité	76
2.3	Isothermes de désorption	80
2.4	Synthèse des campagnes expérimentales	85
3	Identification des paramètres du modèle hydrique	86

3.1	Identification paramétrique par méthode inverse	86
3.2	Prise en compte de l'historique de chargement hydrique	101
3.3	Identification des paramètres des campagnes expérimentales	103
4	Influence de la forme des éprouvettes sur le processus de dessiccation	111
4.1	Étude numérique des facteurs de formes	112
4.2	Impact expérimental de la morphologie des éprouvettes	115
4.3	Synthèse de l'influence de la forme des éprouvettes	117
5	Synthèse	118

1 Modélisation hydrique

Le modèle de séchage utilisé dans le cadre de cette thèse est basé sur celui développé par [Mainguy, 1999]. Il est également implémenté dans le cadre de la thèse de Hilaire [Hilaire, 2014] dans le code éléments finis CAST3M. Le modèle utilisé est très similaire à ceux développés par [Thiery *et al.*, 2007, Ranaivomanana, 2010]. L'approche la plus complète dans la modélisation du processus de séchage est celle qui prend en compte les transferts au sein des différentes phases présentes (pour rappel l'eau liquide et vapeur ainsi que l'air sec). Néanmoins, la complexité du problème impose de faire des choix de modélisation pour obtenir un modèle plus simple à déterminer. Les hypothèses formulées peuvent être résumées comme suit :

- les échanges considérés seront pris dans un cadre isotherme. L'énergie nécessaire à l'évaporation \dot{m}_{vap} de l'eau sera négligée et le processus se fera à température constante ;
- les forces gravitaires seront négligées par rapport au gradient de pression et de diffusion ;
- le matériau sera considéré comme mature, indéformable (vis-à-vis de ces effets sur le séchage), les effets de l'hydratation seront négligés et la porosité ϕ sera constante ;
- l'eau liquide présente dans les pores sera considérée comme pure ;
- la phase gazeuse est composée d'un mélange de deux gaz parfaits : l'air sec de pression partielle P_a et la vapeur d'eau de pression partielle P_v . Ceci permet d'obtenir une pression totale du gaz P_g comme la somme des deux termes ;
- le transport darcéen du gaz est négligeable devant la diffusion de la vapeur d'eau.

1.1 Conservation de la masse

Le point de départ de toutes modélisations du processus de séchage repose sur la conservation de la masse des trois constituants présents dans le milieu poreux (2.1.1) :

$$\frac{\partial(m_l + m_v + m_a)}{\partial t} + \text{div}(\mathbf{J}_l^m + \mathbf{J}_v^m + \mathbf{J}_a^m) = 0 \quad (2.1.1)$$

avec m_i la masse de chaque constituant et J_i^m le flux massique des différents constituants. Les masses m_i s'expriment en fonction du degré de saturation, de la masse volumique et de la porosité comme :

$$m_l = \rho_l \phi S_l \quad (2.1.2a)$$

$$m_v = \rho_v \phi (1 - S_l) \quad (2.1.2b)$$

$$m_a = \rho_a \phi (1 - S_l) \quad (2.1.2c)$$

En combinant les équations 2.1.1, 2.1.2a, 2.1.2b et en négligeant l'apport de la phase air sec dans le processus de transport, on obtient la conservation de la masse en tenant compte seulement du transfert de l'eau liquide et de la vapeur d'eau :

$$\phi \frac{\partial(\rho_l S_l + \rho_v(1 - S_l))}{\partial t} = \text{div} \left(\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} \nabla \mathbf{P}_1 + \frac{D_v^{eff} M_v}{RT} \nabla \mathbf{P}_v \right) \quad (2.1.3)$$

Il est possible de relier la pression du liquide P_l et la pression de vapeur P_v à la pression capillaire au sein des pores. Pour cela, on se place à l'échelle du pore : à la frontière entre phase liquide et phase gazeuse. La différence de pression sur cette interface correspond à ce qu'on appelle communément la pression capillaire P_c . En se plaçant dans un état d'équilibre thermodynamique, entre la phase liquide et la phase vapeur, à pression atmosphérique P_{atm} , on a $P_g = P_{atm}$. On aboutit alors classiquement à l'équation de Kelvin modifiée :

$$-P_c = P_l - P_{atm} = \frac{\rho_l RT}{M_v} \ln \left(\frac{P_v}{P_{vs}} \right) \implies P_v = P_{vs} \exp \left(-P_c \frac{M_v}{\rho_l RT} \right) \quad (2.1.4)$$

La pression de vapeur saturante est fonction de la température. Cette dépendance se retrouve par le biais de la relation de Clapeyron avec L_v la chaleur latente massique de vaporisation de l'eau, P_0 la pression atmosphérique et $T_0 = 373$ K la température de référence :

$$P_{vs} = P_0 \exp \left(\frac{M_v \cdot L_v}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right) \right) \quad (2.1.5)$$

Après avoir défini P_v il est possible de déterminer le gradient de cette quantité :

$$\nabla \mathbf{P}_v = -P_{vs} \frac{M_v}{\rho_l RT} \exp \left(-P_c \frac{M_v}{\rho_l RT} \right) \nabla \mathbf{P}_c \quad (2.1.6)$$

De plus, on fait l'hypothèse classique de prendre une pression du gaz au sein des pores proches de la pression atmosphérique. Cette hypothèse implique que $\nabla \mathbf{P}_c = -\nabla \mathbf{P}_1$. Ce qui permet d'obtenir la relation 2.1.7.

$$\rho_l \phi \left(1 - \frac{\rho_v}{\rho_l} \right) \frac{\partial S_l}{\partial t} = -\text{div} \left[\left(\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} + \frac{D_v^{eff} P_{vs}}{\rho_l} \left(\frac{M_v}{RT} \right)^2 \exp^{-\frac{P_c M_v}{\rho_l RT}} \right) \nabla \mathbf{P}_c \right] \quad (2.1.7)$$

L'évolution de la saturation du matériau est régie par les courbes d'isothermes d'adsorption/désorption. Pour exprimer l'évolution continue du taux de saturation en fonction de l'humidité relative, [van Genuchten, 1980] propose une relation liant le degré de saturation à l'humidité relative par le biais de 3 coefficients :

$$S_l = [1 + (-\alpha \ln(HR))^\gamma]^{-\beta} \quad (2.1.8)$$

Partant de cette relation, [van Genuchten, 1980] propose une relation qui lie le coefficient γ à β :

$$\gamma = \frac{1}{1 - \beta} \quad (2.1.9)$$

Finalement, il est possible d'exprimer l'équation diffusive 2.1.7 seulement en fonction de la pression capillaire, en introduisant dans l'équation 2.1.8 la relation liant l'humidité relative à la pression capillaire. Cette équation prend en compte deux mécanismes : le mécanisme de perméation de la phase liquide et celui de diffusion de la phase gazeuse.

$$\rho_l \underbrace{\left(\phi \left(1 - \frac{\rho_v}{\rho_l} \right) \frac{\partial S_l}{\partial P_c} \right)}_{\text{Capacité de stockage hydraulique}} \frac{\partial P_c}{\partial t} = -div \left[\underbrace{\left(\frac{\rho_l K_l^{eff}}{\mu_l} + \frac{D_v^{eff} P_{vs}}{\rho_l} \left(\frac{M_v}{RT} \right)^2 \exp^{-\frac{P_c M_v}{\rho_l RT}} \right)}_{\text{Conductivité hydraulique}} \nabla P_c \right] \quad (2.1.10)$$

Dans l'équation 2.1.10, on retrouve, d'un coté la capacité hydraulique fonction de la masse volumique de l'eau et de la vapeur d'eau ainsi que l'évolution de la saturation en fonction de la pression capillaire, et de l'autre coté la conductivité hydraulique dépendant des paramètres matériaux et des propriétés effectives du réseau poreux. Le premier terme correspond à la capacité de stockage du matériau, quant au deuxième, il est le reflet de son capacité à transférer l'eau présente dans le réseau poreux sous l'évolution du gradient de pression capillaire.

1.2 Paramètres de l'équation diffusive 2.1.10

Outre les paramètres matériaux classiques tels que les masses volumiques, la porosité ϕ et la viscosité dynamique de l'eau, il est nécessaire pour résoudre cette équation de déterminer la perméabilité et la diffusivité effectives ainsi que la courbe caractéristique liant la variation de degré de saturation en fonction de la pression capillaire.

Concernant les paramètres de transport, on observe expérimentalement une modification de leurs valeurs dans un réseau poreux partiellement saturé en eau liquide. La perméabilité mesurée est inférieure à celle d'un matériau complètement saturé [Abbas *et al.*, 1999]. Inversement, la diffusion gazeuse dans un tel réseau sera améliorée avec la désaturation des pores. Cette observation amène à déterminer des coefficients effectifs qui sont fonction du degré de saturation du milieu et des valeurs intrinsèques K_{int} et D_{int} du matériau.

$$K_l^{eff} = K_{int} k_{rl}(S_l) \quad (2.1.11a)$$

$$D_v^{eff} = D_{int} d_{rl}(S_l) \quad (2.1.11b)$$

Les valeurs de K_{int} et D_{int} sont des valeurs intrinsèques aux matériaux. Théoriquement, si on considère un état saturé pour la perméabilité intrinsèque, la valeur obtenue sous une pression d'eau ou bien de gaz sera équivalente. Pourtant, ce résultat n'est pas observé expérimentalement. La perméabilité à l'eau est expérimentalement plusieurs fois inférieure à celle du gaz [Bamforth, 1987]. Cet écart peut s'expliquer par l'activité chimique de l'eau interstitielle et par l'effet Klinkenberg.

1.2.1 Perméabilité effective

Déterminer la perméabilité effective 2.1.11a passe par la détermination de la perméabilité relative k_{rl} . Cette dernière correspond au rapport entre la perméabilité mesurée à différentes saturations du matériau et la perméabilité intrinsèque mesurée pour une valeur de saturation de 1 (Eq 2.1.12). Les valeurs $k_{rl} \in [0, 1]$.

$$k_{rl}(S_l) = \frac{K_{eff}(S_l)}{K_{int}} \quad (2.1.12)$$

Pour modéliser la perméabilité relative dans un matériau cimentaire, les premières approches se sont orientées vers les travaux de la mécanique des sols. Une approche classique consiste à estimer la perméabilité relative par le biais de la relation 2.1.13 proposée par [van Genuchten, 1980], qui s'appuie sur le modèle de caractérisation statistique du réseau poreux de [Mualem, 1976].

$$k_{rl}(S_l) = S_l^{n_k} [1 - (1 - S_l^{\frac{1}{\beta}})^{\beta}]^2 \quad (2.1.13)$$

β caractérisant la relation 2.1.8. Quant à n_k , la valeur préconisée par van Genuchten est $n_k = 0,5$. Actuellement, cette valeur ne fait pas consensus. Dans les travaux de [Hilaire, 2014] où une revue bibliographique est menée, il constate que dans le cadre de la modélisation des matériaux cimentaires, le paramètre n_k varie entre -4,5 et 5.

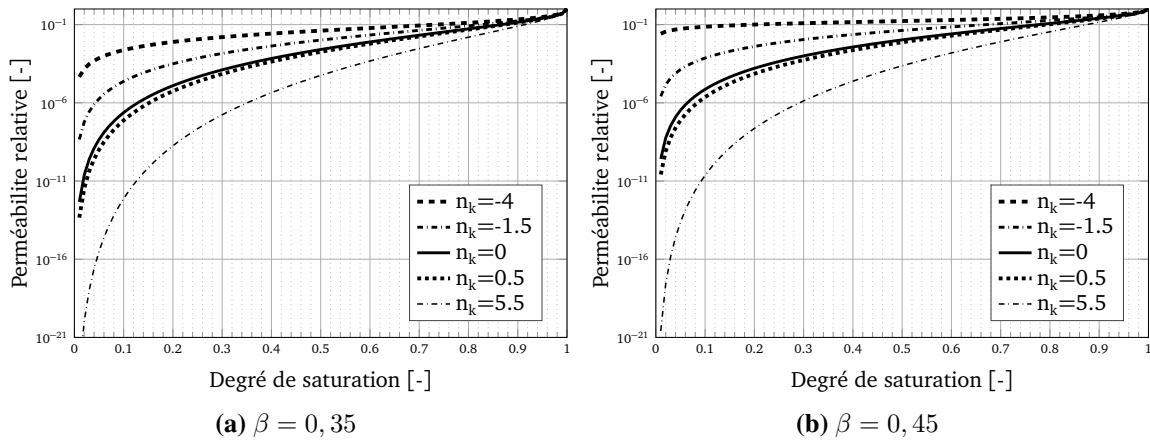


FIGURE 2.1.1 – Perméabilité relative à l'eau (2.1.13) pour différents n_k

La figure 2.1.1 présente l'évolution de la fonction k_{rl} pour différentes valeurs de n_k . Les résultats obtenus présentent des gammes de variations importantes suivant le paramètre choisi. Le choix de modélisation est donc primordial, si n_k est pris égal à -4, le transport darcéen de l'eau liquide va s'effectuer sur toutes les gammes de saturation. Cependant, dans des gammes de saturation faible, la phase liquide n'est plus continue et le transport de l'eau liquide ne peut plus s'effectuer. Ainsi, [Kameche *et al.*, 2014] analysent les perméabilités relatives à l'eau sur base de données expérimentales et concluent que, pour des valeurs de saturation inférieures à 0,4, la perméabilité relative est quasiment nulle. Inversement, au-dessus de cette valeur, la

perméabilité relative à l'eau augmente. Enfin, la perméabilité relative est aussi influencée par le paramètre β comme l'illustre la figure 2.1.2. Ce dernier, identifié sur la courbe de désorption, tend à réduire la perméabilité relative lorsque β diminue. Sans plus d'informations, les valeurs de $n_k \in [-4; 0, 5]$ sont retenues en première approche.

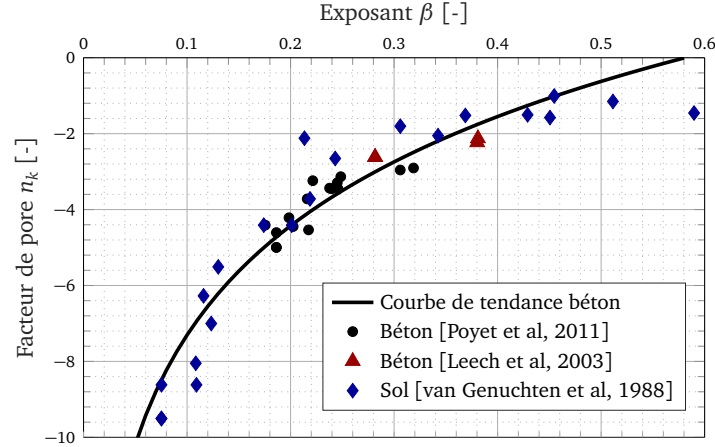


FIGURE 2.1.2 – Évolution du paramètre n_k en fonction de β d'après [Poyet *et al.*, 2016]

Pour se prémunir du choix du paramètre n_k , une approche alternative (Eq. 2.1.14b) a été proposée par [Chung et Consolazio, 2005]. En se basant sur des données expérimentales de perméation au gaz de la littérature ils proposent la relation :

$$k_{rg}(S_l) = 10^{S_l \lambda_k} - 10^{\lambda_k} S_l \quad \text{avec} \quad \lambda_k = 0,05 - 22,5 \phi \quad (2.1.14a)$$

$$k_{rl}(S_l) = k_{rg} \times S_l \quad (2.1.14b)$$

L'avantage de cette approche réside dans la non introduction de nouveaux paramètres. Le facteur λ_k est linéairement lié à la porosité du matériau. Ainsi, le nombre de paramètres de calibration est réduit néanmoins il s'agit ici d'une « approximation rudimentaire ».

1.2.2 Diffusivité effective

De manière équivalente à la perméabilité effective, il est nécessaire d'introduire une fonction de diffusion relative (Eq 2.1.16) pour tenir compte de l'état de saturation du réseau poreux dans le processus de diffusion. La relation proposée par [Millington et Quirk, 1961] est souvent utilisée pour déterminer la diffusivité relative [Thiery *et al.*, 2007] :

$$D_v^{eff} = D_{int} d_{rl}(\phi, S_l) \quad (2.1.15)$$

Dans la relation 2.1.15, la diffusivité relative est proportionnelle à la porosité et à la saturation du matériau.

$$d_{rl}(\phi, S_l) = \phi^{amq} (1 - S_l)^{bmq} \quad (2.1.16)$$

où amq et bmq sont des paramètres du modèle respectivement égaux à 4/3 et 10/3 pour Millington. [Thiery *et al.*, 2007] ont montré que les valeurs initialement proposées surestimaient la diffusivité du milieu. Sur la base de travaux expérimentaux sur des mortiers, ils réajustent les coefficients à 2,74 et 4,20.

L'expression de la diffusivité intrinsèque [$m^2 s^{-1}$], quant à elle, correspondant à celle obtenue dans un milieu non poreux, est déterminée par la relation proposée par [D.A. de Vries, 1966] :

$$D_{int} = 0,217 \times 10^{-4} \times \frac{p_{atm}}{p_g} \times \left(\frac{T}{T_0} \right)^{1,88} \quad (2.1.17)$$

avec T_0 la température de référence (*i.e.* 273 K) et P_g la pression du milieu gazeux, ici la pression atmosphérique.

1.2.3 Courbe caractéristique $\frac{dS_l}{dp_c}$

La résolution de l'équation de diffusion 2.1.10 présentée ci-avant nécessite la détermination de la courbe caractérisant l'évolution du degré de saturation en fonction de la pression capillaire. À partir de l'isotherme de désorption et du modèle proposé par [van Genuchten, 1980], il est possible d'établir la courbe de pression capillaire (*i.e.* l'évolution de la pression capillaire en fonction de la variation du degré de saturation) et sa réciproque 2.1.18.

$$P_c = P_0 \left[S_l^{-\frac{1}{\beta}} - 1 \right]^{1-\beta} \iff S_l = \left[1 + \left(\frac{P_c}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\beta}} \right]^{-\beta} \quad (2.1.18)$$

Ce qui permet en dérivant par rapport à P_c d'obtenir la dérivée de S_l par rapport à P_c :

$$\frac{dS_l}{dP_c} = -\frac{\beta}{(1-\beta)P_0} \left(\frac{P_c}{P_0} \right)^{\frac{\beta}{1-\beta}} \left[1 + \left(\frac{P_c}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\beta}} \right]^{-1-\beta} \quad (2.1.19)$$

avec β et P_0 des paramètres à déterminer sur l'isotherme de désorption.

1.3 Conditions aux limites

Différents types de conditions aux limites peuvent être pris en compte dans la modélisation du processus de dessiccation. En tout premier lieu, il est possible d'imposer directement une condition de Dirichlet sur la surface extérieure de l'échantillon [Hilaire, 2014, Oxfall *et al.*, 2016]. Ce choix revient à imposer directement une pression capillaire sur la surface du maillage. Outre les difficultés numériques (discrétisation spatiale et temporelle) mises en jeu à l'interface dues aux forts gradients, cette modélisation ne prend pas en compte les échanges convectifs à la surface de l'échantillon. L'importance du flux convectif à l'interface dépend à la fois des conditions extérieures (circulation d'air, humidité ambiante) mais aussi de la surface des échantillons ainsi que leurs formes [Sakata, 1983, Huang *et al.*, 2017]. Pour déterminer le flux « convectif » (ici en pression capillaire), on peut lier la différence de pression capillaire à un coefficient d'échange convectif h_{conv} , Eq. 2.1.20.

$$\Phi_{\text{conv}} = h_{\text{conv}}(P_{ci} - P_{ce}) \quad (2.1.20)$$

La difficulté de cette approche réside dans la détermination du coefficient h_{conv} . Ce facteur varie de plusieurs ordres de grandeur suivant les données de la littérature. Formulé en humidité relative, [Ožbolt *et al.*, 2016] proposent, pour des bétons de rapport e/c compris entre 0,43 et 0,55, des valeurs de $h_{\text{conv}} \in [8 \times 10^{-7}, 2 \times 10^{-6}]$ en $[\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}]$, tandis que [Huang *et al.*, 2015] proposent une valeur proche de $1,5 \times 10^{-5}$. Enfin, [Sakata, 1983, Zhang *et al.*, 2015] considèrent des valeurs comprises entre $\in [1 \times 10^{-3}, 1 \times 10^{-2}]$. Pour pallier ce problème, une autre approche est proposée par [Ranaivomanana, 2010]. Ce dernier formule, en humidité relative, une condition de Dirichlet dépendante du temps (Eq. 2.1.21). Un temps caractéristique gère le temps d'application de la condition aux limites. Dans ce dernier cas les auteurs ont choisi de prendre un temps caractéristique de 1 jour.

$$h_{\text{lim}}(t) = h_{\text{ini}} \times \exp^{-\frac{t}{\tau}} + h_{\text{fin}} \times (1 - \exp^{-\frac{t}{\tau}}) \quad \text{avec } \tau = 86\,400 \text{ s} \quad (2.1.21)$$

Le choix des conditions aux limites est important puisqu'il conditionne les gradients hydriques et donc les contraintes internes générées.

1.4 Synthèse de la modélisation hydrique

La modélisation du processus de dessiccation est complexe et multi-factorielle. La présence de différentes phases, ainsi que l'évolution des propriétés du milieu durant le processus de dessiccation, imposent des choix de modélisation qui mènent vers une équation de type diffusive. En tenant compte des perméabilité et diffusivité effectives du milieu, il est possible de déterminer la distribution des teneurs en eau, saturation, et pression capillaire au sein du matériau.

La modélisation du séchage, pour être réaliste, nécessite la détermination de paramètres (résumé dans le tableau 2.1.1) relatifs aux différents mécanismes mis en jeu.

Physique				Perméation		Diffusion			Isotherme	
ϕ	ρ	ρ_l	h_{conv}	n_k	K_{int}	amq	bmq	D_{int}	β	P_0

TABLE 2.1.1 – Paramètres du modèle de dessiccation

Parmi les paramètres, on retrouve 4 catégories : les paramètres dits « physiques » calibrés par mesures directes, les paramètres du modèle de perméation puis de diffusion, et enfin les paramètres du modèle qui décrivent l'isotherme de désorption. Une fois ces valeurs recueillies, le modèle proposé permet d'obtenir les évolutions de perte en masse d'éprouvettes de différentes formes, avec une précision certaine.

2 Caractérisations expérimentales de l'état hydrique

Dans le cadre des campagnes d'investigation de l'impact de la dessiccation sur les propriétés mécaniques, un suivi de l'état hydrique des échantillons a été réalisé. Les mesures comprennent : le suivi des conditions hydriques et thermiques appliquées, ainsi que les mesures de perte en masse, de porosité et de masse volumique des différents échantillons.

2.1 Perte en masse

La mesure de la perte en masse est la donnée expérimentale la plus simple à recueillir pour caractériser l'état hydrique d'un béton. Cette mesure présente l'avantage d'être facilement mise en place et nécessite uniquement une balance de précision. Néanmoins, seul un état macroscopique global est caractérisé. Sans mesure complémentaire, aucune information sur l'état des gradients hydriques au sein du matériau n'est apportée.

2.1.1 Matériels et méthodes

Après 28 jours de stockage dans un bain d'eau basique, les éprouvettes sont placées en ambiance séchante. Quatre géométries d'éprouvettes sont étudiées. Certaines éprouvettes présentent 3 échantillons tandis que d'autres en présentent 6. Les géométries des éprouvettes sont résumées sur la figure 2.2.1 :



(a) G1 : cylindre 11 cm × 22 cm
 (b) G2 : *dogbone* 35 cm × 10 cm
 (c) G3 : parallélépipède 10 cm × 10 cm × 84 cm
 (d) G5 : parallélépipède 7 cm × 7 cm × 28 cm

FIGURE 2.2.1 – Géométries étudiées

2.1.1.1 Conditions de conservation

Afin d'investiguer l'impact de la dessiccation sous diverses conditions, les éprouvettes des 3 campagnes n'ont été conservées ni dans les mêmes ambiances hygrométrique et thermique, ni dans les mêmes conditions de stockage. Les mesures de température et hygrométrie locales ont été réalisées à l'aide d'une sonde Testo[®] 635 qui, sur les gammes de mesures, présente une incertitude de mesure $\pm 2\%$ d'humidité relative et $\pm 0,2^\circ\text{C}$ pour la température.

Si on s'intéresse dans un premier temps à la campagne 1, les éprouvettes ont été conservées dans une salle à humidité et température contrôlées pendant une période de 180 jours, sous des conditions d'humidité relative de 36% avec un écart type de $\pm 6\%$ et une température de $25^\circ\text{C} \pm 0,4^\circ\text{C}$. Comme on l'observe sur la figure 2.2.2a, les conditions d'humidité ont fluctué dans les 10 premiers jours puis sont devenues relativement constantes jusqu'au 150^e jour. À cette date, l'hygrométrie de la salle a varié fortement en raison d'un problème de régulation. Concernant les températures, figure 2.2.2b, les fluctuations oscillent autour de 25°C , ce qui permet de considérer un faible impact de la température sur les résultats de perte en masse.

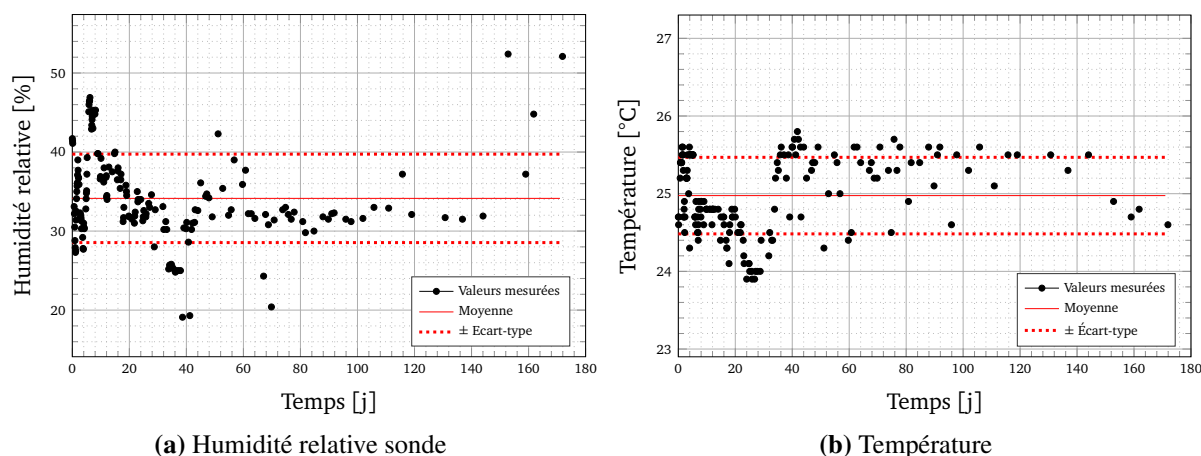


FIGURE 2.2.2 – Évolution des conditions imposées de la campagne 1

La campagne 2 s'intéresse, quant à elle, à l'impact d'une forte dessiccation sur un temps plus court (*i.e.* 70 jours). Dans l'optique de comparer les résultats entre campagnes, les conditions imposées sont proches de celles de la campagne 1, avec une humidité relative de $30\% \pm 0,4\%$ et une température de $25^\circ\text{C} \pm 0,01^\circ\text{C}$. Ces conditions ont été obtenues en plaçant les éprouvettes dans une chambre climatique (de chez CLIMATS) permettant des conditions d'ambiance bien maîtrisées (*cf.* les faibles variations d'humidité relative et température présentées sur la figure 2.2.3).

Enfin la dernière campagne (C3), caractérise la dessiccation dans des conditions d'ambiance standard et un temps similaire à la campagne 2 (70 jours) à $45\% \pm 2,6\%$ d'humidité relative et $21^\circ\text{C} \pm 0,3^\circ\text{C}$ de température. Les éprouvettes ont été stockées dans la même salle que la campagne 1. On relève les mêmes variations des conditions imposées, figure 2.2.4, quoiqu'on note une plus faible variation de l'hygrométrie avec un écart-type de $2,6\%$ par rapport au 6% de la première campagne.

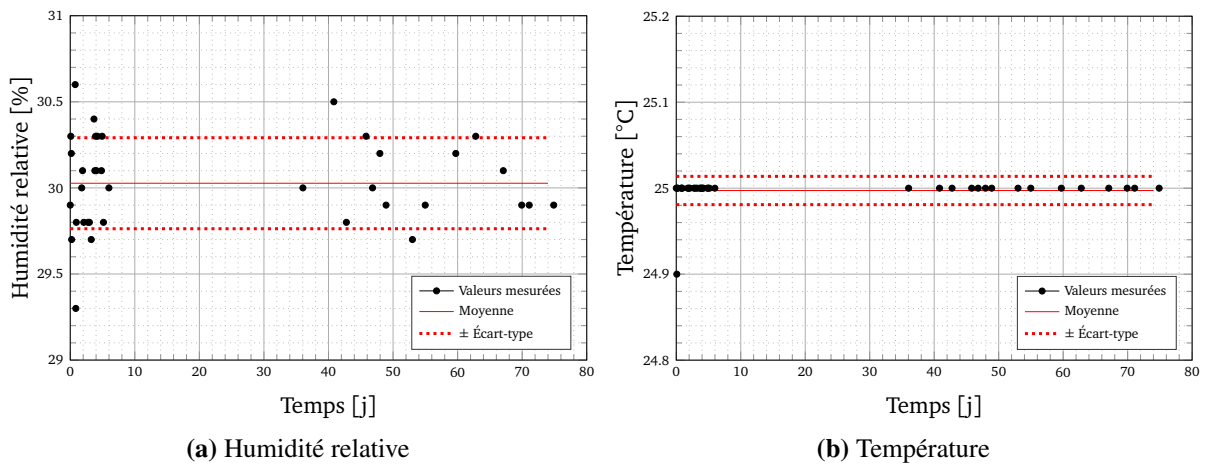


FIGURE 2.2.3 – Évolution des conditions imposées de la campagne 2

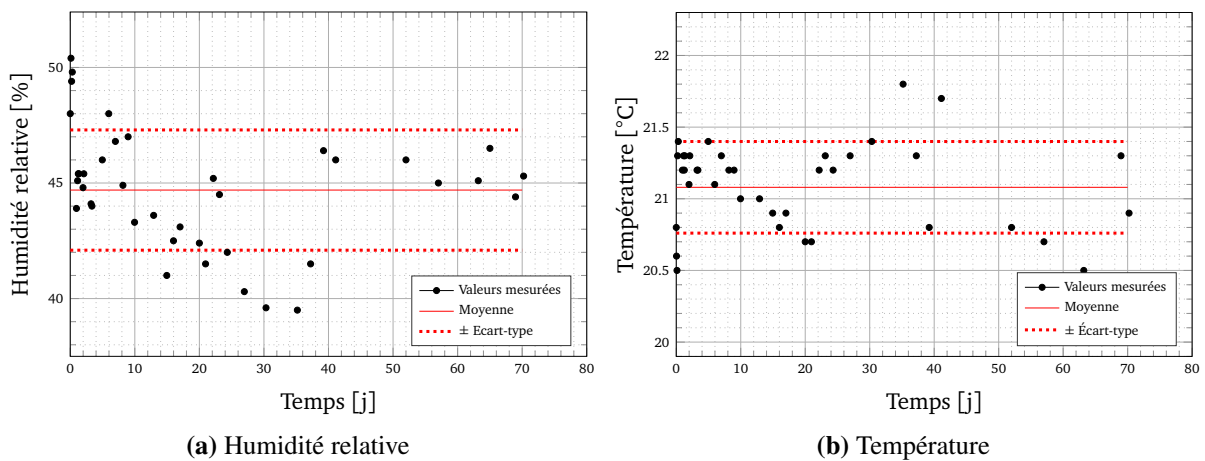


FIGURE 2.2.4 – Évolution des conditions imposées de la campagne 3

Pour toutes les campagnes, une attention particulière a été mise en œuvre pour que toutes les faces des éprouvettes soient exposées à la dessiccation. Dans l'enceinte climatique, la ventilation contrôlée ainsi que les supports ajourés permettent d'obtenir une circulation de l'air autour des éprouvettes. Pour les éprouvettes stockées hors de l'enceinte climatique, un stockage sur des tasseaux de bois, présenté sur la figure 2.2.5, permet la circulation de l'air sous les éprouvettes. Les éprouvettes entre elles sont espacées d'une distance de 1 cm au minimum. De plus, après chaque pesée, les faces des éprouvettes sont tournées. Toutes ces dispositions visent à obtenir un séchage régulier sans directions préférentielles.



FIGURE 2.2.5 – Stockage sur tasseaux de bois en salle régulée en hygrométrie et température

2.1.1.2 Mesure de la perte en masse

En raison du fort écart de masse entre les différentes géométries, les mesures de perte en masse s'opèrent sur deux balances distinctes. La première, une balance de capacité de $16,2\text{kg} \pm 0,1\text{g}$ pour toutes les petites géométries (G1, G2, G5) et une seconde de capacité plus importante ($35\text{kg} \pm 10\text{g}$) pour les éprouvettes G3 pesant d'environ 20 kg. Les mesures sont réalisées toutes les deux heures dans les 10 premiers jours puis sont espacées au fur et à mesure de l'avancement de la dessiccation.

Toutes les éprouvettes n'ont pu être suivies en dessiccation dans chaque campagne. Lors de la réalisation de la campagne 1, la balance de grande capacité étant indisponible, les mesures des éprouvettes G3 n'ont pas pu être effectuées. De même, dans le cadre de la campagne 2, les éprouvettes G5 ont été endommagées lors de leur fabrication. De ce fait, les mesures de perte de masse de ces géométries ne peuvent être présentées. Une fois les mesures de perte en masse réalisées, la variation de masse est calculée par la relation 2.2.1.

$$\Delta m(t) = \frac{m(t) - m_0}{m_0} \quad (2.2.1)$$

avec m_0 étant la masse initiale en [g] et $m(t)$ en [g] étant la masse au cours du temps de l'échantillon.

2.1.2 Résultats

Dans cette section, les résultats seront présentés à géométrie constante. L'impact de la géométrie sur la perte en masse sera étudié dans la partie 4 de ce chapitre.

2.1.2.1 Variabilité

Les figures 2.2.6, 2.2.7, 2.2.8, 2.2.9 rassemblent les résultats d'évolution de la variation de la masse de toutes les éprouvettes pour chaque campagne. Les points correspondent aux valeurs expérimentales tandis que les lignes en tirets et pointillées correspondent respectivement aux valeurs moyennes et aux écarts-types (σ). Bien qu'il soit difficile de conclure dans le cas où seulement trois éprouvettes ont été suivies, les différentes mesures de perte en masse témoignent d'une faible variabilité des résultats, comme cela est classiquement observé dans la littérature.

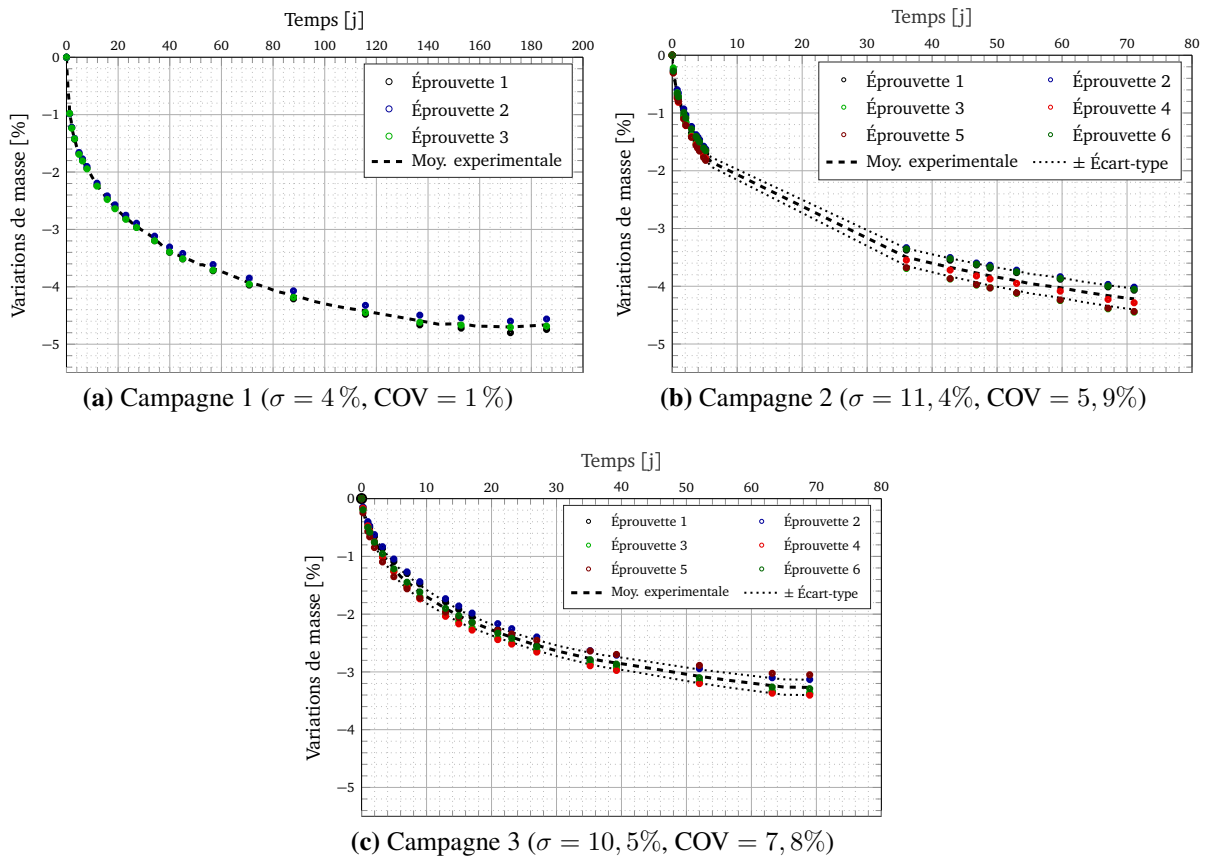


FIGURE 2.2.6 – Évolution des pertes en masse de la géométrie G1

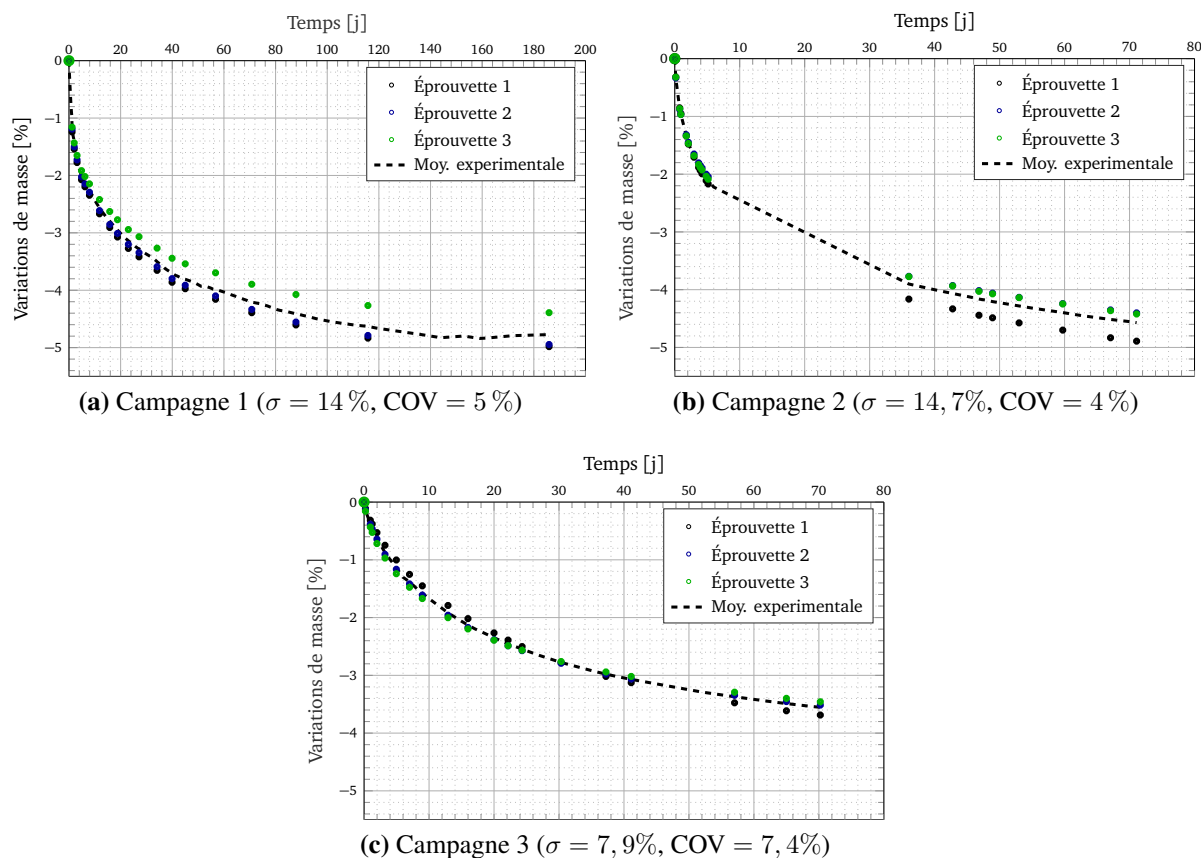


FIGURE 2.2.7 – Évolution des pertes en masse de la géométrie G2

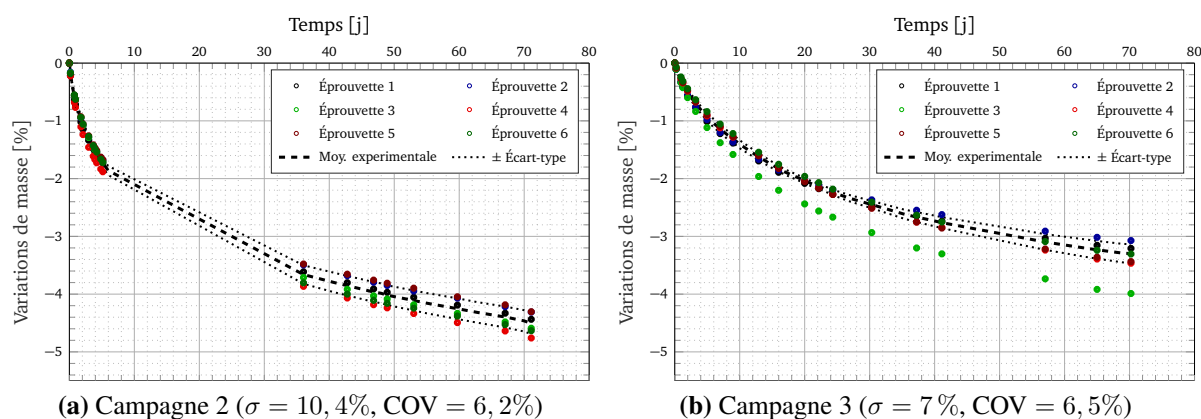


FIGURE 2.2.8 – Évolution des pertes en masse de la géométrie G3

La faible variabilité des résultats permet de conclure sur une bonne homogénéité des différentes éprouvettes dans la plupart des cas. On observe cependant, dans certaines situations, des évolutions de perte en masse présentant de fortes disparités entre les courbes. Pour illus-

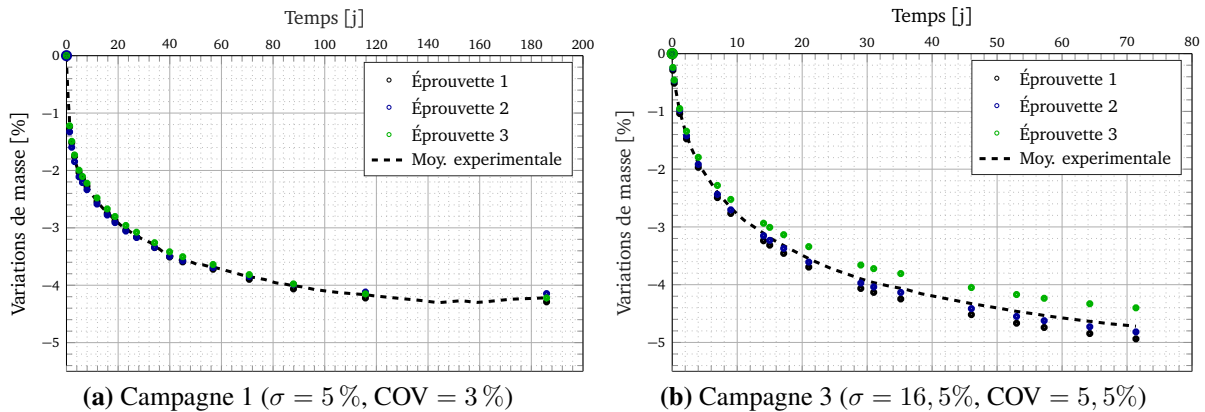


FIGURE 2.2.9 – Évolution des pertes en masse de la géométrie G5

trer ce fait, on peut prendre l'exemple des résultats de la géométrie G3 pour la campagne 3 figure 2.2.8b. L'éprouvette 3 présente une cinétique de dessiccation bien plus rapide que les 5 autres. Cette différence pourrait s'expliquer *a priori* par une non homogénéité du matériau et notamment la présence d'un volume de pâte de ciment plus importante que dans les autres échantillons, hypothèse confirmée *a posteriori* lors des essais mécaniques. L'éprouvette présentait un problème de fabrication.

Excepté pour des formes de géométries particulières (*cf.* mesure sur la géométrie G2) les mesures de perte en masse apparaissent comme des mesures reproductibles.

2.1.2.2 Influence de l'humidité relative

Un autre paramètre agissant sur la dessiccation est l'ambiance de conservation. Les figures 2.2.10 présentent l'évolution des pertes en masse moyennes des différentes géométries en fonction des humidités imposées. On postule ici que les écarts sont essentiellement dus à l'humidité relative et que la température n'influe que peu sur les résultats.

On observe que l'humidité relative impacte la vitesse de dessiccation initiale mais ne modifie pas l'allure générale de la courbe. Après une première phase de dessiccation dont la vitesse dépend de l'humidité relative imposée, une seconde phase de dessiccation à vitesse constante s'observe. Pour finir, l'ambiance imposée détermine évidemment la valeur de perte en masse ultime.

À géométrie fixe, les courbes de la campagne 1 et celles de la campagne 2 montrent peu d'écart l'une par rapport à l'autre. L'écart résiduel entre les deux courbes est dû à la variabilité intrinsèque du matériau mais surtout à l'écart de conditions de conservation (*i.e.* 36 % contre 30 %). Ce constat permet de supposer que les états de contrainte générés sont proches les uns des autres, autorisant la comparaison des résultats entre les deux campagnes.

Enfin, un dernier point attire l'attention : sur la figure 2.2.10d l'évolution de la dessiccation de la campagne 1 n'est pas cohérente. Sous des conditions plus sévères que la campagne 3 une cinétique plus lente se développe. Cette observation implique que le matériau présente des propriétés de transport plus faibles que les matériaux des autres géométries. Puisque les

échantillons de la campagne proviennent de la même gâchée, cette différence s'explique probablement par des effets de parois.

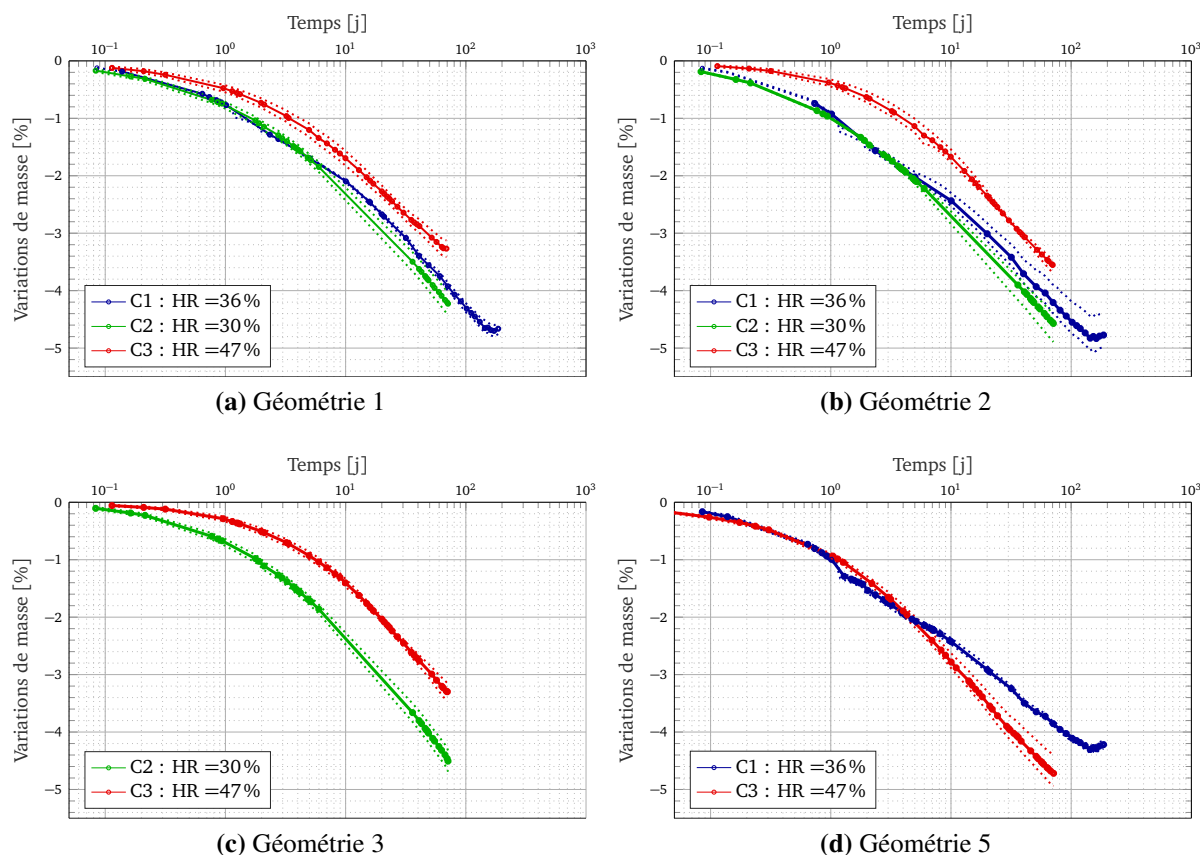


FIGURE 2.2.10 – Évolution des pertes en masse en fonction des conditions imposées

2.1.3 Synthèse

Les résultats de perte en masse servent de base expérimentale principale pour l'identification des paramètres de dessiccation du modèle numérique. Le suivi des différentes éprouvettes permet d'observer, en général, une bonne homogénéité des mesures sur les différentes géométries. Il est possible de conclure qu'une bonne répétabilité des mesures de perte en masse a été obtenue.

D'autre part, l'étude des différentes conditions hydriques à géométries fixées montre deux phases dans la cinétique de dessiccation. Une première où la vitesse de dessiccation dépend essentiellement des conditions appliquées aux échantillons et une seconde qui semble plus intrinsèque au matériau.

2.2 Porosité

2.2.1 Matériels et méthodes

Les essais de porosité accessible à l'eau sont réalisés en accord avec la norme [NF-P18-459, 2010]. Les échantillons sont obtenus par découpage dans des éprouvettes 7 cm × 7 cm × 28 cm. Pour les protéger de la dessiccation, ils ont été conservés dans l'eau jusqu'à la caractérisation. Le protocole de caractérisation du volume poreux est résumé dans la figure 2.2.11.

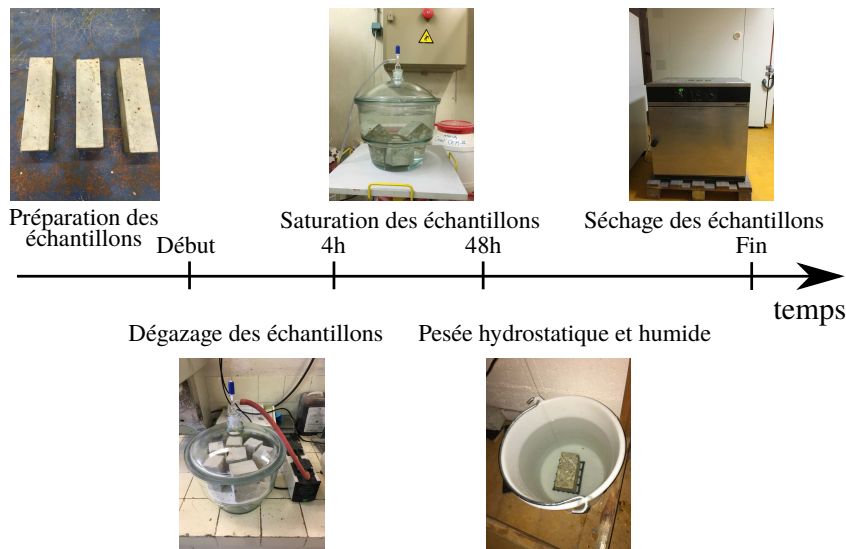


FIGURE 2.2.11 – Protocole expérimental de mesure de porosité apparente

En premier lieu, chaque éprouvette est découpée en 3 échantillons de dimension 7 cm × 7 cm × 9 cm¹. Puis elles sont placées dans un dessiccateur sous pression pendant 4 h. Une fois le temps écoulé, l'eau est introduite. Les échantillons sont laissés sous pression pendant 44 h supplémentaires. À l'issue de ces étapes, les masses hydrostatiques m_{eau} et saturées m_{air} sont pesées sur une balance de capacité maximale de 4100 g ± 0,01g. Les échantillons sont ensuite placés dans un four sous une température de 60 °C, avec une humidité la plus faible possible² (non contrôlée), jusqu'à ce que la masse des échantillons ne varie plus (*i.e.* ne présente plus de variation de plus de 0,05%/24h). La norme prescrit une dessiccation à 105 °C, néanmoins à cette température, une fissuration parasite peut apparaître et générer une augmentation non représentative de la porosité. Une fois la masse constante atteinte, une pesée de l'échantillon sec est réalisée, permettant d'obtenir m_{sec} . La porosité accessible à l'eau est ensuite déterminée par l'expression 2.2.2.

$$\phi = \frac{m_{air} - m_{sec}}{m_{air} - m_{eau}} \quad (2.2.2)$$

1. Dimensions respectant les conditions de VER d'après la norme associée.

2. Dans le cas présent, la porte du four a été ouverte régulièrement pour permettre l'évacuation de l'humidité due à l'évaporation de l'eau des échantillons.

De même, il est possible de déterminer la masse volumique apparente ρ_d :

$$\rho_d = \frac{m_{sec}}{m_{air} - m_{eau}} \rho_{eau} \quad (2.2.3)$$

Enfin la teneur eau à saturation de l'échantillon est accessible grâce à la relation 2.2.4.

$$w_{sat} = \frac{m_{air} - m_{sec}}{m_{sec}} \times 100 \quad (2.2.4)$$

Une seconde approche a été envisagée pour caractériser la porosité des matériaux investigués dans les différentes campagnes, en fonction des différentes géométries. Les échantillons utilisés dans ce cadre ont été obtenus par tronçonnage après essais mécaniques des éprouvettes. Une attention particulière a été requise pour ne pas caractériser l'impact de la fissuration mais bien la porosité du matériau. Ainsi pour les cylindres, des tranches d'éprouvettes prises dans un plan orthogonal au plan de fendage ont été utilisées. Pour les poutres, les échantillons de porosité ont été extraits des zones hors des bielles de compression, comme illustré sur la figure 2.2.12 supposées non impactées par l'essai mécanique. Le concept de bielle-tirant n'est pas forcément réaliste, mais dans le cas présent on fait l'hypothèse qu'au-dessus de cette ligne fictive la fissuration n'impacte pas la mesure de la porosité. Le même protocole que décrit précédemment est ensuite utilisé pour caractériser la porosité.

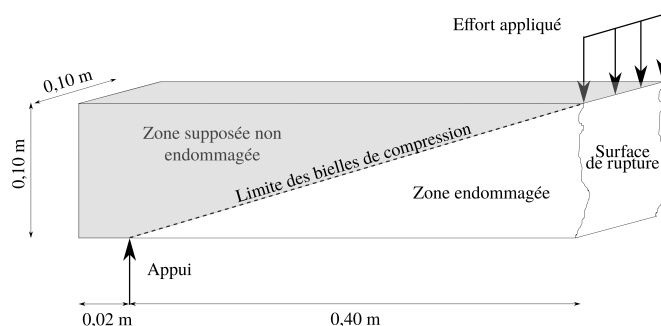


FIGURE 2.2.12 – Illustration du tronçonnage des éprouvettes de porosité dans les géométries G3 après essais mécaniques

2.2.2 Résultats

2.2.2.1 Porosité campagne 2

La première étude de la porosité du matériau s'est portée sur la campagne 2. Le tableau 2.2.1 récapitule les valeurs de porosité, de masse volumique apparente ainsi que la teneur en eau des différents échantillons. La variabilité de la masse volumique apparente est très faible. L'ordre de grandeur du coefficient de variation obtenu est sensiblement le même que celui obtenu dans la thèse de [Larrard, 2010], sur 40 échantillons de différentes gâchées.

La porosité est, quant à elle, comprise entre des valeurs de 14,6% et 16,2%, avec une moyenne à 15,5% et présente une dispersion raisonnable (écart-type $\pm 0,7\%$).

La teneur en eau massique des échantillons $7,0\% \pm 0,4\%$ est cohérente pour le type de béton considéré. Dans un cadre de caractérisation de la teneur en eau par des mesures électromagnétiques, Villain [Villain *et al.*, 2017] ont mesuré pour un béton présentant un E/C de 0,55 et une porosité de 15,8%, une teneur en eau d'approximativement 7,5%.

	m_{eau} [g]	m_{air} [g]	m_{sec} [g]	ρ_d [kg m^{-3}]	ϕ [%]	w_{sat} [%]
G5-2-1	525,1	904,5	849,2	2238	14,6	6,5
G5-2-2	526,0	912,4	852,9	2207	15,4	7,0
G5-2-3	523,6	909,2	848,2	2199	15,8	7,2
G5-2-4	513,8	895,5	833,5	2184	16,2	7,4
Moyenne	522,2	905,4	846	2207	15,5	7,0
Écart-type	5,6	7,4	8,5	22,8	0,7	0,4
COV [%]	1,1	0,8	1	1	4,6	5,6

TABLE 2.2.1 – Résultats de porosité, campagne 2

2.2.2.2 Variabilité de la porosité

Le tableau 2.2.2 regroupe les résultats obtenus avec la seconde méthode. Si on met en regard les résultats de la campagne 1, on constate une différence entre la géométrie cylindrique (G1), qui présente une moyenne de 15,8%, et la géométrie G3 qui elle obtient une porosité moyenne de 14,7%. Cet écart relatif de 7,4% semble important par rapport à la variabilité observée préalablement. Le volume de matériau caractérisé dans les deux cas est proche, ce qui permet de penser que l'écart ne provient pas d'un manque de représentativité des échantillons. L'explication de cette différence résiderait probablement dans les différents effets de bords, dus à la forme des éprouvettes et au coffrage de ces dernières. L'effet de paroi est un effet bien connu. Dans ce cadre, [Kreijger, 1984] s'intéresse à l'évolution de la porosité en partant du coffrage d'un béton vers le coeur de l'éprouvette. Il constate que proche des coffrages, la porosité augmente sensiblement. Si on s'intéresse, en se plaçant loin des bords, au rapport entre le périmètre coffré et l'aire coffrée des échantillons de porosité, on constate que l'éprouvette qui présente le rapport le plus élevé (36 m^{-1} pour G1 et 30 m^{-1} pour G3) présente une porosité plus élevée. Il n'est cependant pas vraiment possible de tirer une conclusion ferme devant le faible nombre de mesures.

Les échantillons obtenus dans la première géométrie G3(a) de la campagne 2 ont des propriétés fortement différentes de celles observées sur les autres échantillons. Cette différence d'environ +45% ne semble pas être représentative de l'état de la porosité du matériau. Il est possible que l'échantillon ne soit pas homogène et présente un volume de pâte de ciment plus important que la moyenne des échantillons. Cette hypothèse semble être confirmée par la faible masse volumique apparente des échantillons. Toutefois, le suivi de la perte en masse de l'éprouvette ainsi que l'essai mécanique (présenté dans la partie 1.3.4) n'ont pas montré de signes distinctifs. Ainsi, puisque aucun signe avant-coureur de différence n'est apparu sur

la poutre caractérisée, il est probable que l'écart provienne d'une fissuration parasite. Par la suite, les résultats ne seront pas considérés dans les valeurs moyennes. Excepté les échantillons mentionnés ci-avant, on retrouve des porosités comprises entre 14,3% et 16,3%.

		m _{eau} [g]	m _{air} [g]	m _{sec} [g]	ρ_d [kg m ⁻³]	ϕ [%]	w [%]
Campagne 1	G1-1	307,1	528,1	495,7	2243	14,7	6,5
	G1-2	332,2	577,4	537,5	2192	16,3	7,4
	G1-3	309,1	537,3	500,0	2192	16,3	7,5
	G3-1	407,5	703,7	660,3	2230	14,7	6,6
	G3-2	414,2	716,0	671,4	2224	14,8	6,6
	G3-3	418,6	723,1	678,6	2229	14,6	6,5
Campagne 2	G3-1-a	331,4	606,6	545,4	1982	22,2	11,2
	G3-2-a	313,2	568,5	513,8	2013	21,4	10,7
	G3-3-a	363,0	652,3	593,4	2051	20,4	9,9
	G3-4-a	461,8	824,2	753,2	2078	19,6	9,4
	G3-1-b	417,2	718,1	673,9	2240	14,7	6,6
	G3-2-b	646,6	1111	1045	2248	14,3	6,4
	G3-3-b	572,0	980,5	922,7	2258	14,1	6,3
Campagne 3	G3-1	653,5	1131	1062	2222	14,6	6,6
	G3-2	560,6	971,4	910,0	2215	15,0	6,8

TABLE 2.2.2 – Porosité entre campagnes et entre géométries

2.2.3 Synthèse

Le tableau 2.2.3 récapitule les valeurs de porosité. On retrouve la première étude sur la porosité (initiale) et les données obtenues par tronçonnage des éprouvettes mécaniques. Les valeurs obtenues de porosité à l'air sont cohérentes avec celles observées dans le cadre de la réalisation de la maquette VeRCoRs. Avec une valeur moyenne de 14,8% et un écart-type de 0,4%, on est proche des 14,6% et $\pm 0,6\%$ mesurés sur le chantier. Les campagnes 2 et 3 sont très proches l'une de l'autre en terme de porosité.

	ρ_d [kg m ⁻³]	ϕ [%]	w [%]
Campagne 1	2218 \pm 21	15,2 \pm 0,8	6,9 \pm 0,4
Campagne 2 initial	2207 \pm 23	15,5 \pm 0,7	7,0 \pm 0,4
Campagne 2	2249 \pm 9,4	14,4 \pm 0,3	6,4 \pm 0,1
Campagne 3	2219 \pm 5,1	14,8 \pm 0,3	6,7 \pm 0,1
Chantier VeRCoRs	-	14,6 \pm 0,6	-

TABLE 2.2.3 – Récapitulatif des valeurs de porosité des différentes campagnes

Finalement, on constate un écart des porosités entre la campagne 2 initiale et la suivante. Cet écart peut se justifier par la différence des géométries entre les deux cas. On peut ainsi imaginer que l'importance de la surface coffrée joue sur la quantité de porosité.

2.3 Isothermes de désorption

Parmi les paramètres nécessaires à la caractérisation hydrique d'un matériau, la courbe de sorption, ou plus particulièrement dans le cas qui nous intéresse de désorption est d'importance majeure. Comme expliqué précédemment, cette donnée est difficile à obtenir car dans le cadre des matériaux cimentaires, le processus de dessiccation est très long, proportionnel à la racine carrée du temps. Ainsi, pour caractériser la sorption du matériau, des essais accélérés à la balance de sorption par vapeur ont été réalisés par Stéphane Poyet au CEA Saclay pour la caractérisation à la machine de sorption. Le recalage a été ensuite réalisé au LMT.

2.3.1 Matériels et méthodes

Une balance de sorption, figure 2.2.13a est utilisée pour caractériser l'isotherme de désorption. Le principe de méthode est de placer une balance dans une chambre contrôlée en hygrométrie et température. Sur cette balance de précision, un échantillon du matériau, préalablement réduit en poudre, est pesé de manière continue. La machine est capable de réaliser des chargements de sorption ou de désorption, ou bien des chargements cycliques. Dans cette étude, des paliers décroissants d'humidité relative sont imposés jusqu'à ce que la masse de l'échantillon soit en équilibre avec le milieu ambiant ($\dot{m} \leq 10^{-5} \% \text{ min}^{-1}$ moyenné sur 15 min). L'humidité imposée est appliquée par le biais d'un humidificateur 2.2.13b.

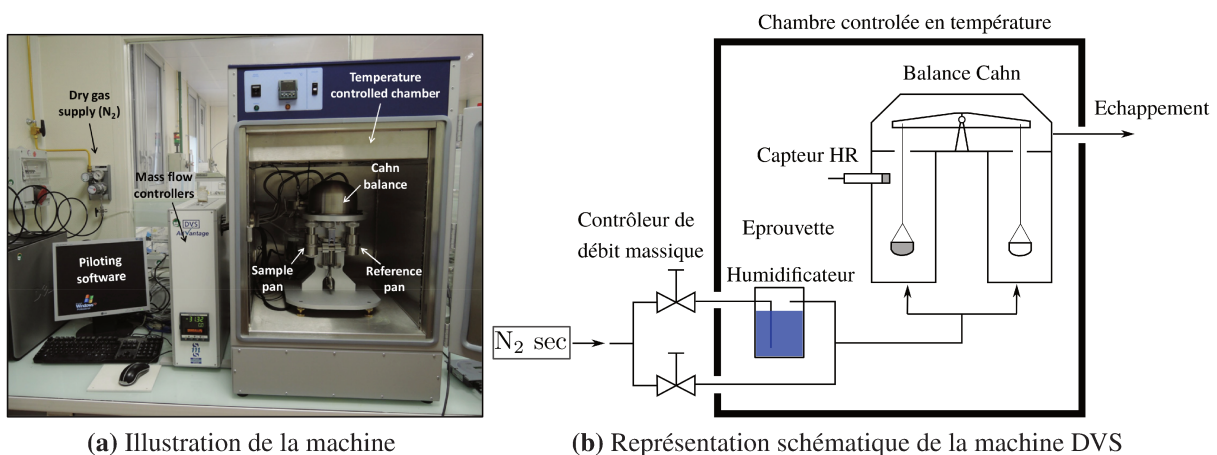


FIGURE 2.2.13 – Machine de sorption dynamique à la vapeur (extrait de [Poyet *et al.*, 2016])

Les échantillons testés sont issus d'éprouvettes conservées immergées dans un bain d'eau basique pendant une période de 1 an. Les éprouvettes nécessaires à la caractérisation (épaisseur d'environ 10 mm) ont été tronçonnées dans les éprouvettes G5. Pour limiter autant que possible la carbonatation, les échantillons sont conservés dans une atmosphère inerte (Nitrogène). Les échantillons sont ensuite réduits en poudre puis tamisés pour enlever les éléments grossiers (d'environ 200 μm), pour tester des quantités d'environ 20 μg . La température d'essai est de 25 °C. Le protocole est détaillé dans la référence [Poyet *et al.*, 2016].

La teneur en eau est ensuite calculée comme :

$$w(HR) = \frac{m_w(HR)}{m_d} \quad (2.2.5)$$

Il est ensuite nécessaire, une fois cette courbe obtenue, de la corriger à l'aide d'un point connu de l'isotherme calculé par des méthodes standard. La représentativité des échantillons mesurés est une difficulté majeure de cette méthode. En effet, la faible quantité de matériau investigué ne garantit pas la conservation des fractions volumiques de chaque constituant. Ainsi, la teneur en eau de chaque palier d'humidité relative peut être influencée par la préparation de l'échantillon. Pour s'affranchir de cette variabilité, [Poyet *et al.*, 2016] proposent de mesurer un point de l'isotherme par une méthode de solution saline classique et de recalibrer l'évolution de la teneur en eau. La relation utilisée est celle donnée par l'équation 2.2.6.

$$w(HR) = w_{DVS}(HR) \frac{w_{standard}(HR = i)}{w_{DVS}(HR = i)} \quad (2.2.6)$$

Dans le cas présent, les courbes de perte en masse présentées ci-avant serviront de données pour cette étape. Ainsi, après stabilisation de la perte en masse sous une humidité relative donnée, les échantillons sont mis au four à 105 °C. La valeur sèche de l'échantillon est ainsi obtenue et la teneur en eau au point considéré est calculée. De même, avec la connaissance des masses initiales des échantillons saturés, il est aussi possible de calculer la valeur à 100 % de HR. Les teneurs en eau pour le recalibrage sont résumées dans le tableau 2.2.4.

	Campagne 1	Campagne 2	Campagne 3
HR [%]	36	30	47
w [%]	1,69	-	-

TABLE 2.2.4 – Point de l'isotherme mesuré par méthode gravimétrique

Pour obtenir la courbe d'isotherme de désorption $S_l = f_n(HR)$, il est ensuite nécessaire de passer de la teneur en eau à la saturation par la relation 2.2.7.

$$S_l(HR) = \frac{\rho_d}{\rho_{eau}\phi} w \quad (2.2.7)$$

Avec cette relation, il est possible d'obtenir un degré de saturation supérieur à 1. Pour utiliser cette équation, il est nécessaire de caractériser parfaitement la porosité ainsi que la masse volumique sèche du matériau. Une alternative est de considérer le rapport entre la teneur en eau et la teneur en eau maximale w_{max} (Eq 2.2.7).

$$S_l(HR) = \frac{w(HR)}{w_{max}} \quad (2.2.8)$$

2.3.2 Résultats

2.3.2.1 Teneur en eau

Les courbes brut, avant recalage, de l'évolution de la teneur en eau obtenues par DVS sont représentées sur la figure 2.2.14. Les essais de caractérisation de l'isotherme de sorption ont été réalisés tardivement au moment de la rédaction de la thèse, seul le point de recalage de la courbe 1 était disponible. Néanmoins, on constate qu'avant le recalage les différentes courbes présentent des allures proches les unes des autres.

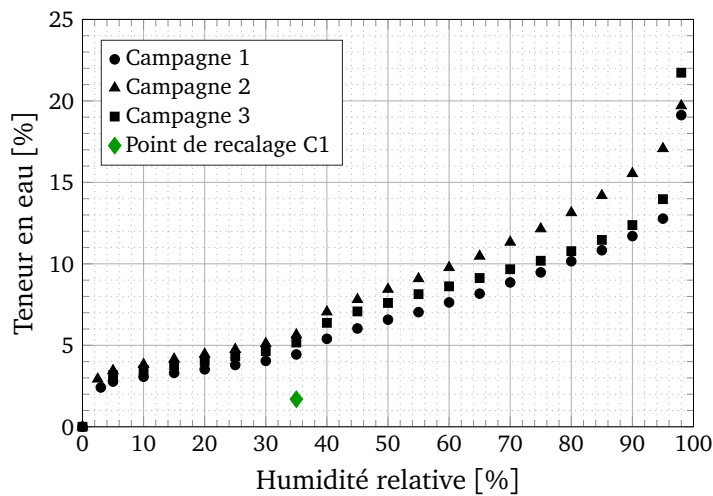


FIGURE 2.2.14 – Évolution de la teneur en eau

La figure 2.2.15 présente la courbe de teneur en eau de la campagne 1 une fois le recalage effectué. Si on classe l'isotherme en fonction des recommandations de I.U.P.A.C³, on constate que l'isotherme est de type IV. On observe plusieurs parties sur cette courbe. En reprenant les constatations de [Baroghel-Bouny, 2007], on peut décrire le trajet de désorption des hautes humidités aux faibles humidités relatives :

- pour un béton de cette composition, une phase de désorption de la macro-porosité devrait être visible, ce qui est peu le cas ici. Un exemple de cette chute peut être retrouvé pour des pâtes de ciment sur la figure 1.2.3a du chapitre 1. On remarque une forte chute, initialement $\forall HR \in [95; 100]$ %. Les mesures de ces points sont difficiles à obtenir car très sensibles aux variations d'humidité ;
- une seconde phase $\forall HR \in [40; 90]$ s'observe. Dans cette zone, on constate que l'évolution de la teneur en eau est quasi linéaire. La porosité capillaire se vide progressivement et la phase liquide continue tend à devenir discontinue ;
- finalement une dernière phase apparaît $\forall HR \in [0; 40]$, correspondant à la dessiccation des C-S-H où l'adsorption moléculaire est monocouche.

3. International Union of Pure and Applied Chemistry.

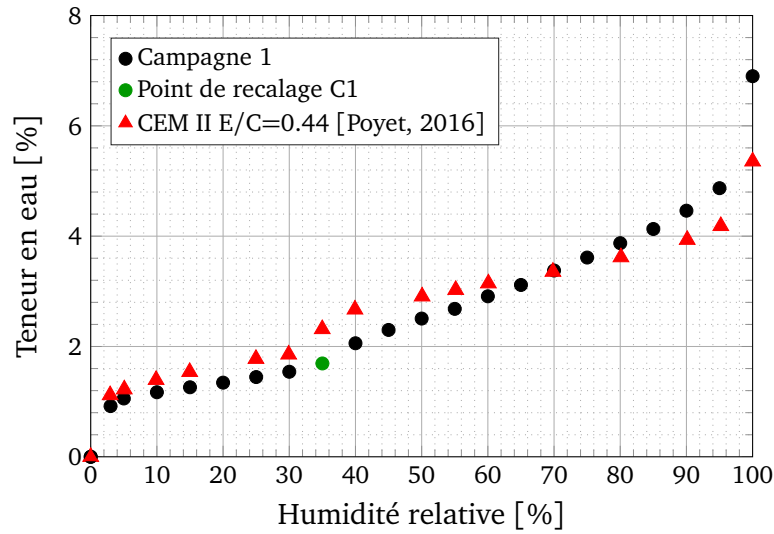


FIGURE 2.2.15 – Évolution de la teneur en eau recalée

Si on met en regard, sur la figure 2.2.15, l'évolution de la teneur en eau d'un béton réalisé avec un ciment de type CEM II et un matériau cimentaire avec un rapport E/C=0,44 issu des travaux de Poyet [Poyet *et al.*, 2016], on constate que l'évolution de la teneur en eau est cohérente. Cette évolution entre 80 % et 100 % met bien en lumière la différence entre les deux bétons. Le béton VeRCoRs présente une macro-porosité légèrement plus importante que le second béton. On retrouve le saut de teneur en eau proche de 35 % d'humidité relative dans les deux cas.

2.3.2.2 Degré de saturation

Une fois la teneur en eau caractérisée, on s'intéresse à l'évolution du degré de saturation. Pour avoir des éléments de comparaison, la prédiction de l'isotherme par le modèle BSB est effectuée. Initialement introduit par [Brunauer *et al.*, 1969] puis repris par [Xi *et al.*, 1994b, Huang *et al.*, 2015], le modèle BSB est un modèle empirique à trois paramètres dérivé du modèle Brunauer-Emmett-Teller (BET). Il peut être utilisé dans des gammes d'humidité relative comprises entre 5 % et 100 %. Lorsqu'il est écrit en saturation l'évolution de l'isotherme est donnée par l'équation 2.2.9.

$$S_l = \frac{h(1-k)[1+(C-1)k]}{h(1-kh)[1+(C-1)hk]} \quad (2.2.9)$$

avec h représentant l'humidité relative, et C et k les deux paramètres du modèle donnés respectivement par les équations 2.2.10a et 2.2.10b.

$$C = \exp\left(\frac{855}{T}\right) \quad (2.2.10a)$$

$$k = \frac{(1-1/n_l)C-1}{C-1} \quad (2.2.10b)$$

avec T la température d'essai et n_l un paramètre dépendant du temps de cure, du type de ciment ainsi que du rapport eau sur ciment.

$$n_l = N_{tc}(tc)N_{ct}(c_t)N_{wc}(wc) \quad (2.2.11a)$$

$$N_{tc}(tc) = 2,5 + \frac{15}{t_c} \quad (2.2.11b)$$

$$N_{ct} = 1,1 \quad \text{pour un ciment Type I} \quad (2.2.11c)$$

$$N_{tc}(tc) = 0,33 + 2,2 \times w/c \quad (2.2.11d)$$

Pour appliquer le modèle, les paramètres suivant sont utilisés : un temps de cure de 28 jours à une température de 294 K pour un E/C efficace de 0,52.

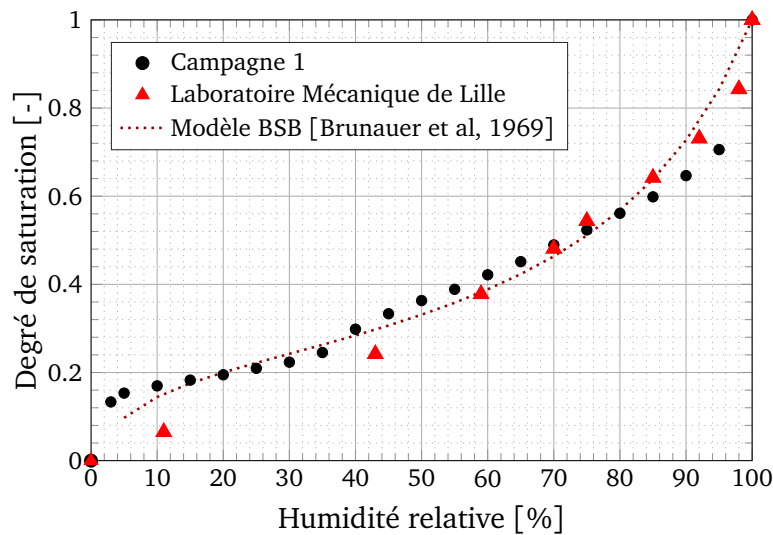


FIGURE 2.2.16 – Isotherme de sorption pour la campagne 1 comparée à celle d'un béton de VeRCoRs différent (LML)

La figure 2.2.16 présente l'évolution de l'isotherme de la campagne 1. Une caractérisation de l'isotherme du béton de VeRCoRs, réalisée sur un béton différent de celui utilisé dans le cadre de cette thèse et réalisée par le Laboratoire de Mécanique de Lille (LML) est ajoutée à la figure. L'évolution expérimentale du degré de saturation semble cohérente. Bien que cela ne soit qu'une prédiction, le modèle BSB présente une courbe proche des résultats expérimentaux. On constate cependant un net écart pour les hautes humidités relatives (au-dessus de 80 %). Cette différence peut avoir deux origines : soit le modèle présente une erreur par rapport à la « vraie » isotherme, soit la méthode de caractérisation utilisée capte mal l'allure aux hautes humidités [Garbalińska *et al.*, 2017] puisque le temps d'équilibre des paliers aux humidités de 24 h ne semble pas assez long. Bien que dans notre cas, seul le passage du premier palier (à 98 %) au second soit imposé par ce critère, on constate aussi un écart avec la caractérisation proposée par le LML qui est, quant à lui, plus proche du modèle BSB dans ces gammes d'humidité. Finalement, les deux isothermes expérimentales présentent des similitudes sur la gamme [60 % ; 80 %]. Au delà, on observe des disparités.

2.3.3 Synthèse

La teneur en eau ainsi que le degré de saturation en fonction de l'humidité relative ont été caractérisés par la méthode accélérée DVS (Dynamic Vapor Sorption). Les essais ont été réalisés au CEA par Stéphane Poyet et le recalage au LMT.

L'isotherme en teneur en eau et en degré de saturation a été caractérisée. Elle peut être classée en catégorie IV d'après l'I.U.P.A.C. L'isotherme a ensuite été comparée, en saturation, au modèle BSB et à l'isotherme caractérisée par le LML. Il en ressort une bonne similitude avec le modèle pour toutes les gammes d'humidités sauf au-dessus de 80 % et une disparité avec l'isotherme du LML pour les humidités inférieures à 60 %.

2.4 Synthèse des campagnes expérimentales

Les données sont recueillies sur 3 campagnes expérimentales investiguant les effets de la dessiccation sous différentes conditions externes (humidité relative et température), des temps de dessiccation (70 jours et 180 jours) différents et pour 4 géométries d'éprouvettes. Les données récoltées portent sur des mesures de perte en masse, des caractérisations de porosité accessible à l'eau ainsi que des mesures d'isothermes de désorption.

La variabilité des évolutions de pertes en masse peut être considérée comme faible. Excepté quelques éprouvettes, les différents échantillons investigués peuvent être considérés comme à un stade de dessiccation équivalent. De plus, l'hypothèse d'une comparaison entre les campagnes 1 et 2 entre elles pour étudier l'influence de la dessiccation sous des conditions sévères d'humidité peut être valide, excepté pour la géométrie 5. Le comportement de l'éprouvette G5 de la campagne 1 présente une cinétique de dessiccation non cohérente au regard de l'évolution des différentes courbes de pertes en masse mesurées.

La porosité accessible à l'eau de différentes géométries et des différents matériaux réalisés (campagne 1,2,3) a pu être étudiée. Si on moyenne les résultats obtenus sur les différentes mesures, on obtient une porosité de $15,0\% \pm 0,5\%$ et une masse volumique apparente moyenne de $2223 \text{ kg m}^{-3} \pm 18 \text{ kg m}^{-3}$. Les valeurs de porosité sont cohérentes avec celles obtenues sur les bétons du chantier VeRCoRs. On observe néanmoins une légère influence de la géométrie sur la porosité. Plus la surface de coffrage est importante par rapport au volume de matériau plus la porosité va être importante également.

Les mesures à la DVS ont permis de caractériser l'isotherme du matériau de la campagne 1 puis 2. Seule l'isotherme de la campagne 1 a pu être recalée au moment de la rédaction. Néanmoins, on constate sur la base des mesures DVS une bonne cohérence entre les deux cinétiques de désorption. Dans un premier temps, l'isotherme de la campagne 1 sera prise comme l'isotherme de toutes les campagnes. Cette donnée, nécessaire à la caractérisation hydrique, permet de mieux déterminer les gradients au sein du matériau. Il conviendrait, pour compléter cela, de disposer de mesure de quantités internes pour qualifier les différents gradients de dessiccation. Dans le cas présent, il n'était pas possible, par exemple, de mettre des réservations pour venir mesurer une humidité relative, puisque des essais mécaniques étaient prévus sur les mêmes éprouvettes. En l'état, et sans modélisation complémentaire, aucune information expérimentale quant à la répartition des gradients au sein du matériau n'est disponible.

3 Identification des paramètres du modèle hydrique

Le modèle développé nécessite la connaissance d'un grand nombre de paramètres. Dans ce cadre-là, il est nécessaire de déterminer une stratégie d'identification pour pouvoir obtenir une modélisation réaliste du processus de dessiccation. La démarche déroulée dans cette section s'inscrit dans la partie traitant des transferts hydriques. Néanmoins, une démarche similaire a été menée dans le cadre de l'identification mécanique dans le chapitre 4.

3.1 Identification paramétrique par méthode inverse

Avant d'aborder l'identification de paramètres par méthode inverse, il est intéressant de rappeler la définition d'un problème direct. Ce type de problème est classique en mécanique ou en thermique. Comme illustré dans la figure 2.3.1a, si on considère dans le cadre d'un problème direct, un système S avec un jeu de paramètres p soumis à des sollicitations \underline{X} , l'inconnu du problème est ici la réponse \underline{d} du système à la sollicitation d'entrée. Le problème direct, en mécanique, revient ici à trouver les contraintes, déformations ou autres variables associées du problème \underline{d} , dans l'espace des réponses cinématiquement et statiquement admissibles. De même, dans le cadre des transferts hydriques, le problème revient à trouver l'évolution de la perte en masse et de l'isotherme de désorption dans l'espace admissible.

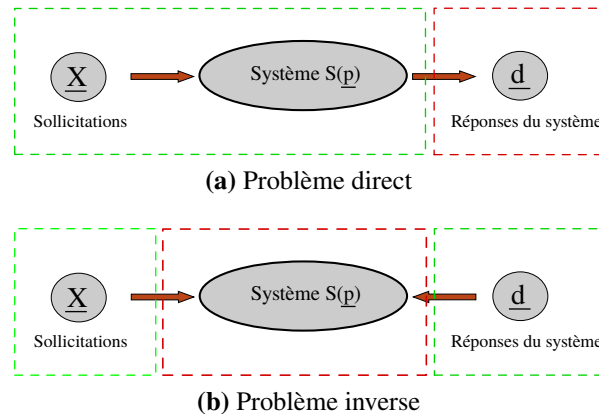


FIGURE 2.3.1 – Illustration des problèmes en mécanique adaptée de [Pottier, 2010]

Dans le cadre d'un problème inverse, l'entrée (sollicitations \underline{X}) ainsi que la réponse du système \underline{d} sont supposées connues. Le système est en revanche une inconnue du problème. Ainsi, il faut déterminer les paramètres $p \in P$ (P l'ensemble des paramètres admissibles). Classiquement, dans un problème expérimental de mécanique, la sollicitation appliquée ainsi que la réponse (déplacement, réaction d'appui) sont connues. En revanche, les différents paramètres du modèle sont une inconnue. De manière analogue, dans le cadre des transferts hydriques, les sollicitations imposées (hygrométrie, température) et l'évolution de la perte en masse sont connues, tandis que les paramètres de transfert du système ne sont pas accessibles directement.

Une fois ces deux types de problèmes définis, il est important de parler du concept de problème physique bien ou mal posé au sens de [Hadamard, 1902]. Dans ce cadre, trois conditions sont nécessaires :

1. une solution du problème existe ;
2. la solution est unique ;
3. la solution dépend de façon continue des données.

En l'absence de mouvement de corps rigides, un problème direct est généralement bien posé. En revanche, le problème indirect est, quant à lui, souvent un problème mal posé au sens de Hadamard. Cela provient essentiellement des bruits de mesures expérimentaux, des incertitudes, ou bien encore des choix de modélisation du problème. Il en résulte des quasi-solutions au sens de Tikonov [Tikonov, 1977]. De même, l'unicité de la solution n'est que rarement satisfaite. Des données expérimentales sous-abondantes ainsi que le couplage de paramètres peuvent être un frein à l'identification.

3.1.1 Méthodes d'identification

Il existe un grand nombre de méthodes d'identification. Parmi celles-ci, on retrouve de manière non exhaustive les méthodes avec peu de pas d'itération, telles que la méthode de l'écart à l'équilibre [Crouzeix *et al.*, 2009] ou bien la méthode des Champs Virtuels (MVC) [Grédiac, 1989], et les méthodes itératives telles que la méthode de l'Erreur en Relation de Comportement (ERC) [Ladevèze *et al.*, 1999] ou bien encore la méthode de recalage de modèles éléments finis [Kavanagh et Clough, 1971, Molimard *et al.*, 2005, Mathieu *et al.*, 2015]. Les trois premières méthodes ne seront pas développées ici. Pour ce qui est de la méthode de recalage de modèle éléments finis, aussi connue sous le nom de FEMU (*Finite Element Modelling Updating* en anglais), le principe, comme l'illustre la figure 2.3.2, consiste à mettre à jour un jeu de paramètres de modèle EF en minimisant l'écart entre un ensemble de données expérimentales et les mêmes données issues d'une simulation.

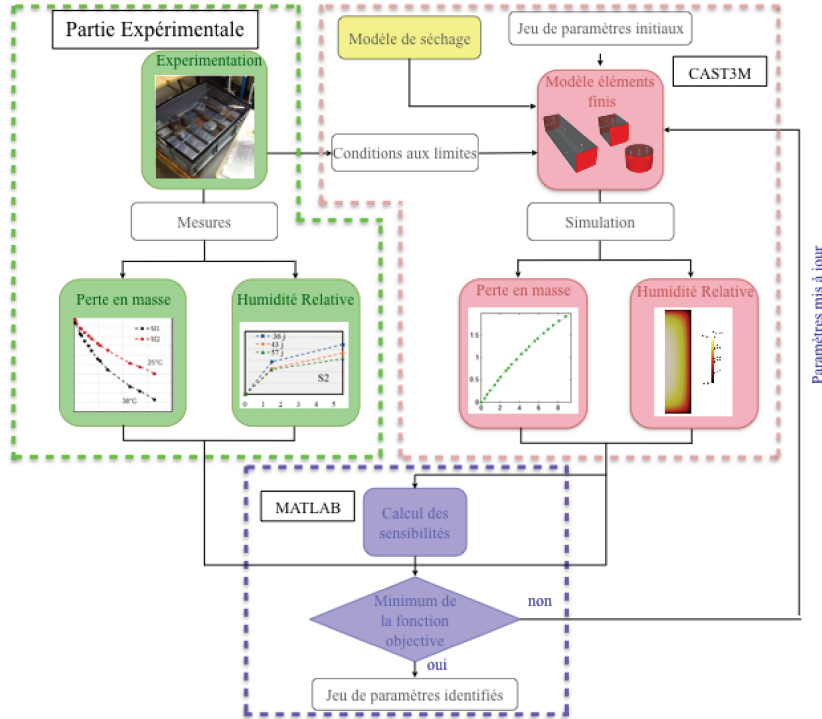


FIGURE 2.3.2 – Illustration de la méthode FEMU

Pour ce faire, il est nécessaire de formuler une fonction objectif à minimiser. La fonction (eq. 2.3.1) est à valeurs scalaires mais dépend des paramètres du modèle. Il est donc nécessaire de définir une norme. Classiquement, la norme associée est la norme Euclidienne. Ce choix offre l'avantage d'offrir une fonction objectif différentiable.

$$\mathbf{f}(\mathbf{p}) = \frac{1}{2} \|\mathbf{r}(\mathbf{p})\|_2^2 \quad (2.3.1)$$

Avec $\mathbf{r}(\mathbf{p})$ le résidu. Puisqu'il s'agit de comparer les données expérimentales aux données de simulation, le choix du résidu s'effectue en fonction des données expérimentales disponibles. Dans le cas de l'identification hydrique, la fonction objectif est construite avec les données de perte en masse des différentes géométries ainsi que les données d'isotherme de sorption Eq. 2.3.2.

$$\mathbf{f}(\mathbf{p}) = \left[\sum_{\text{éprouvettes}} \left[\left(\frac{C_{pdm}^{exp} - C_{pdm}^{sim}(\mathbf{p})}{nb_{pdm}^{mes} \times \max(C_{pdm}^{exp})} \right)^2 + \left(\frac{C_{S_l}^{exp} - C_{S_l}^{sim}(\mathbf{p})}{nb_{S_l}^{mes} \times \max(C_{S_l}^{exp})} \right)^2 \right] \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.3.2)$$

Ici, C est respectivement les données expérimentales ou de simulation et nb^{mes} le nombre de points de mesure expérimentaux de perte de masse ou d'isotherme de sorption. Il convient ensuite de minimiser la fonctionnelle, ce qui revient à résoudre le problème (Eq.2.3.3).

$$\mathbf{p}^* = \arg \min \left(\mathbf{f}(\mathbf{p}) = \frac{1}{2} \|\mathbf{r}(\mathbf{p})\|_2^2 \right) \quad \text{avec } \mathbf{p}^* \in P \quad (2.3.3)$$

3.1.2 Méthodes d'optimisation

Il existe différentes méthodes d'optimisation. Dans le cadre de cette thèse, l'effort porte essentiellement sur les problèmes d'optimisation d'ordre 1 (soit ceux qui nécessitent le calcul d'une dérivée de première ordre).

3.1.2.1 Méthode de Gauss-Newton

La méthode de Gauss-Newton est une démarche classique pour résoudre des problèmes de minimisation de fonction objectif formulée au sens des moindres carrés. Dans cette méthode, l'optimisation revient à déterminer par un processus itératif (Eq. 2.3.4) l'évolution de l'incrément de paramètre δp en minimisant le résidu r .

$$(\mathbf{J}^T \mathbf{J}) \delta p = \mathbf{J}^T r \quad (2.3.4)$$

L'implémentation de ce type de problème est simple et peu coûteuse en temps de calculs. Néanmoins, le caractère mal posé du problème entraîne une impossibilité d'annuler le résidu. De plus, dans certains problèmes d'optimisation, le mauvais conditionnement de la matrice Jacobienne peut entraîner des difficultés d'inversion, et donc engendrer une non convergence du processus itératif. Dans le cas présenté, le conditionnement de la matrice Jacobienne ne permettra pas d'utiliser cette méthode.

3.1.2.2 Méthode de Levenberg-Marquardt

Pour passer outre les différents problèmes de conditionnement de la matrice Jacobienne, les travaux de Levenberg [Levenberg, 1944] suivis de ceux de Marquardt [Marquardt, 1963] ont introduit un multiplicateur de Lagrange λ_{LM} dans l'équation 2.3.4. Ce multiplicateur de Lagrange permet de stabiliser la méthode et transforme le problème de Gauss-Newton initial en l'équation 2.3.5.

$$(\mathbf{J}^T \mathbf{J} - \lambda_{LM} \mathbf{1}) \delta p = \mathbf{J}^T r \quad (2.3.5)$$

L'ajout de ce multiplicateur stabilise la méthode mais introduit deux effets indésirables. Le premier effet est le trop fort amortissement qui ralentit l'actualisation des paramètres lorsque λ_{LM} est grand. Le second porte sur l'identification du vecteur paramètres, la méthode présentée apporte une erreur sur l'estimation de la valeur optimale. Ces deux effets amènent à faire un choix averti de la valeur à attribuer au multiplicateur de Lagrange. [Fan et Pan, 2009] montrent qu'en prenant ce multiplicateur comme une combinaison linéaire du Jacobien, la propriété de convergence quadratique de la méthode est conservée. Dans ce cadre, [Ma et Jiang, 2007] formulent le paramètre comme :

$$\lambda = \theta \|\mathbf{r}\| + (1 - \theta) \|\mathbf{J}^T \mathbf{r}\| \quad (2.3.6)$$

où $\theta \in [0, 1]$ est une constante. Cette formulation permet de résoudre le problème de conditionnement, sans nuire ni à la vitesse de convergence ni à la précision du problème.

3.1.3 Sensibilité des paramètres

3.1.3.1 Détermination du Jacobien

Les deux méthodes présentées nécessitent la détermination d'une matrice Jacobienne, aussi appelée matrice de sensibilité. La forme de cette matrice avec m points de mesures et n paramètres est donnée par :

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial r_1}{\partial p_1} & \dots & \frac{\partial r_1}{\partial p_n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial r_m}{\partial p_1} & \dots & \frac{\partial r_m}{\partial p_n} \end{bmatrix} \quad (2.3.7)$$

Lorsqu'une expression littérale de la dépendance du modèle à chaque paramètre est accessible, les sensibilités peuvent être déterminées analytiquement. Bien qu'il existe dans la littérature des données analytiques pour différents types de problèmes, l'approche la plus répandue reste l'approximation numérique de la matrice Jacobienne. Cette approximation est basée sur un schéma de Taylor au premier ordre du résidu au voisinage de la valeur initiale. Une perturbation positive puis négative $\delta \mathbf{p}$ est introduite successivement sur le paramètre initial \mathbf{p}_0 . La matrice Jacobienne est déduite de ces deux perturbations :

$$\mathbf{J}_{\text{centre}} = \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{p}} = \frac{\mathbf{r}(\mathbf{p}_0 + \delta \mathbf{p}) - \mathbf{r}(\mathbf{p}_0 - \delta \mathbf{p})}{2 \times \delta \mathbf{p}} \quad (2.3.8)$$

Bien que stable, un des principaux inconvénients de cette méthode est l'augmentation du temps de calcul proportionnellement au nombre de paramètres. De fait, pour résoudre une itération, il sera nécessaire de réaliser $2n+1$ calculs éléments finis (avec n le nombre de paramètres). Une alternative à cette approche est de déterminer le Jacobien par un schéma de différence finie uniquement vers l'avant ou l'arrière, réduisant par la même l'itération à $n+1$ calculs EF et transformant la matrice Jacobienne en :

$$\mathbf{J}_{\text{avant}} = \frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \mathbf{p}} = \frac{\mathbf{r}(\mathbf{p}_0 + \delta \mathbf{p}) - \mathbf{r}(\mathbf{p}_0)}{\delta \mathbf{p}} \quad (2.3.9)$$

Déterminer la matrice Jacobienne par l'équation 2.3.9 permet de diminuer le temps nécessaire à l'actualisation. Néanmoins, cela amène des imprécisions plus ou moins importantes qui dépendent des non-linéarités au droit de la perturbation $\delta \mathbf{p}$ de la surface de la fonctionnelle. Dans le cas présent, la norme matricielle de Frobenius illustre l'erreur entre les deux matrices Jacobiennes.

$$\|\mathbf{J}_{\text{centre}} - \mathbf{J}_{\text{avant}}\|_F = 6,6 \times 10^{-3} \quad (2.3.10)$$

L'utilisation d'une approximation n'entraîne qu'une erreur de 6.6%. De manière générale, dans le cadre de petites perturbations, la différence entre les deux méthodes est très faible [Lauwagie, 2005]. Cela conforte le choix d'une estimation de la matrice Jacobienne par une différence finie vers l'avant (ou l'arrière) seulement.

L'autre point clé de la méthode des différences finies est la détermination de l'incrément de variation δp . [Lauwagie, 2005] s'intéresse à l'impact du choix de la valeur de variation adoptée dans l'estimation de la matrice Jacobienne. Les calculs éléments finis présentent des erreurs (arrondi, discrétisation). Le résidu obtenu n'est en fait qu'une approximation d'un résidu idéalement parfait.

$$\mathbf{r}(\mathbf{p}) = \mathbf{r}_{app}(\mathbf{p}) - \epsilon_{app}(\mathbf{p}) \quad (2.3.11)$$

Lorsque l'on considère l'approximation de Taylor en prenant en compte l'erreur faite sur le calcul de résidu, il apparaît deux types d'erreurs : l'erreur d'arrondi et l'erreur de troncature.

$$\mathbf{J}_{avant} = \frac{\mathbf{r}(\mathbf{p}_0 + \delta \mathbf{p}) - \mathbf{r}(\mathbf{p}_0)}{\delta \mathbf{p}} + \underbrace{\frac{\epsilon_{app}(\mathbf{p}_0 + \delta \mathbf{p}) - \epsilon_{app}(\mathbf{p}_0)}{\delta \mathbf{p}}}_{\text{Erreur d'arrondi}} + \underbrace{\mathcal{O}(\delta \mathbf{p})}_{\text{Erreur de troncature}} \quad (2.3.12)$$

Le choix de la perturbation δp est donc le fruit de deux erreurs différentes. Comme l'illustre la figure 2.3.3, l'erreur d'arrondi, tend à augmenter lorsque la perturbation devient petite. À l'inverse, l'erreur de troncature augmente lorsque la perturbation est importante. Entre les deux, une zone stable s'observe entre $[10^{-6}; 8 \times 10^{-1}]$.

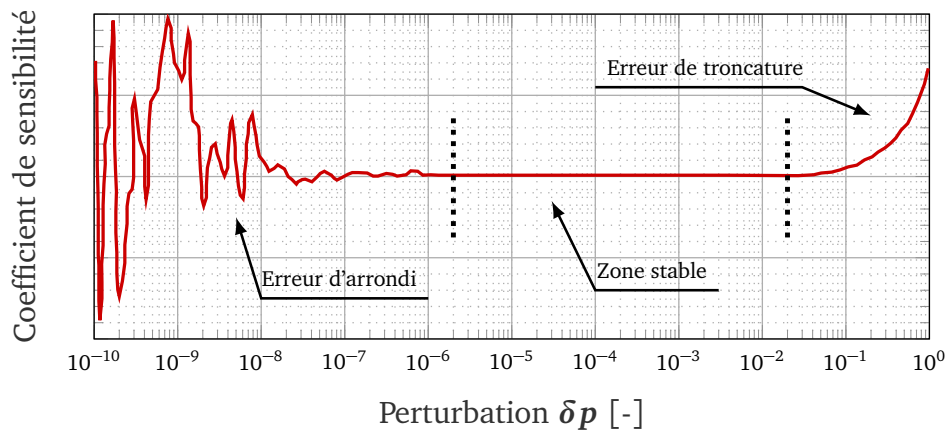


FIGURE 2.3.3 – Influence du choix de la perturbation sur la stabilité du coefficient de sensibilité dans un problème de détermination de paramètres élastiques pour l'obtention des fréquences de résonance de poutres d'après [Lauwagie, 2005]

Dans ce travail, les valeurs de perturbation sont fixées à 1 % de la valeur des paramètres initiaux. De manière générale, [Pottier, 2010] constate que pour une gamme de variations de $[10^{-5}; 10^{-2}]$ le choix du paramètre δp n'a pas d'influence sur l'actualisation des paramètres.

3.1.3.2 Étude de la sensibilité des paramètres

Pour identifier les paramètres d'un modèle sur une base expérimentale, il est nécessaire d'être en possession d'expériences qui rendent sensibles tous les paramètres. Pour étudier la sensibilité des paramètres du modèle de dessiccation, deux facteurs sont investigués : la valeur diagonale de l'approximation de la matrice Hessienne, figure 2.3.4a, correspondant aux sensibilités de chaque paramètre, et la corrélation entre les paramètres donnés par la matrice de corrélation figure 2.3.4b.

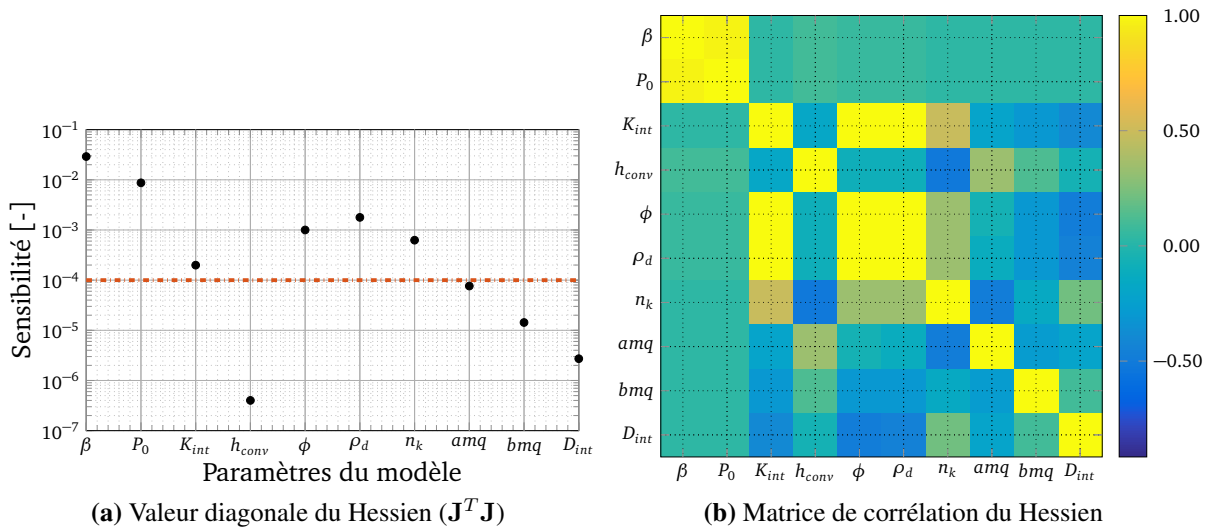


FIGURE 2.3.4 – Sensibilité des paramètres du modèle de séchage au problème

La figure 2.3.4a illustre la disparité des valeurs de sensibilités des paramètres du modèle⁴ dans le cas de la géométrie 1. Il ressort clairement que les deux premiers paramètres sont plus sensibles que les autres. Ils définissent à eux seuls la courbe de désorption. Ainsi, les données sont assez abondantes pour pouvoir les identifier. Viennent ensuite les paramètres matériaux tels que la porosité et la masse volumique apparente. Ces deux paramètres sont présents linéairement dans le problème de perte en masse. Ils impactent donc fortement l'identification. Ensuite, les deux paramètres contrôlant le processus de perméation arrivent. Une valeur limite de sensibilité à 10^{-4} est fixée, telle qu'au-delà de cette valeur, les paramètres sont considérés comme peu sensibles et donc non identifiables avec les données disponibles. On trouve dans ce cas les paramètres de diffusion ainsi que le coefficient de convection. Il ressort, finalement, que cinq paramètres sont plus sensibles que les autres.

4. Les différentes caractéristiques du problème de séchage seront décrites dans la prochaine section.

La corrélation des paramètres entre eux est étudiée par le biais de la matrice de corrélation du Hessien. Pour ce faire, elle est calculée par l'équation 2.3.13, à partir de la matrice de covariance qui correspond à l'inverse du Hessien, en prenant en compte le niveau de bruit. Dans le cas présent, on considère que l'écart-type σ est égal à 1.

$$\text{Cor}(\mathbf{H})_{ij} = \frac{\text{Cov}(\mathbf{H})_{ij}}{\sqrt{\text{Cov}(\mathbf{H})_{ii} \cdot \text{Cov}(\mathbf{H})_{jj}}} \quad \text{avec} \quad \text{Cov}(\mathbf{H}) = \frac{\mathbf{H}^{-1}}{\sigma} \quad (2.3.13)$$

La figure 2.3.4b présente les corrélations entre les paramètres du problème. Les valeurs de corrélation varient entre [-1,1]. Lorsqu'un couple de paramètres est très corrélé, leur valeur s'approche de 1 ; à l'inverse quand la corrélation est proche de -1, les paramètres sont considérés anti-corrélés. De manière globale, on constate une forte corrélation entre les paramètres. Bien que possible, cette corrélation rend l'identification difficile. Si on reprend les cinq paramètres identifiables, on constate que ϕ et ρ_d sont très corrélés, avec des valeurs proches de 1. De même, n_k est couplé avec les paramètres matériaux ainsi que K_0 , ce qui implique que, pour un même matériau, si n_k change on peut avoir différentes perméabilités intrinsèques correspondantes. Finalement, les paramètres peu sensibles présentés ci-avant sont aussi peu corrélés.

3.1.4 Critère d'arrêt et borne de recherche

Le processus itératif proposé nécessite la définition de critère d'arrêt. S'il est bien défini, le critère d'arrêt permet de ne pas actualiser inutilement la solution au voisinage de l'optimum. Dans le cadre de cette identification, on fixe trois critères d'arrêts (Eq. 2.3.14) portant respectivement :

- sur le nombre d'itération n_{iter} ;
- sur la variation d'incrément de paramètre δp ;
- sur le résidu de la fonction objectif.

$$n_{iter} \geq 300 \quad \frac{|p^{k+1} - p^k|}{|p^{k+1}|} \leq 10^{-4} \quad ||R|| \leq 10^{-3} \quad (2.3.14)$$

D'autre part, les incréments de paramètres sont limités à un incrément maximal δp^{max} pour éviter d'osciller autour de la solution. Enfin, les paramètres identifiés sont pris dans des gammes de variation admissibles afin de ne pas identifier des paramètres non physiques.

3.1.5 Validation de la procédure d'identification par *Virtual Testing*

Puisqu'aucune fonction analytique n'est disponible, il n'est pas possible de déterminer si le problème est convexe et donc admet un minimum. Ainsi, pour valider la procédure d'identification mise en place, une identification sur une base expérimentale virtuelle est menée. Dans ce but, la perte en masse de différentes géométries d'éprouvettes est simulée sous CAST3M et les données récoltées sont ré-identifiées par la routine d'identification.

3.1.5.1 Présentation du problème numérique

La figure 2.3.5 illustre les géométries étudiées dans cette validation, mais aussi d'une manière plus générale, dans toute cette partie sur la dessiccation. Compte tenu du caractère multidirectionnel de la dessiccation, il n'est pas possible de modéliser le processus de séchage en deux dimensions⁵. Des modélisations en 3 dimensions de $1/8^{\text{ème}}$, voir de $1/4^{\text{ème}}$, dans le cas de la géométrie 2 (figure 2.3.5b), doivent-être développées.

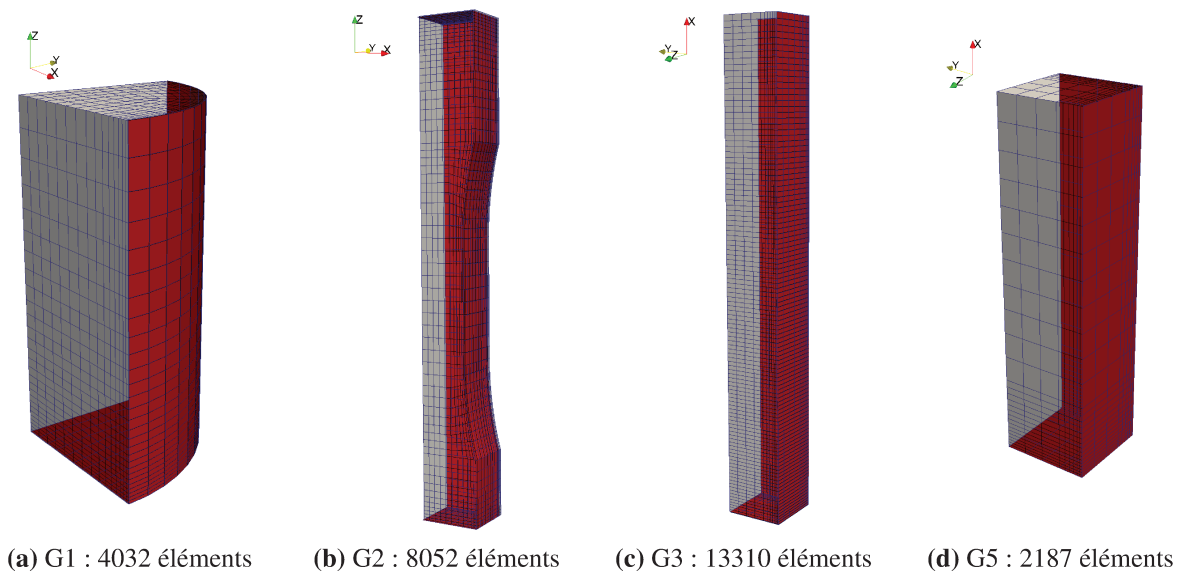


FIGURE 2.3.5 – Maillages des géométries séchantes

Les maillages sont composés d'éléments cubiques linéaires. Un fort raffinement des maillages au droit des surfaces d'échanges (représentées en rouge sur la figure 2.3.5) est réalisé pour capturer la cinétique des gradients hydriques. Les surfaces autres que celles présentées en rouge sont des surfaces à flux nuls (plans de symétrie). Pour générer la dessiccation, une humidité relative de 40 % est imposée sur les surfaces d'échanges par le biais d'une condition aux limites de type convective.

3.1.5.2 Données à réidentifier

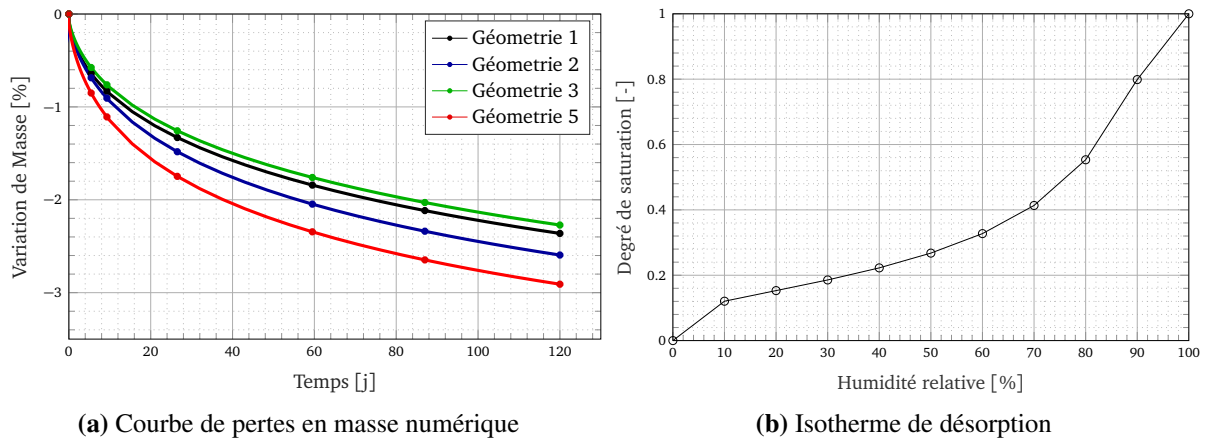
Un jeu de paramètres arbitraires (présenté dans le tableau 2.3.1) a été utilisé pour obtenir des données expérimentales virtuelles.

5. N.B. : dans le cas de la géométrie 1 il est possible de faire une modélisation axisymétrique du problème.

ϕ	ρ_d [kg m ⁻³]	h_{conv} [kg m ⁻² s ⁻¹]	n_k	K_{int} [m ²]
0,138	2300	10 ⁻¹²	0,5	1,9 × 10 ⁻²¹
amq	bmq	D_{int} [m ² s ⁻¹]	β	P_0 [Pa]
2,74	4,20	2,55 × 10 ⁻⁵	0,4	1,5 × 10 ⁷

TABLE 2.3.1 – Paramètres du modèle de dessiccation

Ce jeu de paramètres permet d'obtenir plusieurs courbes de pertes en masse présentées sur la figure 2.3.6a, ainsi qu'une isotherme de désorption, figure 2.3.6b, caractérisée avec un modèle de van Genuchten. La simulation se fait sur un temps de dessiccation de 120 jours. Il aurait probablement été plus discriminant d'identifier les paramètres sur des courbes à l'équilibre hydrique, néanmoins, le but est de caractériser l'identification dans le même cadre que celui expérimental présenté dans la partie 2, où les courbes ne sont pas à l'équilibre.


FIGURE 2.3.6 – Données numériques à ré-identifier

3.1.5.3 Paramètres identifiés

Le travail de ré-identification a été réalisé en prenant, au choix, une ou deux éprouvettes (G1,G5) à caractériser, et une partie ou l'ensemble des paramètres. Le tableau 2.3.2 présente les résultats obtenus. Les données en gras correspondent aux paramètres inconnus dans l'identification.

Identification	Géométrie		β	P_0 [MPa]	K_{int} [m ²]	$h_{conv} \times 10^{-14}$ [m ³]	ϕ [-]	ρ kg m ⁻³	n^k	amq	bmq	$D_{int} \times 10^{-5}$ [m ² s ⁻¹]
1	G1	départ	0,42	30,08	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	-0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,17	$9,17 \times 10^{-22}$	100	0,128	2346	-1,43	3,018	4,292	2,50
2	(G1,G5)	départ	0,42	30,08	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	-0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,17	$9,17 \times 10^{-22}$	100	0,128	2200	-0,96	2,93	4,26	2,52
3	G1	départ	0,3	46,5	$3,2 \times 10^{-23}$	50	0,142	2370	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,17	$7,37 \times 10^{-22}$	96	0,132	2400	-1,919	3,8	3,275	2,61
4	G1	départ	0,42	30,08	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,17	$1,00 \times 10^{-21}$	100	0,128	2344	-1,18	2,74	4,2	2,55
5	(G1,G5)	départ	0,42	30,08	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,39	15,16	$9,98 \times 10^{-22}$	100	0,128	2256	-0,96	2,74	4,2	2,55
6	G1	départ	0,42	30,084	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,18	$1,76 \times 10^{-21}$	100	0,134	2200	0,5	2,74	4,2	2,55
7	G1	départ	0,42	30,08	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,18	$1,08 \times 10^{-21}$	100	0,138	2300	-0,62	2,74	4,2	2,55
8	(G1,G5)	départ	0,42	30,08	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,18	$1,21 \times 10^{-21}$	100	0,138	2300	-0,37	2,74	4,2	2,55
9	G1	départ	0,55	10,00	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15,18	$1,88 \times 10^{-21}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
10	G1	départ	0,4	15	$5,37 \times 10^{-22}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55
		arrivée	0,4	15	$1,90 \times 10^{-21}$	100	0,138	2300	0,5	2,74	4,2	2,55

TABLE 2.3.2 – Valeurs des jeux de paramètres de départ et arrivée de l'identification

Étant similaires aux courbes de la figure 2.3.6a, les courbes identifiées sont volontairement non représentées. On peut, en revanche, tracer les courbes des isothermes identifiées, ainsi que les courbes de perméabilité 2.3.7b et diffusivité 2.3.7c effectives, pour contrôler la qualité de l'identification.

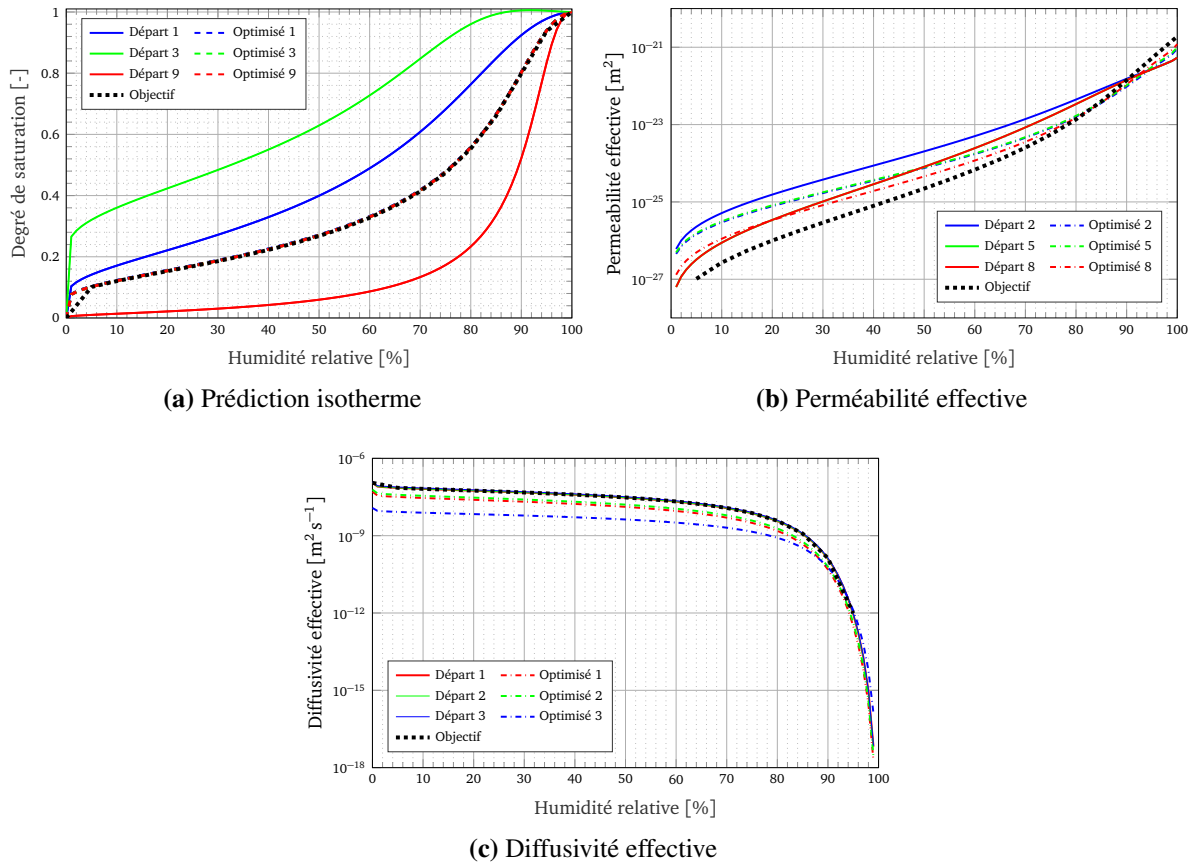


FIGURE 2.3.7 – Valeurs des paramètres de l'équation 2.1.10 pour les différentes identifications

Au regard des résultats du tableau ainsi que des figures 2.3.7 on peut faire les commentaires suivants :

- lorsque tous les paramètres sont libres d'évoluer, on constate que suivant les points de départ choisis, les points d'arrivée ne sont pas semblables (cf. identifications 1,2,3). De même, identifier sur une géométrie ou deux n'améliore pas ce constat. En identifiant tous les paramètres, la procédure n'est pas robuste ;
- la figure 2.3.7a illustre le fait que les deux paramètres de l'isotherme de sorption ne sont pas impactés par le point de départ ou le nombre de géométrie. On constate que les trois tirages (1,3,9) arrivent tous au même point ;
- le tirage 6 illustre la corrélation entre la porosité et la masse volumique dans ce modèle. On constate que la masse volumique est sous-estimée⁶, entraînant la sous-estimation

6. 2200 kg m^{-3} correspond à la borne inférieure autorisée dans l'identification

de la perméabilité intrinsèque. Comme prévu, la masse volumique et la porosité sont linéairement couplées, ce qui implique qu'un grand nombre de combinaisons possibles peuvent être trouvées ;

- comme il a été illustré dans la partie sur les sensibilités des paramètres, h_{conv} n'influe pas sur l'identification ;
- K_{int} et n_k sont fortement couplés, ce qui implique qu'un grand nombre de combinaisons différentes peuvent être trouvées. La figure 2.3.7b met en perspective cette constatation. La perméabilité effective du matériau test n'est pas retrouvée dans les différents cas présentés. Seul le blocage de l'un ou l'autre des paramètres permet de bien déterminer cette perméabilité, puisqu'elle sera contrainte par la perte en masse ;
- quant aux paramètres de diffusivité, la figure 2.3.7c met en lumière la difficulté de caractériser l'évolution de la diffusivité effective. Bien qu'en partant des bons points, l'arrivée est toujours différente de l'objectif. Les données expérimentales virtuelles, ainsi que l'ambiance hydrique appliquée, favorisent le transfert par perméation. Les variations de paramètres de diffusivité ne font que peu varier diffusivité hydrique D_h globale (perméation plus diffusion), rendant l'identification de ces paramètres difficile.

3.1.5.4 Paramètre convectif h_{conv}

Déterminer le coefficient d'échange convectif h_{conv} par la procédure d'identification n'est pas réaliste. La faible sensibilité du paramètre ne permet pas de l'induire dans l'identification. Partant de ce constat, la démarche la plus aisée est de reprendre les données présentes dans la littérature (*i.e* présentée auparavant). D'après Huang [Huang *et al.*, 2015], lorsque l'on se place dans le cadre d'un séchage dans une chambre climatique, on peut supposer que la convection d'air n'impose pas un flux assez important pour augmenter le coefficient d'échange. Ainsi, il peut être déterminé par le biais de l'équation 2.3.15.

$$h_{conv}^{HR} = \frac{D_{int} \times M_L \times P_{vs}}{R \times T} \frac{1}{\delta} \quad (2.3.15)$$

δ représentant l'épaisseur de la couche limite impactée par la convection de l'ordre de 25 mm d'après Li [C. Li, 2009], D_{int} la diffusion intrinsèque, P_{vs} la pression de vapeur saturante et R , T et M_L respectivement la constante des gaz parfaits et la température ambiante et la masse molaire de l'eau liquide. On obtient une constante égale à :

$$h_{conv}^{HR} = 2,19 \times 10^{-5} \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1}$$

Cette valeur de coefficient est formulée en humidité relative. Dans le cadre de la modélisation développée, il faut revenir en pression capillaire. Pour ce faire, on considère l'égalité des flux pour une humidité ambiante imposée.

$$h_{conv}^{HR} \times (H_s - H_a) = h_{conv}^{PC} \times (P_{cs} - P_{ca}) \quad (2.3.16)$$

Finalement, en introduisant l'équation de Kelvin, on obtient le coefficient convectif formulé en pression capillaire.

$$h_{conv}^{PC} = \frac{M_l}{\rho_l \times R \times T} \frac{h_{conv}^{HR} \times (H_s - H_a)}{\ln(H_s) - \ln(H_a)} \quad (2.3.17)$$

h_{conv}^{PC} en $[m^3]$ est ici le coefficient d'échange convectif. Afin de déterminer ce coefficient, il est nécessaire de déterminer une valeur d'humidité imposée. Pour valider le coefficient obtenu, nous nous appuyerons ici sur des travaux expérimentaux réalisés par Carette [Carette *et al.*, 2016], présentés sur la figure 2.3.8, instrumentant la surface d'éprouvettes en béton à l'aide de capteur d'humidité relative. L'ambiance imposée dans ce cadre était de 43 % d'humidité relative et le coefficient h_{conv}^{HR} trouvé était de l'ordre de $10^{-5} \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1}$.

A.N : Si on applique l'équation 2.3.17 avec les deux valeurs de h_{conv}^{HR} on obtient :

$$h_{conv}^{PC} = \frac{18 \times 10^{-3}}{1000 \times 8,314 \times 294} \frac{2,19 \times 10^{-5} \times (1 - 0,43)}{\ln(1) - \ln(0,43)} = 109 \times 10^{-14} \text{ m}^3 \text{ s} \quad (2.3.18a)$$

$$h_{conv}^{PC} = \frac{18 \times 10^{-3}}{1000 \times 8,314 \times 294} \frac{1 \times 10^{-5} \times (1 - 0,43)}{\ln(1) - \ln(0,43)} = 48 \times 10^{-14} \text{ m}^3 \text{ s} \quad (2.3.18b)$$

Pour choisir entre l'un ou l'autre des deux coefficients, une simulation numérique a été réalisée, en utilisant les mêmes paramètres que ceux du tableau 2.3.1 et avec une ambiance imposée de 43 % de HR.

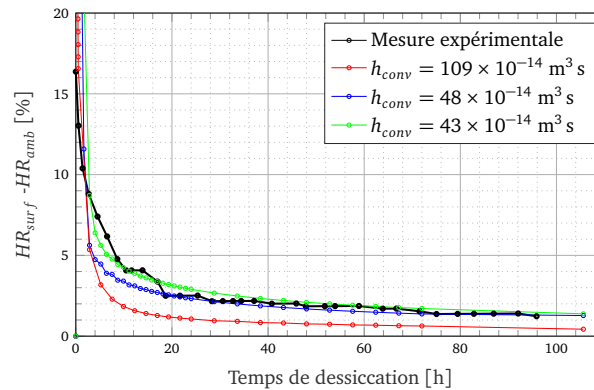


FIGURE 2.3.8 – Identification de h_{conv} sur la base expérimentale de [Carette *et al.*, 2016]

Comme on peut s'y attendre, le coefficient convectif proposé par Carette, converti en pression capillaire, fonctionne bien pour les mêmes données. La valeur proposée par Huang semble quant à elle surestimer les échanges entre la surface et l'ambiance extérieure. Une valeur optimisée de $43 \times 10^{-14} \text{ m}^3$ peut être prise en compte. Finalement, la valeur du coefficient d'échange convectif pourra être pris dans une gamme variant de $[30 \times 10^{-14}; 80 \times 10^{-14}] \text{ m}^3 \text{ s}$.

3.1.5.5 Synthèse de l'identification des paramètres du modèle

Le modèle de dessiccation utilisé nécessite la détermination d'un grand nombre de paramètres. Ils sont au nombre de 10 s'ils sont tous inconnus. Pour les identifier, une procédure de recalage par méthode des éléments finis a été développée. Une fonction objectif, formulée au sens des moindres carrés et basée sur la comparaison des pertes en masse expérimentales et numériques a été prise en compte, ainsi que des isothermes de sorption. Passés les écueils de la résolution par un algorithme de minimisation de type Levenberg-Marquart, la sensibilité des paramètres a été étudiée. Cette étude a mis en lumière une différence certaine de sensibilité et de fortes corrélations entre les paramètres, ne permettant pas d'identifier de concert l'ensemble des données du modèle. La validation de la procédure d'identification a montré que le problème posé en l'état, ne présentait pas d'unicité de solution.

Il en ressort une stratégie globale d'identification qui repose sur les points suivants :

- déterminer expérimentalement la porosité ϕ ainsi que la masse volumique ρ par le biais des protocoles standardisés. Il est à noter que ces deux paramètres sont présents linéairement dans l'équation de diffusion, ils sont donc fortement sensibles. L'identification numérique de leur valeur peut amener à les sous ou surestimer, même dans le cas où ils ne seraient pas bornés à des valeurs non physiques ;
- fixer les paramètres de diffusivité aux valeurs standards présentes dans la littérature soit $amq = 2,74$, $bmq = 4,2$ et $D_{int} = 2,55 \times 10^{-5} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$. Dans le cas des études développées, le type de béton, les modèles utilisés ainsi que les conditions hydriques appliquées rendent les transferts par perméation de l'eau liquide majoritaires. Il est par conséquent difficile d'identifier les mécanismes de diffusion ;
- le coefficient de convection est difficile à déterminer. Il dépend à la fois des conditions d'ambiances (circulation d'air, type de stockage) et de la forme du matériau. En première approche, il sera fixé à une valeur de $48 \times 10^{-14} \text{m}^3 \text{s}$;
- pour déterminer les paramètres de l'isotherme deux approches sont possibles : soit une isotherme est disponible et les paramètres peuvent être identifiés sur la courbe directement, soit cela n'est pas le cas et il sera possible d'identifier l'isotherme sur la base des essais de pertes en masse. Pour valider ce second choix il peut être de bon aloi de connaître un point ou deux de l'isotherme à caractériser pour valider la représentation physique du problème ;
- pour ce qui est de la perméabilité intrinsèque, plus précisément des valeurs du paramètre n_k , la validation numérique a montré qu'il existe plus d'un couple de paramètres (K_{int}, n_k) qui permettent d'obtenir la bonne perte en masse. Ajoutée à cela la forte corrélation des deux paramètres, il devient difficile d'identifier les deux simultanément. Partant de ce constat, il est nécessaire de : soit considérer un $n_k=0,5$, pour utiliser le modèle de van Genuchten en se basant sur le modèle de porosité statistique de Mualem, et d'identifier la perméabilité intrinsèque ; soit, avoir l'approche proposée par Stéphane Poyet [Poyet *et al.*, 2011], en laissant libre l'identification des deux paramètres mais en contraignant la perméabilité intrinsèque à des valeurs comprises entre $[10^{-22}, 10^{-20}] \text{m}^2$. D'après Zhang [Zhang *et al.*, 2016], les matériaux cimentaires présentant des e/c proche de 0,4-0,5 ont une perméabilité intrinsèque de l'ordre de 10^{-21}m^2 .

3.2 Prise en compte de l'historique de chargement hydrique

Dans les différentes campagnes, les éprouvettes sont gardées dans des environnements et des atmosphères contrôlés en hygrométrie et température différentes. Bien qu'un certain nombre de dispositions expérimentales aient été mises en place pour obtenir des conditions les plus homogènes possibles, des variations de consigne ont été mesurées dans le cas des campagnes 1 et 3. À l'inverse des machines climatiques, la salle régulée présente un volume important. Il est donc ardu, comme l'illustre la figure 2.2.2a, d'obtenir des conditions homogènes et constantes sur de longues périodes. Il devient alors nécessaire de recenser l'impact de telles variations sur la prédiction de l'état hydrique des matériaux.

Pour cela, on s'intéresse à la campagne 1 qui présente les plus fortes variations sur trois géométries (G1, G3 et G5). Les conditions imposées seront d'un côté les évolutions de température et d'hygrométrie mesurées dans le cadre de la campagne 1, et de l'autre côté une température et une hygrométrie constantes. Les paramètres matériaux utilisés seront les mêmes que ceux pris dans la partie « *virtual testing* », résumés dans le tableau 2.3.1.

3.2.1 Modélisation du processus de dessiccation

Les données de modélisation reprises dans cette partie sont similaires à celles de la partie 3.1.5. Les résultats de modélisation, en supposant une humidité relative externe soit constante (valeur moyenne mesurée), soit variable (*cf.* figure 2.2.2 et 2.2.4), sont présentés sur la figure 2.3.9a.

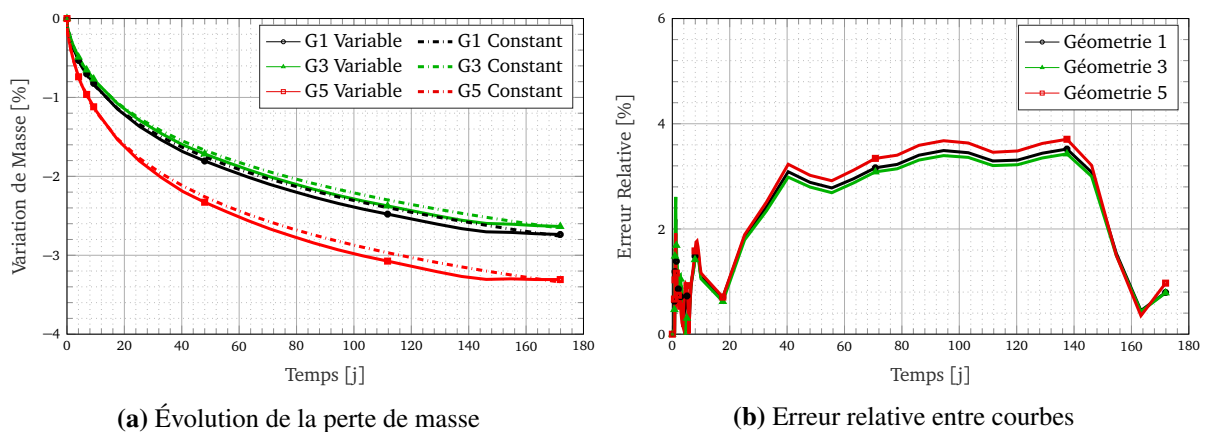


FIGURE 2.3.9 – Résultats de simulation à humidité variable versus constante

De prime abord, on constate que, pour des géométries avec des tailles de section relativement proches, l'impact de la variation hydrique est sensiblement équivalent. La prise en compte de conditions évoluant dans le temps n'est pas nécessaire dans le cas présent. La figure 2.3.9b illustre l'erreur relative entre les deux courbes, en prenant comme référence pour chaque géométrie la courbe à humidité variable. Initialement, l'erreur oscille fortement malgré une similitude des courbes. Cela s'explique à la fois par les variations de conditions imposées

mais aussi par l'erreur numérique qui est forte sur cet intervalle de temps. L'erreur augmente ensuite jusqu'à 3,8% au maximum entre le 40^e jours et le 140^e. Cette période de temps correspond à la zone où l'écart de conditions est le plus important. La condition variable est plus sévère que celle constante, ce qui explique l'augmentation de l'écart.

On peut s'intéresser aussi à des données plus internes et notamment l'humidité relative au sein du matériau. Si on observe le champ d'humidité relative de la géométrie 1, tout en gardant un critère d'erreur relatif, on obtient les champs d'erreur de la figure 2.3.10. Si on seuille le champ, et que seules les valeurs supérieures à 2 % sont prises en compte, on constate logiquement qu'une faible épaisseur du matériau est touchée. Le cœur de l'éprouvette n'est pas impacté par les variations d'humidité relative.

Si on s'intéresse au champ à deux instants différents, soit 90 jours pour la figure 2.3.10a et 172 jours pour la figure 2.3.10b, on constate que la profondeur impactée diminue avec la reprise de masse bien que l'erreur augmente sur la surface séchant.

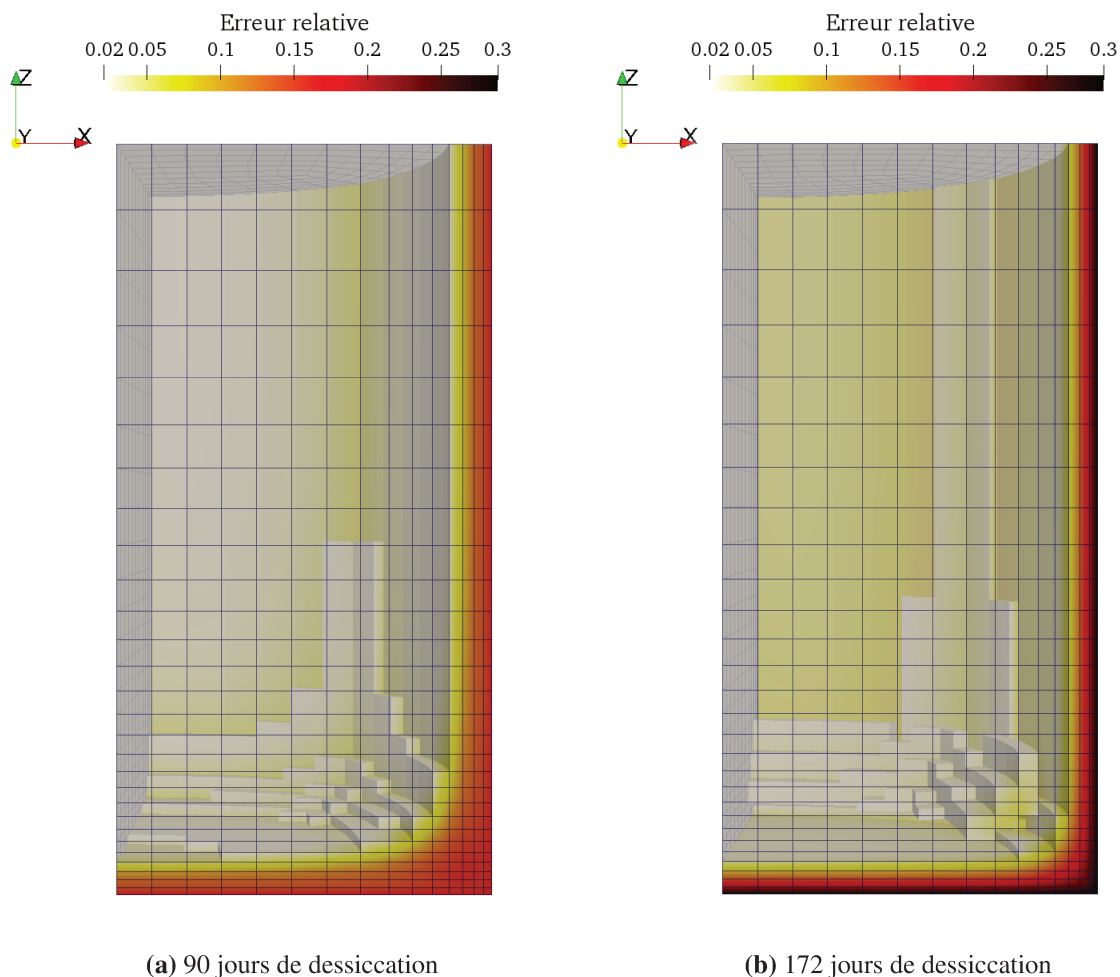


FIGURE 2.3.10 – Carte d'erreurs sur le champ d'humidité relative de la géométrie G1

3.2.2 Conclusion

La prise en compte de l'historique de chargement hydrique semble superflue dans le cadre de la modélisation des processus de dessiccation. Le travail présenté dans cette partie s'intéresse à des échantillons d'une épaisseur de l'ordre de quelques centimètres. Lorsque l'on s'intéresse à des éléments d'épaisseurs plus importantes, du fait des faibles perméabilités des matériaux cimentaires, les variations de conditions d'environnement ne vont pas pouvoir impacter fortement le processus hydrique. Enfin, il est important de noter que dans la modélisation développée, les reprises de masses s'effectuent à la même cinétique que les pertes de masse. Les phénomènes d'hystérésis ne sont pas pris en compte, ce qui favorise la diminution de l'écart entre les deux cas.

3.3 Identification des paramètres des campagnes expérimentales

Dans cette partie, l'identification des paramètres des différentes campagnes est réalisée. On utilise les géométries présentées sur la figure 2.3.5. Sur les 10 paramètres à déterminer, les différentes caractérisations expérimentales permettent d'obtenir 3 paramètres ρ_d , ϕ et h_{conv} . Dans l'identification, les valeurs déterminées sont soit fixées soit autorisées à varier à \pm un écart type. On considère, d'autre part, que les paramètres de diffusivité sont fixés. Le tableau 2.3.3 résume les valeurs des paramètres déjà identifiés.

	ρ [kg m ⁻³]	ϕ [%]	h_{conv} [m ³ s]	amq	bmq	D_{int} [m ² s ⁻¹]
Campagne 1	2396 ± 31	15,2 ± 0,8	48 × 10 ⁻¹⁴	2,74	4,20	2,55 × 10 ⁻⁵
Campagne 2	2415 ± 35	14,4 ± 0,3	48 × 10 ⁻¹⁴	2,74	4,20	2,55 × 10 ⁻⁵
Campagne 3	2433 ± 39	14,8 ± 0,3	48 × 10 ⁻¹⁴	2,74	4,20	2,55 × 10 ⁻⁵

TABLE 2.3.3 – Paramètres du modèle de dessiccation identifiés

3.3.1 Identifications des profils hydriques

Pour illustrer l'impact du choix de stratégie d'identification, deux méthodes sont présentées. La première correspond à une démarche où l'isotherme est identifiée une fois. Les paramètres identifiés sont ensuite gardés fixes. Il reste donc n_k et K_{int} à identifier. La seconde approche est moins contrainte, on identifie de concert les 4 paramètres. Dans les deux cas, on autorise la variation de la porosité et de la masse volumique apparente d'une valeur de plus ou moins un écart-type.

3.3.1.1 Illustration de la convergence des identifications

Pour illustrer la convergence de la méthode d'identification, deux cas représentatifs des différentes identifications sont représentés sur la figure 2.3.11. Les figures 2.3.11a et 2.3.11b correspondent à l'identification sur la géométrie G1 pour la campagne 1 et les deux autres correspondent à l'identification de la géométrie G2 pour la campagne C2.

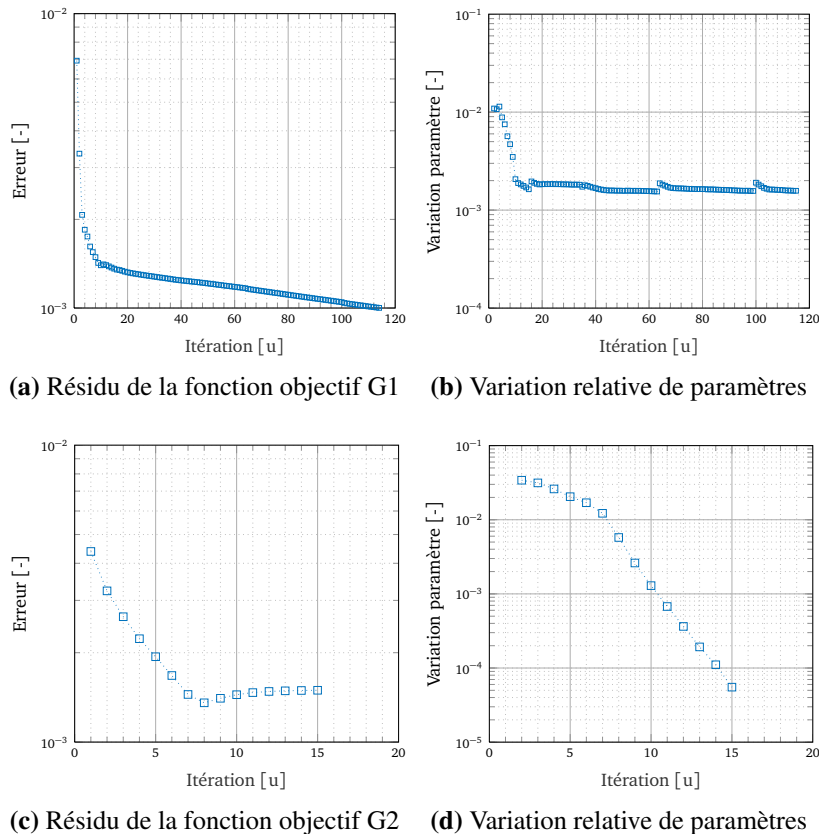


FIGURE 2.3.11 – Exemple de deux cas de convergence de l'identification

La première identification s'arrête après la convergence à 10^{-3} de la norme du résidu. Si on regarde l'évolution de la variation relative des paramètres, on remarque qu'elle n'atteint pas le critère et qu'elle est à peu près constante à partir de la 20^e itération. Des légers sauts s'observent au moment de l'actualisation des paramètres. La deuxième identification s'arrête lorsque le critère de variation de paramètre est atteint. Le résidu n'est pas minimal lors de l'arrêt de l'algorithme d'identification. Dans ce cas, le jeu de paramètres pour la valeur minimale du résidu est prise comme valeur identifiée.

Enfin, une remarque sur la méthode de minimisation : on constate dans les deux cas que l'évolution du critère d'erreur sur le résidu est fort jusqu'aux alentours de $1,5 \times 10^{-3}$, puis devient très lente voire réaugmente. Avec la méthode utilisée, lorsque l'on approche la solution, la vitesse de convergence de l'algorithme diminue fortement avec la diminution de la matrice de sensibilité.

3.3.1.2 Identification des paramètres par la méthode 1

Les paramètres identifiés pour les différentes géométries sont résumés dans le tableau 2.3.4. Les valeurs des paramètres de l'isotherme β et P_0 sont respectivement égales à 0,48 et 24,2 MPa pour toutes les identifications de cette partie.

Campagne	Géométrie	$K_{int} \times 10^{-21}$ [m ²]	n^k	ϕ [-]	ρ [kg m ⁻³]
1	G1	4,4	-0,23	0,159	2365
	G2	6,8	0,33	0,160	2365
	G5	7,3	0,5	0,144	2427
2	G1	3,7	-0,64	0,162	2380
	G2	6,0	-0,33	0,162	2428
	G3	1,6	-2,45	0,148	2450
3	G1	1,6	-1,83	0,14	2472
	G2	0,7	-0,33	0,148	2439
	G3	0,6	-2,89	0,138	2468
	G5	4,3	-0,46	0,17	2366

TABLE 2.3.4 – Identification paramètres hydriques par la méthode 1

On peut moyenner les paramètres en fonction des différentes campagnes et les résumer dans le tableau 2.3.5.

	$K_{int} \times 10^{-21}$ [m ²]	n^k	ϕ [%]	ρ_d [kg m ⁻³]
Campagne 1	6,2 ± 1,6	0,2 ± 0,4	15,4 ± 0,9	2385 ± 35
Campagne 2	3,8 ± 2,2	-1,14 ± 1,1	15,7 ± 0,8	2419 ± 36
Campagne 3	1,8 ± 1,7	-1,99 ± 1,2	15,1 ± 1,4	2436 ± 49

TABLE 2.3.5 – Valeurs moyennes identifiées

3.3.1.3 Identification des paramètres par la méthode 2

Dans le cas de la seconde méthode, toutes les identifications ne sont pas détaillées. Seules celles relatives à la géométrie G1 pour les différentes campagnes ainsi que celles de la géométrie G3 pour la campagne 3 sont présentées dans le tableau 2.3.6.

Les paramètres identifiés restent dans les gammes prescrites initialement. Néanmoins, on constate que pour des jeux de paramètres complètement différents, les critères d'identifications sont respectés. De plus, bien que les valeurs de départ choisies pour le paramètre n_k puissent être positives initialement, toutes les identifications convergent vers des valeurs négatives de n_k ⁷.

7. Il est cependant possible de trouver des couples de paramètres fonctionnant avec un n_k positif.

Méthode	Campagne	Géométrie	β	P_0 [MPa]	$K_{int} \times 10^{-21}$ [m ²]	ϕ [-]	ρ [kg m ⁻³]	n^k
1	C1	G1	0,48	24,2	4,36	0,159	2365	-0,2
2	C1	G1	0,52	35,9	2,09	0,16	2405	-0,6
1	C2	G1	0,48	24,2	3,74	0,162	2380	-0,6
2	C2	G1	0,46	22,2	4,25	0,162	2370	-0,7
1	C3	G1	0,48	24,2	3,29	0,14	2472	-1,8
2	C3	G1	0,40	16,7	2,30	0,14	2464	-2,6
1	C3	G3	0,48	24,2	0,61	0,138	2468	-2,89
2	C3	G3	0,52	7,4	0,42	0,156	2341	-0,8

TABLE 2.3.6 – Identification paramètres hydriques par la seconde méthode comparée à la première méthode

3.3.2 Analyses des données identifiées

3.3.2.1 Isothermes de désorption

L'identification de l'isotherme de désorption est réalisée par deux biais différents. Sur la base des données expérimentales d'isotherme puis sur la base des mesures de pertes en masse uniquement. La figure 2.3.12 présente les résultats obtenus par les deux méthodes.

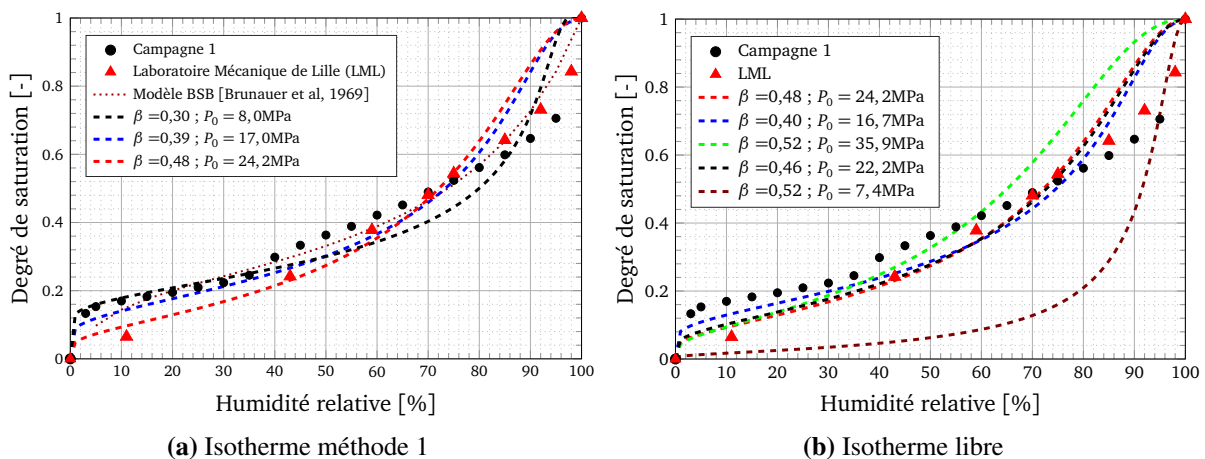


FIGURE 2.3.12 – Isothermes de désorption identifiées

Si on s'intéresse dans un premier temps à l'identification sur la base d'une isotherme de désorption expérimentale, on constate bien une unicité de la solution. Sur la figure 2.3.12a, l'isotherme tracée en tiret noir correspond à la solution qui minimise l'écart entre le modèle et l'isotherme issue de la caractérisation expérimentale réalisée dans cette thèse (cf. section 2.3). Les premières identifications ont été réalisées avec cette isotherme, toutefois la perte en masse expérimentale n'a pas pu être retrouvée. Outre le fait que cette solution présente des singularités mathématiques (tangente horizontale proche de 98 % non représentée ici), la désorption

rapide aux hautes humidités ne semble pas être représentative du comportement hydrique du matériau. Pour remédier à cela, une seconde isotherme (en tiret bleu) a été identifiée en ne prenant en compte que les points en dessous de 80 % d'humidité relative. Cette seconde approche a été encore une fois non fructueuse. La prédiction à long terme de la perte en masse est pilotée par les paramètres S_l , ρ et ϕ . En fixant les deux derniers paramètres, il est possible de déterminer la valeur de S_l au point d'humidité relative considérée. Ce constat a orienté l'identification vers une troisième isotherme proche de celle déterminée expérimentalement par le Laboratoire de Mécanique de Lille.

La deuxième approche s'intéresse à la caractérisation de l'isotherme sur la base de mesures de pertes en masse. Si on reprend les différentes isothermes identifiées avec la seconde méthode, figure 2.3.12b, on constate une similitude des isothermes dans 3 cas. Si on restreint l'observation sur une plage d'humidité relative comprise entre quelques pourcent et 45 %, on constate, à l'exception d'une courbe, que les isothermes sont quasi-similaires. Cela s'explique de la même manière que précédemment : lorsque les valeurs de porosité et la masse volumique restent dans des gammes similaires, la saturation en un point doit rester similaire. C'est ce que l'on observe au droit des points à 30 % et 45 % de HR.

Enfin, la dernière isotherme présente des différences importantes par rapport aux autres. Ces différences s'expliquent par la base expérimentale sur laquelle l'identification est effectuée. La simulation s'effectue sur 70 jour, il est donc difficile de prédire l'évolution à long terme de la perte en masse. Si on compare la valeur à l'équilibre de la perte en masse w_n^∞ pour une humidité donnée, dans le cas de l'isotherme identifiée par la première méthode et cette dernière isotherme, on constate que les valeurs prédites à équilibre sont très différentes.

$$\text{cas 1 : } w_{45\%,1}^\infty = \frac{\phi_1 \times \rho_w}{\rho_1} (1 - S_{l,1}^{45\%}) = 4,24\% \quad (2.3.19a)$$

$$\text{cas 2 : } w_{45\%,2}^\infty = \frac{\phi_2 \times \rho_w}{\rho_2} (1 - S_{l,2}^{45\%}) = 6,26\% \quad (2.3.19b)$$

La solution pour discriminer cette isotherme, qui n'est pas représentative des propriétés du matériau, est d'identifier sur une base expérimentale plus longue. En outre, 80 jours de perte en masse semblent suffisants pour prédire la bonne valeur à l'infini.

Finalement, la méthode de détermination de l'isotherme par le biais des mesures de perte en masse peut être proposée comme une alternative aux méthodes standards, plus longues à mettre en œuvre. Sur des éprouvettes de faible taille, la mesure de la perte en masse jusqu'à équilibre, sous deux conditions d'humidité relative différentes, l'isotherme de désorption pourrait être caractérisée sous les hypothèses de modélisation faites.

3.3.2.2 Perte en masse

Les différentes pertes en masse prédites par la méthode 1 sont présentées sur la figure 2.3.13. Après identification, les pertes en masse expérimentales sont bien reproduites. Elles sont toutes comprises dans un fuseau de $\pm\sigma$ ou $\pm(\text{min}; \text{max})$ expérimentaux suivant les cas ⁸.

8. Dépendant du nombre d'éprouvettes caractérisées expérimentalement.

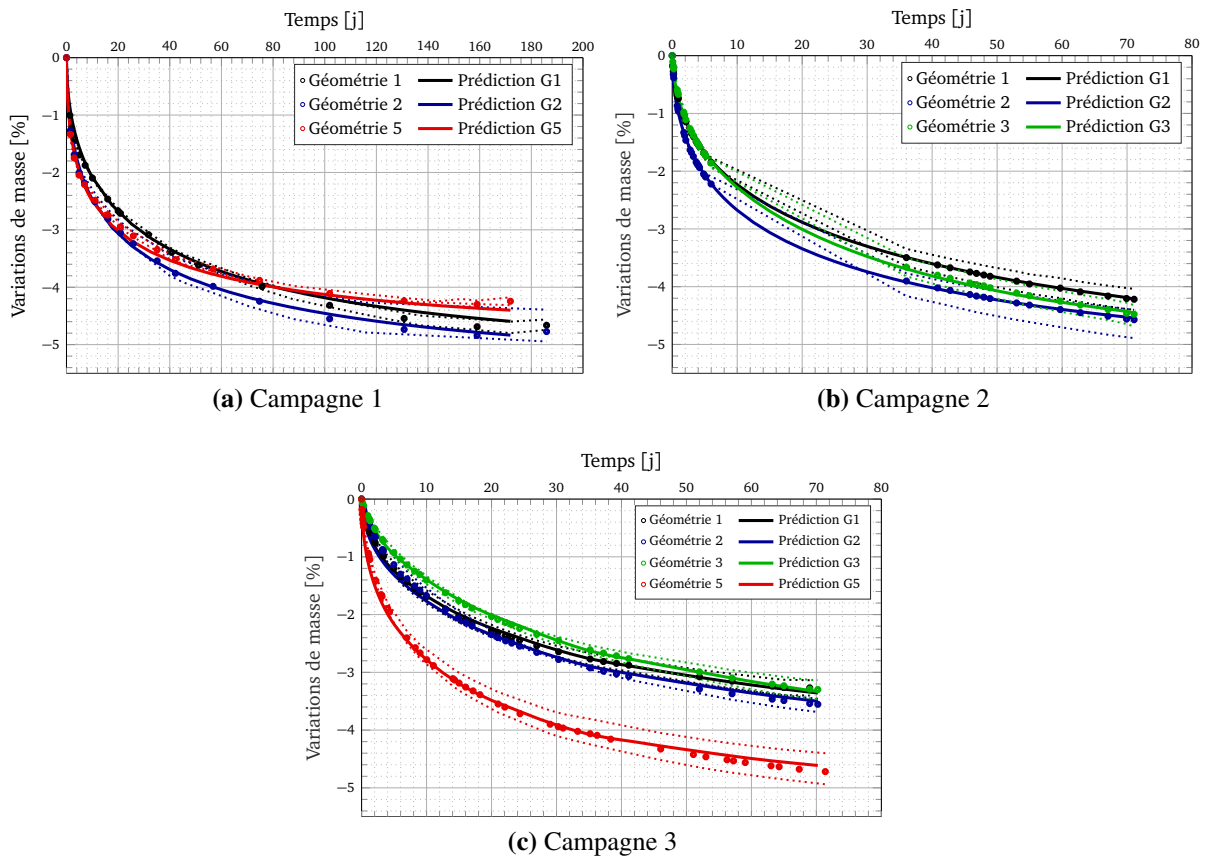


FIGURE 2.3.13 – Identification des pertes en masse (méthode 1)

Si on compare maintenant dans le cas de la géométrie 1 (figure 2.3.14a) et 3 (figure 2.3.14b), on remarque des prédictions similaires par les deux méthodes. Dans le cas de la géométrie 1, les courbes se superposent. Cette similitude des identifications s'explique essentiellement par un nombre de minimums locaux importants. Ainsi, pour plusieurs jeux de paramètres, il est possible de trouver la même solution au niveau de la perte en masse. Sans discriminations supplémentaires les données identifiées ne peuvent être garanties.

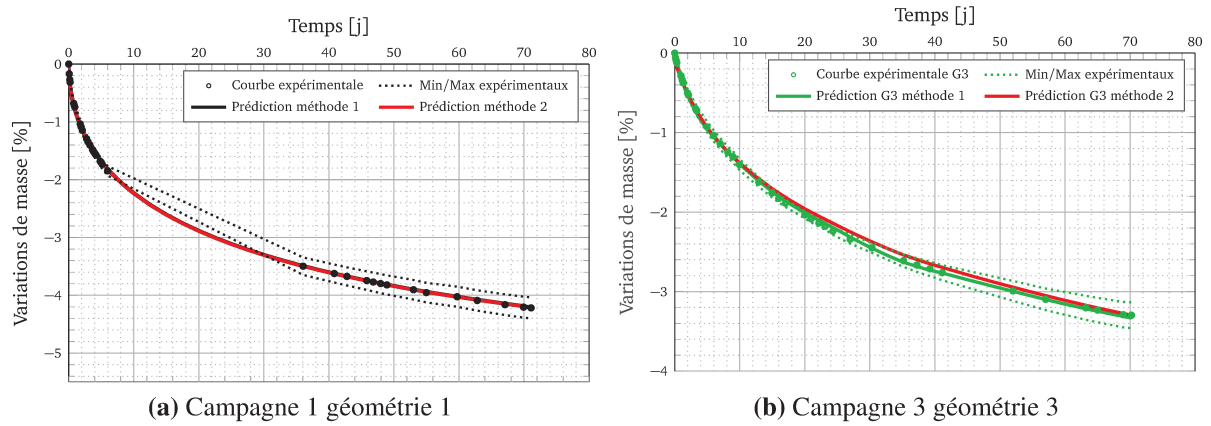


FIGURE 2.3.14 – Comparaison des pertes en masse identifiées

3.3.2.3 Champ de variable interne

Différents champs de variables internes sont accessibles par le biais de la modélisation. Le passage d'un champ à l'autre se fait par les relations présentées ci-avant. Dans un souci de concision, seuls les champs d'humidités relatives de la géométrie 3, figure 2.3.15, seront présentés pour illustrer l'impact des méthodes d'identification et des paramètres identifiés.

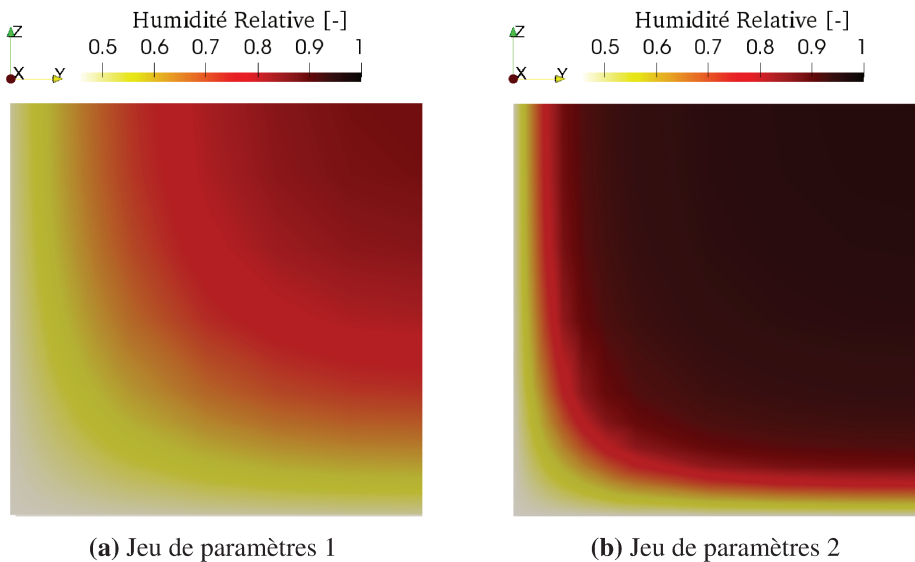


FIGURE 2.3.15 – Champ d'humidité relative après 70 jours de dessiccation

Bien que présentant une perte en masse quasi-similaire, les deux jeux de paramètres identifiés ne donnent pas la même distribution d'humidité relative au sein du matériau. Si on se place à 70 jours de dessiccation, on remarque que l'humidité relative sur les bords du matériau est égale à la condition qu'on impose soit ici soit environ 45 % HR. Néanmoins, la similitude

s'arrête là. Après 0,5 cm, l'humidité relative augmente avec un gradient plus faible pour le jeu 1 (figure 2.3.16b). Ainsi, si on compare la figure 2.3.15a à la 2.3.15b, on remarque que le premier profil hydrique conduit à un séchage plus significatif à cœur tandis que le second est impacté essentiellement sur les 2 premiers centimètres.

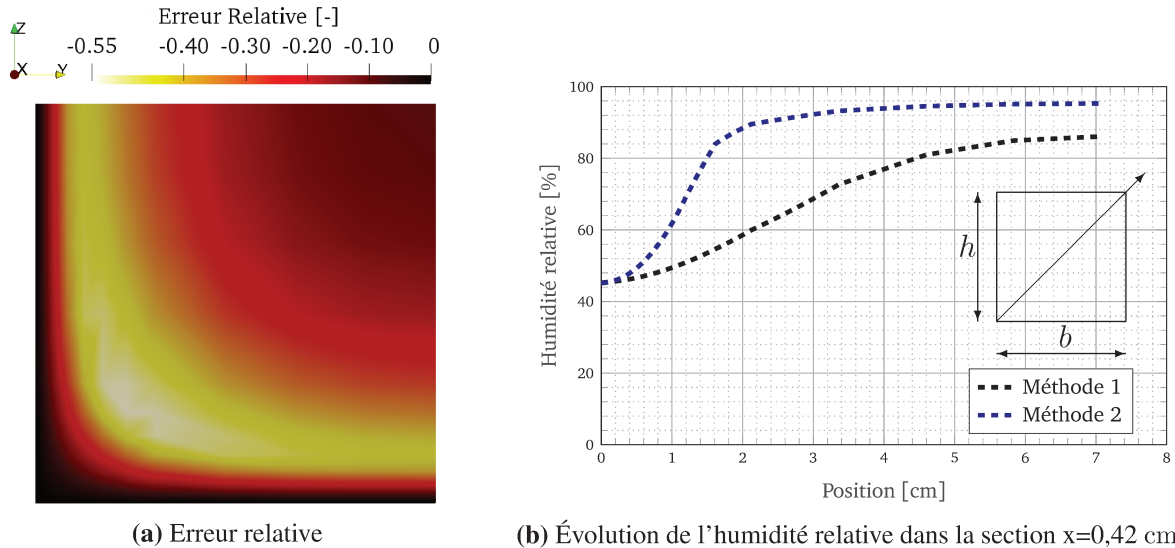


FIGURE 2.3.16 – Champ d'humidité relatif après 70 jours de dessiccation

Si on étudie la figure 2.3.16a qui présente l'erreur relative entre les deux champs en prenant le champ issu du jeu de paramètres 1 comme référence, on note que l'erreur maximale se concentre au niveau de la zone de transition entre le bord de l'éprouvette et le cœur de l'éprouvette dans la zone des gradients hydriques. Finalement, sans mesures complémentaires locales telles que pourraient offrir des capteurs d'humidité relative, il est difficile de choisir entre l'un ou l'autre des profils hydriques.

3.3.3 Synthèse

L'identification hydrique des différentes géométries a été réalisée en considérant deux stratégies d'identification. L'une, s'intéressant à déterminer dans un premier temps l'isotherme de désorption sur une base expérimentale, puis la perméabilité intrinsèque ainsi que le paramètre n_k . La seconde s'intéressait, quant à elle, à déterminer l'ensemble des paramètres à identifier de concert. Il en ressort que les deux stratégies permettent d'obtenir des résultats satisfaisants d'un point de vue de la caractérisation de la perte en masse. Néanmoins, les données identifiées offrent des profils hydriques totalement différents. Les gradients au sein du matériau sont sensiblement distincts. Enfin, une alternative à la détermination de l'isotherme de désorption par méthode expérimentale peut être proposée sur la base d'une identification de la perte en masse à l'équilibre. Pour ce faire, il est nécessaire d'obtenir la perte en masse à l'équilibre sous deux humidités relatives différentes, au minimum.

4 Influence de la forme des éprouvettes sur le processus de dessiccation

Comme développé dans la première partie de ce chapitre, le processus de dessiccation peut être assimilé à l'équation diffusive 2.4.1.

$$\rho_l C_h \frac{\partial P_c}{\partial t} = \text{div}(\lambda_h \nabla P_c) \quad (2.4.1)$$

Dans ce cadre, il est possible de déterminer l'équivalent du nombre adimensionnel de Fourier en thermique pour le transport hydrique. Ce dernier s'exprime comme un nombre proportionnel à la diffusivité hydraulique du matériau, du temps ainsi que d'une longueur caractéristique du système étudié.

$$F_h = \frac{\alpha_h t}{l_{car}^2} \quad \text{avec} \quad \alpha_h = \frac{\lambda_h}{\rho_l C_h} \quad (2.4.2)$$

À matériau équivalent (α_h constant), deux éprouvettes pourront être comparées par le biais de ce nombre adimensionnel F_h . Une éprouvette d'une longueur caractéristique l_{car}^1 aura une cinétique de dessiccation proportionnelle à une seconde éprouvette de dimension l_{car}^2 et la relation de proportionnalité sera donnée par l'équation 2.4.3.

$$\sqrt{t_1} = \frac{l_{car}^1}{l_{car}^2} \sqrt{t_2} \quad (2.4.3)$$

Cette dépendance de la cinétique de dessiccation à la géométrie de l'éprouvette se retrouve également dans le cadre du retrait de dessiccation [Samouh, 2012, RILEM, 1995]. Néanmoins, la détermination de la longueur caractéristique, aussi appelée rayon moyen, varie suivant les utilisateurs. On trouve parmi ces approches :

- l'approche issue de l'eurocode 2, utilisée par [Samouh, 2012], qui donne $r_m = \frac{2V}{S}$, avec V le volume de l'éprouvette et A l'aire d'échange ;
- l'approche proposée par [RILEM, 1995], qui donne $r_m = k_s \frac{V}{S}$, avec k_s qui prend les valeurs présentées dans le tableau 2.4.1.

Géométrie	k_s [-]
Dalle infinie	1,00
Cylindre infini	1,15
Prisme infini	1,25
Cube	1,55

TABLE 2.4.1 – Facteurs de forme selon [RILEM, 1995]

4.1 Étude numérique des facteurs de formes

Dans les travaux de thèse de [Hilaire, 2014], une étude sur l'impact de géométries différentes, tant en termes de rayon équivalent que de morphologie (prisme par rapport à cylindre) est menée. L'impact du sens du flux, unidirectionnel ou bidirectionnel est également investigué. Dans la continuité de ce travail, cette partie s'intéresse à l'impact d'un flux multidirectionnel. Pour mener cette étude sur les facteurs de formes, les paramètres hydriques considérés sont les mêmes que dans la partie 3.1.5.

4.1.1 Influence de la forme et de l'élanement

Dans cette partie trois géométries sont étudiées. Une première, cubique de dimension $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 7\text{ cm}$, une seconde prismatique de $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 350\text{ cm}$ et une dernière cylindrique de $11\text{ cm} \times 350\text{ cm}$. Toutes les éprouvettes présentent un séchage sur toutes les faces. Dans le cas des deux dernières éprouvettes, très élancées, l'impact du séchage par les faces latérales est moins important que dans le cas du cube. La figure 2.4.1a présente l'évolution de la perte en masse des trois géométries. On constate que la cinétique de séchage est corrélée à la taille de la structure. Les valeurs finales dans les trois cas sont similaires ($\approx 4,4\%$), seul le temps de séchage change. Pour illustrer cela, si on norme les différentes courbes par leurs rayons équivalents (résumé dans le tableau 2.4.2) et qu'on les trace en fonction de la racine carrée du temps divisée par le rayon équivalent (corrigé de la forme) on constate, figure 2.4.1b, que toutes les courbes se superposent. Il est ainsi montré que le processus de séchage est bien régi par une équation parabolique, comme cela était attendu.

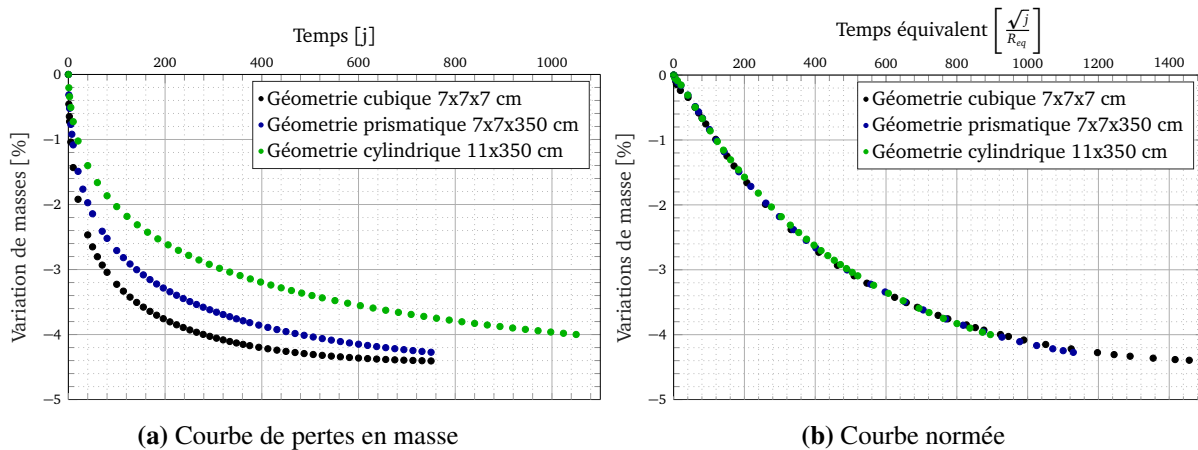


FIGURE 2.4.1 – Pertes en masse moyenne de chaque géométrie

Les différentes caractéristiques des géométries sont résumées dans le tableau 2.4.2. Tous les facteurs de formes sont déterminés sur la base de la perte en masse du cube normé. Le k_s choisi pour ce cas est celui préconisé par [RILEM, 1995]. Les autres facteurs sont ajustés en fonction, pour que toutes les courbes se superposent.

Géométrie	V [m ³]	S [m ²]	V/S [m]	k_s [-]	R_{eq} [m]
Cube	$3,4 \times 10^{-4}$	$2,9 \times 10^{-2}$	$1,2 \times 10^{-2}$	1,55	$1,8 \times 10^{-2}$
Prisme	$1,7 \times 10^{-2}$	$9,9 \times 10^{-1}$	$1,7 \times 10^{-2}$	1,4	$2,4 \times 10^{-2}$
Cylindre	$5,2 \times 10^{-2}$	1,9	$2,7 \times 10^{-2}$	1,33	$3,6 \times 10^{-2}$

TABLE 2.4.2 – Caractérisation géométrique des éprouvettes numériques

Si on compare les résultats obtenus numériquement par rapport aux préconisations de la RILEM, on constate que les rapports des coefficients ne sont pas similaires⁹ :

- $k_s^{cube}/k_s^{prisme} = 1,10$ par rapport à 1,24 ;
- $k_s^{cube}/k_s^{cylindre} = 1,17$ par rapport à 1,35 ;
- $k_s^{prisme}/k_s^{cylindre} = 1,05$ par rapport à 1,09.

4.1.2 Influence des géométries étudiées

On se place maintenant dans le cas des géométries étudiées dans la partie expérimentales. Les caractéristiques de volumes et de sections permettant de calculer le rayon équivalent sont reportées dans le tableau 2.4.3. Pour pouvoir caractériser numériquement les coefficients de forme et ne pas obtenir une validation expérimentale biaisée, les paramètres hydriques utilisés ne prédisent pas la même évolution de perte en masse. Ceci permet de décorrélérer l'identification des coefficients de forme de l'état hydrique du matériau.

Géométrie	V [m ³]	S [m ²]	V/S [m]	k_s [-]	R_{eq} [m]
G1	$2,2 \times 10^{-3}$	$9,7 \times 10^{-2}$	$2,2 \times 10^{-2}$	1,00	$2,2 \times 10^{-2}$
G2	$2,9 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-1}$	$2,1 \times 10^{-2}$	0,92	$1,9 \times 10^{-2}$
G3	$8,4 \times 10^{-3}$	$3,6 \times 10^{-1}$	$2,4 \times 10^{-2}$	1,00	$2,2 \times 10^{-2}$
G5	$1,4 \times 10^{-3}$	$8,8 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-3}$	1,03	$1,6 \times 10^{-2}$

TABLE 2.4.3 – Caractéristiques géométriques des éprouvettes

9. Pour rappel, la RILEM considère un élancement des éprouvettes infini.

La figure 2.4.2 présente les différentes pertes en masse numériques. La géométrie G1 sert de référence pour obtenir les coefficients des autres géométries.

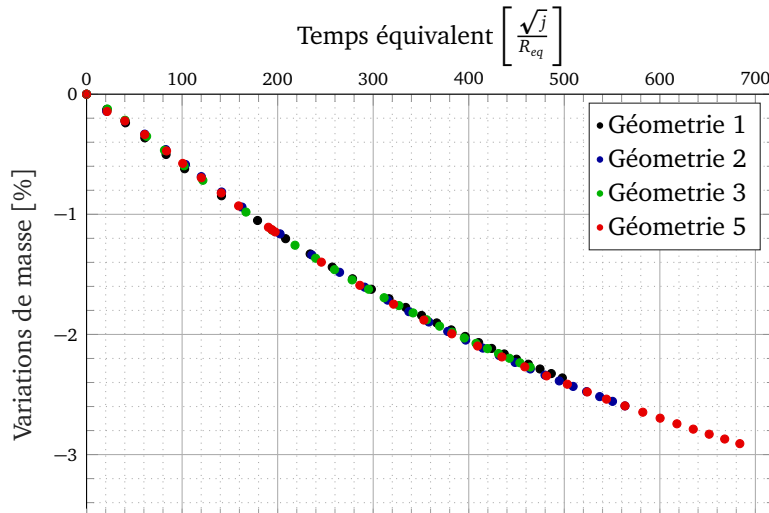


FIGURE 2.4.2 – Évolution de la perte en masse en fonction de la racine carrée du temps divisée par les rayons équivalents

Ainsi, la perte en masse normée par les différents rayons équivalents, en tenant compte des facteurs de forme, présente bien une évolution similaire en fonction de la racine du temps. Si on compare les rapports de coefficient de forme entre la géométrie G1 (cylindre) et G5 (prismatique), le rapport est égal à 1,03. Si on met en perspective cette valeur à celle obtenue dans le cas précédent, qui est proche du 1,05, les deux valeurs sont cohérentes.

Enfin, si on compare le rapport des coefficients de forme entre le cylindre et le prisme G3, on constate une similitude des coefficients de forme. Cela s'explique potentiellement par la différence d'élancement entre les deux géométries. Comme la première géométrie G1 est moins élancée (2 contre 8,4 pour G3), l'influence des surfaces du bord est plus importante. Ainsi, si on effectue un passage de l'un à l'autre on obtient :

$$\frac{k_s^{G3}}{k_s^{G1}} = \frac{k_s^{prisme}}{k_s^{cylindre}} \times \frac{k_s^{prisme}}{k_s^{cube}} = 1,05 \times 0,90 = 0,95 \quad (2.4.4)$$

L'équation 2.4.4 n'est qu'une approche du vrai rapport des coefficients de forme. En effet, le prisme dans ce cas n'est pas vraiment infini, et le cylindre n'est pas tout à fait à un élancement de 1. Cependant, on constate que la morphologie ainsi que l'élancement des géométries impactent les coefficients de forme.

4.2 Impact expérimental de la morphologie des éprouvettes

Dans le cadre des campagnes expérimentales, plusieurs géométries (G1 : cylindre 11 cm × 22 cm, G2 : *dogbone*¹⁰ 10 cm × 10 cm × 35 cm, G3 : parallélépipédique 10 cm × 10 cm × 84 cm, G5 : parallélépipédique 7 cm × 7 cm × 28 cm) ont été utilisées.

4.2.1 Impact de la géométrie sur la perte en masse non normée

Il est possible d'analyser les pertes en masse de chaque campagne par le spectre des géométries étudiées. Les figures 2.4.3 présentent les relevés de campagne obtenus pour chaque géométrie, sous les conditions des trois campagnes.

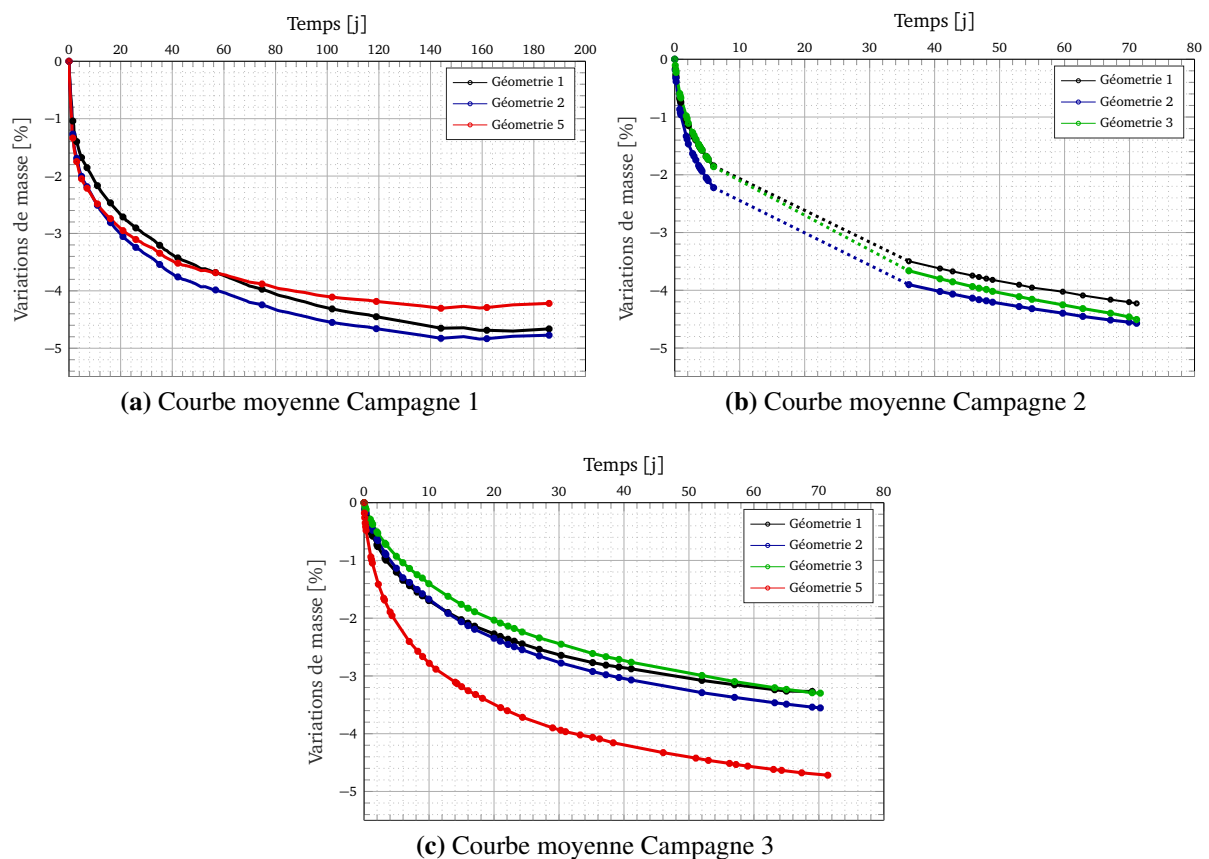


FIGURE 2.4.3 – Pertes en masse moyenne de chaque géométrie

En observant les différentes courbes, par exemple en prenant la figure 2.4.3c, il est possible de remarquer une cinétique similaire mais décalée des différentes géométries dans le temps. Si on suppose que le séchage est proportionnel à une longueur, certaines géométries semblent incohérentes. C'est le cas de la géométrie 5 de la première campagne qui, avec un rayon de séchage le plus faible et un élanement faible, devrait présenter une cinétique de perte en

10. Éprouvette en forme d'os.

masse plus rapide. Les effets parasites décrits auparavant (partie 2.1.2) viennent perturber la comparaison des géométries sur ces échantillons.

4.2.2 Courbe de perte en masse normée

Intéressons nous maintenant à normer les différentes courbes par les rayons équivalents déterminés dans la partie numérique. Les figures 2.4.4 ordonnent les résultats normés par rapport aux rayons équivalents de séchage.

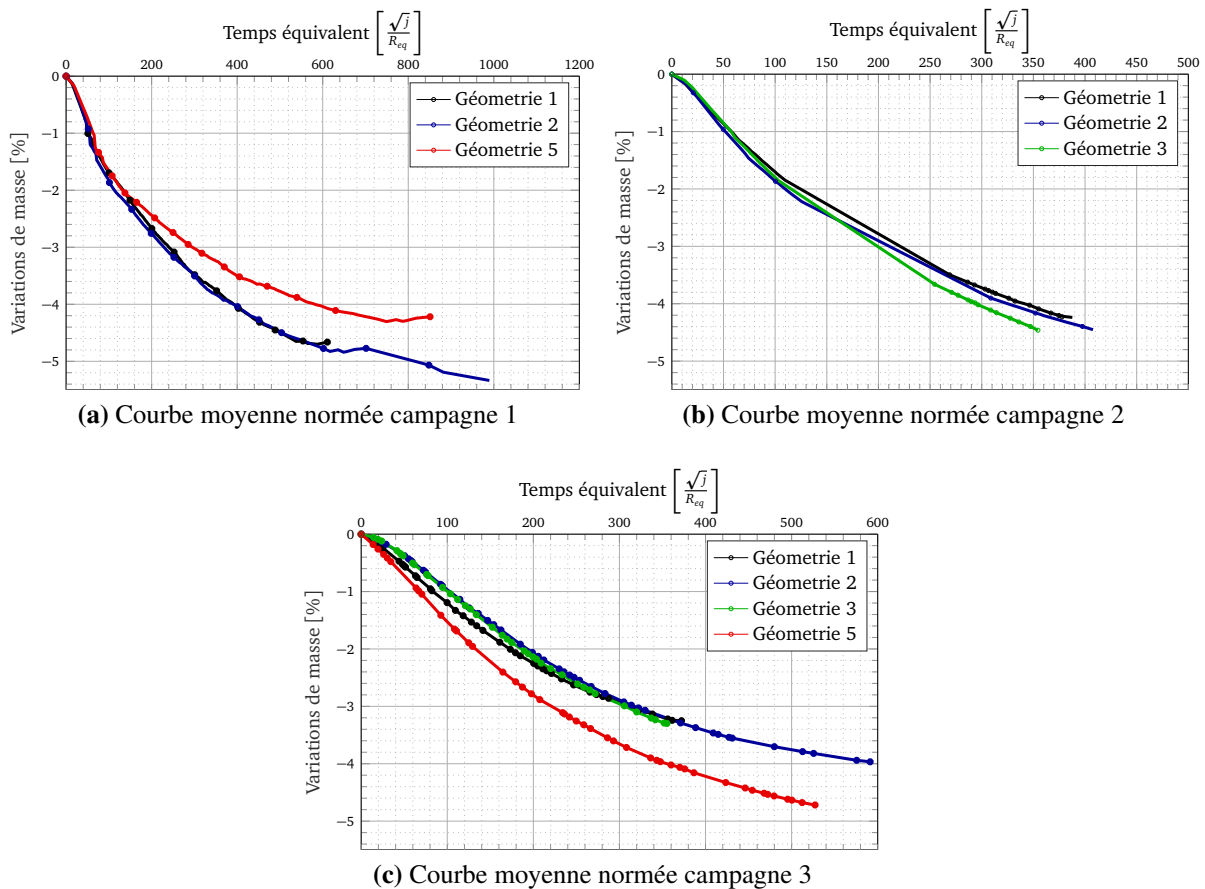


FIGURE 2.4.4 – Pertes en masse moyenne « normée »

Si on s'intéresse dans un premier temps à la campagne 1, figure 2.4.4a, on constate que les géométries G1 et G2 suivent la même cinétique. En ce qui concerne la géométrie 5, la cinétique est cohérente jusqu'à 180 jours en temps équivalent. Puis, on observe bien un fort ralentissement du séchage qui en l'état inexplicé, mais était attendu compte tenu des remarques formulées auparavant.

Les courbes de la campagne 2, figure 2.4.4b et 3, figure 2.4.4c mettent en évidence la cohérence des facteurs de forme identifiés numériquement. Les courbes se superposent à la variabilité expérimentale près. Encore une fois, la géométrie 5 pose problème dans la dernière campagne. La cinétique de dessiccation évolue de manière trop rapide. Deux hypothèses viennent à l'esprit : soit les facteurs de forme ont été mal identifiés, soit les matériaux ne sont pas similaires. La deuxième hypothèse semble cependant être à privilégier. En ce qui concerne la première campagne et l'écart sur G5, peu d'hypothèses peuvent être formulées quant aux raisons d'une telle différence. Dans le cas de la dernière campagne, lorsque l'on regarde les valeurs de perte en masse à l'équilibre, on est proche de 5,45%, tandis que pour les autres géométries la perte en masse à l'équilibre tend vers une valeur d'environ 4,45%. Cet écart ne peut pas être causé par une différence de géométrie (différence de cinétique mais pas de valeur finale) mais bien soit par un problème d'homogénéité du matériau, soit par un effet de paroi.

4.3 Synthèse de l'influence de la forme des éprouvettes

L'influence des formes géométriques des éprouvettes séchantes a été mise en évidence dans cette partie. Que ce soit d'un point de vue numérique ou bien expérimental, les cinétiques d'éprouvettes de tailles différentes peuvent être comparées en les exprimant en fonction du rapport \sqrt{t}/R_{eq} . Le rayon équivalent, calculé comme le rapport entre le volume de l'éprouvette sur la surface séchante, est influencé par différents facteurs tels que l'élancement, la forme (carré, cylindrique, *dogbone*...) et la nature des échanges (unidirectionnel, multi-directionnel). Dans le cas où le problème conserve des caractéristiques similaires (*i.e.* même forme, élancement, sens d'échange...) et que seule la taille change, ce rapport peut être considéré. Néanmoins, lorsque d'autres paramètres évoluent, il devient nécessaire de tenir compte de facteurs de forme. Des valeurs sont proposées par la RILEM [RILEM, 1995]. Ici, l'approche utilisée est une caractérisation de ces facteurs par éléments finis. Les facteurs de forme ainsi obtenus ont été utilisés sur des mesures expérimentales, permettant de conclure sur la pertinence des valeurs prédites.

Enfin, dans le cadre de l'étude menée ici, un seul type de matériau est investigué. Des comparaisons sur des éprouvettes de formes différentes et de matériaux différents pourraient enrichir la prédiction de ces facteurs de forme.

5 Synthèse

L'objectif de cette partie était de caractériser l'état hydrique des différentes géométries investiguées. Dans cette optique, une modélisation de la dessiccation multi-phasique reprise et adaptée de [Benboudjema, 2002, Hilaire, 2014] a été utilisée. La perméation de la phase liquide, ainsi que la diffusion de la phase vapeur, sont les deux mécanismes d'échanges pris en compte. Ce parti pris conduit à déterminer un nombre important de paramètres plus ou moins faciles à calibrer.

Pour réaliser cette opération et investiguer différents états hydriques, des campagnes expérimentales ont été menées. L'évolution des pertes en masse, la caractérisation de la porosité accessible à l'eau ainsi que l'isotherme de désorption du matériau d'étude sont les principales quantités étudiées. L'impact des conditions hydriques, du temps d'exposition et des géométries ont pu être analysés et récoltés, pour finalement former une base expérimentale sur laquelle les paramètres du modèle hydrique ont été calibrés.

Une fois la base expérimentale déterminée, une procédure d'identification basée sur une méthode de recalage des modèles éléments finis [Kavanagh et Clough, 1971] a été développée. Après une étude de sensibilité qui a mis en lumière les corrélations et la différence de sensibilité des paramètres, la méthode a été validée par une procédure de *Virtual Testing*. Des prescriptions sur les stratégies d'identifications à adopter ont ainsi pu être tirées. L'impact de l'évolution des conditions hydriques extérieures a été considéré, pour conclure sur le faible changement induit par cette prise en compte dans le cas d'étude. Tout cela a permis de caractériser les profils hydriques numériques des campagnes expérimentales sur la base de la perte en masse et de l'isotherme de désorption. Les gradients au sein du matériau ont pu être déterminés et la non unicité du problème a été mise en lumière. Pour une cinétique de dessiccation, plusieurs jeux de paramètres différents peuvent satisfaire aux conditions imposées. Ceci conduit par la même occasion une incertitude sur la détermination des profils de gradients hydriques qui conditionnent, entre autres, l'évolution du retrait de dessiccation [Di Bella *et al.*, 2016]. Le manque d'information locale est ici un facteur limitant quant à l'identification de l'état hydrique. Des études complémentaires par des méthodes de gamma-densimétrie [Nizovtsev *et al.*, 2008], de tomographie à neutron [Pel *et al.*, 1993] ou simplement par le biais de capteurs d'humidité intégrés dans les éprouvettes, peuvent être intéressantes pour caractériser l'état des gradients internes et s'assurer de la validité des identifications réalisées.

Enfin, une étude annexe sur l'impact de la géométrie et de l'élançement sur les cinétiques de dessiccation a été réalisée. Ces influences ont été prospectées numériquement et validées expérimentalement. Des coefficients de forme ont été caractérisés et comparés à ce qui était proposé dans la littérature.

Chapitre 3

Détermination de l'état de contrainte interne induit par la dessiccation

Après avoir déterminé l'état hydrique du matériau, l'objectif de cette partie est d'identifier l'état de contrainte interne généré par les déformations différées. Pour ce faire, des modèles de retrait de dessiccation seront dans un premier temps investigués et comparés aux données expérimentales déterminées dans le cadre de cette thèse ainsi que dans le cadre du projet VeRCORs. Dans un second temps, la prise en compte et l'apport des phénomènes de fluage seront développés pour enfin ouvrir vers une modélisation de la pression capillaire dans le processus de retrait de dessiccation.

Sommaire

1	Modèles de retrait de dessiccation	121
1.1	Données expérimentales de calibration	121
1.2	Influence des choix de modélisation sur le retrait de dessiccation	128
1.3	Synthèse	135
2	Fluage	136
2.1	Modélisation du fluage	136
2.2	Détermination des paramètres de fluage	138
2.3	Illustration de l'impact du fluage	144

2.4	Prise en compte du fluage dans le calcul de retrait	146
2.5	Synthèse	147
3	Pression capillaire	148
3.1	Description du modèle	148
3.2	Détermination du coefficient de Biot	149
3.3	Apport de la pression capillaire	151
3.4	Application sur l'éprouvette 7 cm × 7 cm × 28 cm	152
3.5	Synthèse	153
4	Synthèse sur l'état de contrainte post-dessiccation	154

1 Modèles de retrait de dessiccation

1.1 Données expérimentales de calibration

1.1.1 Essais de retrait de dessiccation

Bien que des données expérimentales sur le retrait de dessiccation soient disponibles dans le cadre du projet VeRCoRs, des essais complémentaires ont été réalisés sur un lot de trois éprouvettes parallélépipédiques $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 28\text{ cm}$ âgées de 28 jours afin de juger de la représentativité des essais. Ces éprouvettes sont issues de la gâchée de la campagne 3. Les caractéristiques du béton de cette campagne sont présentées dans l'annexe A. Pour donner une vision synthétique des paramètres, voici quelques repères : le béton présente une valeur de compression moyenne (obtenue sur cylindre $11\text{ cm} \times 22\text{ cm}$) de 32,9 MPa, un module de Young moyen de 37 GPa et une masse volumique apparente moyenne de 2400 kg m^{-3} .

1.1.1.1 Protocole expérimental

Après avoir été coulées dans un moule en acier muni de réservation au niveau des extrémités pour insérer des plots de mesure de retrait, les éprouvettes protégées de la dessiccation parasite par un film plastique sont décoffrées après 7 jours. Après le décoffrage, elles sont conservées jusqu'au 28^e jour dans une eau à pH basique pour éviter tout problème de lixiviation. À la fin de cette période, il est supposé que pour le béton considéré, l'hydratation est complète et que le retrait d'auto-dessiccation n'est plus prépondérant. Dans la suite, le retrait total mesuré sera supposé être entièrement dû au retrait de dessiccation et le retrait endogène négligé. Ainsi, après être sorties du bac de conservation, les éprouvettes sont légèrement séchées à l'aide d'un chiffon humide pour enlever l'eau superficielle puis pesées et mesurées pour suivre la perte en masse et la déformation de retrait de dessiccation.



(a) Étalonnage



(b) Prise de mesures

FIGURE 3.1.1 – Dispositif de mesure de retrait de dessiccation

Pour obtenir la variation de masse, le protocole de mesures correspond en tout point à celui présenté dans le chapitre 2. En ce qui concerne la mesure du retrait, le dispositif de mesure est présenté sur la figure 3.1.1. Après un étalonnage du dispositif de mesure, figure 3.1.1a, les mesures de retrait de dessiccation sont réalisées sur les trois éprouvettes par le biais d'un comparateur électronique d'une précision de mesure de $\pm 1 \mu\text{m}$. La longueur d'intégration utilisée pour obtenir les déformations associées est déterminée en moyennant la longueur de chaque face latérale des éprouvettes. Enfin, lors de chaque mesure, les conditions de conservation (température, hygrométrie) présentées sur la figure 3.1.2, sont relevées au droit des éprouvettes pour un contrôle plus précis de l'ambiance de conservation.

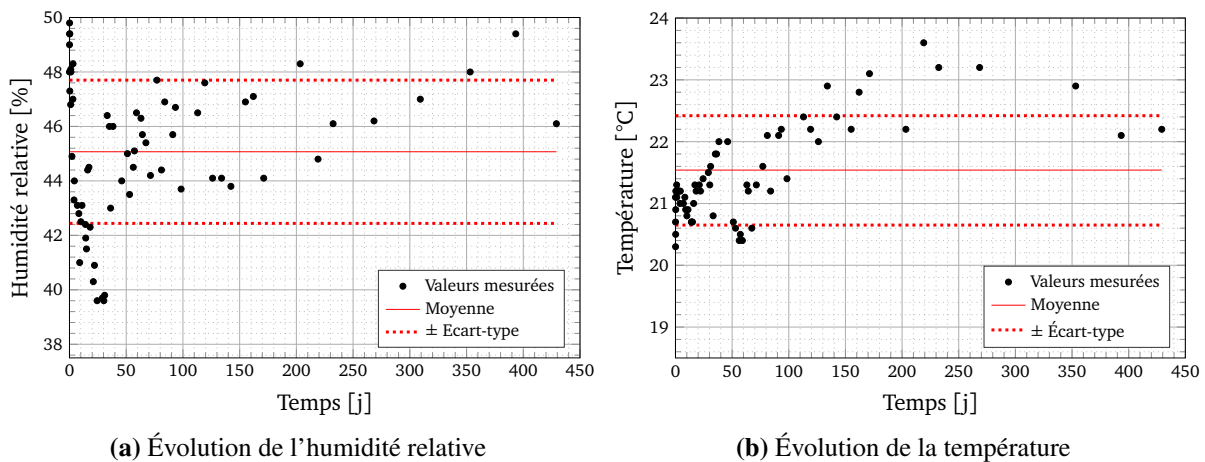


FIGURE 3.1.2 – Mesures des conditions extérieures

Comme illustré dans le cadre des mesures de dessiccation, les consignes imposées dans la salle de 50 % HR et 23 °C n'ont pu être respectées. Pour prendre en compte ces variations dans la simulation du retrait de dessiccation, les conditions imposées seront prises égales à : une humidité relative moyenne de 45 % avec un écart type de 2,6 % et une température moyenne de 21,5 °C avec un écart type de 0,9 °C. Les simulations présentées dans le chapitre 2 ont montré que les pertes en masse prédites sont peu différentes avec soit l'humidité supposée variable (expérimentalement relevée), soit constante (valeur expérimentale moyenne).

1.1.1.2 Évolution du retrait de dessiccation

L'évolution du retrait total a été suivi durant une période de 440 jours. La figure 3.1.3 présente la perte en masse des échantillons et la figure 3.1.4 l'évolution du retrait de dessiccation associé. Si on étudie les résultats de perte en masse, on remarque une certaine homogénéité de deux éprouvettes, tandis qu'une troisième semble présenter une perte en masse plus faible. L'écart est assez important pour suspecter une différence au niveau de la composition du matériau. Malgré le protocole de fabrication mis en place pour obtenir des éprouvettes les plus homogènes possible, les résultats varient. Puisque les éprouvettes ont suivi le même protocole de conservation, l'écart ne peut être dû qu'à des différences au niveau du matériau lui-même.

Lors de la fabrication, les éprouvettes de retrait de dessiccation ont été réalisées en dernier. Cela a pu engendrer des éprouvettes avec un béton ne présentant plus l'homogénéité des premières éprouvettes. Ainsi, il est possible que, lors de la fabrication, la quantité de pâte de ciment et de granulat présente dans chaque éprouvette ne soit pas restée constante, influençant les paramètres matériau (porosité, rapport pâte de ciment/granulats) ou rendant les effets de parois plus ou moins prépondérants. D'autre part, comme la dessiccation s'opère essentiellement dans la pâte de ciment, une augmentation du volume de pâte entraîne une dessiccation plus importante. Ce qui devrait conduire à un retrait de dessiccation plus faible de l'éprouvette 3.

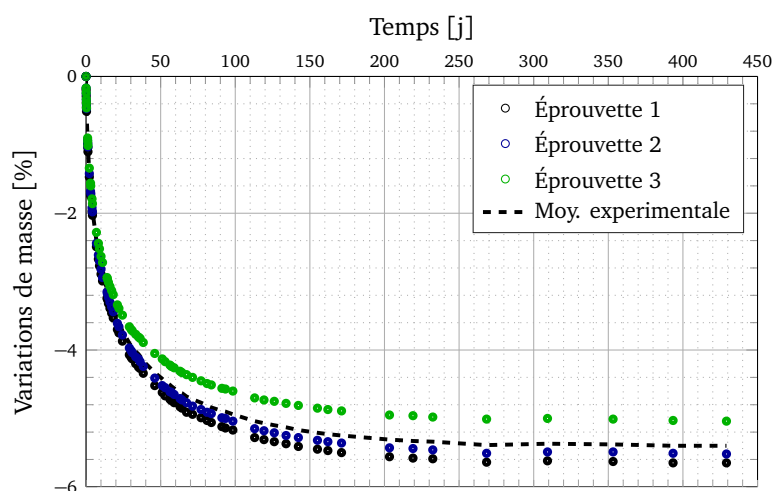


FIGURE 3.1.3 – Pertes en masse des éprouvettes de retrait

En ce concerne les valeurs en elles-mêmes, on constate une première phase de forte dessiccation jusqu'à 50 jours puis la dessiccation ralentit. La valeur moyenne atteinte après 200 jours est de l'ordre 5,3 % puis après 250 jours, la masse ne varie quasiment plus pour atteindre la valeur finale de 5,4 %.

Si on s'intéresse maintenant au résultat de retrait de dessiccation présenté sur la figure 3.1.4, on remarque que de manière analogue à la dessiccation, deux éprouvettes présentent un retrait similaire tandis que la troisième développe un retrait d'une amplitude moins importante. Jusqu'à 30 jours, le retrait des différentes éprouvettes est similaire. Puis au-delà, la différence commence à s'accroître. L'éprouvette qui présente une perte en masse plus faible développe un retrait de dessiccation moindre. La valeur à 200 jours est proche de la valeur finale d'approximativement $600 \mu\text{m m}^{-1}$. Entre 200 jours et 440 jours, le retrait de dessiccation est stable. On relève quelques variations dues à l'évolution des conditions de température de la pièce. Par exemple, on note qu'au 250^e jour, la température est proche 23,2 °C ce qui produit des légères variations dimensionnelles de la barre d'étalonnage bien qu'elle soit en invar¹.

1. Coefficient de dilatation proche de $1,0\text{-}2,0 \times 10^{-6}$.

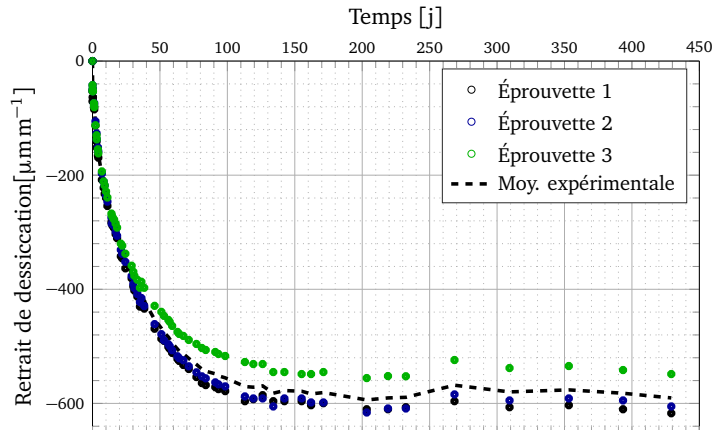


FIGURE 3.1.4 – Retrait de dessiccation mesuré

Pour illustrer la corrélation entre perte en masse et retrait de dessiccation, on peut tracer sur la figure 3.1.5 l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse des éprouvettes. Sur cette figure on observe différentes phases du retrait de dessiccation.

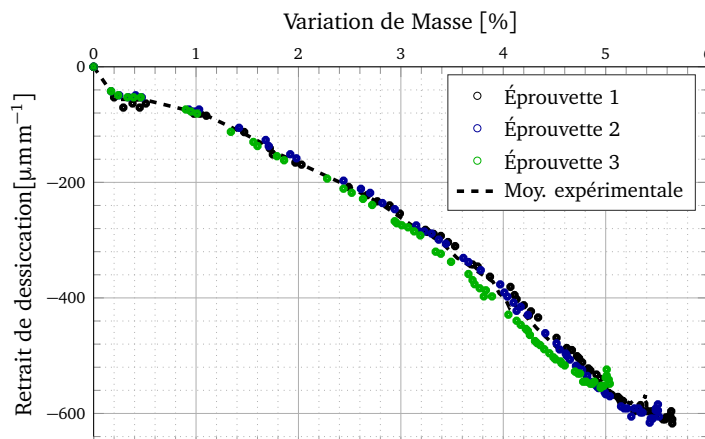


FIGURE 3.1.5 – Évolution du retrait total en fonction de la perte en masse

En tout premier lieu, pour des valeurs de perte en masse $\in [0; 1, 5\%]$ la dessiccation s'observe sans un retrait apparent élevé. Cette phase dormante est le résultat de l'évaporation superficielle rapide de l'eau ainsi qu'à la micro-fissuration induite qui vient s'opposer à la contraction du solide [Granger, 1995, Yurtdas, 2003]. S'ensuit une zone où le retrait de dessiccation devient proportionnel à la perte en masse. On trouve dans cette zone une linéarité du retrait de dessiccation en fonction de la variation de la teneur en eau [Benboudjema *et al.*, 2005]. Dans la gamme d'humidité étudiée, le mécanisme principal, moteur du retrait de dessiccation est souvent supposé être associé à la pression capillaire [Soroka, 1980]. Bien que l'équilibre hydrique ne soit pas complètement atteint, on constate un ralentissement du retrait entre 5 et 6 % de variation de masse, les gradients de teneur en eau sont moins importants ce qui implique un ralentissement du retrait, également observé par [Granger, 1995]. Finalement, bien que

présentant des différences notables en terme de perte en masse ou retrait de dessiccation par rapport aux deux autres éprouvettes, on observe un comportement de l'éprouvette 3 similaire dans cette représentation.

1.1.2 Comparaison données VeRCoRs

Dans le cadre du projet VeRCoRs, des mesures de retrait de dessiccation ont été réalisées. Les essais ont été menés par EDF CEIDRE TEGG², sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 16 cm × 100 cm. Pour valider la démarche expérimentale entamée jusqu'ici, on s'intéresse dans cette partie à comparer les données obtenues dans le cadre des campagnes expérimentales de cette thèse et celles du projet VeRCoRs. Peu d'informations sont disponibles sur le protocole de conservation post-fabrication, néanmoins, les éprouvettes du projet VeRCoRs sont protégées de la dessiccation pendant une période de 90 jours permettant de faire l'hypothèse que l'hydratation est quasiment complète. Elles sont ensuite exposées à la dessiccation pendant une période de 294 jours dans des conditions de 50 % HR à 20 °C. Les conditions d'humidité relative sont légèrement différentes mais avec une moyenne de conservation à 45 % HR, l'écart est de seulement 5 % HR. Cet écart reste dans une limite acceptable puisque les mécanismes de dessiccation restent sensiblement les mêmes sur ces deux plages d'humidité relative. En ce qui concerne la température, un écart de 1,5 °C ne devrait pas avoir d'impact significatif sur le processus de dessiccation³.

Les éprouvettes n'étant pas de taille similaire, il est nécessaire d'adimensionner les résultats pour pouvoir comparer les données. Le retrait de dessiccation étant associé au séchage qui est un phénomène diffusif, il est possible de tracer l'évolution du retrait en fonction de la racine carrée du temps divisée par le rayon équivalent de l'éprouvette [Samouh, 2012]. Cette variable est homogène à $[T^{0.5}.L^{-1}]$. Les valeurs utilisées pour comparer les données entre elles sont présentées dans le tableau 3.1.1. Comme illustré dans le chapitre 2, un coefficient de forme est nécessaire pour passer de l'une à l'autre des géométries. Le coefficient de forme des éprouvettes de VeRCoRs est déterminé numériquement.

Géométrie	V [m ³]	S [m ²]	V/S [m]	k_s [-]	R_{eq} [m]
Cylindre VeRCoRs	$2,0 \times 10^{-2}$	0,5	$4,0 \times 10^{-2}$	0,95	$3,8 \times 10^{-2}$
G5	$1,4 \times 10^{-3}$	$8,8 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-3}$	1,03	$1,6 \times 10^{-2}$

TABLE 3.1.1 – Détermination des rayons équivalents des deux géométries

La figure 3.1.6 présente l'évolution du retrait de dessiccation mesurée (en trait pointillé) comparée à celle obtenue du projet VeRCoRs (en rouge) en fonction du temps équivalent. En tout premier lieu, on observe que la cinétique du retrait de dessiccation est plus lente dans le cas des éprouvettes de plus forte taille. Après 230 jours de dessiccation les éprouvettes

2. Département Technique d'Essais en Géologie, Géotechnique et de Génie Civil

3. D'après [Granger, 1995] une augmentation de 1,5°C va augmenter le coefficient de diffusion effectif de l'ordre de 8%.

parallélépipédiques atteignent un retrait de $580 \mu\text{m m}^{-1}$ tandis qu'après 290 jours les éprouvettes $16 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$ présentent seulement un retrait de $475 \mu\text{m m}^{-1}$. Un développement plus lent du retrait dans les éprouvettes de taille supérieure est cohérent. Si on regarde la cinétique générale des deux groupes d'éprouvettes, on découvre que les résultats sont similaires. Seules les valeurs à court terme présentent des variations. Ces écarts initiaux peuvent s'expliquer par l'augmentation des incertitudes relatives de mesure dans les premiers jours puisque les variations absolues de longueur sont de quelques micromètres. De manière générale, le retrait de dessiccation du projet VeRCoRs et les résultats obtenus dans la thèse sont concordants. Cela permet de faire l'hypothèse que le matériau réalisé au sein du laboratoire et celui fabriqué dans le cadre du projet VeRCoRs sont relativement similaires.

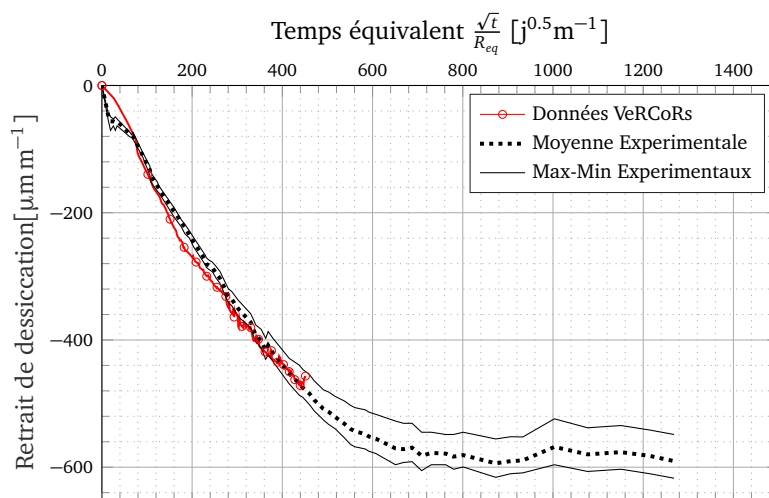


FIGURE 3.1.6 – Comparaison de l'évolution du retrait de dessiccation entre les données expérimentales et les données VeRCoRs

1.1.3 Comparaison retrait de dessiccation, retrait endogène

Dans ce travail, l'hypothèse émise est que le retrait total mesuré équivaut au retrait de dessiccation. Cependant cela est inexact. Le retrait de dessiccation correspond à la part du retrait total mesuré auquel le retrait endogène est soustrait. La figure 3.1.7 présente l'évolution des différentes déformations mesurées sur les éprouvettes des campagnes VeRCoRs.

Le cas présenté ici illustre l'évolution des différents retraits. Si en tout premier lieu on se focalise sur le retrait endogène, la figure présente une évolution linéaire de la déformation endogène. Ceci a pour conséquence une augmentation progressive de l'écart entre le retrait total et le retrait de dessiccation. À court terme, ici 50 jours, l'écart entre les deux courbes est quasiment nul. De plus, si comme dans le cas présent, l'intérêt des mesures se place avant respectivement 70 jours et 180 jours, l'écart augmente à $14 \mu\epsilon$ puis à $40 \mu\epsilon$. Dans le cadre des mesures expérimentales présentées dans ce travail, l'écart entre la plus grande valeur de retrait et la plus faible est d'approximativement de $60 \mu\epsilon$. Ainsi, la variabilité relevée dans les mesures

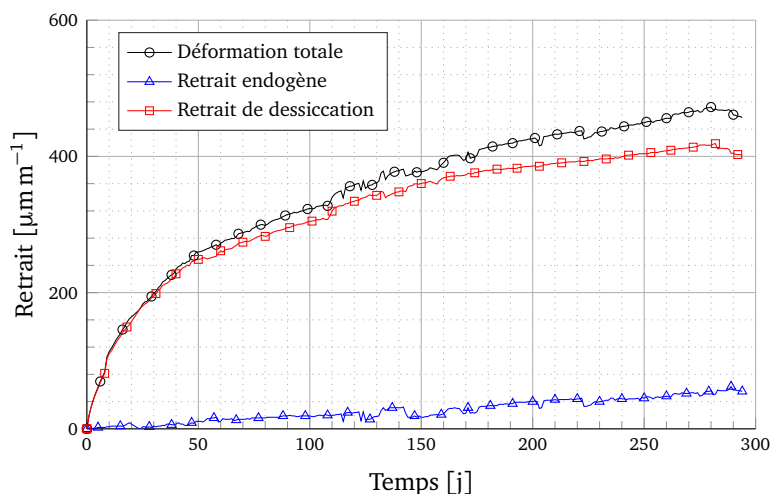


FIGURE 3.1.7 – Évolution des déformations de retrait sur éprouvettes VeRCoRs

est d'une valeur plus importante que celle due à l'hypothèse réalisée. Enfin, l'écart à 200 jours correspond à 10 % de la valeur finale, ce qui en première approximation reste acceptable.

D'autre part, les éprouvettes présentées sur la figure 3.1.7 ont subi 90 jours de conservation pour permettre une hydratation complète. Cette conservation a pour conséquence un développement moindre du retrait endogène après 90 jours. De manière générale, le retrait endogène d'un ciment Portland classique dans le cas d'une formulation d'un béton ordinaire est plutôt faible, de l'ordre de 50-100 $\mu\epsilon$ après 5 ans [Ollivier et Vichot, 2008]. Dans le cas de l'étude conduite dans cette thèse, la conservation dans une solution à haut pH a duré 28 jours. Bien que ce temps soit très inférieur aux 90 jours de VeRCoRs, les déformations endogènes pourront être aussi négligées puisque, pour des rapports eau/ciment élevés (supérieurs à 0,4-0,45), ces déformations sont négligeables comparées aux déformations de retrait de dessiccation [Jensen et Hansen, 2001]. Notons également que le retrait endogène mesuré peut contenir une partie liée au retrait de dessiccation parasite si l'étanchéité n'est pas parfaitement assurée.

1.1.4 Synthèse des mesures de retrait de dessiccation

Pour caractériser l'évolution du retrait de dessiccation du matériau réalisé, des mesures de retrait sur une période de 440 jours ont été réalisées sur trois éprouvettes. Après 440 jours on constate que la perte en masse atteint un équilibre. Le même constat peut être établi quant au retrait de dessiccation. De plus, lorsqu'on trace l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse, on constate que malgré une première phase où le retrait présente une phase de faible déformation sous variation de masse, une seconde phase offre une certaine linéarité avec la variation de masse. D'autre part, la comparaison avec les données de retrait relevées dans le cadre du projet VeRCoRs met en lumière une similitude entre le matériau d'étude et le matériau VeRCoRs. Ce constat permettra de s'appuyer sur les données fournies en termes de déformations différées. Enfin, l'hypothèse de considérer le retrait total comme issu du seul retrait de dessiccation, semble être acceptable dans le cadre de l'étude présentée.

1.2 Influence des choix de modélisation sur le retrait de dessiccation

Il existe dans la littérature un panel de modèles de retrait de dessiccation plus ou moins complexes à mettre en œuvre. Dans cette partie, nous allons nous intéresser à caractériser la réponse des différents modèles en nous focalisant précisément sur quatre modèles différents. Les modèles basés sur la poro-mécanique : modèle de Schrefler [Gawin *et al.*, 2007] puis modèle de Coussy [Coussy *et al.*, 2004]; et les modèles répondant à des observations phénoménologiques [Bažant et Xi, 1994, Benboudjema *et al.*, 2005]. Ces modèles ont été préalablement introduits dans le chapitre 1 (*cf.* paragraphe 3.1.4).

1.2.1 Éléments de modélisation

Pour étudier l'influence des modèles, des simulations tridimensionnelles sur les éprouvettes G5 de tailles $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 28\text{ cm}$ soumises au retrait de dessiccation sont réalisées. Compte tenu du problème imposé et de la dessiccation sur toutes les faces de l'éprouvette, il est possible de modéliser seulement un huitième du problème en tenant compte des plans de symétrie. Ainsi, le maillage comprend 2187 éléments cubiques linéaires (CUB8 sous CAST3M).

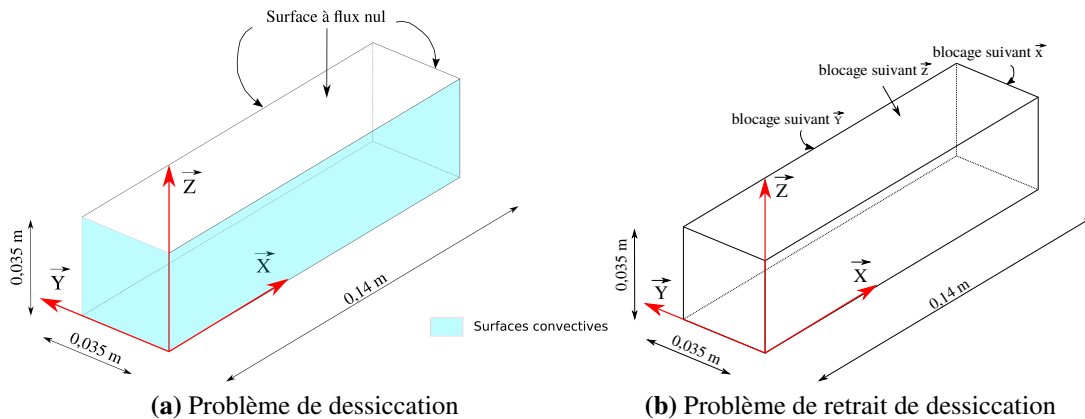


FIGURE 3.1.8 – Géométries et conditions aux limites du problème de retrait de dessiccation

1.2.2 Prédiction de l'état hydrique

La prédiction des transferts d'eau au sein de l'éprouvette est déterminée par le biais des modélisations introduites dans le chapitre 2. Pour résoudre le problème, les échanges considérés sont de type convectif sur les surfaces d'échanges tandis qu'on considère un flux nul sur les plans de symétrie.

Les conditions aux limites imposées sur les surfaces séchantes sont celles mesurées durant la campagne expérimentale et présentée sur la figure 3.1.2 : soit une valeur d'humidité relative moyenne de 45 % HR et d'une température moyenne de $21,5^{\circ}\text{C}$. Bien qu'aux humidités relatives imposées, les choix de modélisation mettent la perméation comme mécanisme principal, la prédiction de l'état hydrique se fait en modélisant également la diffusion en phase

gazeuse. Les paramètres du modèle utilisés, identifiés sur les éprouvettes de la campagne 3, sont présentés dans le tableau 3.1.2.

Jeu	β	P_0 [MPa]	n_k	K_{int} [m ²]	ϕ	amq	bmq	D_{int} [m ² s ⁻¹]
1	0,45	11,4	-1,42	$5,81 \times 10^{-21}$	0,16	2,95	4,26	$2,51 \times 10^{-05}$
2	0,48	24,2	-0,46	$4,35 \times 10^{-21}$	0,17	2,74	4,2	$2,55 \times 10^{-05}$

TABLE 3.1.2 – Paramètres matériau dessiccation (définis dans le chapitre 2)

La modélisation du problème de dessiccation couvre une période de 440 jours. La figure 3.1.9 présente l'évolution de la perte en masse de l'échantillon simulé. Comme ce qui a pu être présenté dans le chapitre 2 sur la partie caractérisation de l'état hydrique du matériau, la perte en masse moyenne de l'échantillon est bien prédite par le modèle de dessiccation. Deux jeux de paramètres sont utilisés pour estimer l'erreur éventuelle que l'on réalise lorsqu'aucune information n'est connue quant aux gradients hydriques internes. Il est à noter que le premier jeu de paramètres a été identifié sur 200 jours de dessiccation. Une prédiction à 80 jours aurait pu être suffisante pour déterminer la perte en masse à l'équilibre.

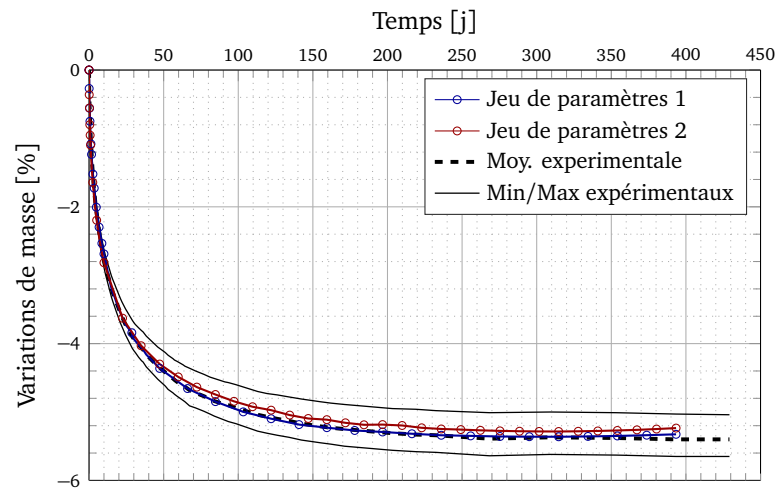


FIGURE 3.1.9 – Évolution de la perte en masse après 440 jours de dessiccation

La modélisation est quasi-similaire jusqu'au 100^e jour puis le second jeu de paramètres présente une perte en masse légèrement moins importante. La prédiction de l'état hydrique d'un matériau ne se résume pas à la perte en masse de l'échantillon. Bien qu'une prédiction juste de la variation en masse soit importante, une bonne représentation de l'état des gradients internes (humidité, teneur en eau) est primordiale dans le processus de modélisation du retrait de dessiccation. Quel que soit le modèle utilisé, la répartition des gradients va jouer un rôle majeur dans l'impact du retrait de dessiccation sur les propriétés du matériau. Dans le cas présent, la figure 3.1.10 présente le champ d'humidité relative après 70 jours de dessiccation. Le second jeu de paramètres présente un profil d'humidité relative plus faible que le premier, synonyme de dessiccation plus importante.

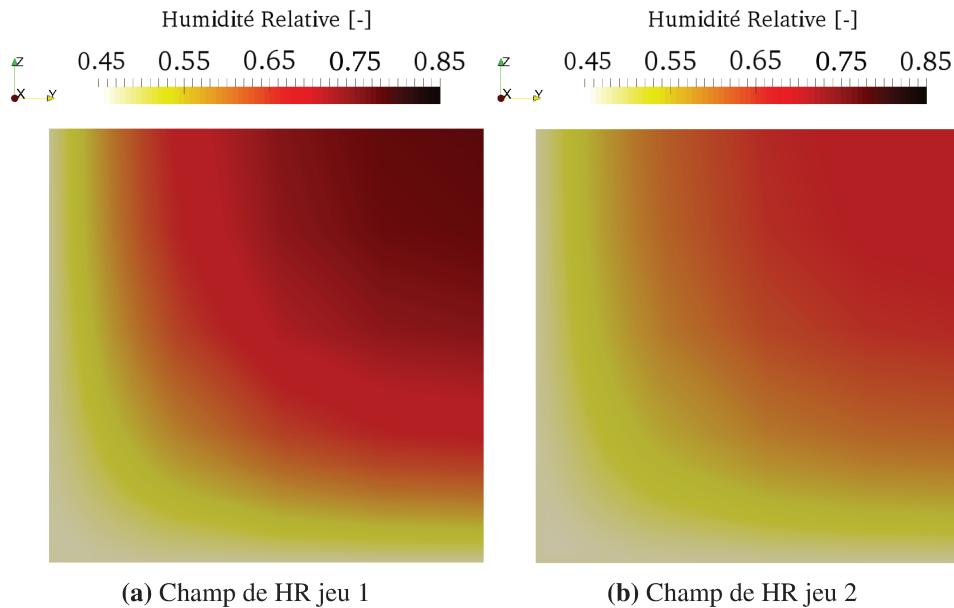


FIGURE 3.1.10 – Champ d’humidité relative après 70 jours de dessiccation dans la section $x=0,14$ cm

Si on s’attarde sur la figure 3.1.11, on constate que l’éprouvette n’est, dans les deux cas, pas encore à l’équilibre vis-à-vis de l’humidité relative. On retrouve la condition aux limites imposée en surface. Après 70 jours, seulement 5 mm de l’éprouvette sont en équilibre avec le milieu ambiant. Après ces couches en équilibre, les gradients qui se développent sont différents entre les deux modélisations. On retrouve bien un profil 2 plus « sec » à cœur que le premier. Ces écarts peuvent-être expliqués par la différence des isothermes entre les deux modélisations.

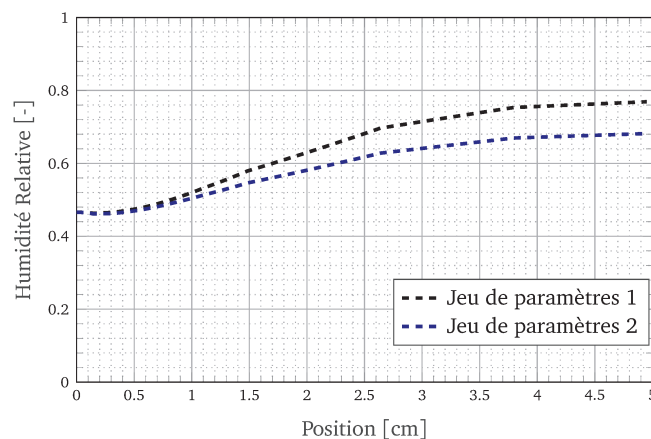


FIGURE 3.1.11 – Évolution de l’humidité relative suivant le « rayon » de l’éprouvette après 70 jours de séchage

1.2.3 Étude de la réponse des différents modèles

Une fois que l'état de dessiccation et les gradients hydriques sont déterminés, il est possible de regarder la réponse des différents modèles présentés dans la bibliographie. Pour rappel on retrouve d'une part, les modèles issus de la poromécanique tels que le modèle de Schrefler [Gawin *et al.*, 2007] et celui de Coussy [Coussy *et al.*, 2004], et d'autre part les modèles phénoménologiques [Bažant et Xi, 1994, Benboudjema *et al.*, 2005].

Pour pouvoir réaliser ces études, il est nécessaire de définir un modèle mécanique associé. Dans cette partie, le modèle mécanique utilisé dans l'étude des différents modèles de retrait est le modèle de Mazars régularisé [Mazars, 1986, Feenstra et De Borst, 1996] présenté dans le premier chapitre (*cf.* partie 1.5.2.1). Pour se prémunir des problèmes de localisation il sera régularisé en énergie de fissuration. Les paramètres utilisés dans cette étude sont ceux présentés dans le tableau 3.1.3. Ces derniers ont été identifiés sur les données mécaniques présentées dans le chapitre 1.3.

f_t [MPa]	E [GPa]	ν	G_F [$J m^{-2}$]	a_{comp}	b_{comp}	a_{trac}	β
3,4	36,2	0,24	75	1,39	1776	-1	1

TABLE 3.1.3 – Paramètres matériau du modèle de Mazars

La figure 3.1.12 présente l'évolution du retrait en fonction des modèles avec la seconde prédiction hydrique. Les valeurs affichées sont celles qui minimisent l'écart entre les valeurs expérimentales et les prédictions numériques.

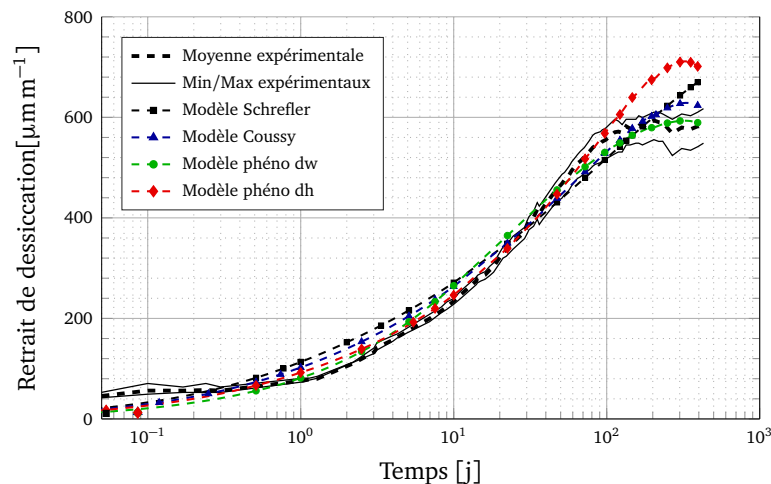


FIGURE 3.1.12 – Retrait de dessiccation numérique en fonction des différents modèles

On constate sur cette figure que la modélisation phénoménologique proportionnelle à la variation de la teneur en eau permet une bonne prédiction de l'évolution du retrait. La cinétique ainsi que la valeur finale sont respectées. Des écarts subsistent néanmoins dus à la

non-linéarité expérimentale du retrait vis-à-vis de la perte en masse. En ce qui concerne le modèle proportionnel à l'humidité relative, la prédiction semble cohérente jusqu'à 70 jours environ puis la valeur finale du retrait est légèrement surestimée. Si on s'intéresse maintenant aux modèles poro-mécaniques, les modèles de Schrefler ainsi que de Coussy permettent de prédire correctement l'évolution du retrait de dessiccation. Les paramètres de retrait utilisés dans les différents modèles sont résumés dans le tableau 3.1.4.

Modèle	Coefficients
Schrefler	$b_1 = 1,05 ; b_2 = 21$
Coussy	$b_1 = 0,84 ; b_2 = 1$
Phéno dw	$k_{rd}^w = 4,75 \times 10^{-6} \text{m}^3 \text{L}^{-1}$
Phéno dh	$k_{rd}^h = 1,4 \times 10^{-3}$

TABLE 3.1.4 – Paramètres modèles de retrait de dessiccation avec le jeu de paramètres 1

Dans le cas des deux premiers modèles, deux coefficients de Biot sont utilisés. Un en supposant que le retrait est lié à la déformation élastique sous pression capillaire et le second relatif à la part additionnelle liée au fluage sous pression capillaire. En reprenant les équations des deux modèles, Eq. 3.1.1a et 3.1.1b, on peut scinder les contributions en deux parties.

$$\epsilon_{schref}^{rd} = (1 - 2\nu) \left(b_1 \frac{S_l P_c}{E} + b_2 \int_{t'=0}^{t'=t} J(t - t', t') \frac{d(S_l P_c)}{dt'} dt' \right) \quad (3.1.1a)$$

$$\epsilon_{cous}^{rd} = (1 - 2\nu) S_l \int_{t'=0}^{t'=t} \left(\frac{b_1}{E} \frac{dP_c}{dt'} + b_2 J(t - t', t') \frac{dP_c}{dt'} \right) dt' \quad (3.1.1b)$$

Il peut paraître surprenant d'utiliser deux coefficients de Biot, toutefois on pourrait considérer que les deux mécanismes n'interviennent pas aux mêmes échelles. Les coefficients identifiés sont importants voire supérieurs à 1 ce qui n'est normalement pas acceptable⁴ cependant ici seuls les mécanismes associés à la pression capillaire sont pris en compte; d'autres mécanismes non modélisés (énergie surfacique, pression de disjonction) peuvent apporter une déformation additionnelle non prise en compte ici.

De manière générale, la difficulté dans la calibration des différents modèles de retrait est de choisir quelle partie de la courbe est préférentiellement modélisée. En effet tout ne peut pas être simulé avec ces modèles. Le retrait final peut être retrouvé mais toute la cinétique d'évolution sera sous estimée ou surestimée suivant le cas. Excepté le retrait initial, pour atteindre la valeur finale, le modèle surestime le retrait entre le 1^{er} jour et le 20^e jour. Si cette partie avait été identifiée la valeur finale aurait été sous estimée, résultat que l'on trouve classiquement dans la littérature pour des pâtes de ciment [Vlahinić *et al.*, 2009, Grasley et Leung, 2011, Di Bella *et al.*, 2016].

Si on s'intéresse également au profil d'endommagement présenté après 200 jours de dessiccation, les figures 3.1.13 présentent les profils associés au retrait d'après les différents modèles.

4. Le coefficient de Biot prend des valeurs $\in [0,1]$.

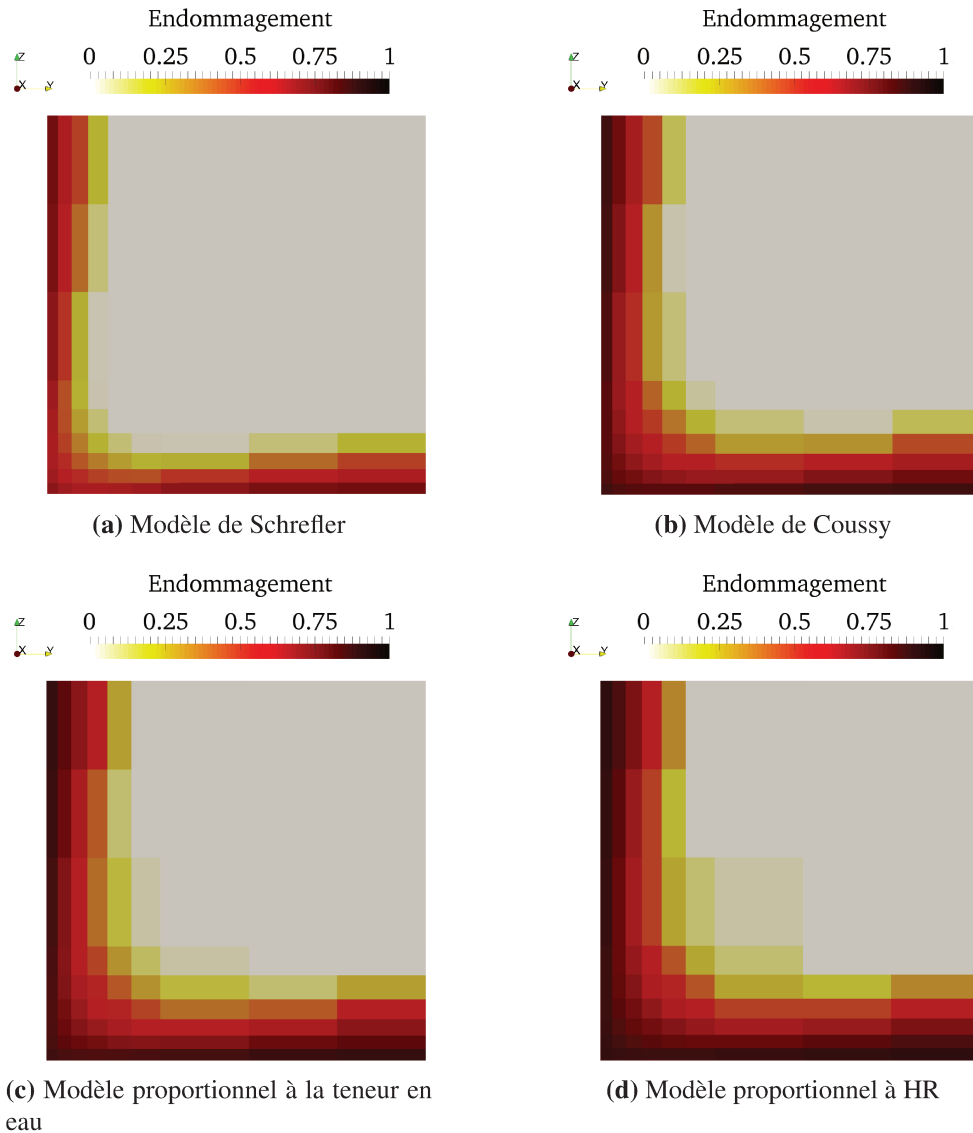


FIGURE 3.1.13 – Endommagement après 200 jours de dessiccation dans le plan $x = 0, 14$

On remarque que dans tous les cas, l'endommagement est proche de 1 sur tout le pourtour des éprouvettes. Puis la profondeur endommagée, impactée par le retrait, est variable suivant les cas. Le modèle de Schrefler, figure 3.1.13a présente le profil avec le moins d'endommagement. Cette approche semble intéressante puisqu'elle permet d'utiliser le même coefficient de Biot (bien qu'élevé ici) pour les effets liés à la pression capillaire (retrait et rigidification) comme ce que proposent [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009]. D'un autre côté la question de la pression moyenne à appliquer reste posée. Dans une première approche simplifiée, le modèle de retrait utilisé sera le modèle phénoménologique proportionnel à la teneur en eau qui donne une bonne représentation de l'évolution du retrait et une distribution de l'endommagement satisfaisante sans plus de mesures complémentaires.

1.2.4 Impact du profil hydrique sur le champ d'endommagement

Nous avons vu déjà vu dans le chapitre 2 qu'à une évolution de perte en masse plusieurs jeux de paramètres pouvaient correspondre. La figure 3.1.14 présente l'évolution du retrait, avec un modèle phénoménologique proportionnel à la teneur en eau.

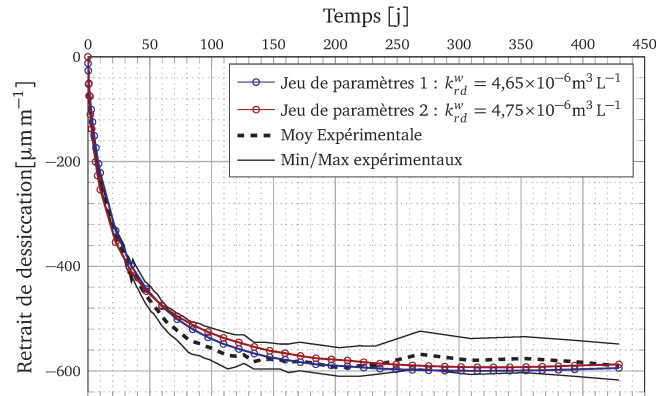


FIGURE 3.1.14 – Retrait de dessiccation pour deux profils hydriques

Bien que présentant des profils hydriques différents, il est possible de retrouver la même évolution de retrait de dessiccation en adaptant le paramètre k_w^{rd} . On constate que le jeu de paramètres 1 présente un coefficient légèrement plus faible que le second. Cela semble logique du fait que les gradients au sein de la première modélisation sont plus importants que dans le cas de la seconde. Si on s'intéresse maintenant à l'état d'endommagement lorsque le retrait est presque stable soit aux alentours de 200 jours, on constate sur les figures 3.1.15a et 3.1.15b que les profils d'endommagement sont discordants. Le profil avec des gradients plus importants présente également un endommagement plus élevé.

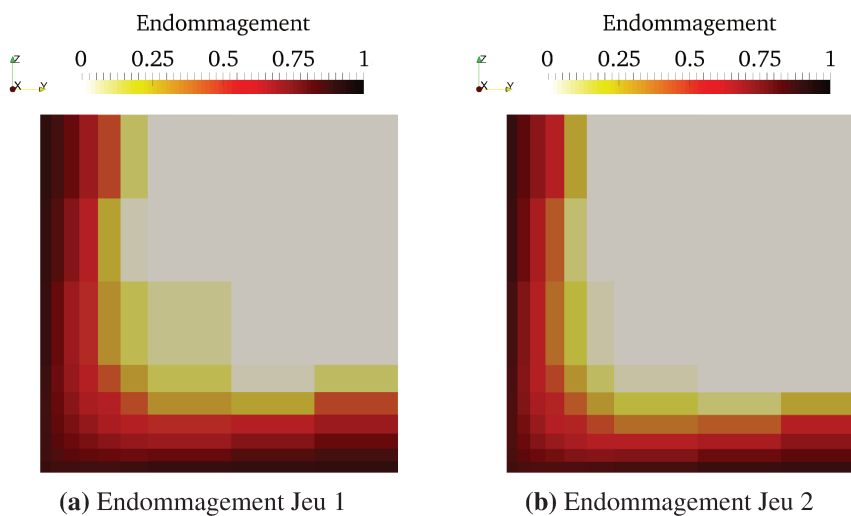


FIGURE 3.1.15 – Comparaison de l'endommagement entre les deux profils au 200^e jour

Si on zoome plus précisément sur la diagonale du profil (appelée ici le « rayon ») on constate que les profils d'endommagement sont différents. Excepté les quelques millimètres initiaux, on constate qu'à déformation équivalente le profil numéro 1 est endommagé plus à cœur que le second. On peut ainsi penser que dans les études qui nous intéressent, l'endommagement est impacté par la prédiction du champ hydrique. Ainsi en accord avec [Di Bella *et al.*, 2016] la détermination des champs hydriques et notamment du degré de saturation semble être d'une importance majeure.

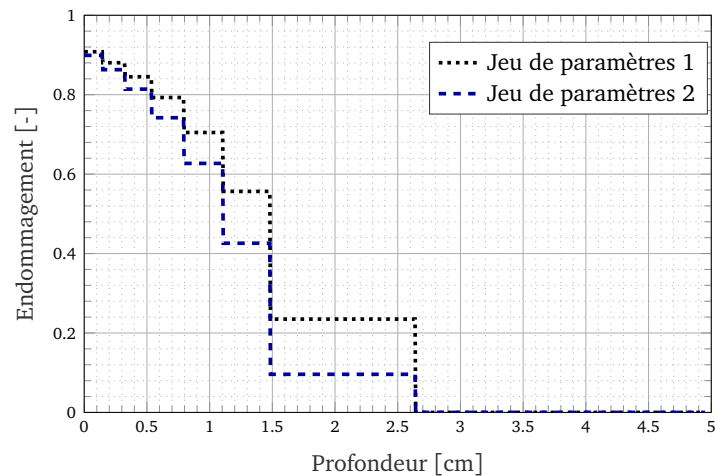


FIGURE 3.1.16 – Évolution de l'endommagement le long du « rayon », 0 étant la surface et 5 le cœur de l'éprouvette

1.3 Synthèse

Dans cette partie, la modélisation du retrait de dessiccation a été investiguée. Pour ce faire, une étude expérimentale sur l'évolution du retrait de dessiccation d'éprouvettes $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 28\text{ cm}$ a été menée. Les données expérimentales ont permis de mettre en lumière la concordance avec les valeurs relevées dans les mesures du projet VeRCoRs. Sur cette base expérimentale, différentes simulations utilisant des modèles de retrait de dessiccation de la littérature ont été exécutées. Le modèle proportionnel à la teneur en eau a été retenu pour illustrer l'impact de la prédiction hydrique sur les résultats de retrait tant en termes d'amplitude de déformation que de l'état d'endommagement. Il en ressort qu'à coefficient k_{rd}^w constant l'amplitude du retrait de dessiccation est diminuée lorsque l'état de saturation est plus faible (cas 2). De même l'effet est notable sur le profil d'endommagement ce qui amène à penser que la détermination de l'état de saturation et des gradients est d'une importance cruciale.

2 Fluage

L'état d'endommagement généré par les fortes contraintes présentées ci-avant n'est pas représentatif de l'état réel du matériau. En effet, le retrait associé à la dessiccation n'est pas le seul mécanisme qui entre en jeu dans le processus. Sous le chargement hydrique, le fluage (propre et de dessiccation) vient relaxer les contraintes et ainsi les diminuer, ce qui a pour effet de limiter l'endommagement. Il est donc important de prendre en compte les mécanismes de fluage pour avoir un état représentatif du matériau.

2.1 Modélisation du fluage

2.1.1 Fluage propre

Le modèle de fluage propre utilisé ici est un modèle de fluage de Burgers avec un amortisseur vieillissant $\eta_{am}(t)$ [Benboudjema, 2002, Hilaire *et al.*, 2014]. Le schéma rhéologique de ce modèle est représenté sur la figure 3.2.1. Le choix de ce modèle repose sur sa simplicité et son faible nombre de paramètres à déterminer. Il permet avec l'amortisseur vieillissant de retrouver l'évolution du fluage propre du jeune âge au long-terme.

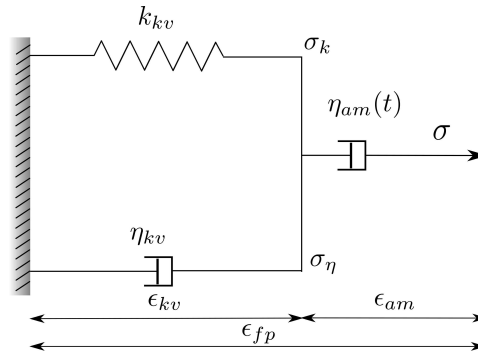


FIGURE 3.2.1 – Schéma rhéologique du modèle de fluage propre [Hilaire *et al.*, 2014]

Les équations constitutives du modèle sont données par les équations 3.2.1.

$$\dot{\epsilon}_{fp} = \dot{\epsilon}_{kv} + \dot{\epsilon}_{am} \quad (3.2.1a)$$

$$\dot{\epsilon}_{kv} = \frac{\dot{\sigma} - \dot{\sigma}_\eta}{k_{kv}} \quad (3.2.1b)$$

$$\dot{\epsilon}_{kv} = \frac{\sigma_\eta}{\eta_{kv}} \quad (3.2.1c)$$

$$\dot{\epsilon}_{am} = \alpha_{bc} \frac{\langle \sigma \rangle_+}{\eta_{am}(t)} + \frac{\langle \sigma \rangle_-}{\eta_{am}(t)} \quad (3.2.1d)$$

avec α_{bc} un paramètre permettant de prendre en compte la différence entre fluage en traction et en compression. Ici, cette différence ne sera pas prise en compte et α_{bc} sera pris égal à 1. La

prise en compte de l'aspect vieillissant du processus est intégré par un amortisseur vieillissant. L'évolution de la viscosité est prise proportionnelle au temps (Eq.3.2.2).

$$\eta_{am}(t) = \eta_{am}^{\infty} \times t \quad (3.2.2)$$

Le système d'équations 3.2.1 amène à résoudre une équation différentielle du second ordre Eq.3.2.3.

$$\frac{\dot{\sigma}}{k_{kv}} = \tau \ddot{\epsilon}_{kv} + \left(1 + \frac{\dot{k}_{kv}}{k_{kv}} \tau\right) \dot{\epsilon}_{kv} \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{k_{kv}}{\eta_{kv}} \quad \text{et} \quad \dot{\sigma} = \eta_{am}(t) \dot{\epsilon}_{am} \quad (3.2.3)$$

Dans le cas d'un chargement constant, l'expression analytique du modèle est donnée par l'équation 3.2.4.

$$\epsilon_{fp} = \sigma_0 \left(\frac{1 - \exp^{-\frac{t}{\tau_{kv}}}}{k_{kv}} + \frac{\ln\left(\frac{t+t_0}{t_0}\right)}{\eta_{am}^{\infty}} \right) \quad (3.2.4)$$

où σ_0 , ϵ_{fp} correspondent respectivement au chargement appliqué et à la déformation de fluage propre résultant. Quatre paramètres sont nécessaires pour ce modèle. La calibration de ces derniers s'appuie sur la base expérimentale de VerCoRs.

2.1.2 Fluage de dessiccation

La déformation de fluage de dessiccation est considérée dans ce travail comme une déformation additionnelle.

$$\dot{\epsilon}_{fd} = \lambda_{fd} |\dot{\epsilon}_{rd}| \sigma \quad (3.2.5)$$

avec λ_{fd} un coefficient dont les valeurs sont comprises entre [0 ; 0,25] (cf. figure 3.2.2), $\dot{\epsilon}_{rd}$ la variation de retrait de dessiccation et σ le chargement appliqué.

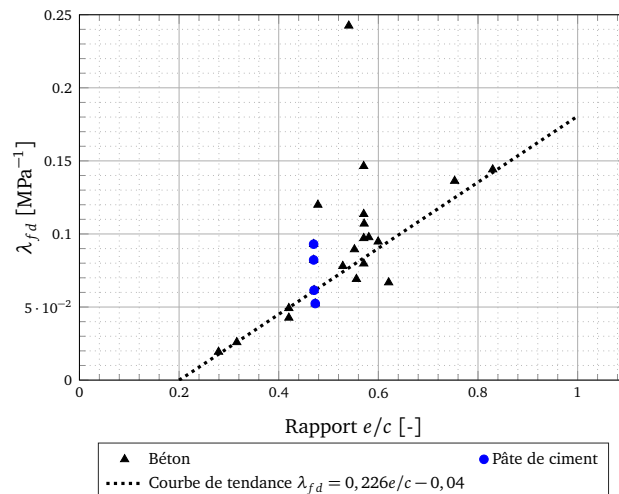


FIGURE 3.2.2 – Recueil de valeurs du coefficient λ_{fd} issu de la littérature d'après [Hilaire et al., 2014]

2.2 Détermination des paramètres de fluage

Dans le cadre de cette thèse aucune donnée expérimentale portant sur le fluage n'a été récoltée. Néanmoins, puisque le matériau investigué fait partie d'un projet plus vaste, des mesures mises à disposition par EDF serviront à calibrer le modèle de fluage. Au regard des données obtenues dans le cadre du suivi des pertes en masse et du retrait de dessiccation des éprouvettes réalisées dans ce travail, cette approche semble justifiée.

2.2.1 Présentation des essais VeRCoRs

Dans le cadre du projet VeRCoRs, un suivi des déformations différées a été effectué sur une période de 10 mois. Les essais ont aussi été menés par EDF CEIDRE TEGG, sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 16 cm × 100 cm. Toutes les éprouvettes ont été conservées dans les mêmes conditions : une température de 20 °C et une humidité relative de 50 %. Le chargement mécanique de compression de 12 MPa a été appliqué après 90 jours par le biais d'une presse hydraulique présentée sur la figure 3.2.3. Quant aux déformations, elles sont relevées à l'aide de jauges d'extensométrie mesurant les déformations longitudinales et transversales. Les éprouvettes de fluage propre et de retrait endogène ont été conservées sous une couche de papier aluminium les protégeant de la dessiccation. Les différentes informations concernant les méthodes expérimentales relatives à ces essais de fluage peuvent être retrouvées dans [Charpin *et al.*, 2017].



FIGURE 3.2.3 – Dispositif de mesure de fluage

Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 3.2.4. Parmi ces résultats, on retrouve la courbe de retrait endogène qui est la seule à débiter à 0 jour, et ensuite la courbe de retrait séchant et celle des fluages non-séchant et séchant. Les essais se poursuivent actuellement, néanmoins, les données à 300 jours sont suffisantes pour la calibration des modèles de fluage utilisés dans cette étude.

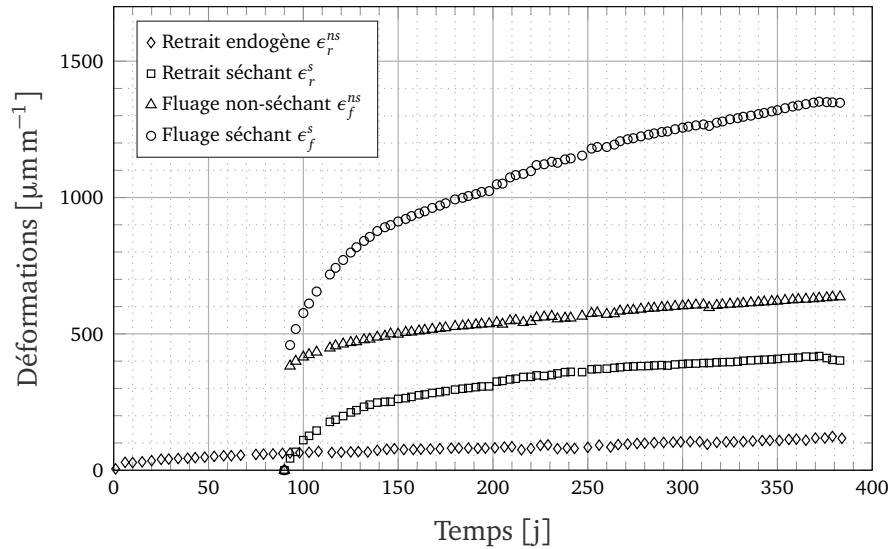


FIGURE 3.2.4 – Courbes brute des déformations différées après 380 jours

2.2.2 Identification des paramètres de fluage

2.2.2.1 Courbe de fluage propre et de dessiccation

Pour identifier les paramètres de fluage, la courbe de fluage propre et de dessiccation sont extraites des informations brute. En tout premier lieu, on peut extraire de la courbe de fluage non séchant⁵, la courbe de fluage propre (3.2.6).

$$\epsilon_{fp} = \epsilon_f^{ns} - \epsilon_{el} - \epsilon_r^{ns} \quad (3.2.6)$$

De manière analogue, on obtient la courbe de fluage de dessiccation (3.2.7).

$$\epsilon_{fd} = \epsilon_f^s - \epsilon_{el} - \epsilon_r^s - \epsilon_{fp} \quad (3.2.7)$$

Ce qui permet d'obtenir respectivement la courbe de fluage propre spécifique présentée sur la figure 3.2.5a et celle de fluage de dessiccation spécifique sur la figure 3.2.5b.

5. ϵ_f^{ns} correspond aux déformations de fluage non-séchant (ns) et inversement séchant pour (s).

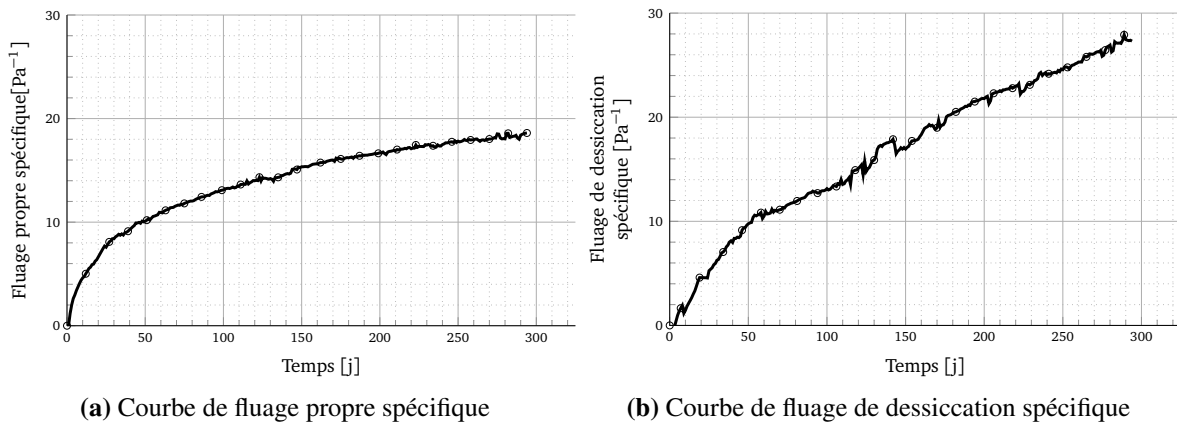


FIGURE 3.2.5 – Courbes de fluage spécifique (chargement appliqué de 12 MPa)

D'autre part, on peut exprimer l'évolution du fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation sur la figure 3.2.6. On constate une bilinéarité de la relation. On peut tracer soit la régression linéaire qui passe au mieux par tous les points, soit celle qui passe par tous les points et l'origine. On peut ainsi faire une première approximation du coefficient λ_{fd} .

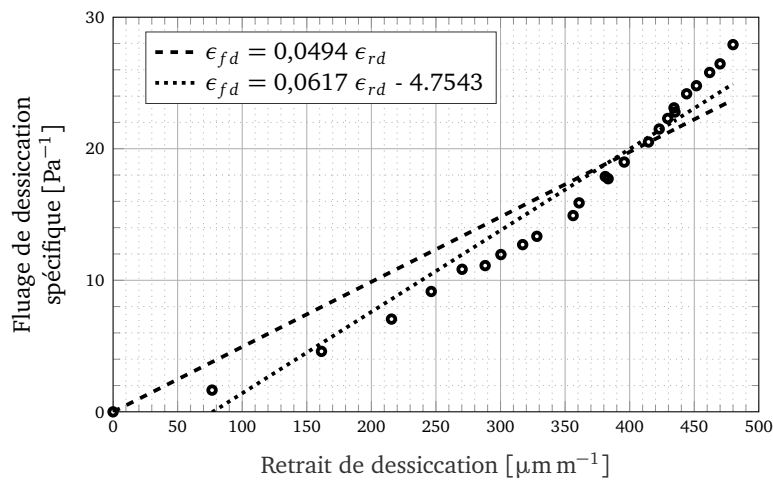


FIGURE 3.2.6 – Évolution du fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation

2.2.2.2 Protocole d'identification

L'identification des paramètres de fluage sur la base expérimentale se fait en plusieurs étapes. Les paramètres de fluage étant homogènes, ils sont identifiés sur un seul élément. En revanche le fluage de dessiccation nécessite quant à lui la détermination de l'évolution de la dessiccation et du retrait associé.

Fluage propre :

Le fluage propre est identifié sur une éprouvette $4\text{ cm} \times 4\text{ cm} \times 16\text{ cm}$ avec un seul élément. Le fluage propre étant homogène au sein de l'éprouvette il n'est pas nécessaire de calibrer le modèle sur un maillage avec un nombre d'éléments supérieurs. La simulation est réalisée sur CAST3M et une vérification analytique du modèle sur un point de Gauss est menée en parallèle. La figure 3.2.7 présente les résultats d'identification. La courbe analytique ainsi que le résultat de la simulation donnent les mêmes évolutions de fluage propre spécifique.

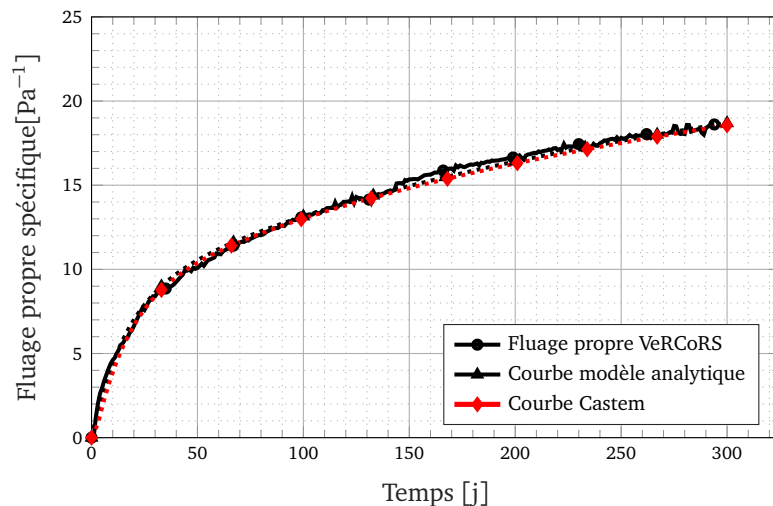


FIGURE 3.2.7 – Identification de la courbe de fluage propre spécifique

Les paramètres identifiés sont résumés dans le tableau 3.2.1.

Paramètre élastique		Fluage propre			
E	ν	t_0	η_∞	k_{kv}	τ_{kv}
36,2 GPa	0,2	90 jours	130 GPa s ⁻¹	135 GPa	15 jours

TABLE 3.2.1 – Paramètres fluage propre

Fluage de dessiccation :

La procédure d'identification de l'évolution du fluage de dessiccation passe par la caractérisation de l'évolution des champs hydriques ainsi que du retrait de dessiccation sur l'éprouvette $16\text{ cm} \times 100\text{ cm}$. Pour cela, un quart d'une tranche centrale de l'éprouvette, d'une épaisseur correspondant à une longueur de $h = 1\text{ cm}$, est modélisée par le biais de 456 éléments linéaires de type « CUB8 » (figure 3.2.8). La surface d'échange est présentée en rouge sur la figure 3.2.8. La face inférieure est bloquée en translation suivant z . Sur la surface supérieure une relation d'ensemble est imposée à tous les points de la surface. Enfin les surfaces comprises dans les plans de symétrie sont bloquées suivant respectivement x et y .

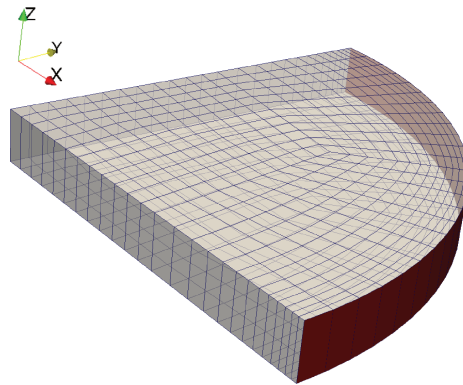


FIGURE 3.2.8 – Maillage support de l'identification du fluage de dessiccation

Pour la prédiction des champs hydriques, les conditions considérées sont une température moyenne de 20 °C et une humidité relative de 50% . L'identification converge vers les paramètres présentés dans le tableau 3.2.2.

β	P_0 [MPa]	n_k	K_{int} [m^2]	ϕ	ρ [kg m^{-3}]
0,42	25	-0,5	$1,5 \times 10^{-21}$	0,10	2400

TABLE 3.2.2 – Paramètres de dessiccation VeRCoRs

Excepté une porosité faible de l'ordre de 10% , l'identification est cohérente. La figure 3.2.9a présente la perte en masse expérimentale en fonction du temps ainsi que la simulation. Sur la base des données expérimentales, on observe une bonne prédiction. De manière analogue, on s'intéresse ensuite à l'identification du retrait de dessiccation associé, en utilisant un modèle phénoménologique basé sur l'évolution de la teneur en eau. Le coefficient k_{rd}^w identifié est de $9,55 \times 10^{-6}\text{ m}^3\text{ L}^{-1}$. La figure 3.2.9a présente l'évolution du retrait et sa prédiction. Le retrait est initialement sous-estimé puis la valeur à 275 jours est atteinte. Le gonflement final n'est pas reproduit ici puisque la reprise de masse n'est pas modélisée.

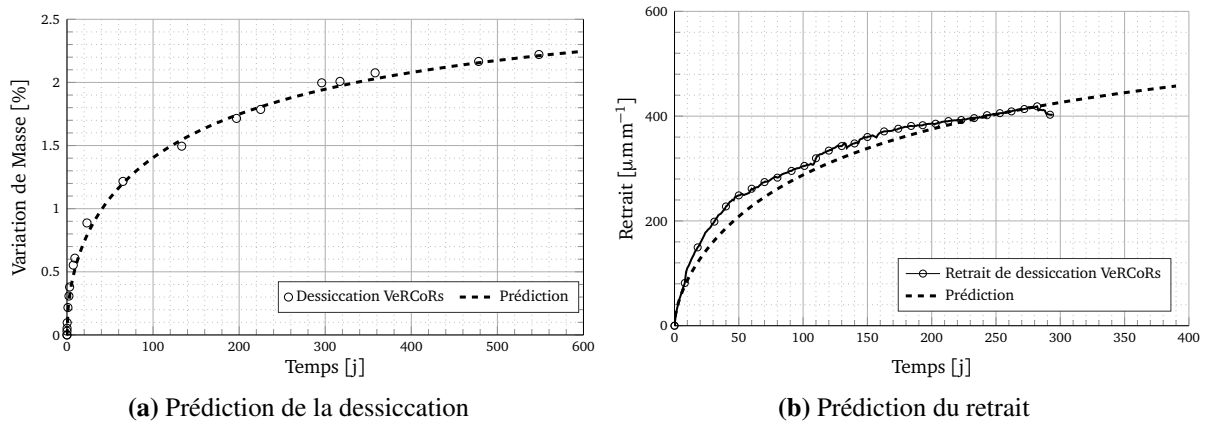


FIGURE 3.2.9 – Prédiction des champs de dessiccation et de retrait

Une fois la dessiccation et le retrait de dessiccation prédits, il est possible en ajoutant la modélisation du fluage propre de venir identifier la déformation totale longitudinale et radiale. Les déformations sont données par les relations 3.2.8. La déformation est considérée en $r=R$.

$$\epsilon_{rr} = \frac{\|\mathbf{U}_x + \mathbf{U}_y\|_2}{\|\mathbf{x} + \mathbf{y}\|_2} \quad \epsilon_{zz} = \frac{\|\mathbf{U}_z\|_2}{\|\mathbf{z}\|_2} \quad (3.2.8)$$

Ainsi avec un $\lambda_{fd} = 7,24 \times 10^{-2}$ MPa et un coefficient de poisson de fluage de 0,1 on obtient les courbes présentées sur la figure 3.2.10. Si on reprend la figure 3.2.2 on constate que la valeur prédite d'après la courbe de tendance est de $\lambda_{fd} = 7,75 \times 10^{-2}$ MPa.

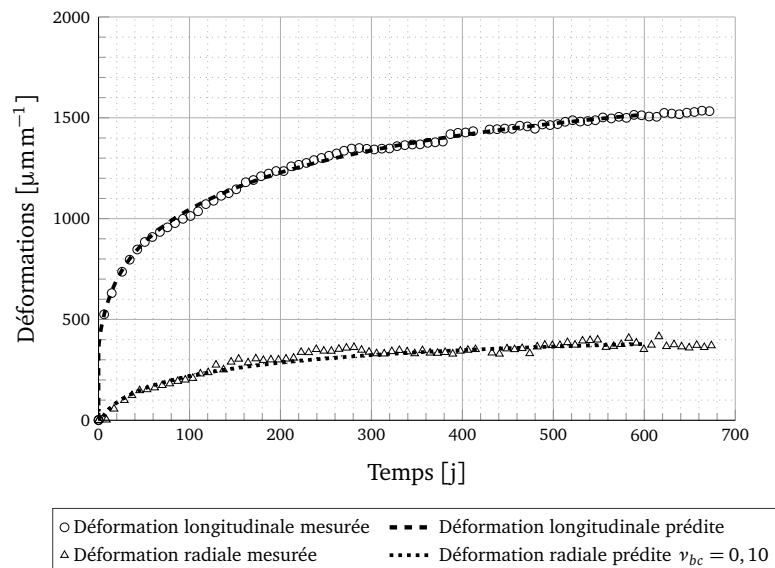


FIGURE 3.2.10 – Identification de la courbe de fluage total

2.3 Illustration de l'impact du fluage

2.3.1 Éléments de modélisation

L'impact du fluage sur le comportement du matériau est étudié via une simulation numérique tridimensionnelle d'une éprouvette $4\text{ cm} \times 4\text{ cm} \times 16\text{ cm}$. Le problème étudié est symétrique, il est ainsi possible de ne prendre en compte qu'un quart de l'éprouvette. Un seul élément cubique avec huit points de Gauss est utilisé. La géométrie et les conditions aux limites du problème mécanique sont présentées sur la figure 3.2.11.

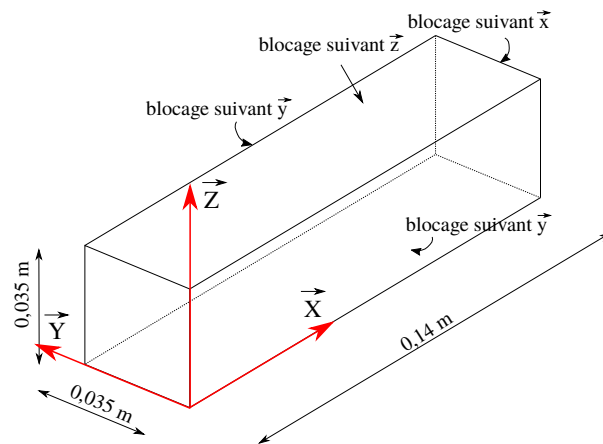


FIGURE 3.2.11 – Géométrie du problème de fluage

L'élément est bloqué au niveau de ses plans de symétrie et un blocage additionnel suivant la direction \vec{x} est mis en place pour empêcher les déformations de retrait. Sur cet élément, un champ de retrait de dessiccation virtuel homogène (figure 3.2.12) est appliqué. Pour prendre en compte le fluage de dessiccation, le degré de saturation est déduit de l'évolution du champ de retrait en inversant le lien phénoménologique qui lie le degré de saturation au retrait de dessiccation. Le degré de saturation est homogène dans l'élément. La déformation de retrait de dessiccation est également appliquée de manière homogène.

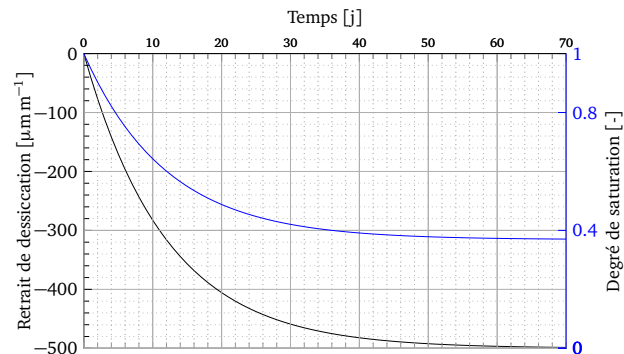


FIGURE 3.2.12 – Évolution du champ de retrait et de saturation

Dans cette étude, le modèle mécanique reste élastique. L'influence du fluage est analysée par le biais de trois calculs. Un premier basé seulement sur le retrait de dessiccation en négligeant le fluage propre et le fluage de dessiccation, un second qui ajoute le fluage propre et un dernier modélisant l'ensemble des mécanismes. Pour les simulations, les paramètres des différents mécanismes sont résumés dans le tableau 3.2.3.

Paramètres élastiques		Fluage				
		Propre				Dessiccation
E	ν	τ_{am}	η_{∞}	k_{k_v}	τ_{k_v}	λ_{fd}
36,2 GPa	0,24	90 jours	74,1 GPa s ⁻¹	160,7 GPa	2,6 jours	1.10 ⁻² MPa ⁻¹

TABLE 3.2.3 – Paramètres matériau de l'illustration

2.3.2 Résultats

L'évolution de l'intensité de la contrainte σ_{xx} est prise comme valeur de référence pour comparer les différents cas. Les résultats sont présentés sur la figure 3.2.13.

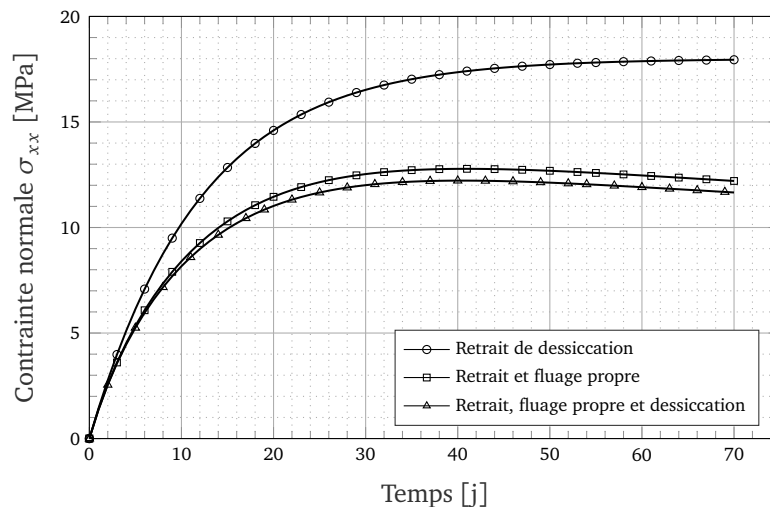


FIGURE 3.2.13 – Évolution de σ_{xx} avec le temps.

L'influence du fluage sur le développement des contraintes au sein du matériau est nettement mise en lumière. Si on se place à 70 jours, la contrainte maximale est de 18 MPa pour la première modélisation, de 12,2 MPa pour la seconde modélisation et de 11,7 MPa pour la dernière. On remarque d'autre part, que la contrainte au sein du matériau diminue à partir de 35 jours. Ainsi, le fluage propre est le mécanisme qui apporte le plus de redistribution de contraintes puisqu'on observe une diminution de 32 %, soit presque un tiers des contraintes. La modélisation au minimum du fluage propre est donc indispensable sous peine de surestimer l'état de contrainte au sein du matériau dans le cas d'une modélisation continue.

2.4 Prise en compte du fluage dans le calcul de retrait

Dans cette partie, on s'intéresse à prendre en compte le fluage propre et le fluage de dessiccation dans le calcul du processus de retrait de dessiccation de l'éprouvette prismatique. Pour ce faire on compare les résultats initiaux issus de la modélisation du retrait de dessiccation à une modélisation identique (maillage, conditions aux limites, paramètres mécaniques du matériau) incorporant du fluage dont les paramètres sont rappelés dans le tableau 3.2.4.

Fluage propre				Fluage de dessiccation	
τ_{am}	η_{∞}	k_{k_v}	τ_{k_v}	λ_{fd}	ν_{fp}
90 jours	130 GPa s ⁻¹	135 GPa	15 jours	7,82.10 ⁻² MPa ⁻¹	0,10

TABLE 3.2.4 – Paramètres matériau de fluage identifiés sur les données VeRCoRs

On peut comparer les deux simulations sur plusieurs plans. En ce qui concerne les déformations, aucune différence n'est à noter. Les amplitudes de retrait restent inchangées. En revanche si on s'intéresse à l'évolution des contraintes normales à la section centrale σ_{xx} des différences apparaissent. La figure 3.2.14 présente ces évolutions.

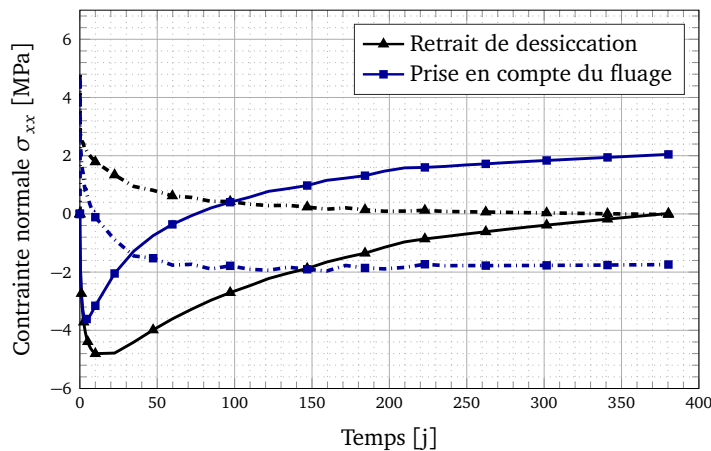


FIGURE 3.2.14 – Évolution de σ_{xx} en fonction du temps, à la surface en traits pointillés et en cœur de l'éprouvette en (traits pleins)

Les résultats obtenus montrent l'influence du fluage sur l'évolution de la contrainte normale en sein de l'éprouvette. Si on observe l'évolution de la contrainte en peau, on constate que les deux modélisations atteignent la limite de résistance puis dans un cas le matériau s'adoucit jusqu'à être totalement endommagé tandis que dans l'autre, la contrainte diminue avec une redistribution des efforts dans l'éprouvette. D'autre part, on s'aperçoit que les contraintes de compression atteintes en cœur de l'éprouvette sont plus faibles dans le second cas. Enfin on constate qu'après 30 jours la contrainte en cœur dépasse celle en surface pour finalement passer en traction. Ce changement de signe n'est pas observé dans le premier cas.

La diminution des contraintes au sein du matériau impacte directement l'état d'endommagement de l'éprouvette. La figure 3.2.15 présente la comparaison entre l'état d'endommagement après 200 jours avec ou sans fluage. On remarque que la profondeur endommagée est bien plus faible en tenant compte de la redistribution des contraintes. La section résistante effective en est ainsi améliorée.

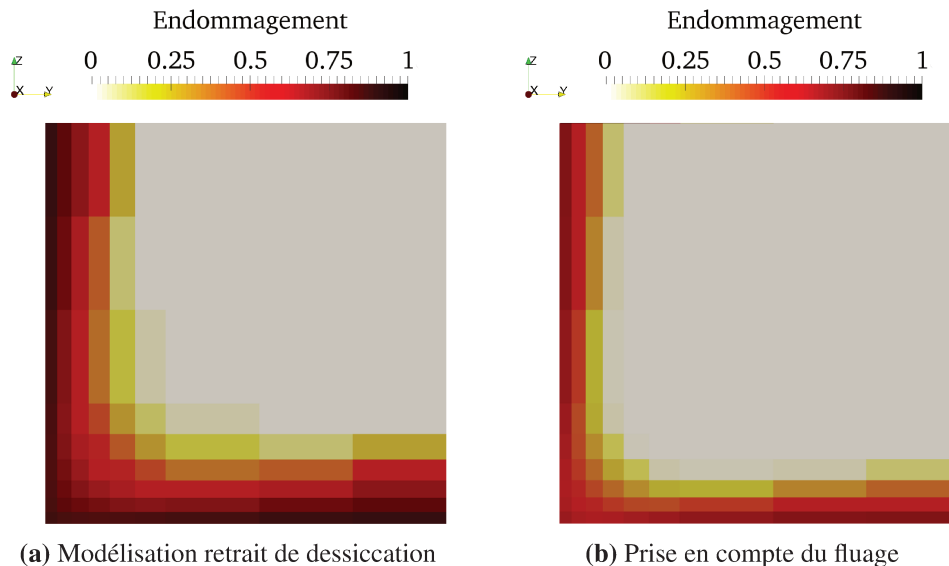


FIGURE 3.2.15 – Comparaison de l'endommagement entre les deux profils

2.5 Synthèse

L'apport du fluage dans la modélisation continue n'est pas négligeable. Pour le simuler le modèle de fluage développé par [Hilaire *et al.*, 2014] a été utilisé. Aucun travail expérimental n'a été entrepris dans le cadre de cette thèse. Pour remédier à l'absence d'informations concernant l'évolution du fluage du matériau VerCoRs, les données disponibles dans le cadre des différents *benchmarks* organisés par EDF⁶ ont servi de base pour la calibration du modèle numérique. Les valeurs obtenues sont consistantes au regard des données présentes dans la littérature pour un béton de ce type. En parallèle, une illustration numérique de l'impact du fluage sur le développement des contraintes au sein d'une éprouvette 7 cm × 7 cm × 28 cm a été menée. Finalement un comparatif des profils d'endommagement relevés dans le cas de la modélisation du retrait de dessiccation et celui obtenu en tenant compte du fluage, a été réalisé. Il en ressort que la profondeur endommagée par le retrait de dessiccation est moins importante si l'on tient compte de la redistribution des contraintes générée par le fluage. Ainsi, lorsque l'on s'intéresse à la détermination des contraintes induites par le retrait de dessiccation, il est nécessaire de prendre en compte le fluage puisque l'augmentation progressive des contraintes par palier va être réduite par les effets du fluage [Neville *et al.*, 1983].

6. Électricité de France.

3 Pression capillaire

Dans certains modèles tels que celui proposé par Sellier [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009], la pression capillaire est implicitement prise en compte comme une amélioration de la transmission des contraintes au squelette solide. Dans la modélisation adoptée ici, il est nécessaire de la considérer explicitement pour la prendre en compte.

3.1 Description du modèle

Pour décrire le modèle de pression capillaire exploité dans le cadre de ce travail, on se place dans le cadre de la mécanique des milieux poreux. Considérons dans un premier temps un volume représentatif extrait d'un milieu poreux incompressible. Ce volume présente une porosité initiale ϕ_0 et une température donnée T_0 . En faisant l'hypothèse que le milieu est linéaire, isotrope et isotherme, l'équation qui donne la contrainte du problème poro-élastique sous une pression p est donnée par :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \mathbf{K}\underline{\underline{\epsilon}} - bp\underline{\underline{1}} \quad (3.3.1)$$

où $\underline{\underline{\sigma}}$, $\underline{\underline{\epsilon}}$ sont respectivement la contrainte moyenne et la déformation volumique, \mathbf{K} le module tangent, b le coefficient de Biot enfin $\underline{\underline{1}}$ correspond au tenseur identité d'ordre 2. Quand la contrainte appliquée est nulle, on se retrouve dans le cas des modélisations poromécaniques du retrait de dessiccation. La pression moyenne est ici déterminée de manière analogue et on arrive finalement à l'équation 3.3.2 qui régit l'évolution de la contrainte appliquée sur le matériau, en tenant compte de la pression capillaire.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \mathbf{K}b\underline{\underline{\epsilon}} - S_l P_c \underline{\underline{1}} \quad (3.3.2)$$

Le modèle est implémenté dans CAST3M en modifiant la fonction seuil f du modèle de Mazars [Mazars, 1986]. Initialement $f = \epsilon_{eq} - \kappa$, avec $\kappa = \max(\epsilon_{eq}, \epsilon_{d_0})$ et ϵ_{d_0} le seuil d'endommagement en traction correspondant à $\frac{f_t}{E}$. Dans la formulation utilisée ici le seuil d'endommagement est pris tel que :

$$\epsilon_{d_0} = \frac{f_t}{E} - \frac{1 - 2\nu}{E} b S_l P_c \quad \text{avec} \quad P_c < 0 \quad (3.3.3)$$

Excepté cette différence avec la version originale, le reste du modèle est similaire. Seule la fonction seuil est modifiée.

3.2 Détermination du coefficient de Biot

Pour pouvoir prendre en compte la pression capillaire, il est nécessaire de déterminer le coefficient de Biot. Pour ce faire, il est possible dans un premier temps, de lier les équations de la pomécanique aux propriétés matériau du solide.

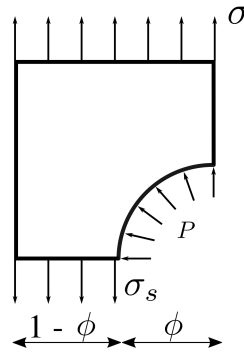


FIGURE 3.3.1 – Partition des contraintes au sein du squelette solide

En se basant sur la figure 3.3.1, on peut rappeler la partition des déformations ainsi que celles des contraintes pour des transformations infinitésimales :

$$\epsilon = (1 - \phi)\epsilon_s + \phi \quad (3.3.4a)$$

$$\sigma = (1 - \phi)\sigma_s - \phi p \quad (3.3.4b)$$

$$\phi = b\epsilon + \frac{p}{N} \quad (3.3.4c)$$

En combinant les équations scalaires 3.3.4a, 3.3.4b, 3.3.4c et 3.3.1 on obtient la relation suivante :

$$\sigma \left[\frac{1 - b}{K} - \frac{1}{K_s} \right] = p \left[\frac{1}{N} + \frac{\phi}{K_s} - \frac{b - (1 - b)}{K} \right] \quad (3.3.5)$$

Comme σ et p sont des variables indépendantes, les facteurs de ces deux variables doivent être égaux à zéro pour que les relations soient compatibles. Cela permet de définir b comme :

$$b = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (3.3.6)$$

où K est le module tangent du matériau et K_s le module tangent de la matrice solide. La détermination du paramètre de Biot peut se réaliser par essais expérimentaux, rare dans le cadre des matériaux cimentaires, on peut citer à titre d'exemple les travaux de [Obeid *et al.*, 2002]. Le principe est de considérer que lors d'une transformation isotherme, sans chargement extérieur, la variation de pression interstitielle induit une variation de déformation. Ainsi si on reprend l'équation (3.3.1) sous une forme incrémentale on trouve :

$$d\epsilon = \frac{b}{K} dP \quad (3.3.7)$$

En utilisant la loi de Kelvin Laplace modifiée ainsi que la loi des gaz parfaits on obtient l'expression du coefficient de Biot en fonction des paramètres matériau et la pente de la courbe reliant le retrait de dessiccation à la variation d'humidité relative.

$$b = \frac{3K_d}{\rho r T} \frac{d\epsilon}{dh} \quad (3.3.8)$$

Une autre approche consiste à avoir une représentation micromécanique du problème. Les paramètres macroscopiques sont déterminés non plus par mesure directe mais par homogénéisation des propriétés des différents constituants. Dans ce cadre là, Souyris exprime l'évolution du coefficient de Biot en fonction du degré d'hydratation [Souyris, 2012].

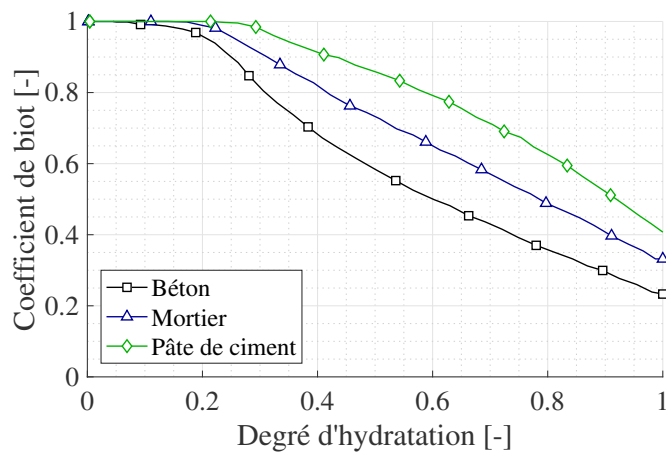


FIGURE 3.3.2 – Évolution du paramètre de Biot en fonction du degré d'hydratation [Souyris, 2012]

Les courbes présentées sur la figure 3.3.2, illustrent l'impact de l'augmentation de la fraction de granulats. Plus elle est importante, plus le coefficient de Biot diminue. La valeur du coefficient de Biot n'est pas bien définie. En fonction du type de béton, sa valeur peut évoluer. Si on se réfère aux travaux numériques de [Tognevi, 2012], ce coefficient est proche de 0,18. [Souyris, 2012] quant à lui estime que cette valeur est de 0,25. Dans les travaux numériques de [Burlion *et al.*, 2005], bien que légèrement différent d'un coefficient de Biot, ce coefficient est de 0,084. Si on applique l'équation (3.3.8) au cas de retrait de dessiccation présenté dans la première partie de ce chapitre, on trouve une valeur de 0,81. Cette valeur semble légèrement surestimée puisque le calcul présenté ne prend en compte que l'apport du mécanisme de pression capillaire. Les mécanismes de fluage ne sont eux pas modélisés. D'après [Coussy, 2004], $b \in [0,07; 0,37]$. Dans le travail présenté ici, le coefficient de Biot sera pris dans cette gamme de valeurs.

3.3 Apport de la pression capillaire

Pour mettre en lumière l'impact de la pression capillaire sur le comportement mécanique, un essai sur un élément cubique linéaire de dimension $0,1 \times 0,1 \times 0,1$ m est réalisé. Les paramètres utilisés dans cette modélisation sont les mêmes que ceux présentés dans le tableau 3.1.3 de la partie sur le retrait de dessiccation. L'humidité relative, ainsi que la pression capillaire et le degré de saturation sont supposés uniformes au sein du cube. Les paramètres de l'isotherme de sorption sont présentés également dans la partie sur le retrait, dans le tableau 3.1.2. Dans cette application le coefficient de Biot a été pris égal à 0,20. Le chargement est respectivement imposé en traction puis compression. La figure 3.3.3 récapitule les résultats obtenus dans les deux cas. La courbe de référence (sans pression capillaire) est la courbe avec un HR égal à 100 %.

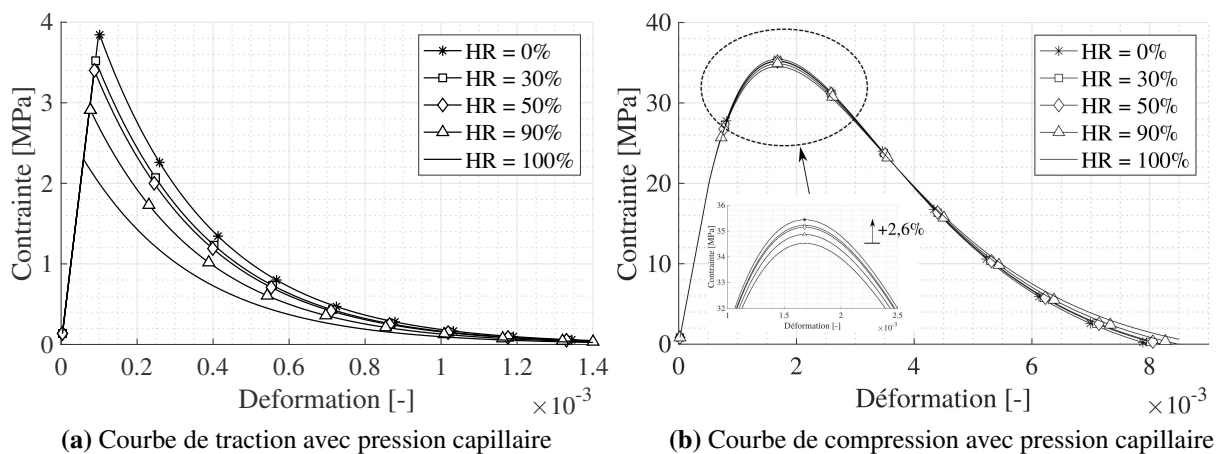


FIGURE 3.3.3 – Courbes caractéristiques sous différentes humidités relatives

Dans le cas de la traction ou de la compression, le module tangent initial n'est pas affecté par la pression capillaire. En revanche, la figure 3.3.3a illustre l'impact de la diminution de l'humidité relative au sein du matériau sur le pic en traction ainsi que la partie post-pic. Plus l'humidité relative est faible, plus l'effort au pic est important. Dans le cas de la traction, la pression capillaire entraîne une augmentation de l'effort au pic de 67 %. En ce qui concerne la compression, l'apport de la pression capillaire est moins important. Les non-linéarités pré-pic apparaissent plus lentement, ce qui amène une légère augmentation au niveau du pic d'effort de 2,6 %. Cet écart entre les deux cas s'explique probablement par le fait que les déformations d'extension ne sont plus directes, mais induites par le chargement dans le cas de la compression diminuant l'impact de la pression capillaire. Enfin, l'apport de la diminution de l'humidité relative n'est pas linéaire. Ceci s'explique par le fait que le produit $S_l P_c$ moteur du phénomène de pression capillaire est un produit non linéaire.

Enfin pour finir d'illustrer l'apport de la modélisation de la pression capillaire, la figure 3.3.4 détaille la réponse du cube sous un chargement de traction puis de compression.

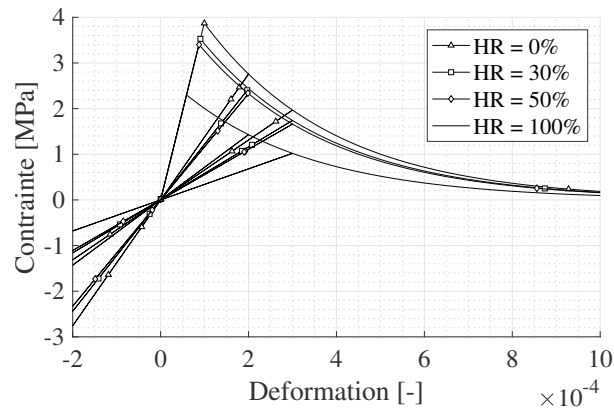


FIGURE 3.3.4 – Comportement traction / compression avec pression capillaire

Les conclusions sont identiques au cas de la traction, le module tangent initial ne change pas et l'effort au pic augmente. L'intérêt va porter ici sur le comportement en décharge du cube. Comme celui-ci va présenter une résistance apparente plus élevée, l'endommagement qui va se développer au sein du matériau va être moins important. Ainsi, la raideur tangente endommagée est impactée positivement. Pour illustrer cela, si on compare la raideur de la courbe référence et celle de la courbe à 0% de HR dans la dernière décharge, on constate que la raideur est deux fois plus importante avec la prise en compte de la pression capillaire.

3.4 Application sur l'éprouvette 7 cm × 7 cm × 28 cm

Dans cette dernière partie, on complexifie la modélisation en ajoutant la pression capillaire présente au sein des pores de l'éprouvette au mécanisme de fluage. La figure 3.3.5 reprend l'évolution des contraintes normales en fonction du temps des trois modélisations.

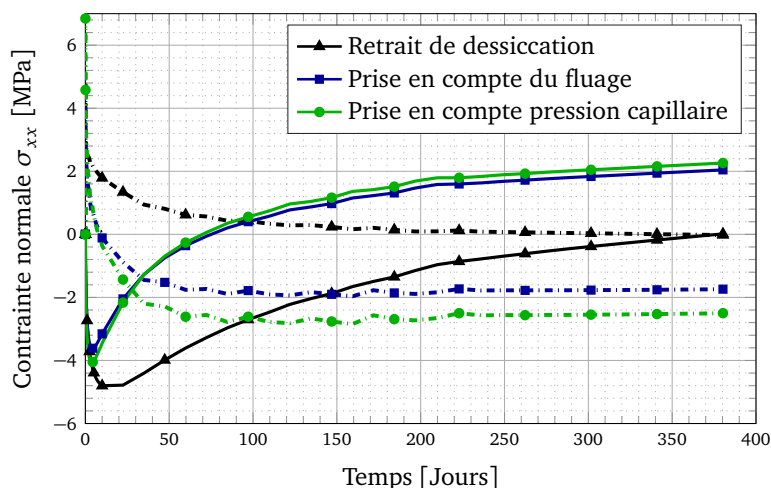


FIGURE 3.3.5 – Évolution de σ_{xx} en fonction du temps, à la surface en traits pointillés et en cœur de l'éprouvette en (traits pleins)

Peu de différences notables entre la modélisation ne tenant compte que du fluage et celle regroupant tous les mécanismes. L'évolution de la contrainte normale est quasi-similaire à l'exception du seuil d'endommagement. Avec la formulation proposée, la contrainte maximale atteinte en peau est proche de 7 MPa grâce à la rigidification du matériau par la pression capillaire. Cet état de fait amène une forte diminution de l'endommagement de la section centrale comme on l'observe sur la figure 3.3.6. Seuls quelques millimètres sont endommagés par le retrait de dessiccation. Ce constat est retrouvé expérimentalement par [Wu *et al.*, 2017], pour un béton CEM I de rapport e/c de 0,5 ainsi que des conditions de conservation à 33 % et 55% de HR et sous une température de 21 °C la profondeur de micro-fissuration a été déterminée à respectivement 4,1 et 4,3 mm.

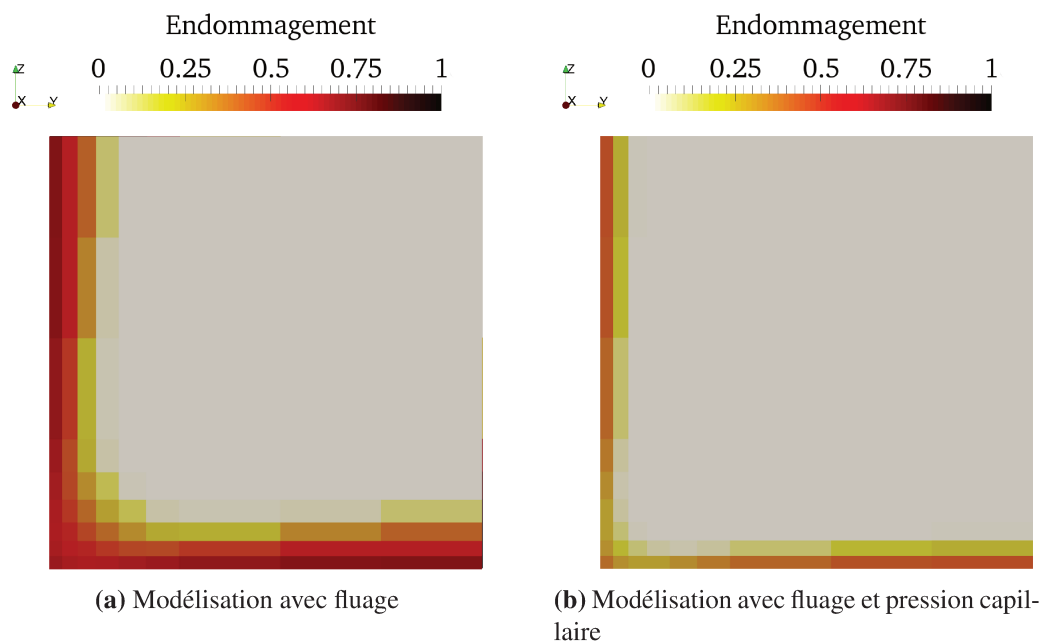


FIGURE 3.3.6 – Comparaison de l'endommagement avec et sans prise en compte de la pression capillaire

3.5 Synthèse

La pression capillaire est un mécanisme qui rigidifie le comportement mécanique du matériau. Il est important de la prendre en compte pour ne pas négliger son apport positif. Néanmoins, certaines questions restent en suspens. En tout premier lieu, la calibration du coefficient de Biot « b » n'est pas aisée. Les données expérimentales permettant de calibrer ce paramètre ne sont pas facilement accessibles. D'autre part, dans la modélisation présentée, la pression capillaire agit jusqu'aux très faibles humidités relatives. Néanmoins la rigidification du matériau à ces taux d'humidité n'est pas forcément représentative de la nature du problème. Ainsi, lorsque la phase liquide n'est plus continue au sein des pores, il n'y a plus lieu de la considérer, or ceci n'est pas le cas dans cette formulation.

4 Synthèse sur l'état de contrainte post-dessiccation

L'objectif de ce chapitre était d'étudier l'état de contrainte interne et l'endommagement induit générés par les déformations différées. Ces contraintes internes dans le cas présent sont issus des changements de volume non uniformes induits par la dessiccation. Pour les caractériser, des modèles de retrait de dessiccation issus de la littérature ont été investigués. Calibrés sur une base expérimentale développée dans le cadre de la thèse qui a montré la similitude de comportement entre le matériau d'étude et le béton VeRCoRs, les différents modèles ont montré plus ou moins d'aptitude à représenter le comportement évolutif du matériau.

Dans un second temps, une fois un modèle choisi, l'impact du profil hydrique a été examiné. Pour cela deux profils hydriques issus de modélisations présentant la même perte en masse ont été comparés en termes d'endommagement généré avec un modèle proportionnel à la teneur en eau. Il en ressort que la profondeur d'endommagement évolue bien avec l'intensité des gradients. Même si l'un des profils a séché plus puisqu'il présentait au cours de la dessiccation des gradients plus faibles l'endommagement résultant fut plus faible.

Une fois l'état de référence déterminé, l'apport du fluage dans la modélisation continue a été étudié. Pour ce faire le modèle proposé par [Hilaire *et al.*, 2014] a été utilisé. Puisque le matériau présentait un comportement proche de celui utilisé dans le cadre du projet VeRCoRs, le modèle de fluage a été calibré sur les données de fluage disponibles du projet VeRCoRs. Après avoir montré l'impact du fluage sur l'évolution des contraintes dans une éprouvette restreinte, les modifications volumiques des éprouvettes prismatiques en tenant compte du fluage (propre et de dessiccation) ont été simulées. Il en ressort que la redistribution des contraintes en peau entraîne une diminution des contraintes en surface ce qui diminue l'endommagement final.

Le fluage n'est pas le seul phénomène qui joue un rôle dans le processus. Lorsque l'on se place dans des conditions où la phase liquide est continue dans les capillaires, la pression au sein des pores rigidifie le matériau. Après avoir développé le modèle utilisé, caractérisé le coefficient de Biot d'après des données de la littérature et illustré l'apport de la pression capillaire dans des cas de modélisations simples (traction et compression uniaxiales sur un cube) l'éprouvette prismatique a été modélisée en tenant compte des trois phénomènes décrits jusqu'ici. Le comportement observé diffère peu de la modélisation basée sur le fluage. Une différence s'observe seulement sur le seuil d'endommagement. Comme ce dernier est fortement augmenté par la formulation du modèle choisi, l'endommagement en est réduit. On se retrouve avec seulement quelques millimètres impactés par la dessiccation.

La figure 3.4.1 permet de synthétiser l'apport de ce chapitre en présentant les différents champs d'endommagement générés par une même évolution hydrique intégrant ou non le fluage et la pression capillaire. La simulation du retrait de dessiccation seule engendre un endommagement surestimé, la prise en compte du fluage va améliorer la prédiction de l'état de contrainte et induire un endommagement limité mais toujours important. Enfin, la prise en compte de la rigidification amenée par la pression capillaire va localiser l'endommagement en surface et donc laisser intact le centre l'éprouvette.

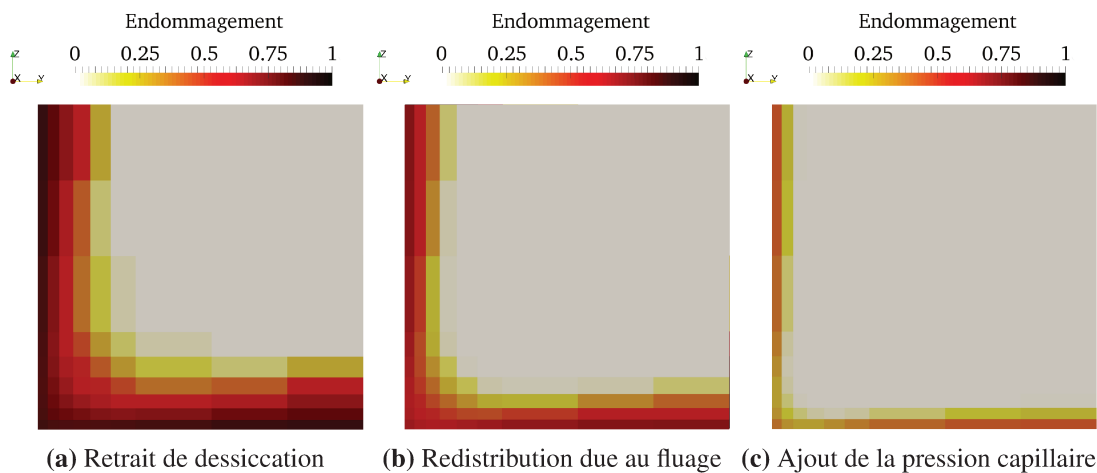


FIGURE 3.4.1 – Mécanismes moteurs de l'endommagement

Les trois mécanismes présentés ne sont pas les seuls à jouer un rôle dans le processus. Dans la modélisation choisie, les incompatibilités des déformations entre la pâte de ciment et les granulats n'ont pas été prises en compte. Ce constat est une limite du travail proposé. Un endommagement hydrique comme proposé par [Hubert, 2004] aurait pu être mis en place. Néanmoins la forme de cet endommagement ainsi que la calibration de ces paramètres complexifient la modélisation et l'identification.

Chapitre 4

Dessiccation et comportement à fissuration

Dans ce quatrième chapitre, l'impact de la dessiccation sur le comportement mécanique est discuté. Après avoir présenté les campagnes expérimentales mécaniques et analysé les résultats obtenus, les essais expérimentaux sont modélisés. La démarche de couplage est exposée puis appliquée à certains essais. L'objectif final étant l'élaboration d'une modélisation numérique prédictive. Une méthode de post-traitement de fissure sur la base du modèle mécanique précédent est développée.

Sommaire

1	Estimation de l'influence de la dessiccation	159
1.1	Cadre expérimental	159
1.2	Présentation des essais	160
1.3	Résultats expérimentaux	169
1.4	Influences des paramètres des différents essais	177
1.5	Synthèse des campagnes expérimentales mécaniques	184
2	Modélisation élasto-endommageable	185
2.1	Couplage hydrique-mécanique	185
2.2	Identification des paramètres mécaniques	188
2.3	Simulations des essais expérimentaux	191

2.4	Synthèse des modélisations	197
3	Extraction des ouvertures de fissure	197
3.1	Revue de la littérature	197
3.2	Présentation du modèle proposé	198
3.3	Application sur un cube	200
3.4	Post-traitement de la poutre G3	202
3.5	Synthèse sur la méthode développée	203
4	Synthèse	204

1 Estimation de l'influence de la dessiccation

1.1 Cadre expérimental

Le cadre expérimental de la caractérisation de l'impact des conditions de dessiccation sur la fissuration est présenté sur la figure 4.1.1.

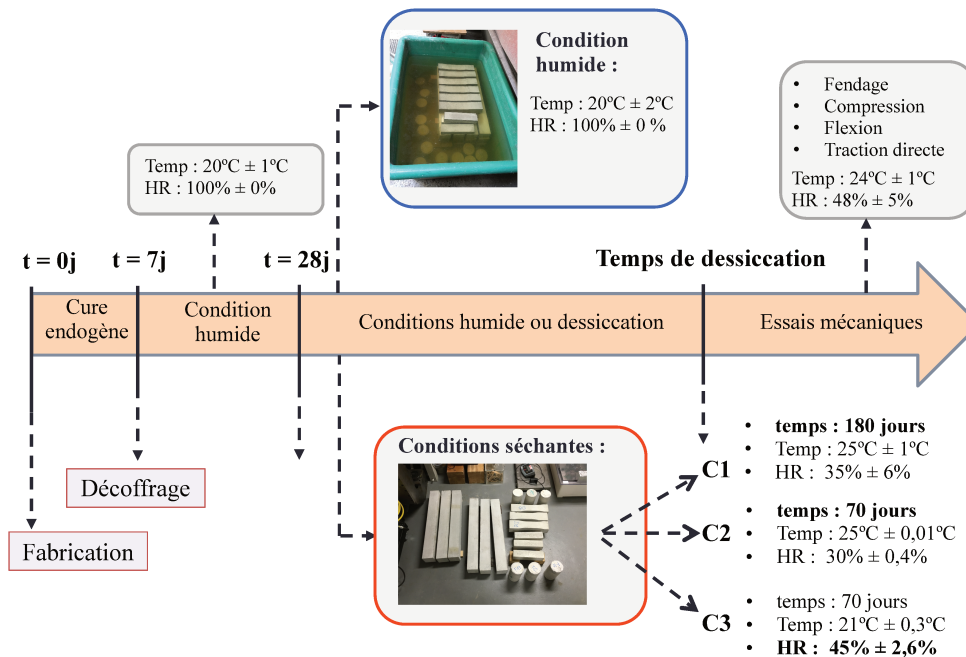


FIGURE 4.1.1 – Cadre d'expérimentation

Pour réduire les erreurs dues à la variabilité inhérente à la fabrication, toutes les éprouvettes de chaque campagne, ont été fabriquées en une seule gachée. Puis elles ont toutes suivies le même protocole, présenté sur la figure 4.1.1. Une première cure endogène a été respectée jusqu'aux 7^e jour après coulage. Puis les éprouvettes ont été protégées de la dessiccation par un stockage dans une eau à pH basique jusqu'au 28^e jour après coulage. À la fin de cette période, les éprouvettes ont été séparées en deux lots. Les éprouvettes du premier lot (le lot référence en bleu) sont laissées dans l'eau tandis que le reste est placé dans des conditions contrôlées en humidité et en température. Les résultats de cette étape sont présentés dans le chapitre 2 pour les pertes en masse et le chapitre 3 pour les évolutions du retrait de dessiccation. Ce chapitre, présente maintenant les essais effectués après une période de dessiccation fixée suivant la campagne.

1.2 Présentation des essais

1.2.1 Essai de compression

Les essais de compression ont été réalisés sur une presse hydraulique Perrier® d'une capacité de 2500 kN. La figure 4.1.2 présente les différents organes de la machine. On retrouve de droite à gauche, la presse hydraulique, puis le boîtier de commandes ainsi que la pompe hydraulique et enfin l'ordinateur et le boîtier d'acquisition.

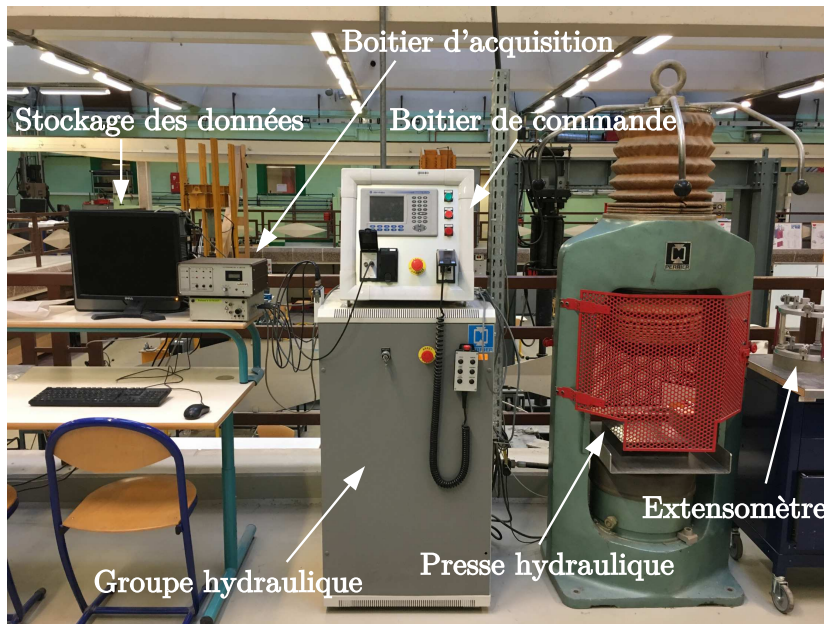


FIGURE 4.1.2 – Dispositif de compression uniaxiale

Pour réaliser l'essai, les éprouvettes cylindriques 11 cm × 22 cm sont rectifiées puis placées dans la presse hydraulique. Afin de mesurer la déformation longitudinale, elles sont munies d'un extensomètre « J2P » (trois capteurs LVDT¹ disposés à 120° mesurant le déplacement relatif de deux couronnes en aluminium séparées initialement d'une longueur d'intégration de 10,5 cm). L'extensomètre est monté sur les éprouvettes par le biais de vis pointeaux. La déformation est calculée comme le déplacement moyen des deux couronnes divisé par la longueur d'intégration initiale. L'essai est réalisé en effort imposé à une vitesse de montée en charge de 5 kN s⁻¹. Une première phase de charge/décharge à 10 % de la charge maximale (≈ 100 kN), estimée sur la base des essais de fendage ($f_t \approx 0,10f_c$), est réalisée. Le module de Young est déduit de cette première phase puis l'essai est mené à son terme pour obtenir la résistance à la compression qui est calculée comme suit :

$$f_c = \frac{F_{max}}{S_{épr}} \quad (4.1.1)$$

avec F_{max} l'effort à rupture et $S_{épr}$ la section de l'éprouvette.

1. Linear Variable Differential Transformer.

1.2.2 Essai de fendage

Les essais de fendage sont réalisés sur le même dispositif expérimental que les essais de compression (cf. figure 4.1.2). L'essai est réalisé en effort imposé. Conformément à la norme [NF-EN-12390-6, 2012], la vitesse de montée en charge est fixée à $1,0 \text{ kN s}^{-1}$. Pour limiter autant que possible la variabilité une attention particulière est apportée au centrage des éprouvettes (cf. figure 4.1.3a). Le chargement se réalise sur des baguettes en bois d'une largeur de 0,1D (soit 1,1 cm).

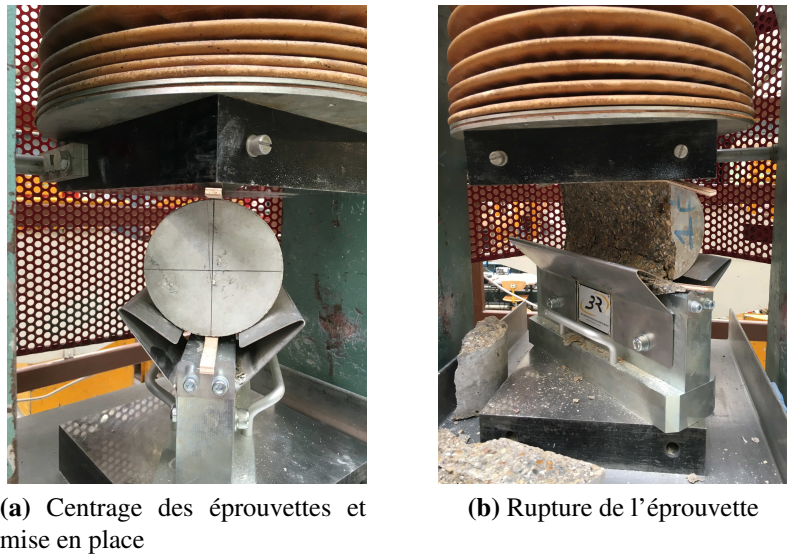


FIGURE 4.1.3 – Essai de fendage

La résistance de l'éprouvette, ainsi sollicitée, est donnée par la formule 4.1.2.

$$f_{t,sp} = \frac{20F_{max}}{\pi DL} \quad (4.1.2)$$

avec F_{max} [kN] l'effort à rupture, D [cm] le diamètre de l'éprouvette et L [cm] la longueur de la génératrice.

1.2.3 Essai de traction

Dans le cadre de cette thèse, un dispositif d'essai de traction sur éprouvette en forme d'os (*dogbone*) a été développé (cf. figure 4.1.4). Ces essais ont été réalisés sur une machine hydraulique TTC² de chez Instron® d'une capacité de 250 kN.

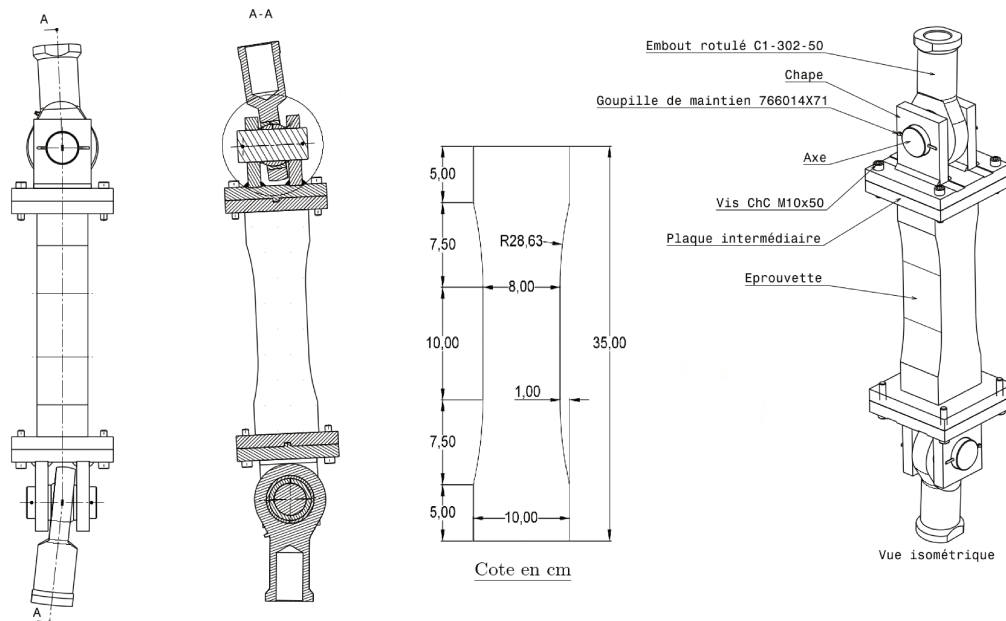


FIGURE 4.1.4 – Dispositif de traction uniaxial sur éprouvette en forme d'os

L'essai de traction proposé est un essai bi-rotulé sur une éprouvette à section variable. Plus complexe à réaliser qu'une éprouvette standard, la forme en *dogbone* présente l'avantage de créer naturellement une localisation de la fissuration dans la zone centrale. La section centrale a été dimensionnée en tenant compte des critères machine mais également de critères liés à l'homogénéité de la section de béton sollicitée qui selon van Mier [van Mier, 2002] nécessite d'avoir des cotés supérieurs à $5\phi_{max}$. De plus la forme a été optimisée pour obtenir une sollicitation de traction directe dans la section centrale.

Le choix des conditions aux limites a été initialement gouverné par la volonté de déterminer l'énergie de fissuration du matériau. En utilisant des conditions d'encastrement, l'énergie dissipée aurait été surestimée par la présence d'une multi-fissuration [van Vliet, 2000]. Néanmoins devant les difficultés rencontrées durant les différents essais un encastrement aurait probablement favorisé un essai post-pic plus stable.

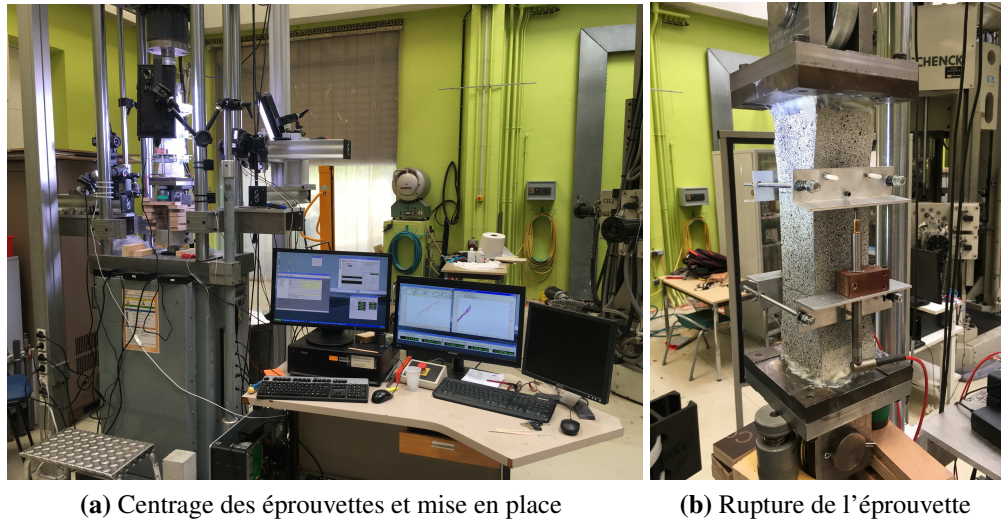


FIGURE 4.1.5 – Dispositif de traction uniaxial

Pour la réalisation de l'essai, les éprouvettes en forme de *dogbone* sont rectifiées puis collées sur des plateaux en aluminium par le biais d'une colle epoxy bi-composants. Un contrôle du centrage est réalisé par le biais de centreurs mis en place sur les plateaux supports. Après une phase de polymérisation de la colle, un extensomètre (*cf.* figure 4.1.5b) muni de deux LVDT³ est placé sur l'éprouvette par l'intermédiaire de vis pointeaux. La longueur d'intégration des LVDT est de 10 cm. Après une première phase de chargement permettant la mise en place de l'éprouvette l'essai est réalisé en déplacement imposé du vérin à une vitesse de $0,2 \mu\text{m s}^{-1}$ jusqu'à rupture. La résistance $f_{t,td}$ est calculée dans la section centrale par l'équation 4.1.3.

$$f_{t,td} = \frac{F_{max}}{S_{res}} \quad (4.1.3)$$

avec S_{res} la section efficace de l'éprouvette en os soit ici $8 \text{ cm} \times 8 \text{ cm}$ et F_{max} l'effort au pic. Enfin l'extensomètre permet d'obtenir la module en traction.

3. *Linear Variable Differential Transformer.*

1.2.4 Essais sur poutre de flexion et de flexion entaillée

Pour obtenir la résistance en traction par flexion ainsi que l'énergie de fissuration, des essais de flexion non entaillée et entaillée, effectués respectivement sur les géométries G3 et G4, sont réalisés sur des éprouvettes $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times 84\text{ cm}$. Une machine d'essai de modèle 3369 de chez Instron® de capacité de chargement de 50 kN est utilisée.

1.2.4.1 Préparation des éprouvettes et mise en place

Dans le cadre des essais de flexion non entaillée, aucune préparation particulière n'a dû être mise en place. En revanche, dans le cadre des essais de flexion entaillée, les éprouvettes ont été sciées sur 20 % de la hauteur à l'aide d'une scie (*cf.* figure 4.1.6) munie d'une lame diamantée d'une épaisseur de 3,4 mm. Cette préparation est réalisée deux jours en amont de l'essai afin de laisser le temps aux contraintes internes de se relâcher et laisser éventuellement l'éprouvette s'équilibrer. Pour les éprouvettes conservées dans l'eau, le même protocole est suivi.



(a) Mise en place et fixation de la poutre



(b) Centrage de la lame

FIGURE 4.1.6 – Réalisation de l'entaille

Le jour de l'essai, les éprouvettes gardées dans un environnement contrôlé sont testées en premier puis les éprouvettes immergées sont sorties une par une, légèrement déshumidifiées pour être testées à la suite. Avant d'être mises en place, toutes les éprouvettes sont tracées conformément à la figure 4.1.7 puis les dimensions de la section centrale sont mesurées pour caractériser la section effective sollicitée de chaque spécimen.

Dans le dispositif d'essai, présenté sur la figure 4.1.8 on retrouve, les appuis inférieurs composés de deux plaques d'acier $10\text{ cm} \times 10\text{ cm} \times 1\text{ cm}$ dont seulement $7\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ sont en contact avec la poutre, limitant le poinçonnement. Les échantillons sont disposés sur des appuis bi-rotulés autorisant la translation et la rotation suivant l'axe longitudinal et seulement la rotation suivant l'axe hors plan. L'appui central est quant à lui rotulé suivant l'axe vertical. Le blocage des autres degrés de liberté en rotation permet d'éviter tout risque de déversement pendant l'essai.

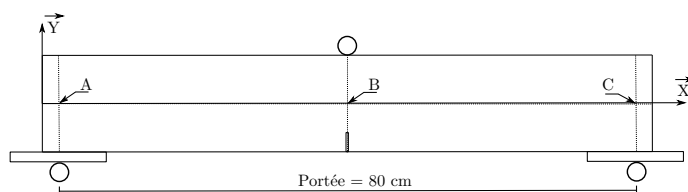


FIGURE 4.1.7 – Dispositif de marquage réalisé avant l'essai

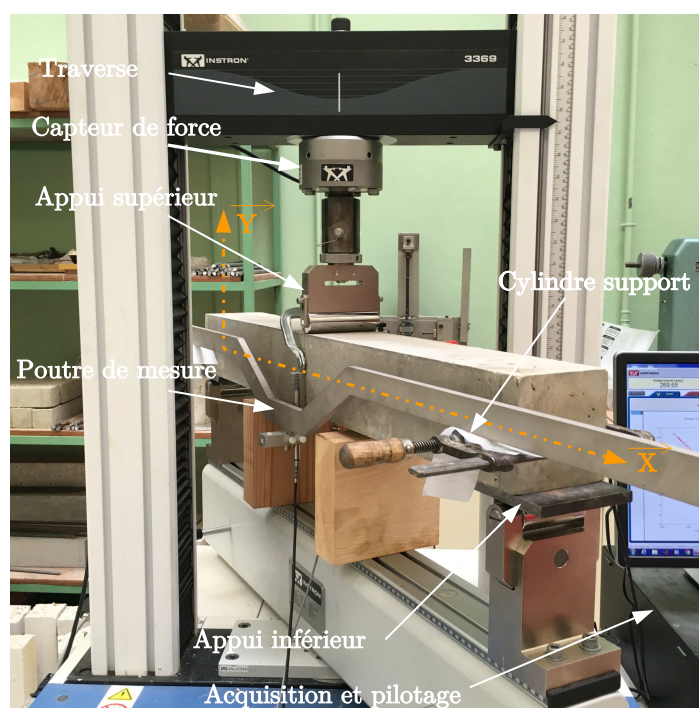


FIGURE 4.1.8 – Dispositif de flexion trois points (entaillée et non entaillée)

1.2.4.2 Dispositif de mesures

Pour éviter d'intégrer dans la mesure des déplacements parasites dus à des tassements d'appuis, les points A et C présents sur la figure 4.1.7 servent de base de référence pour la mesure du déplacement vertical du point B. Le dispositif de mesure de flèche est constitué d'une poutre de mesure en aluminium qui repose au niveau des appuis (A et C) sur deux rouleaux en aluminium fixés à l'aide de deux serre-joints ainsi que d'un capteur de déplacement de type LVDT. Illustré sur la figure 4.1.9 le capteur mesure le déplacement d'une équerre fixée à la section centrale de la poutre par un serre-joint (point B). Ce capteur de déplacement présente une incertitude de mesure relative de 0,1 %.



FIGURE 4.1.9 – Dispositif de mesure de flèche et d'ouverture de fissure

Dans le cas des géométries entaillées, un capteur additionnel d'ouverture de fissure de type CMOD⁴ est utilisé pour quantifier l'ouverture de l'entaille au centre de la section (illustré sur la figure 4.1.9). Les données obtenues par celui-ci ne sont pas présentées dans le manuscrit. Un faux contact au niveau du capteur a faussé les résultats obtenus. En ce qui concerne la mesure de l'effort, un capteur d'effort fourni avec la machine est utilisé. Il est d'une capacité de 50 kN et présente une incertitude de mesure de 0,5 % de la valeur lue.

1.2.4.3 Pilotage de l'essai

Seules des prescriptions sont données quant aux vitesses et méthodes de pilotage pour les essais de flexion trois points. L'essai est ici piloté en déplacement de la traverse de la machine afin d'obtenir la partie post-pic de l'essai la plus stable possible. La vitesse est définie afin d'atteindre le pic d'effort en environ 2 minutes d'après les recommandations de la RILEM [Hillerborg, 1985]. Ainsi on retrouve :

1. Une précharge pour corriger les jeux : vitesse de montée en charge de 60 mm min⁻¹ et un effort maximum de 10 N ;
2. 3 cycles à une vitesse de 0,2 mm min⁻¹ pour un effort maximal 200 N ;
3. Essai jusqu'à rupture totale de l'éprouvette à une vitesse de 0,2 mm min⁻¹.

1.2.4.4 Post-traitement des données

Pour la caractérisation des courbes de flexion (entaillée et non entaillée) trois grandeurs vont nous intéresser : la résistance en flexion, le module de Young et enfin l'énergie dissipée. Dans le cas de la flexion non entaillée, l'obtention de ces quantités ne pose pas de problème particulier. Pour la résistance la valeur est déterminée à l'aide de l'équation 4.1.4.

$$f_{t,fl} = \frac{3 F_{max} L}{2 b \times h^2} \quad (4.1.4)$$

4. Crack Mouth Opening Displacement.

avec F_{max} la force maximale, L la portée entre appuis de la poutre, b la largeur de la poutre et h sa hauteur. Pour la mesure du module de Young, on utilise la relation qui lie l'évolution de l'effort en fonction du déplacement dans la partie élastique du comportement de la poutre (Eq. 4.1.5a). Ceci permet, en caractérisant la pente α de cette droite élastique, d'obtenir le module de Young (Eq. 4.1.5b).

$$\frac{48EI}{L^3} = \frac{F}{u_y} \quad (4.1.5a)$$

$$E = \frac{\alpha \times L^3}{48I} \quad (4.1.5b)$$

Enfin pour ce qui est de l'énergie dissipée, correspondant dans le cas de la flexion entaillée stockée en condition humide à l'énergie de fissuration, elle se calcule par la relation 4.1.7 d'après [Hillerborg, 1985].

$$w_0 = \int_0^{\delta_{max}} F(u) du \quad (4.1.6)$$

$$G_F = \frac{w_0 + m \times g \times \delta_0}{S_{rupt}} \quad (4.1.7)$$

avec w_0 l'aire sous la courbe représentant l'évolution de la force F en fonction du déplacement u de l'axe neutre, $mg\delta_0$ le travail des forces dû au poids propre de la poutre et des équipements, non mesurés [Elices *et al.*, 1992] et S_{rupt} la surface de rupture projetée dans un plan perpendiculaire à la fibre moyenne.

Cas de la flexion entaillée :

Dans le cas de la flexion entaillée, les relations 4.1.4 et 4.1.5b ne sont plus valables car l'inertie le long de la poutre n'est plus constante. Il faut donc calculer l'inertie équivalente de la poutre pour caractériser les propriétés mécaniques du matériau. Pour ce faire, deux démarches peuvent être envisagées : par calcul éléments finis, ou bien par calcul analytique. Ici seul la première démarche est présentée. Si on considère un modèle élastique isotrope d'une poutre de 8500 éléments cubiques à 20 noeuds en faisant varier la géométrie de l'entaille on peut déterminer l'équation 4.1.8 :

$$I_{poutre} = \frac{KL^3}{48E} \quad (4.1.8)$$

avec K la pente élastique de la courbe force, déplacement, L la portée de la poutre et E le module de Young utilisé dans l'identification numérique. Finalement le rapport entre la section initiale sans entaille et la même section après entaille de 20 mm est donnée par l'équation 4.1.9a et le module en flexion entaillée est déduit de l'équation 4.1.9b.

$$I_p = 0,872I_0 \quad (4.1.9a)$$

$$E_{exp} = \frac{K_{exp}L^3}{48 \times 0.872 \times I_0} \quad (4.1.9b)$$

Pour la résistance, la contrainte est calculée à l'aide de la formule 4.1.4 en prenant h comme la hauteur totale moins la hauteur de l'entaille.

1.2.5 Propagation d'ondes ultrasonores

L'essai de propagation d'ondes ultrasonores est un essai non destructif utilisé dans le cadre d'auscultation d'ouvrages ou de caractérisation de l'évolution des propriétés mécaniques durant l'hydratation [Jones, 1949]. Le principe de cet essai, est de disposer de part et d'autre d'un matériau des transducteurs d'ondes ultrasonores (céramique piézoélectrique). Les mesures s'opèrent à travers une surface de contact imparfaite elles nécessitent donc un coupleur (vaseline pour les ondes de compression et une matière plus visqueuse pour les ondes de cisaillement) entre l'émetteur et le matériau afin d'éviter toute atténuation du signal [Piwakowski *et al.*, 2004]. L'un des transducteurs émet un signal qui après avoir parcouru l'échantillon est reçu par le second. Le temps mis par le signal est caractérisé à l'aide d'un oscilloscope. En connaissant la distance à parcourir on remonte à la vitesse de l'onde dans le milieu.

Protocole expérimental : Les mesures de propagation d'ondes ultrasonores sont réalisées sur les éprouvettes de flexion. Pour ce faire, trois points sont déterminés sur l'une des faces latérales de la poutre. Les points face à ces trois premiers points sur la surface opposée sont caractérisés. La distance séparant chaque point deux à deux est mesurée. Les transducteurs sont appliqués de part et d'autre de la poutre et la vitesse est relevée sur l'oscilloscope. La vitesse est calculée comme le rapport :

$$C_{(L,T)} = \frac{\Delta d}{\Delta t_{(L,T)}} \quad (4.1.10)$$

avec Δd la distance entre les capteurs et $\Delta t_{(L,T)}$ le temps de parcours de l'onde respectivement longitudinale et transversale. Ainsi, si on se place dans un milieu homogène et isotrope, les vitesses longitudinales et transversales des ondes sont reliées aux coefficients matériau (E , ν et ρ) par les équations 4.1.11.

$$E_{dyn} = \frac{\rho(1 + \nu) \times (1 - 2\nu) \times C_L^2}{1 - \nu} \quad (4.1.11a)$$

$$\nu = \frac{C_L^2 - 2C_T^2}{2(C_L^2 - C_T^2)} \quad (4.1.11b)$$

avec ρ la masse volumique de l'échantillon à l'instant de mesure, ν le coefficient de Poisson, C_L la célérité des ondes longitudinales et C_T la célérité des ondes transversales. Pour caractériser les ondes transversales, il est nécessaire d'avoir un dispositif qui permet la transmission. Dans le cas présent, le coupleur utilisé (vaseline) atténue fortement l'onde. Cette atténuation ne permet pas d'observer les ondes transversales ce qui oblige à postuler une valeur du coefficient de Poisson arbitraire, ici $\nu = 0,23$ pour obtenir le module de Young dynamique.

1.3 Résultats expérimentaux

1.3.1 Essai de compression

Les figures 4.1.10 présentent l'évolution des contraintes en fonction de la déformation dans le cas humide (conservation dans l'eau) en bleu et dans le cas séchant en rouge pour les trois campagnes. De manière générale, peu de variabilité s'observe sur les différents graphiques.

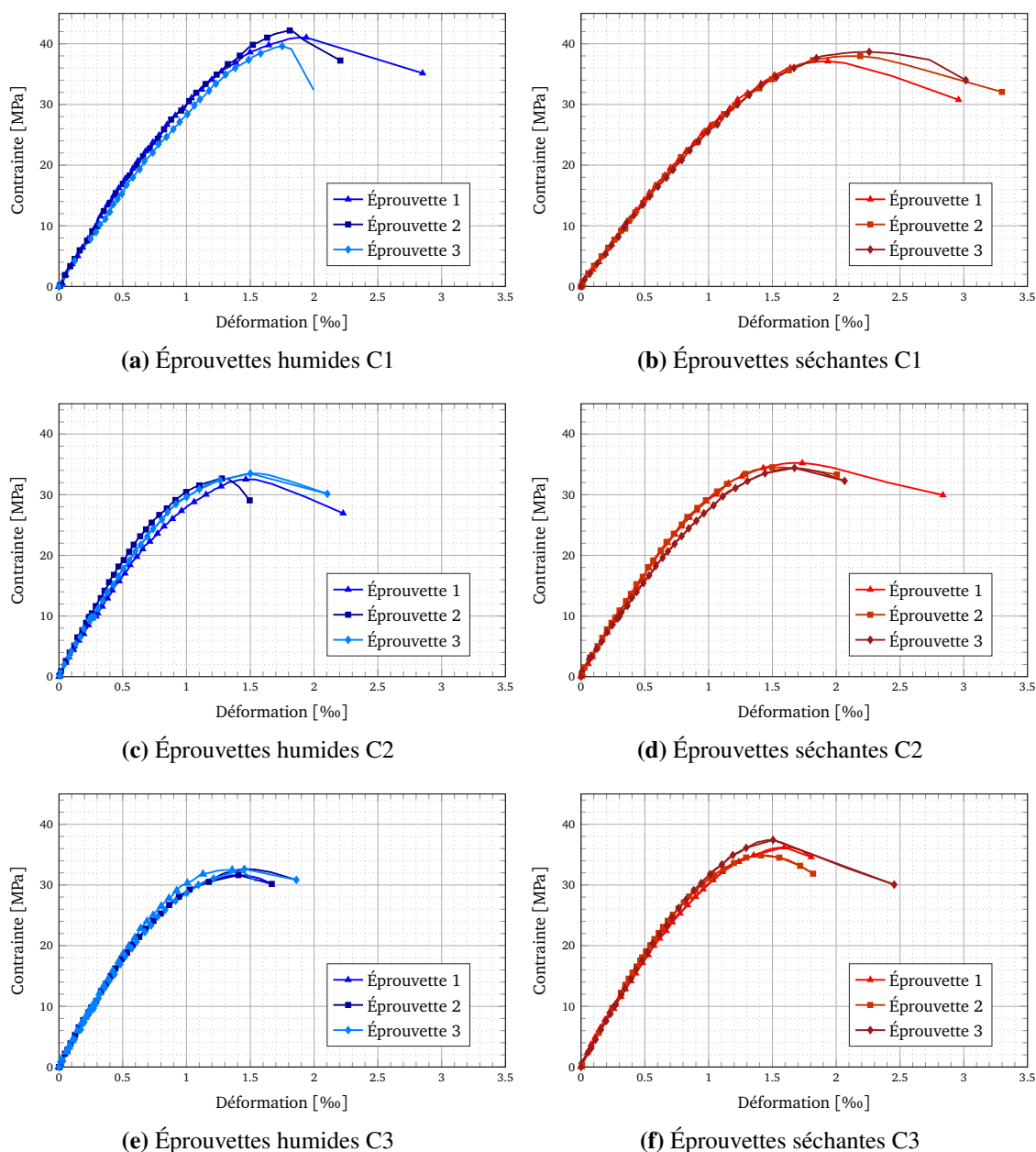


FIGURE 4.1.10 – Courbes contrainte-déformation en compression pour les différentes campagnes expérimentales

Les différentes courbes présentent une partie post-pic non représentative du comportement du matériau puisque ici l'essai est piloté en effort imposé. Les caractéristiques relevées de ces différentes courbes sont présentées dans le tableau 4.1.1. Dans le cas humide, la contrainte maximale et le module élastique correspondent respectivement à la résistance en compression f_c et au module de Young.

Éprouvettes campagne 1	Contrainte maximale [MPa]		Module élastique [GPa]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	41,3	37,3	33,4	28,2
2	42,4	38,3	33,2	27,2
3	41,2	38,9	30,2	27,3
Moyenne	41,2	38,2	32,3	27,6
Écart-type	1,3	0,8	1,8	0,5
COV [%]	3,0	2,1	5,5	1,9

Éprouvettes campagne 2	Contrainte maximale [MPa]		Module élastique [GPa]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	32,9	35,4	33,5	33,2
2	33,1	34,8	38,4	34,8
3	33,9	34,7	36,0	31,9
Moyenne	33,3	35,0	36,0	33,3
Écart-type	0,5	0,4	2,4	1,4
COV [%]	1,6	1,1	6,8	4,3

Éprouvettes campagne 3	Contrainte maximale [MPa]		Module élastique [GPa]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	31,9	36,7	35,9	37,2
2	32,8	35,1	33,5	40,8
3	33,0	37,8	35,9	36,7
Moyenne	32,6	36,6	35,9	38,2
Écart-type	0,6	1,4	2,4	2,2
COV [%]	1,7	3,7	6,7	5,9

TABLE 4.1.1 – Valeurs en compression des contraintes maximales et des modules élastiques (toutes campagnes)

La valeur moyenne de la résistance en compression humide de la campagne 1 est cohérente avec la valeur (non publiée) obtenue par le laboratoire SIAME⁵ ($40,7 \pm 0,7$ MPa) sur le même matériau. En revanche elle semble légèrement faible par rapport aux valeurs moyennes relevées sur les éprouvettes coulées sur le chantier VeRCoRs ($48,3 \pm 5,2$ MPa) mais reste proche. En ce qui concerne les campagnes 2 et 3, on observe une bonne homogénéité des valeurs relevées que cela soit en termes de contrainte ou de module d'élasticité. Les valeurs de résistance sont faibles mais présentent peu de variabilité. Pour ce qui est du module d'élasticité, si on ne considère que les valeurs humides, on relève une raideur plus élevée pour les campagnes 2 et

5. Laboratoire des sciences pour l'ingénieur appliquées à la mécanique et au génie électrique, Université de Pau.

3 qui est proche de la valeur caractérisée sur le site de construction ($36,8 \pm 3,2$ GPa).

1.3.2 Essai de fendage

En parallèle des essais de compression, les essais de fendage ont été réalisés. Les valeurs de résistance à la traction par fendage pour les différentes campagnes sont résumées dans le tableau 4.1.2. Sur les différentes valeurs de résistance relevées dans les conditions humides, on constate une certaine proximité des valeurs mesurées permettant de conclure sur une assez bonne homogénéité du matériau des différentes campagnes. Les faibles variabilités relevées (sur 3 échantillons) permettent également de mettre en lumière la qualité du protocole expérimental utilisé et d'affecter les différences aux phénomènes étudiés (*i.e.* le séchage du matériau).

Éprouvettes	Campagne 1		Campagne 2		Campagne 3	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	3,9	3,6	3,4	3,7	3,6	4,1
2	3,7	3,8	3,7	3,8	3,0	4,1
3	3,9	3,9	3,5	3,9	3,8	3,9
Moyenne	3,8	3,8	3,5	3,8	3,4	4,1
Écart-type	0,1	0,2	0,2	0,1	0,4	0,1
COV [%]	3,6	4,4	4,4	2,7	13	2,4

TABLE 4.1.2 – Valeurs de contraintes de traction maximales obtenues par essai de fendage en MPa

On retrouve les différences observées sur les essais de compression. Les valeurs moyennes mesurées sont proches des valeurs chantier du site de VeRCoRs ($4,3 \pm 0,4$ MPa) sur la campagne 1 et un peu plus faibles dans le cas des deux autres campagnes. L'homogénéité des deux dernières campagnes se retrouve aussi sur les mesures de résistance à la traction par fendage.

1.3.3 Essai de traction directe

Les résultats des essais de traction sont succincts et incomplets en l'état⁶. Dans les différentes campagnes, une difficulté importante a été rencontrée pour réaliser les essais de traction directe. De nombreuses ruptures au droit des appuis ont été obtenues. Pour tous les cas sauf un, les ruptures étaient fragiles. La rigidité de l'éprouvette dans l'épaisseur était probablement trop importante. Les éprouvettes des campagnes 1 et 2 ont été caractérisées. Seul un essai (éprouvette gardée en condition séchante) a permis d'obtenir un comportement post-pic adoucissant, les autres essais présentaient tous un comportement de rupture fragile (figure 4.1.11).

6. Les éprouvettes de la campagne 3 sont non caractérisées au moment de la rédaction.

Campagne	Éprouvettes	Résistance [MPa]		Module élastique [GPa]	
		Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	1	2,2	2,0	33	25,4
	2	-	2,6	-	22,1
	3	-	2,1	-	22,7
2	1	-	2,7	-	34,1
	2	-	-	-	-
	3	-	-	-	-
Moyenne C1		-	2,2	-	22,4
Écart-type C1		-	0,2	-	0,4
COV C1 [%]		-	11	-	1,9

TABLE 4.1.3 – Valeurs de contraintes maximales en traction directe en MPa

Comme l'illustre le tableau 4.1.3, les éprouvettes humides n'ont pas pu être caractérisées. Le choix de scellement chimique des éprouvettes sur les plateaux n'était pas compatible avec la forte humidité des éprouvettes malgré un séchage préalable des surfaces scellées avant collage. Seule une éprouvette humide a donné des résultats. La figure 4.1.11 présente les courbes de contrainte-déformation obtenues en traction.

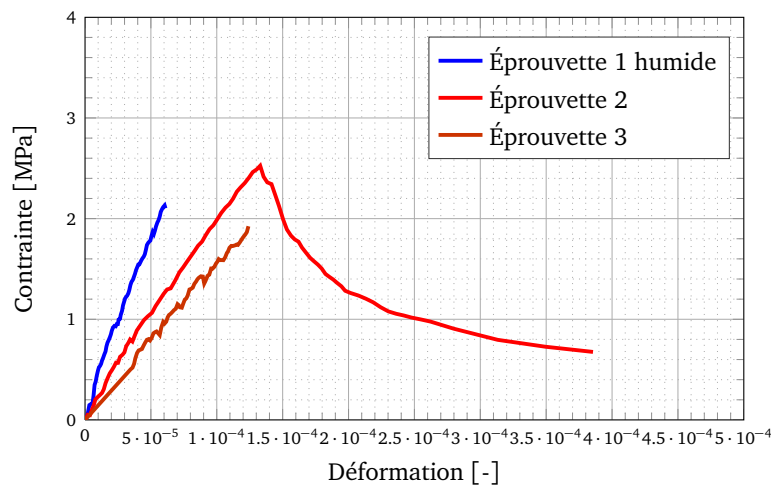


FIGURE 4.1.11 – Exemples d'essai de traction directe sur éprouvette en forme d'os de la campagne 1

Les essais présentent des ruptures fragiles. Les résultats ne sont ici présentés qu'à titre indicatif, il est difficile de conclure sur les phénomènes au regard des essais réalisés. En gardant en tête les effets de la dessiccation qui vont être discutés ci-après, la courbe présente une partie post-pic qui semble cohérente par rapport aux données de la littérature (voir par exemple [Terrien, 1980]). La déformation au pic est de l'ordre de $1,3 \times 10^{-4}$.

1.3.4 Essai de flexion sur poutre non entaillée

Les figures 4.1.12 présentent les courbes expérimentales de flexion non entaillée obtenues lors des différentes campagnes.

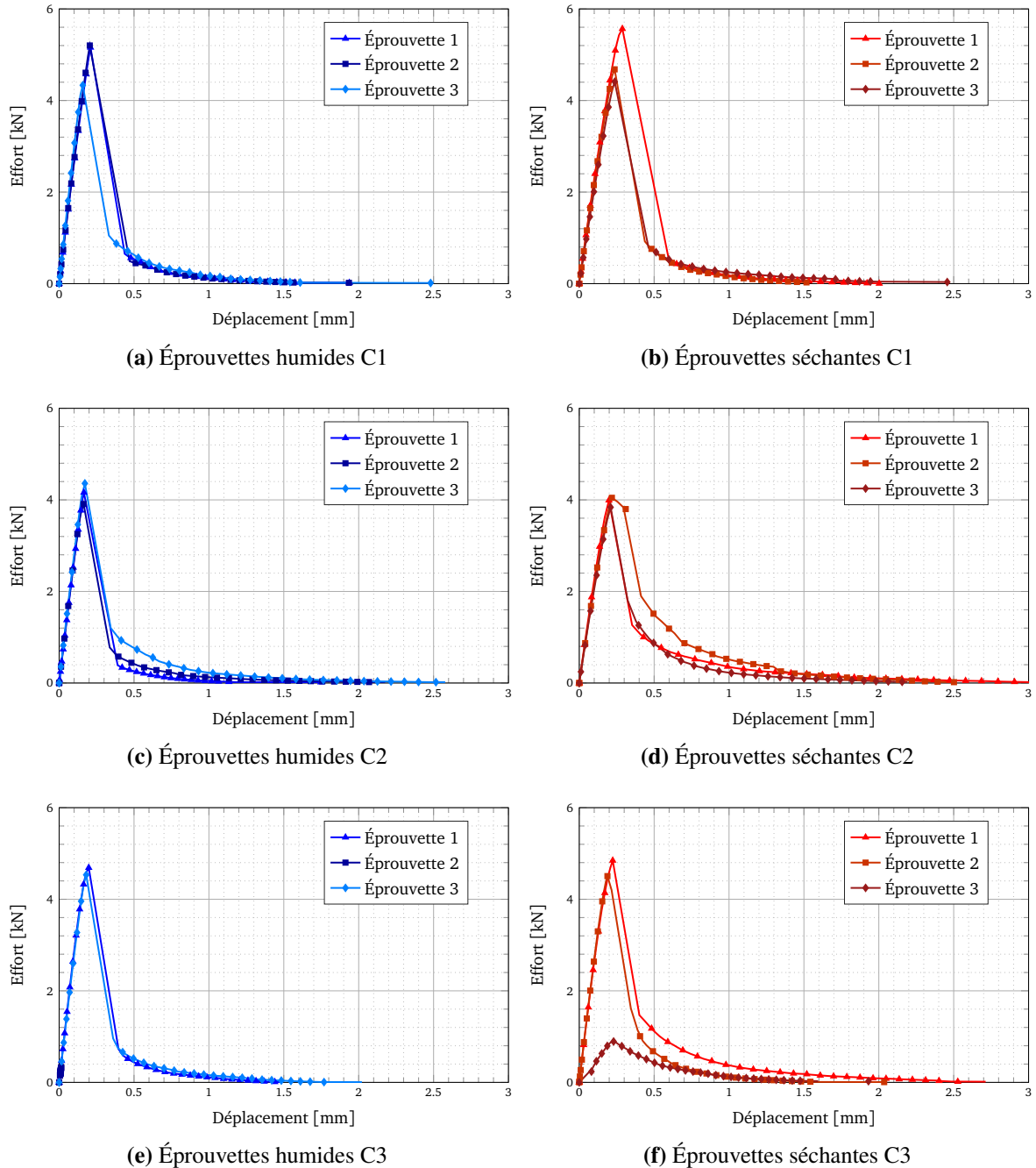


FIGURE 4.1.12 – Courbes effort/déplacement pour les essais de flexion sur poutre non entaillée

Sur les différentes figures présentées, on note de manière générale que la partie post-pic de la courbe est assez peu adoucissante. L'instabilité de la fissuration est bien plus importante pour les essais de flexion non entaillée que pour les essais entaillée. En ce qui concerne la campagne 3 humide (figure 4.1.12e) seules deux éprouvettes ont été caractérisées complètement. L'éprouvette 2 n'a permis d'obtenir que quelques points initiaux qui permettent le calcul de la raideur élastique. On constate d'autre part sur la figure 4.1.12f, la nette différence de réponse de l'éprouvette 3 par rapport aux deux autres. Les valeurs issues de cette courbe sont caractérisées mais ne seront pas comptabilisées dans les différentes moyennes. Cette différence était intuitionnée d'après le comportement hydrique relevé dans la partie 2 du chapitre 2. Finalement les paramètres matériau sont résumés dans les tableaux 4.1.4.

Éprouvettes campagne 1	Résistance [MPa]		Raideur [GPa]		Énergie dissipée [J m^{-2}]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	5,9	6,4	32,9	28,7	145	198
2	6,0	5,3	32,7	27,3	142	150
3	4,8	5,0	36,2	24,9	120	153
Moyenne	5,5	5,6	34,0	27,0	136	167
Écart-type	0,7	0,7	2,0	1,9	14	27
COV [%]	12	13	5,8	7,1	10	16

Éprouvettes campagne 2	Résistance [MPa]		Raideur [GPa]		Énergie dissipée [J m^{-2}]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	4,7	4,5	32,2	28,0	98,1	157
2	4,4	4,6	33,5	26,1	97,2	197
3	4,8	4,3	33,6	24,4	133	132
Moyenne	4,6	4,5	33,1	26,2	115	162
Écart-type	0,2	0,2	0,8	1,8	24	33
COV [%]	3,7	3,9	2,3	2,0	1,9	4,6

Éprouvettes campagne 3	Résistance [MPa]		Raideur [GPa]		Énergie dissipée [J m^{-2}]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	5,1	5,5	33,5	32,9	121	181
2	-	5,2	28,1	33,7	-	132
3	5,0	1,0	32,3	18,3	123	53
Moyenne	5,1	5,3	33,1	33,3	122	156
Écart-type	0,1	0,2	0,5	0,6	1,3	35,3
COV [%]	1,9	4,6	1,6	1,8	1,0	22

TABLE 4.1.4 – Valeurs de contraintes maximales, de raideurs élastiques et d'énergies dissipées par la fissuration en flexion sur poutre non entaillée

1.3.5 Essai de flexion sur poutre entaillée

Les figures 4.1.13 présentent les courbes expérimentales de flexion sur poutre entaillée obtenues lors des différentes campagnes.

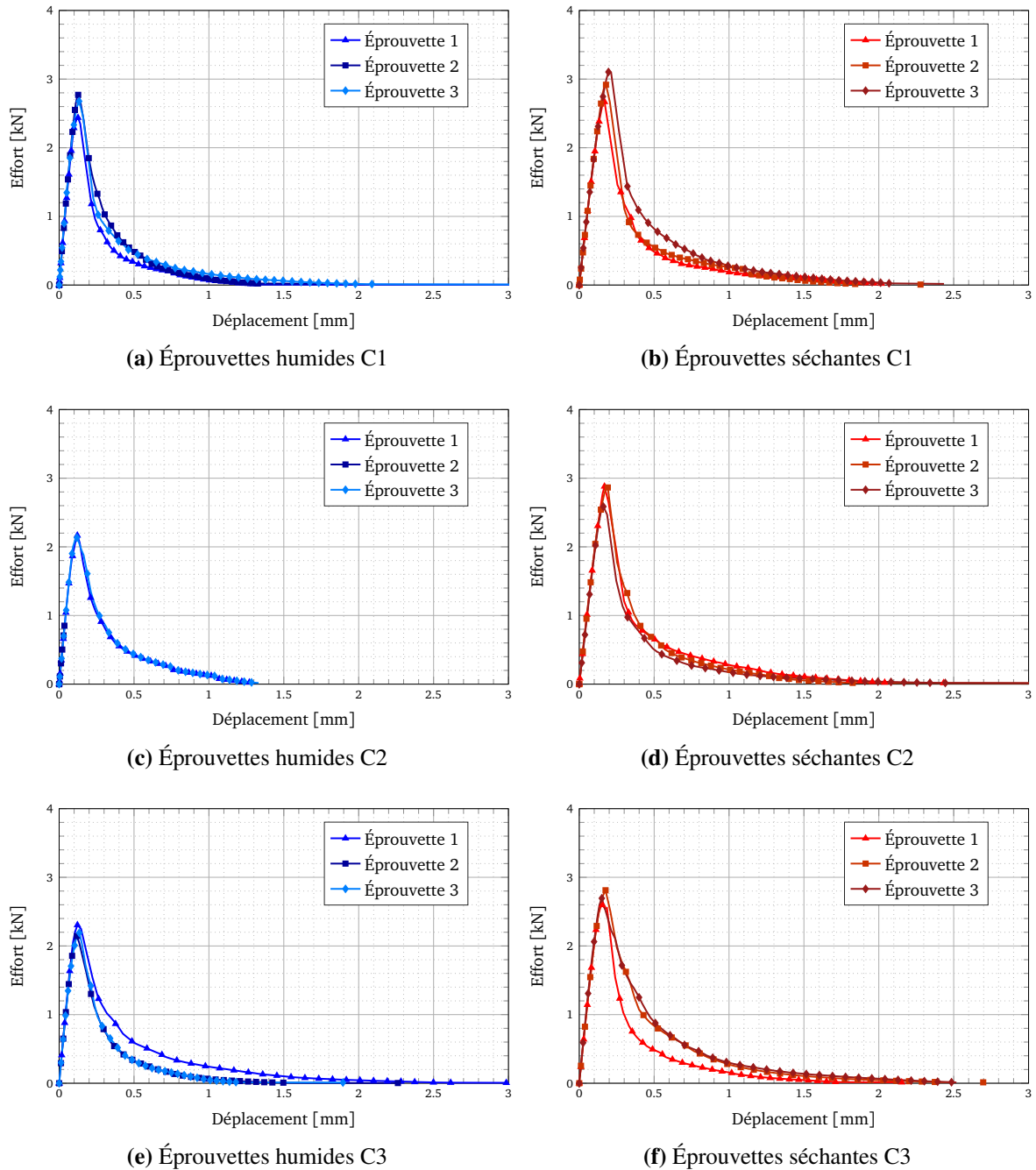


FIGURE 4.1.13 – Courbes effort/déplacement pour les essais de flexion sur poutre entaillée

Les caractéristiques post-traitées des différentes courbes présentées sont résumées dans les tableaux 4.1.5.

Éprouvettes campagne 1	Résistance [MPa]		Raideur [GPa]		Énergie dissipée [J m^{-2}]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	4,2	4,8	34,7	27,3	83,4	119
2	4,7	5,1	34,8	26,9	107	127
3	4,6	5,5	35,5	27,7	111	160
Moyenne	4,5	5,2	35,0	27,3	101	135
Écart-type	0,3	0,3	0,4	0,4	15	22
COV [%]	6,4	6,4	1,2	1,6	15	16

Éprouvettes campagne 2	Résistance [MPa]		Raideur [GPa]		Énergie dissipée [J m^{-2}]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	3,8	5,2	31,8	27,3	72,5	136
2	-	5,0	32,1	27,2	-	119
3	3,7	4,8	31,4	25,7	75,3	93,5
Moyenne	3,8	4,9	31,8	26,7	73,9	116
Écart-type	0,1	0,3	0,4	0,9	1,9	21
COV [%]	1,1	5,4	1,1	3,4	2,6	18

Éprouvettes campagne 3	Résistance [MPa]		Raideur [GPa]		Énergie dissipée [J m^{-2}]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
1	4,0	4,4	32,4	29,0	122	104
2	3,8	4,9	32,6	29,5	83,8	150
3	4,0	4,7	31,8	30,2	88,6	157
Moyenne	3,9	4,7	32,3	29,6	97,9	137
Écart-type	0,1	0,2	0,4	0,6	20,9	28,7
COV [%]	2,3	4,5	1,6	1,8	21	21

TABLE 4.1.5 – Valeurs des contraintes maximales, raideurs élastiques et énergies dissipées par la fissuration des éprouvettes entaillées sur 20 % de leur hauteur

Les valeurs mesurées dans le tableau 4.1.5 permettent de retrouver les différences observées en compression. La campagne 1 présente des résultats de résistance à la traction plus importants que les campagnes 2 et 3 qui elles présentent des résultats proches en termes de résistance et de module élastique. Excepté pour la campagne 2, l'énergie dissipée par la fissuration est proche de 100 J m^{-2} , ce qui est classiquement mesuré sur béton ordinaire [Hillerborg, 1985].

1.3.6 Mesures de propagation d'ondes ultrasonores

Les résultats de mesures sont synthétisés dans le tableau 4.1.6. Les valeurs de la campagne 1 ne sont pas présentées car lors de la réalisation des essais, elles n'ont pas pu être relevées.

Éprouvettes	Campagne 2				Campagne 3			
	C_L [$m s^{-1}$]		Module Dynamique [GPa]		C_L [$m s^{-1}$]		Module Dynamique [GPa]	
	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante	Humide	Séchante
G3-1	4784	4626	34,7	31,8	4837	4757	36,3	34,3
	4878	4644	36,0	32,0	4849	4897	36,5	36,3
	4755	4640	34,2	32,0	4903	4812	37,3	35,1
G3-2	4841	4690	36,3	32,0	4943	4853	37,9	36,0
	4841	4690	36,3	32,0	4995	4996	38,7	38,1
	4871	4600	36,7	30,7	4905	4864	37,3	36,1
G3-3	4854	4635	36,1	29,5	4850	4688	36,1	31,6
	5062	4594	39,2	29,0	4895	4892	36,8	34,4
	4911	4631	36,9	29,5	5109	4676	40,1	31,5
G4-1	4759	4626	35,0	32,0	4544	4821	32,0	34,6
	4776	4778	35,3	34,1	4850	4698	36,4	32,8
	4687	4679	34,0	32,7	5026	4752	39,1	33,6
G4-2	4716	4704	35,1	32,9	4845	4811	36,3	34,5
	4958	4701	35,8	32,8	4889	4846	37,0	35,0
	4690	4801	34,7	34,2	4766	4762	35,1	33,8
	4804	4776	36,1	33,9	5006	4855	38,7	35,1
G4-3	4657	4567	33,9	31,0	4851	4858	36,4	35,2
	4737	4607	35,1	31,5	4904	4794	37,2	34,3
Moyenne	4810	4666	36,0	32,0	4887	4813	37	35,0
Écart-type	104	67	1,0	2,0	118,9	81,6	1,8	1,6
COV [%]	2,1	1,4	4,1	4,8	2,4	1,7	4,8	4,7

TABLE 4.1.6 – Mesures ultrasonores sur les éprouvettes de flexion 10x10x84 cm pour les campagnes 2 et 3

On relève une bonne cohérence des valeurs mesurées sur les deux campagnes. Le module dynamique dans le cas humide (sans impact de la dessiccation) est sensiblement le même pour les différentes campagnes.

1.4 Influences des paramètres des différents essais

Dans cette partie, l'influence des conditions de conservation, du temps de dessiccation et des types d'essais vont être discutés. Pour ce faire, les différents résultats sont rassemblés dans des graphiques dans lesquels la variable investiguée sera en abscisse et les résultats en ordonnées. Parmi ceux-ci on retrouvera : les résistances en compression et en traction, différents modules élasticité caractérisés en traction, compression, flexion et essais ultrasonores et enfin l'énergie dissipée par la fissuration. Les valeurs des différents paramètres seront normées par les valeurs humides, considérées comme valeurs de référence. Enfin notons que les résultats obtenus sont relevés sur des éprouvettes qui ne sont pas à l'équilibre hydrique.

1.4.1 Influence des conditions de dessiccation

Les conditions de dessiccation sont investiguées dans cette section. Les résultats présentés correspondent aux campagnes 2 et 3. Le temps de conservation est ici de 70 jours et les conditions de dessiccation sont respectivement de 30 % et 45 % HR. Les figures 4.1.14 présentent les différents résultats expérimentaux obtenus.

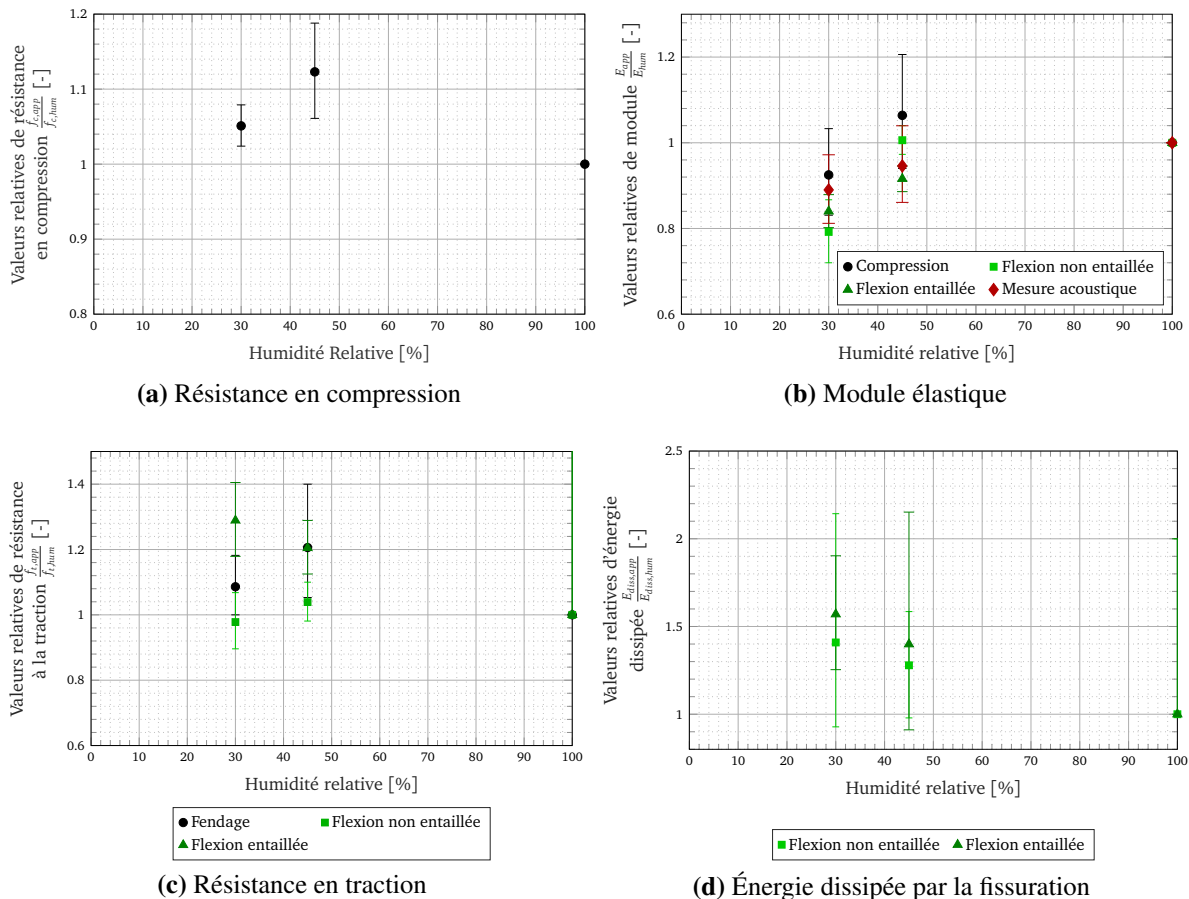
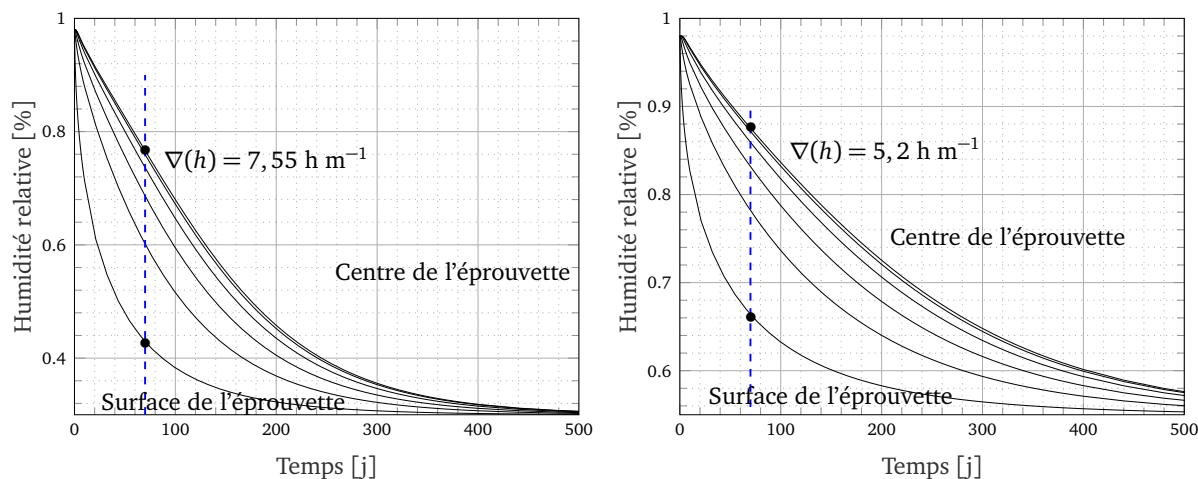


FIGURE 4.1.14 – Évolution des valeurs relatives des paramètres investigués en fonction des conditions de dessiccation après 70 jours

La figure 4.1.14a présente l'évolution des valeurs de résistance en compression normée. Sur cette figure on constate l'impact positif de la dessiccation sur la résistance par rapport à un HR de 100 %. Dans les deux cas, les valeurs obtenues sont supérieures aux cas humides. Ces constatations expérimentales sont cohérentes avec les résultats trouvés par [Wittmann, 1968, Burlion *et al.*, 2005, Yurtdas *et al.*, 2006]. On notera qu'il existe un optimum, ce qui rest à confirmer en investiguant d'autres valeurs de HR. L'augmentation de la résistance est attribuée à l'accroissement de la pression capillaire. Cette dernière, comme illustré dans le chapitre 3 partie 3, apporte une augmentation de la résistance par des effets de succion dans les pores du matériau [Yurtdas *et al.*, 2006]. Sur les figures 4.1.15 on constate que l'humidité

n'est pas constante dans l'éprouvette. Des gradients d'humidité entre le cœur de l'éprouvette et les bords sont présents. Cette observation amène un effet de confinement supplémentaire qui favorise la rigidification de l'éprouvette [Popovics, 1986, Bartlett et MacGregor, 1994].



(a) Évolution de l'humidité dans les géométries G3 cam-pagne 2 (b) Évolution de l'humidité dans les géométries G3 cam-pagne 3

FIGURE 4.1.15 – Illustration de l'état de l'humidité au sein du matériau en fonction du temps à différents endroits de l'éprouvette (obtenus numériquement)

Dans les travaux de Burlion [Burlion *et al.*, 2005]⁷, l'apport de la pression capillaire n'est bénéfique que sur les résistances en compression. Cette constatation n'est pas retrouvée ici. Cette différence peut s'expliquer essentiellement par la figure 4.1.14b. Cette dernière représente l'évolution du module d'élasticité normé pour les différents essais réalisés. Excepté en flexion non entaillée et en compression pour les conditions à 45 % HR, le module d'élasticité moyen semble être impacté par la dessiccation. La diminution du module semble suivre la baisse des conditions hydriques. À court terme, cette diminution est le fruit d'un effet de structure. La micro-fissuration surfacique induite par l'état d'autocontrainte généré par les gradients hydriques [Acker *et al.*, 1987] amène une diminution de la section résistante. Bien que très superficielle, de l'ordre de 5 mm d'après [Wu *et al.*, 2017], elle impacte les propriétés apparentes de l'échantillon. Dans le cas de 30 % HR, contrairement à 45 % HR, la diminution de module est d'environ 8 % dans le cas de la compression. Ce constat tend à diminuer l'effet positif de la capillarité sur la résistance mécanique apparente mais rend le matériau moins fragile (déformation au pic de contraintes plus importante).

Quant à la résistance en traction normée, présentée sur la figure 4.1.14c, un constat différent peut être dressé suivant les méthodes de caractérisation. Notons que la dessiccation entraîne après 70 jours une augmentation plus ou moins significative de la résistance en traction apparente suivant les méthodes de caractérisation. Elle est importante pour les essais de flexion sur poutre entaillée et les essais de fendage et est négligeable pour l'essai de flexion sur poutre non

7. Mortier fabriqué avec un CEM II gardé 80 jours à 60 % HR

entaillée. Cette constatation est en accord, pour le cas du fendage, avec les travaux de [Hanson, 1968]. À court terme, la résistance en traction obtenue par fendage semble augmenter. Ceci s'explique selon Yurtdas par la sollicitation diamétrale de l'éprouvette [Yurtdas, 2003]. Dans cette configuration, l'effet de confinement structurel et l'augmentation de la résistance dus aux effets de succion capillaire sont prépondérants par rapport à la micro-fissuration superficielle. De plus, cette micro-fissuration est localisée dans une zone comprimée lors de l'essai de fendage ce qui diminue l'impact de la fissuration. En ce qui concerne les essais de flexion non entaillée, la résistance apparente n'apparaît pas impactée par la dessiccation. Les valeurs sont proches de 1 à la variabilité près des résultats expérimentaux. Dans les cas présentés, on ne retrouve pas les constatations de la littérature [Mills, 1960] par exemple. Il semblerait que les conditions mêmes de l'essai ne permettent pas l'observation d'une quelconque variation. En effet, à court terme la micro-fissuration semble être le mécanisme dégradant prépondérant devant les incompatibilités de déformation. Son impact n'est que de quelques millimètres sur les bords des échantillons. Si on considère que seulement 10 % de la hauteur de la section⁸ est touchée, alors on peut penser que la forte localisation de la fissuration mécanique imposée lors d'un essai de flexion 3 points devient majoritaire devant les autres effets. Le même constat ne peut être effectué pour les essais de flexion entaillée, où on remarque une augmentation importante de la résistance apparente (au minimum 20%). Plus le séchage est important plus la résistance est forte. Au regard des résultats précédents, cette observation est contre-intuitive. En localisant encore plus la fissuration la résistance augmente. On s'attendrait à avoir moins d'effets du fait que la zone micro-fissurée présente dans la partie sollicitée en traction, soit supprimée par l'entaille effectuée. Cependant, il semblerait que l'entaille amène un surcroît de résistance. Cette dernière réalisée quelques jours avant l'essai modifie la répartition des contraintes internes. Une autre explication serait que l'effet de succion capillaire combiné à l'équilibrage de la section entraînent un état de contrainte favorisant l'augmentation de l'effort au pic. Une investigation numérique des différents états de contraintes n'a pas permis de conclure sur cet effet. Pour valider cette tendance, il pourrait être intéressant de réaliser d'autres essais.

Enfin la figure 4.1.14d présente l'évolution de l'énergie dissipée par la fissuration en fonction de l'humidité relative imposée. On constate qu'après 70 jours, cette énergie augmente fortement. Cette constatation qui est observée avec l'augmentation de la température. [Menou *et al.*, 2006] illustre par exemple l'augmentation de l'énergie de fissuration avec l'augmentation de la température. Deux raisons peuvent éventuellement expliquer cette augmentation :

- en tout premier lieu, l'état de succion des pores est équilibré par une compression hydrostatique [Benboudjema, 2002, Kallel *et al.*, 2017], cette compression va rendre la propagation de la fissure plus difficile et l'énergie pour rompre l'éprouvette s'en trouvera augmentée ;
- une seconde explication en rapport avec l'état de micro-fissuration peut être avancée. La présence de la micro-fissuration voire des incompatibilités entre la pâte de ciment et les granulats va entraîner la création d'un réseau de micro-fissurations internes. Lorsque la fissuration sous la charge mécanique va intervenir, la trajet sera d'autant

8. Ici les éprouvettes font 10 cm de hauteur et la micro-fissuration n'impacte qu'environ 1 cm de cette dernière.

plus tortueux que la micro-fissuration aura été préalablement développée augmentant par la même l'énergie dissipée.

1.4.2 Influence du temps de dessiccation

Dans cette partie, l'influence du temps de dessiccation est étudiée. Les figures 4.1.16 présentent les résultats obtenus pour les campagne 1 et 2 sous respectivement 36 % et 30 % HR.

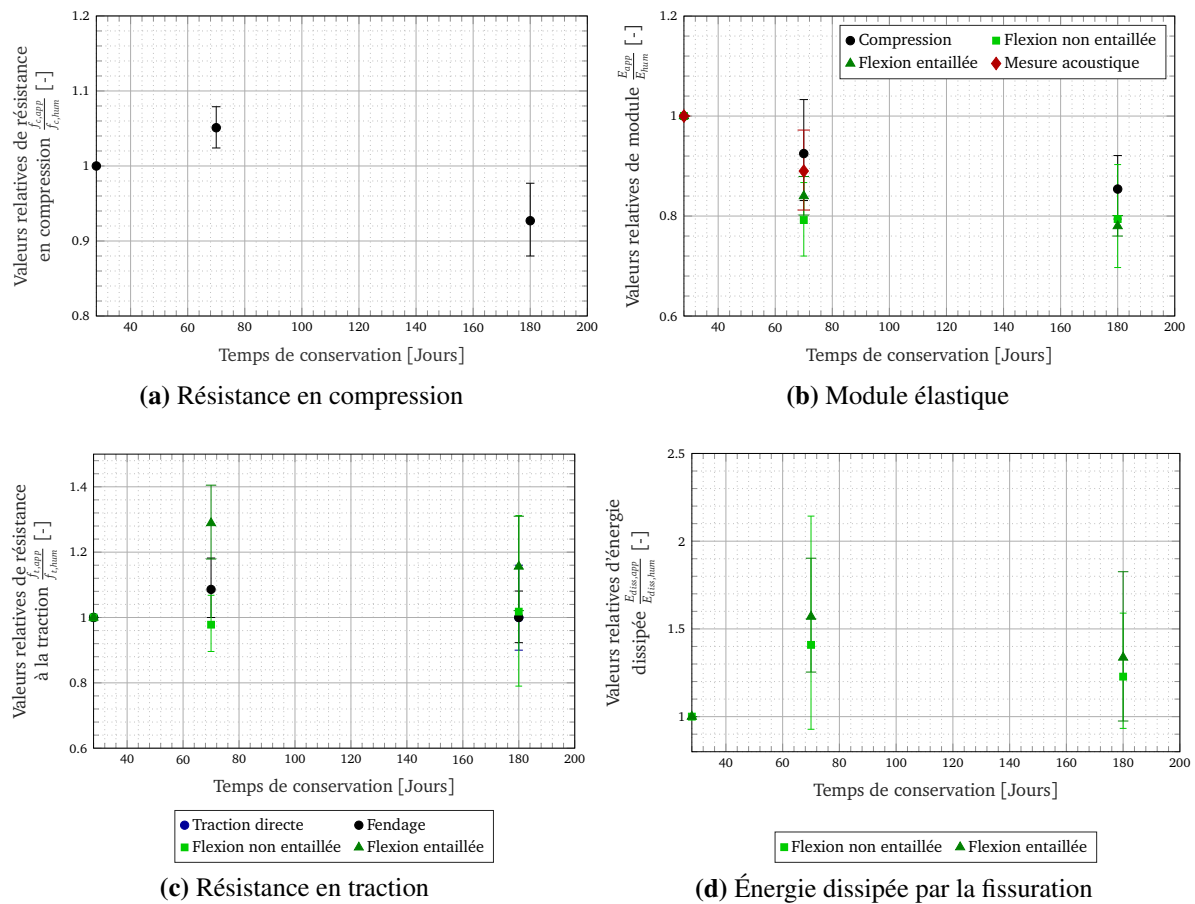


FIGURE 4.1.16 – Évolution des valeurs relatives des paramètres investigués en fonction du temps de dessiccation

Sans revenir sur les commentaires déjà réalisés sur la campagne 2 on constate qu'après l'augmentation de la résistance en compression on observe, sur la figure 4.1.16a, une diminution après 180 jours de dessiccation. Cette diminution de l'ordre de 7,5 % peut s'expliquer à la fois par la diminution de la succion capillaire avec le temps et par l'apparition plus en profondeur des incompatibilités de déformation. On constate sur la figure 4.1.17, qui présente une illustration numérique de l'état d'humidité au sein du matériau, une baisse de l'humidité au cœur plus importante après 180 jours. Ce constat entraîne l'apparition à cœur des incompatibilités de déformation. Ces incompatibilités sont d'autant plus fortes que les granulats utilisés

sont de tailles importantes ($\phi_{max} = 12$ mm) [Bisschop et Van Mier, 2002]. Combiné à la micro-fissuration, l'apparition des incompatibilités tend à réduire le module élastique apparent (cf. figure 4.1.16b) rendant le matériau moins fragile mais également moins résistant.

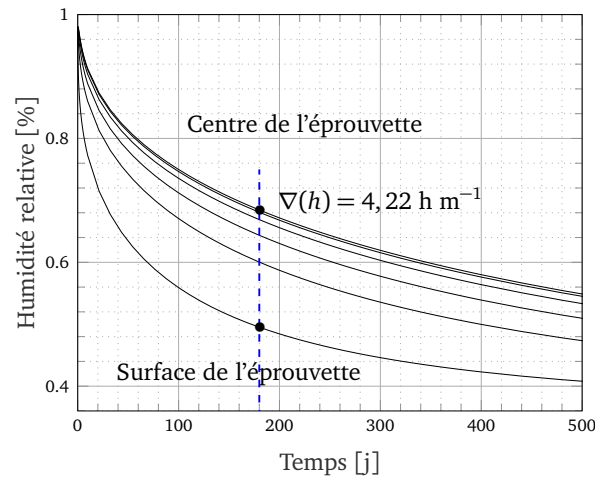


FIGURE 4.1.17 – Évolution numérique des profils d'humidité en fonction du temps au sein des éprouvettes G3 de la campagne 1

Les résistances apparentes à la traction sont également diminuées après 180 jours de dessiccation. Sur la figure 4.1.16c, on constate qu'après une augmentation, la résistance relative déterminée en fendage tend à revenir proche de 1. Ce constat est en accord avec les expérimentations de [Hanson, 1968]. La succion capillaire après 180 jours tend à diminuer et par là même rend le matériau moins résistant. La flexion non entaillée semble toujours peu influencée par les conditions de conservation tandis qu'on observe une diminution de l'augmentation de résistance en flexion entaillée. Cela confirme l'hypothèse de l'impact bénéfique de la pression capillaire dans l'état de contrainte pré-essai mécanique. Avec le temps, la succion capillaire se relâche diminuant par la même occasion l'effet positif.

On constate également une diminution de l'énergie dissipée par la fissuration sur la figure 4.1.16d. La baisse de la pression capillaire est ici pointée comme le principal argument de cette diminution.

1.4.3 Influence du type d'essai

Il a été constaté dans la littérature que tous les essais ne présentaient pas la même sensibilité à l'évolution des conditions de conservation. Dans cette partie, l'impact du type d'essai, bien que légèrement entrevu dans les deux autres parties est mis en lumière. Sur les figures 4.1.18 les différentes courbes moyennes (humides et séchantes) sont tracées.

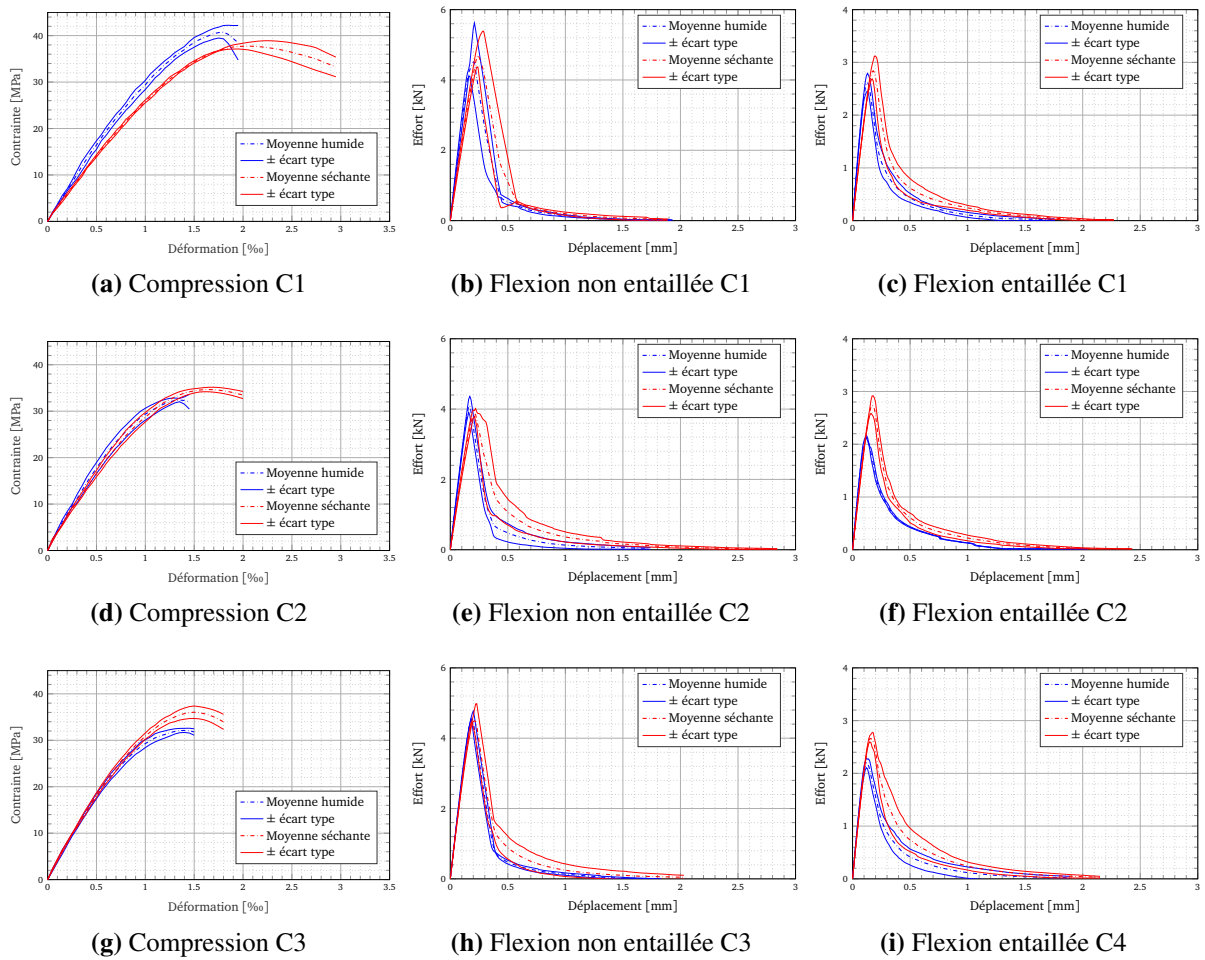


FIGURE 4.1.18 – Comparaison des courbes moyennes humides et séchantes pour les différentes campagnes et les différentes géométries

On remarque sur cette figure que tous les essais ne sont pas impactés de manière homogène. L'essai de flexion trois points ne présente pas dans le cas illustré de sensibilité aux conditions de conservation. Pour investiguer l'impact des conditions de conservation sur les essais de flexion, il aurait pu être intéressant d'utiliser un essai de flexion 4 points. Cette dernière configuration offre plus de liberté au lieu d'initiation de la fissuration. Cela aurait peut être permis d'observer des différences entre les deux conditions. D'autre part, cette non sensibilité permet de faire l'hypothèse que peu importe les conditions de conservation, les résultats de ce type d'essai seront similaires. Aucune attention particulière quant à la conservation des éprouvettes n'est alors à prendre.

En ce qui concerne les essais de compression, les différentes campagnes mettent en lumière l'impact de la dessiccation sur le comportement mécanique résultant. Ce constat justifie les recommandations de la norme [NF-EN-12390-2, 2012] concernant les conditions de conservation (*i.e.* température de $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ et humidité $\geq 95 \text{ \% HR}$).

Enfin les essais de flexion entaillée semblent être les plus impactés par les conditions de

conservation. Comme décrit préalablement, l'effet de l'entaille et la répartition des contraintes internes induites par la dessiccation peuvent perturber les résultats et notamment l'énergie dissipée par la fissuration. Pour déterminer cette dernière, des recommandations sont proposées par [Hillerborg, 1985]. Ces recommandations englobent les géométries des éprouvettes testées, le type de matériau ainsi que les méthodes de calcul mais aucun égard n'est porté quant aux conditions de conservation. Il pourrait être judicieux d'ajouter aux différentes spécifications des recommandations concernant la température et l'humidité de conservation des éprouvettes.

1.5 Synthèse des campagnes expérimentales mécaniques

Dans cette partie, l'impact des conditions de conservation sur les résultats mécaniques a été investigué. Différents essais comprenant des essais de compression, de fendage, de traction directe ainsi que de flexion non entaillée et entaillée et des essais de mesure de propagation d'ondes ultrasonores ont été réalisés. Pour chaque essai, humide et séchant, 3 éprouvettes ont été caractérisées.

Après avoir détaillé les protocoles expérimentaux des essais, ainsi que les conditions et temps de conservation, les résultats expérimentaux ont été présentés. Les différents essais réalisés présentent des variabilités faibles dans la plupart des cas. Ce résultat a permis par la suite d'examiner l'effet des conditions de conservation (30 % HR VS 45 % HR), du temps de conservation (70 jours VS 180 jours) et enfin des types d'essais. Dans les différents essais trois phénomènes se développent : la pression capillaire au sein des pores induite par la désaturation de ces derniers, la micro-fissuration superficielle créée par l'effet de structure et les incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats. Il en ressort :

- à court terme (ici 70 jours) et dans des conditions ambiantes standards à sévères, la pression capillaire amène une augmentation des pics de résistance pour tous les essais sauf pour l'essai de flexion non entaillée tandis que la micro-fissuration entraîne pour la condition la plus sèche une baisse des modules d'élasticité ; les énergies dissipées par la fissuration augmentent également ;
- à plus long terme et dans des conditions sèches, les effets de la succion capillaire faiblissent et la dessiccation intervient plus à cœur. Le retrait induit par cette dessiccation, plus en profondeur, entraîne l'augmentation de l'effet des incompatibilités de déformation de retrait entre les constituants. Ce constat amène une diminution de la raideur des différents essais, effet majeur dans le cas des essais de compression ;
- enfin, les essais de compression et de flexion entaillée sont les deux essais les plus impactés.

Quelques essais de traction directe ont pu être réalisés. Les résultats relevés sont présentés mais ne permettent pas de tirer des conclusions sur les phénomènes qui se développent. Finalement, il serait intéressant de compléter ces essais par des essais de flexion 4 points pour laisser une liberté plus importante à l'initiation de la fissuration et capter les « les maillons faibles » sur la zone d'étude.

2 Modélisation élasto-endommageable

Dans cette partie on s'intéresse à la modélisation mécanique des essais expérimentaux après une période de dessiccation. Pour ce faire les contraintes internes, l'endommagement et les déplacements générés par le processus de dessiccation sont pris en compte dans une modélisation élasto-endommageable [Mazars, 1986] avec un endommagement permettant la régularisation en énergie de fissuration [Feenstra et De Borst, 1996]. Les différentes étapes de la modélisation sont décrites dans cette section.

2.1 Couplage hydrique-mécanique

2.1.1 Cadre général

Dans le cadre du travail présenté ici, certaines hypothèses simplificatrices ont été réalisées. La stratégie de modélisation proposée se concentre essentiellement sur la phase de maturité du matériau. Toute la phase d'hydratation n'est pas prise en compte et les propriétés du matériau sont considérées comme finales. Une des hypothèses importante est de considérer que tous les phénomènes peuvent être considérés comme découplés. On trouve des approches similaires dans la littérature [Granger, 1995, Jason, 2004, De Sa, 2007, Hilaire, 2014, Asali *et al.*, 2016]. Cette hypothèse permet de les traiter les uns à la suite des autres dans la chaîne de calcul présentée sur la figure 4.2.1.

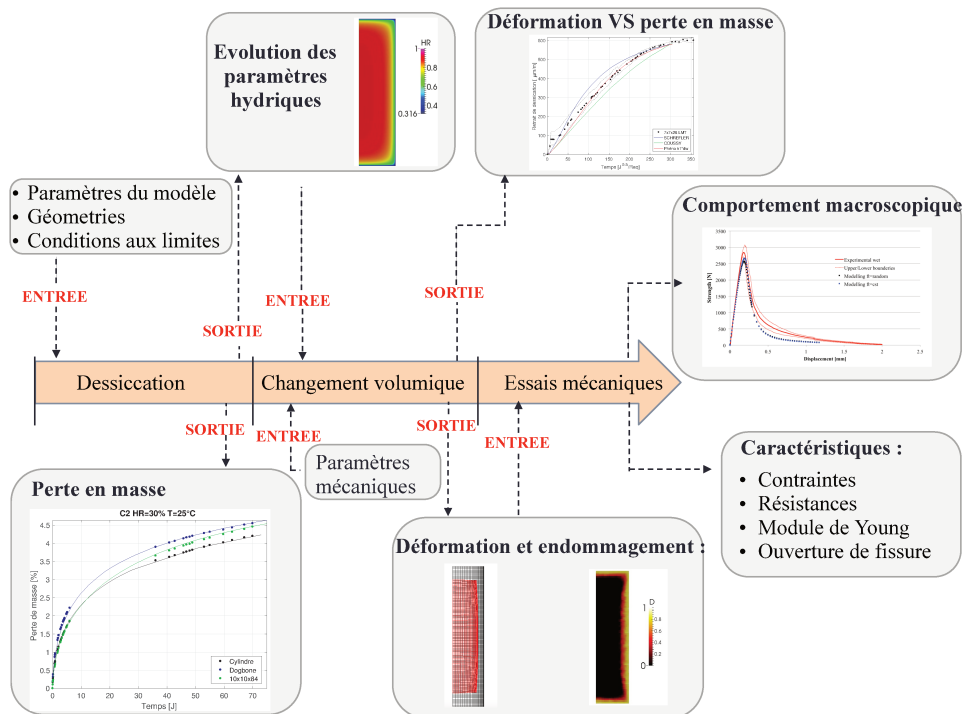


FIGURE 4.2.1 – Couplage hydro-mécanique faible chaîné

Le séchage (présenté dans le chapitre 2) est dans un premier temps considéré de manière indépendante. Les contraintes internes générées par les changements volumiques sont supposées ne pas créer de dessiccation additionnelle sous contrainte. Cette hypothèse semble vérifiée puisque la dessiccation sous contrainte n'est pas modifiée tant que la contrainte reste dans des gammes ne générant pas de fissuration importante [Lassabatère *et al.*, 1997, Hilaire, 2014]. Les champs hydriques sont calculés pour ensuite être imposés à la modélisation des changements volumiques.

Dans l'étape des « changements volumiques » (développés dans le chapitre 3), l'impact des déformations différées est considéré. Simulées en parallèle elles génèrent un état mécanique interne (endommagement, déformations, contraintes). Finalement, les différents essais expérimentaux présentés dans la partie 1.2 de ce chapitre sont simulés en tenant compte de l'état mécanique induit par les changements volumiques. Une dernière étape de post-traitement basée sur l'état d'endommagement post-mécanique permet d'obtenir les ouvertures de fissures.

2.1.2 Cas particuliers

Dans le cadre général présenté, les maillages utilisés pour les simulations sont tous identiques dans les différentes étapes de modélisation. Néanmoins les géométries d'éprouvette utilisées dans la réalité ne sont pas parfaitement identiques. Les éprouvettes de compression sont par exemple rectifiées, les éprouvettes de flexion entaillées ne le sont qu'avant les essais. Enfin, pour ne pas avoir de baisse de propriétés sur les interfaces due à de la laitance, les éprouvettes de traction directes présentent des zones aux extrémités découpées avant les essais. Ainsi pour ces différents essais, les maillages pour les étapes de séchage et de changement volumique ne sont pas similaires à ceux de la partie essai mécanique. Dans les différentes modélisations seuls les essais de traction directe et de flexion entaillé ont été modifiés. Les changements de géométrie des essais de compression ont été négligés. Pour réaliser ces changements de maillage, les étapes suivantes ont été mises en place :

1. modification du maillage ;
2. projection des champs d'endommagement, de contraintes et application des déplacements au niveau des blocages ;
3. équilibrage des contraintes internes alors générées sans chargements extérieur ;
4. finalement simulation de l'essai mécanique.

Cette méthode permet de passer d'un maillage à l'autre sans avoir de problème de compatibilité entre les deux problèmes. Pour illustrer cela, la figure 4.2.2 présente l'endommagement avant et après la réalisation de l'équilibrage des contraintes internes. On constate qu'aucun endommagement supplémentaire n'a été créé. On peut ensuite s'intéresser aux contraintes. La figure 4.2.3a présente une illustration de l'évolution des contraintes normales avant et après équilibrage dans une coupe du plan (x,y) en $z=0,05\text{cm}$. On constate sur cette figure une modification de la contrainte normale suivant \vec{x} au droit de l'entaille.

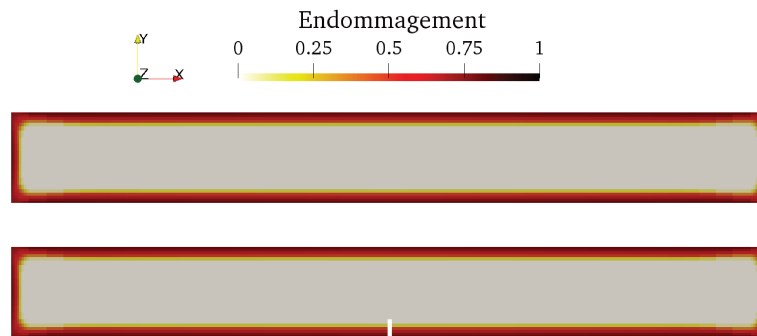
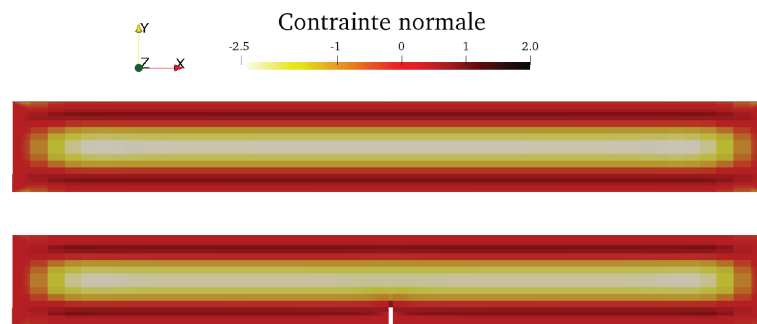
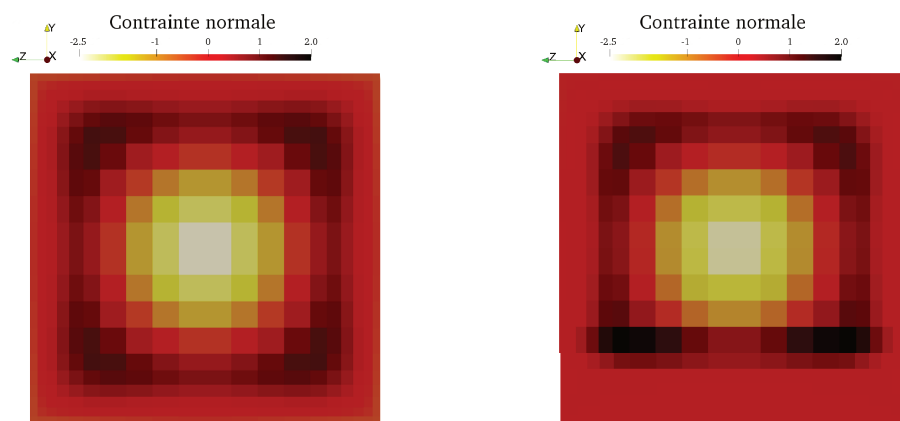


FIGURE 4.2.2 – État d'endommagement avant et après entaille

(a) Champ de contrainte normale suivant \vec{x} 

(b) Section centrale avant équilibrage

(c) Section centrale après équilibrage

FIGURE 4.2.3 – Équilibrage des contraintes : exemple de la contrainte normale (valeurs en [MPa])

Si on zoome sur la section entaillée (figure 4.2.3b et 4.2.3c), on remarque un changement de l'état de contrainte au droit de l'entaille. La contrainte de traction de la première rangée verticale d'éléments augmente. Ce constat semble logique au regard de l'état de contrainte précédent. Les efforts de traction présents dans l'entaille sont relâchés ce qui favorise une

déformation au droit de l'entaille et l'augmentation de la contrainte en fond d'entaille.

2.2 Identification des paramètres mécaniques

Le modèle mécanique utilisé, « *Mazars régularisé* », nécessite la détermination de 8 paramètres mécaniques. Il est alors possible de les identifier manuellement. Néanmoins, dans le cas présent, la méthode développée dans le chapitre 2 section 3.1.1 est utilisée.

2.2.1 Méthode d'identification

Pour identifier les différents paramètres, on commence par formuler une fonction objectif. Plusieurs choix s'offrent à nous. Les équations 4.2.1a et 4.2.1b illustrent les deux choix possibles dans le cas présent.

$$f(\mathbf{p}) = \sqrt{\left(\frac{\mathbf{F}^{exp} - \mathbf{F}^{sim}(\mathbf{p})}{\max(\mathbf{F}^{exp})}\right)^2} \quad (4.2.1a)$$

$$f(\mathbf{p}) = \left[\left(\frac{\mathbf{F}^{exp} - \mathbf{F}^{sim}(\mathbf{p})}{\text{nb}_F^{\text{mes}} \times \max(\mathbf{F}^{exp})}\right)^2 + \left(\frac{\delta_{CMOD}^{exp} - \delta_{CMOD}^{sim}(\mathbf{p})}{\text{nb}_{CMOD}^{\text{mes}} \times \max(\delta_{CMOD}^{exp})}\right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.2.1b)$$

avec \mathbf{F}^{exp} les efforts expérimentaux, δ_{CMOD}^{exp} les ouvertures de fissures obtenues expérimentalement par capteur d'ouverture de fissure et nb^{mes} le nombre de mesures d'effort et d'ouverture de fissure. Devant les problèmes expérimentaux rencontrés avec les capteurs d'ouvertures de fissures, la première fonctionnelle a été choisie. Les maillages utilisés pour la minimisation de cette fonction objectif sont présentés sur la figure 4.2.4.

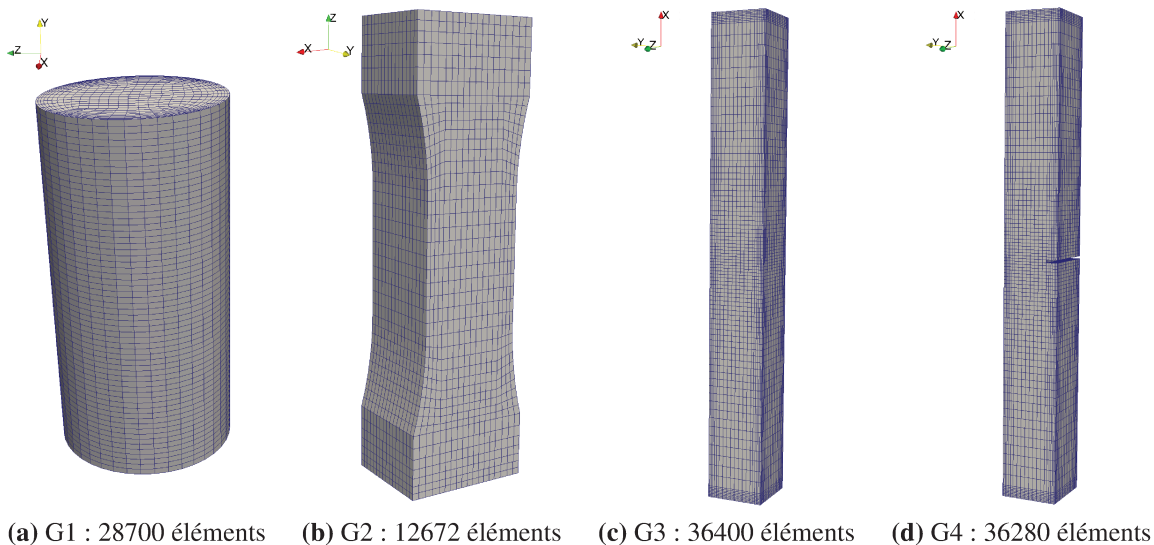


FIGURE 4.2.4 – Maillages des géométries mécaniques

Les éléments utilisés sont tous des éléments cubiques linéaires. Les conditions aux limites mécaniques seront détaillées dans la section 2.3 de ce chapitre, toutefois elles correspondent à celles réalisées expérimentalement.

Une fois les moyens d'identification (modélisation, fonction objectif) mis en place, il est nécessaire de choisir sur quels essais vont être identifiés les paramètres. En effet, il apparaît logique que tous les paramètres ne sont pas sensibles aux mêmes essais. La figure 4.2.5 présente la sensibilité des différents paramètres en fonction des essais. Un seuil arbitraire a été fixé à 10^{-4} . En dessous les paramètres sont considérés comme très peu sensibles.

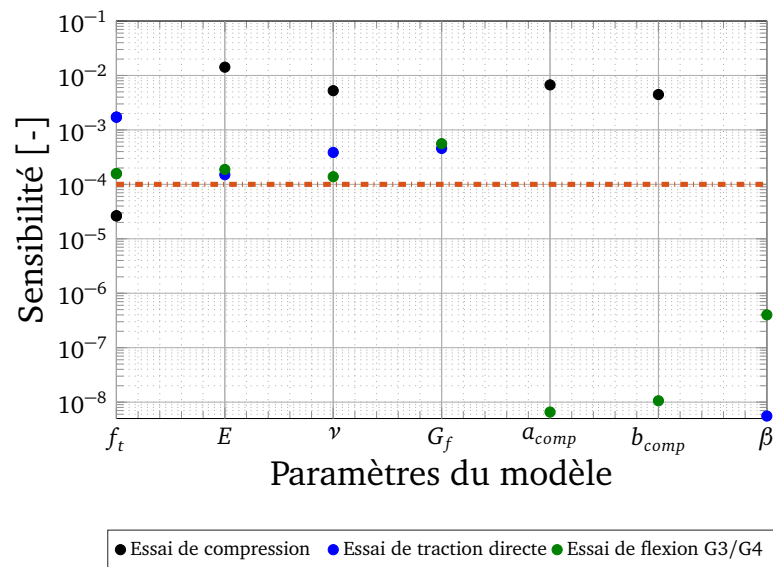


FIGURE 4.2.5 – Sensibilité des différents paramètres mécaniques en fonction des essais numériques réalisés

Comme attendu, les paramètres relatifs à la traction sont essentiellement sensibles sur les essais de traction directe et de flexion. De même les paramètres de compression (a_{comp} , b_{comp}) ainsi que les paramètres élastiques sont fortement sensibles sur l'essai de compression. En ce qui concerne les sensibilités des paramètres de compression, en flexion on constate que leurs effets sont mineurs. La sensibilité du coefficient de Poisson pendant l'essai de traction directe semble étonnant. On s'attendrait plutôt à ne pas avoir d'effet du coefficient de Poisson pour une sollicitation de traction uniaxiale cependant la forme de l'éprouvette induit peut être des effets structuraux.

Bien que sensibles, les essais de traction directe expérimentaux ne sont pas nombreux. Lors de cette identification le choix de ne pas prendre dans l'identification cet essai a été retenu. Il en ressort une stratégie d'identification mécanique reposant sur une pré-identification des paramètres relatifs à la compression sur un modèle analytique. Cette première minimisation (au sens des moindres carrés) permet d'obtenir une estimation des paramètres (E , ν , a_{comp} , b_{comp}). Puis les paramètres sont ajustés sur les essais de compression. Enfin, les deux derniers paramètres (f_t et G_f) sont calibrés sur les essais de flexion et flexion entaillée.

2.2.2 Résultats d'identification

Les figures 4.2.6 présentent les résultats d'identification des courbes expérimentales. Les éprouvettes de traction directe ne sont pas identifiés dans cette section.

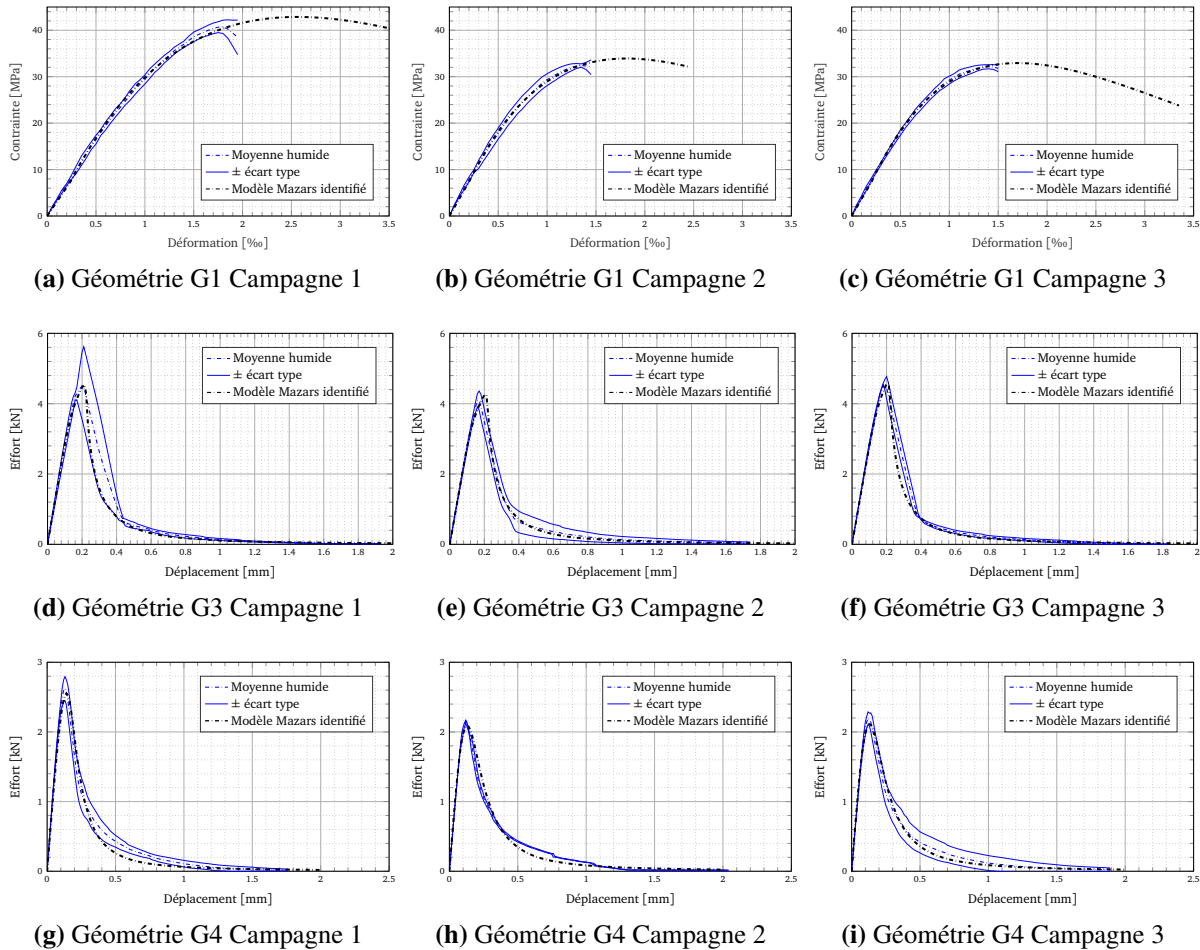


FIGURE 4.2.6 – Identification des courbes humides moyennes des différents essais mécaniques différentes géométries

On peut voir sur la figure 4.2.6 que les essais sont bien identifiés. Le comportement en compression est légèrement plus ductile que les observations expérimentales néanmoins la valeur de résistance maximale est bien respectée. Cette légère différence ne pose pas de problème, puisqu'à part en compression, le modèle mécanique ne travaillera jamais dans ces gammes de contrainte. Les paramètres ainsi identifiés sont résumés dans le tableau 4.2.1.

Campagne	Géométrie	E [GPa]	ν	a_{comp}	b_{comp}	f_t [MPa]	G_f [J m ⁻²]	$atrac$	β
1	G1	32,1	0,24	1,42	1326	3,8	77	-1	1
	G3	37,8	0,24	1,42	1326	2,8	93	-1	1
	G4	37,0	0,24	1,42	1326	2,9	77	-1	1
2	G1	36,9	0,24	1,33	1682	3,5	73	-1	1
	G3	37,1	0,24	1,33	1682	2,5	88	-1	1
	G4	38,0	0,24	1,33	1682	2,0	73	-1	1
3	G1	36,7	0,24	1,38	1777	3,4	75	-1	1
	G3	37,1	0,24	1,38	1777	2,9	95	-1	1
	G4	38,0	0,24	1,38	1777	2,1	75	-1	1

TABLE 4.2.1 – Paramètres mécaniques du modèle de Mazars modifié identifiés pour les différentes campagnes

Au regard des différentes identifications on constate que :

- Les valeurs identifiées de module élastique sont plus importantes que les données expérimentales. Cet écart est probablement dû à l’impact des différences au niveau des géométries modélisées. Ici on considère une section 10 cm × 10 cm alors que les sections réelles sont légèrement différentes ;
- Les valeurs de résistance à la traction sont comprises entre 2 et 3 MPa en flexion. Ce constat est cohérent si on considère les effets d’échelles. Présentées dans la partie 1.4 du chapitre 1, les recommandations de [CEOS.fr, 2015] donne une valeur proche de 2,4 MPa les échantillons de flexion sur la base des mesures de fendage ;
- L’énergie dissipée par la fissuration est proche de 75 J m⁻² dans le cas de la flexion entaillée. Elle est légèrement plus importante dans le cas de la flexion non entaillée. Cela écart peut s’expliquer par l’augmentation de la surface de rupture non prise en compte de la flexion non entaillée.

2.3 Simulations des essais expérimentaux

Dans cette partie, la dernière étape du cadre de modélisation hydro-mécanique présenté dans la partie 2.1.1 de ce chapitre va être développée. Pour ce faire, les essais expérimentaux vont être simulés. Seuls les résultats des essais de compression et de flexion (entaillé et non entaillé) seront présentés. Les paramètres du modèle de *Mazars régularisé* pour les différentes géométries simulées ont été calibrés dans la partie précédente. Toutes les simulations présentées sont des simulations tridimensionnelles. Les différents résultats présentés dans les chapitre 2 et 3 sont pris comme conditions initiales pour les différentes simulations. Ainsi, après avoir présenté les caractéristiques des modélisations, les résultats numériques seront exposés et discutés.

2.3.1 Éprouvette de compression G1

2.3.1.1 Données de modélisation

Pour la prédiction du comportement des éprouvettes de compression, le maillage utilisé est composé de 28700 éléments cubiques linéaires (CUB8 dans CAST3M). Les différentes propriétés matériau utilisées sont celles identifiées dans la partie 2.2.2. La figure 4.2.7a présente le maillage ainsi que les conditions aux limites imposées en déplacement. On trouve en face supérieure une condition de chargement en déplacement imposée suivant l'axe \vec{y} et un encastrement de la face inférieure. Il est à noter ici que le maillage mécanique utilisé pour le calcul n'est pas le maillage initial, les déplacements induits par le séchage sont présents. Ainsi, pour réaliser l'encastrement et le chargement, il est nécessaire de tenir compte de ces déplacements en les imposant et en les gardant constants pendant toute la durée du calcul pour l'encastrement et en partant de cette valeur pour le chargement.

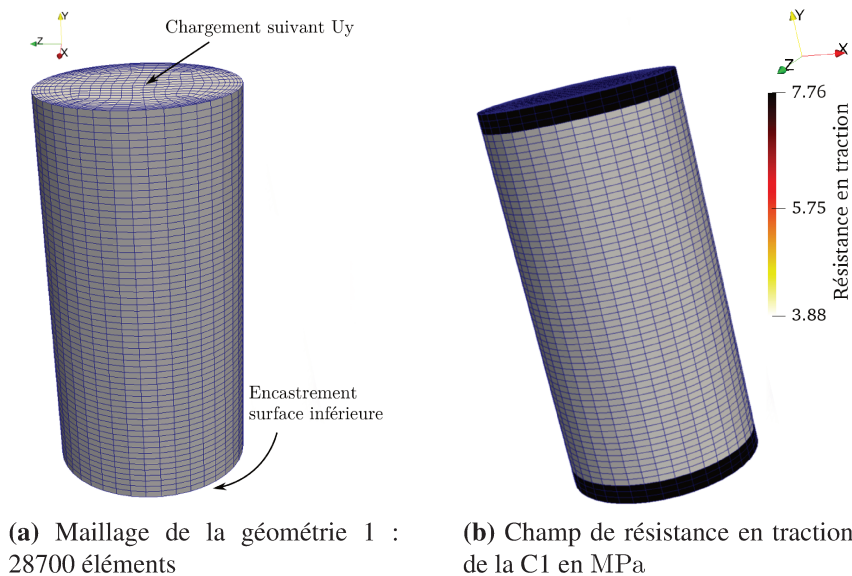


FIGURE 4.2.7 – Données de modélisation des essais de compression

Pour la modélisation de la compression un autre point est à prendre en compte. Puisque le phénomène de séchage impacte essentiellement les bords de l'éprouvette dans un premier temps, la surface est micro-fissurée. Cela se traduit, dans un calcul avec endommagement, par une variable D proche de 1. Dans le cas de la modélisation proposée, l'effet unilatéral présenté dans la partie 1.3 du chapitre 1, qui voit le matériau regagner en rigidité par la refermeture des fissures en compression, n'est pas pris en compte. Si aucune modification n'est réalisée, il n'est pas possible de simuler le comportement en compression. En première approche, pour pouvoir réaliser la modélisation, les éléments présents sur le bord supérieur et inférieur voient leur résistance en traction augmenter ce qui amène une augmentation du seuil d'endommagement (*cf.* figure 4.2.7b). Ce choix de modélisation se justifie puisque l'effet unilatéral est normalement à prendre en compte et que la rupture n'a pas lieu dans cette zone.

2.3.1.2 Résultats de modélisation de compression

Dans cette partie, les trois campagnes sont simulées. La figure 4.2.8a présente le résultat de la courbe contrainte-déformation. Le post-traitement des résultats numériques a été réalisé avec un extensomètre virtuel correspondant au « vrai extensomètre » utilisé dans les campagnes expérimentales. Les figures 4.2.8 présentent les résultats obtenus en compression. On observe sur la figure 4.2.8b l'endommagement au dernier pas de temps. On constate l'influence des conditions aux limites sur le calcul et un fort endommagement sur des bandes à 45°. Le blocage en pied génère du frottement ce qui favorise le développement de ces bandes. On ne retrouve pas un profil symétrique puisqu'ici les conditions aux limites ne le sont pas.

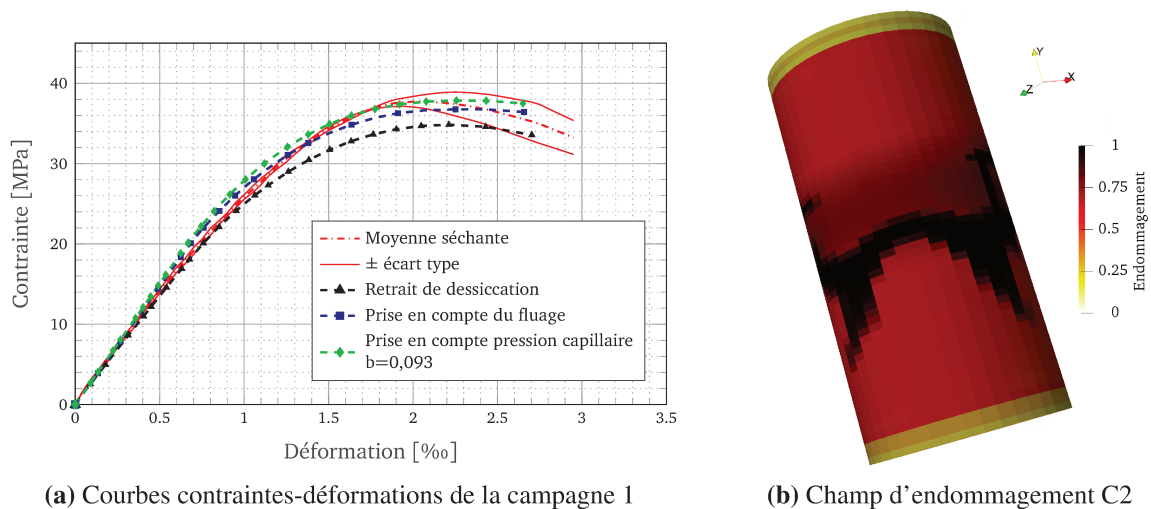


FIGURE 4.2.8 – Résultats mécaniques de la modélisation de compression

La figure 4.2.8a présente l'évolution de la courbe contrainte-déformation pour la sollicitation de compression. On constate une prédiction différente du comportement en fonction des modélisations. En tout premier lieu, si on ne tient compte que de l'effet négatif du retrait de dessiccation, on constate que la raideur élastique apparente est bien prédite cependant les non linéarités interviennent plus rapidement. La contrainte maximale est également sous-estimée. Pour les deux autres modélisations, tenant compte respectivement du fluage et pour la dernière de la pression capillaire, on constate que la raideur prédite est légèrement surestimée. Ceci semble cohérent puisqu'on ne considère aucun effet supplémentaire pour tenir compte des incompatibilités entre la pâte de ciment et les granulats. Ces dernières auront tendance à diminuer la raideur en créant de la fissuration dans la masse de l'éprouvette. Quant à la contrainte maximale apparente, on voit que l'effet bénéfique en compression de la pression capillaire n'est pas très importante par rapport à la prise en compte de fluage. On peut noter qu'en identifiant le coefficient de Biot sur les essais de flexion présentés ci-après, on retrouve la contrainte maximale de l'essai de compression.

Finalement, les figures 4.2.9 présentent les résultats des modélisations des campagnes 2 et 3. On retrouve les mêmes tendances que sur les courbes de la campagne 1. Dans les deux cas

de simulation, lorsque seul le retrait de dessiccation est modélisé, des problèmes de convergence ne permettent pas d'obtenir la contrainte maximale. La contrainte maximale n'est, dans les deux cas, pas totalement retrouvée. Une augmentation de la pression capillaire serait nécessaire.

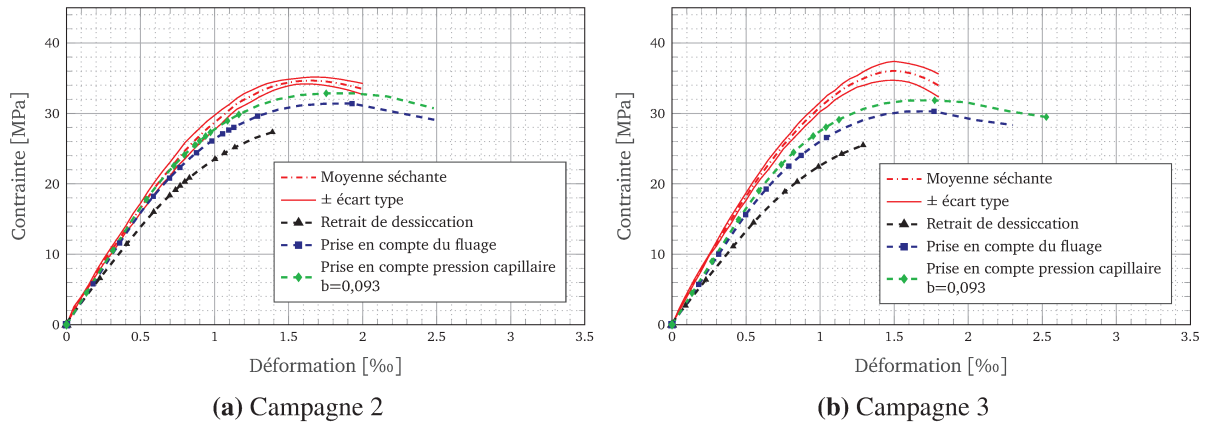


FIGURE 4.2.9 – Prédications des courbes contraintes-déformations pour les campagnes 2 et 3

2.3.2 Essais de flexion entaillée et non entaillée

2.3.2.1 Éléments de modélisation des essais de flexion

Après avoir modélisé les essais de compression on s'intéresse ici aux essais de flexion sur poutre entaillée et non entaillée. Les maillages utilisés pour la simulation sont composés de respectivement 36400 (pour la géométrie G3) et 36280 (pour la géométrie G4) éléments cubiques linéaires. L'exemple du maillage G4 est donné sur la figure 4.2.10.

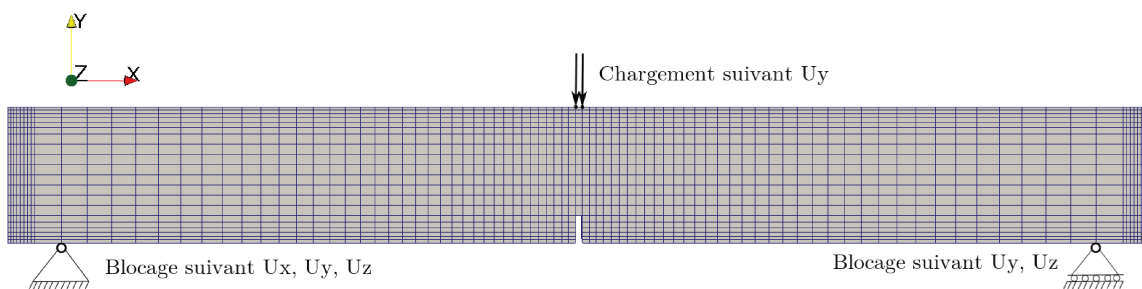


FIGURE 4.2.10 – Maillage des géométries de flexion : cas particulier de la poutre en flexion entaillé

Les conditions aux limites sont similaires dans les deux cas de flexion. On considère que tous les points des lignes colinéaires à l'axe z au niveau des appuis sont bloqués à la valeur

de déplacement des différents points à la fin du calcul des déformations différées. De même le chargement sur la partie supérieure part de la valeur de déplacement en U_y des nœuds.

Logiquement, la fissuration est automatiquement localisée dans le cas de la poutre entaillée. Bien que le chargement force la localisation dans le cas de la flexion non entaillée, il est possible d'obtenir des non convergences. Pour se prémunir de cela, deux choix possibles : soit utiliser un champ aléatoire, sur la résistance en traction par exemple, soit imposer une bande de faiblesse. Les deux types de modélisation ont été effectuées dans la thèse. Ici seule la modélisation avec une bande de faiblesse en plein milieu du maillage est présentée. La valeur de résistance en traction donnée à cette bande de faiblesse est égale au f_t moyen identifié sur les essais expérimentaux. Pour tout le reste de la poutre, la résistance est prise égale à $1,03 f_t$.

2.3.2.2 Résultats de modélisation des essais de flexion

La figure 4.2.11 présente le champ d'endommagement au dernier pas de temps. Comme le champ de résistance est homogène, on constate que l'endommagement induit par la dessiccation n'est pas localisé mais semble plutôt diffus. En fin de calcul mécanique, on remarque bien la localisation de l'endommagement au niveau de l'entaille ($D=1$).

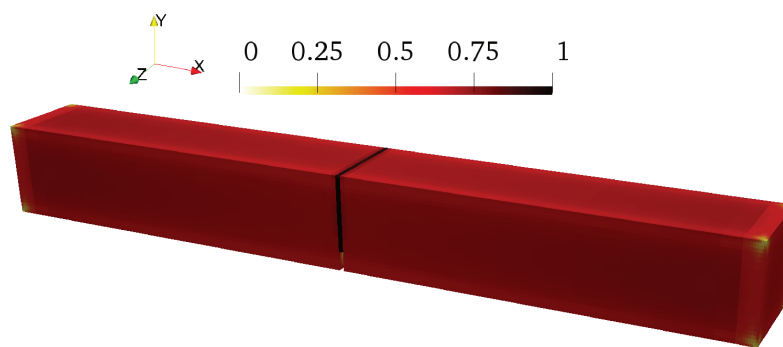


FIGURE 4.2.11 – Localisation de la fissuration représentée ici par le champ d'endommagement sur la géométrie entaillée

Les résultats d'endommagement de la géométrie non entaillée avec bande de faiblesse étant similaires, il ne sont pas présentés. Si on s'intéresse au comportement macroscopique des courbes de flexion présentées sur les figures 4.2.12 et 4.2.13, on note que dans le cas de la flexion, les éprouvettes sont très fortement impactées par la prise en compte des conditions initiales. À phénomènes modélisés égaux, on remarque que l'essai de compression est moins impactée que l'essai de flexion. Ceci peut s'expliquer par le fait que dans le cas de la compression, la raideur est proportionnelle au rapport $\frac{EA}{L}$ alors qu'en flexion elle est proportionnelle à $\frac{EI}{L^3}$. Ainsi, si les paramètres géométries sont réduits, l'impact est plus notable sur l'inertie que sur l'aire de la section.

Sur les différentes figures, les comportements macroscopiques sont globalement bien reproduits. Contrairement à la compression l'apport de la pression capillaire sur le comportement macroscopique est notable. La raideur des géométries non entaillées semble être bien prédite

avec ce coefficient de Biot. Notons que dans le cas des essais entaillés une légère baisse de la raideur s'observe. Dans la modélisation proposée, comme dans le cas de la compression, l'effet unilatéral n'est pas modélisé. La prise en compte de la refermeture des fissures lors de l'essai apporterait probablement un léger gain au niveau de la raideur. Enfin, l'augmentation de l'énergie dissipée par la fissuration semble être légèrement sous-estimée.

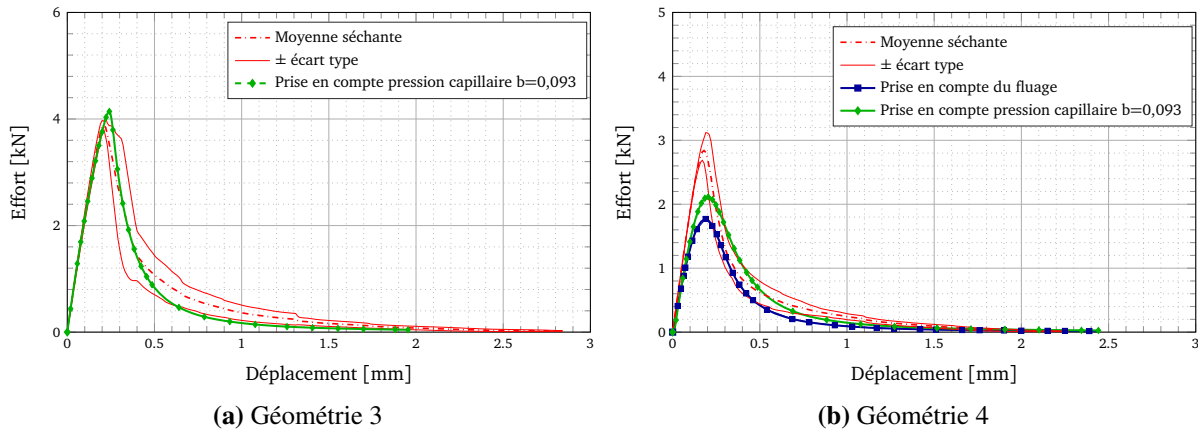


FIGURE 4.2.12 – Prédictions des courbes forces-déplacements pour la campagne 2

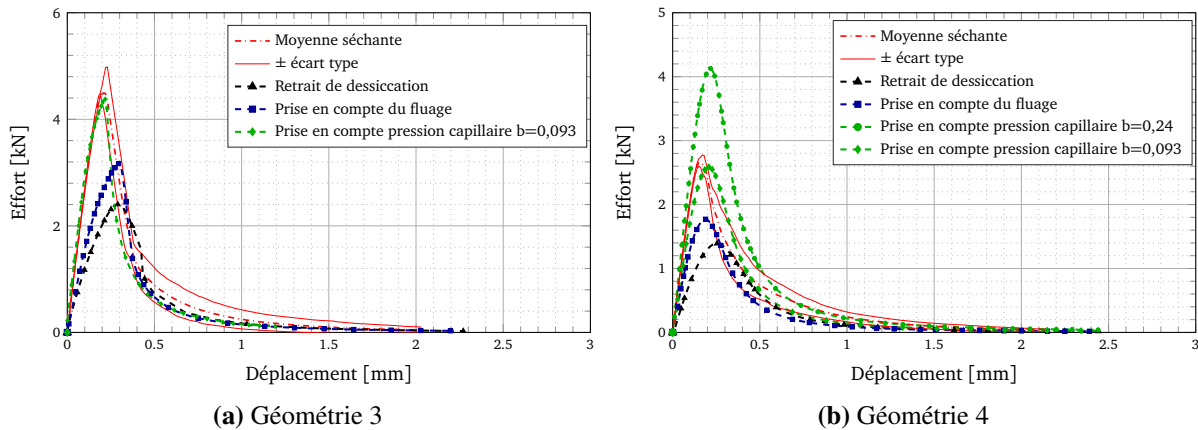


FIGURE 4.2.13 – Prédictions des courbes forces-déplacements pour la campagne 3

2.4 Synthèse des modélisations

Dans cette partie la prédiction du comportement mécanique après dessiccation a été entreprise. Pour ce faire, le cadre de modélisation mis en place a été présenté puis le cas particulier de la réalisation numérique de l'entaillage des éprouvettes a été exposé. Par la suite, les paramètres du modèle mécanique ont été identifiés en suivant une démarche similaire à celle présentée dans le chapitre 2. La sensibilité des paramètres aux différents essais a été entrevue et une stratégie d'identification a été déterminée. Les paramètres identifiés sont cohérents au regard des phénomènes d'effet d'échelle (passage d'une éprouvette de faible volume à une éprouvette plus importante).

Finalement, sur la base de ces identifications, les essais de compression et de flexion (entaillés et non entaillés) ont été simulés à l'aide de modélisations tridimensionnelles. Le comportement des différents essais est globalement bien retrouvé en utilisant le même coefficient de Biot pour tous les essais d'une valeur de 0,09.

3 Extraction des ouvertures de fissure

Une fois le comportement mécanique caractérisé, on s'intéresse dans cette partie aux ouvertures de fissure du modèle continu. Celles-ci sont un indicateur de la durabilité (parmi d'autres) du matériau puisque la fissuration augmente la perméabilité ainsi que la diffusivité du matériau.

3.1 Revue de la littérature

Il existe dans la littérature différentes approches pour obtenir des faciès et des ouvertures de fissure dans le cas des matériaux fragiles. En tout premier lieu on retrouve le modèle de la fissure fictive⁹. Proposée par [Hillerborg *et al.*, 1976] cette approche repose sur la mécanique linéaire de la rupture. Elle est basée sur la description explicite de la fissure au sein du matériau. Un lien entre l'ouverture et la contrainte appliquée est ensuite introduit. En plus de la nécessité d'algorithmes singuliers pour la propagation de la fissure, ce type d'approche ne permet pas de déterminer le point d'initiation de la fissuration. La méthode *X-FEM* [Moës *et al.*, 1999] permet aussi de décrire explicitement la fissuration mais elle alourdit considérablement le calcul surtout dans le cas de *branching* par exemple. La méthode *E-FEM* [Ortiz *et al.*, 1987] est une approche plus satisfaisante mais elle n'a pas été choisie dans le cadre de cette thèse.

Une alternative à cela est de ne pas modéliser explicitement la fissuration mais d'obtenir seulement une estimation de l'ouverture de fissure. Dufour *et al.* proposent une méthode de calcul de la fissuration basée sur un modèle continu [Dufour *et al.*, 2008]. L'idée ici est de comparer les résultats d'un modèle continu à éléments finis à un calcul analytique d'une fissure représentée par une discontinuité forte. L'écart entre les champs de déformations des deux méthodes est alors minimisé en ajustant l'ouverture de fissure. Cette méthode nécessite

9. *Fictitious crack model.*

néanmoins de connaître *a priori* l'emplacement de la fissure initiale. Ce problème a ensuite été résolu par un complément de la première approche dans [Dufour *et al.*, 2012].

Dans le cas des modèles régularisés en énergie de fissuration, [Matallah *et al.*, 2010] proposent une approche d'extraction de fissure qui repose sur la « théorie de la bande de fissuration » [Bažant et Oh, 1983]. Dans cette théorie, on considère que la fissuration se développe de manière diffuse dans une bande d'éléments. Ainsi en considérant que la déformation mécanique est séparée en une partie élastique et une partie anélastique on obtient :

$$\epsilon_{ij}^f = \epsilon_{ij} - \epsilon_{ij}^e = \frac{D}{1-D} C_{ijkl}^{-1} \sigma_{kl} \quad (4.3.1a)$$

$$w = n_i h_e \epsilon_{ij}^f n_j \quad (4.3.1b)$$

avec σ_{ij} la contrainte appliquée, ϵ_{ij}^f la déformation anélastique, ϵ_{ij} la déformation totale, ϵ_{ij}^e la déformation élastique, D la variable d'endommagement isotrope, w l'ouverture de fissure et \vec{n} le vecteur normal à la surface considérée.

Finalement une dernière approche basée sur les modélisations discrètes peut être considérée. Cécile Oliver-Leblond propose une méthode de réanalyse locale de calculs continus basés sur l'endommagement [Oliver-Leblond *et al.*, 2013]. Après un calcul continu, les zones endommagées sont localisées pour être réanalysés par le biais d'un modèle discret. Les déplacements nodaux issus du modèle continu sont imposés sur le calcul discret.

Dans le cadre présenté ici, les deux dernières techniques ont commencé à être investiguées. La méthode basée sur l'endommagement dans la bande de fissuration sera présentée par la suite.

3.2 Présentation du modèle proposé

Dans le cas du modèle proposé par [Matallah *et al.*, 2010], l'extraction de fissure se base sur l'état de déplacement à un pas de temps donné. Cela fonctionne lorsque le déplacement n'est issu que d'une sollicitation mécanique, néanmoins lorsque des déplacements additionnels (thermique, retrait, fluage) sont présents, la fissure résultante ne peut plus être calculée. Dans la version proposée, l'extraction de fissure du modèle, se base sur l'état de contrainte mécanique de l'élément i , σ_i . Ici, σ_i est la réponse du modèle aux différentes sollicitations (mécanique, retrait de dessiccation, fluage, pression capillaire).

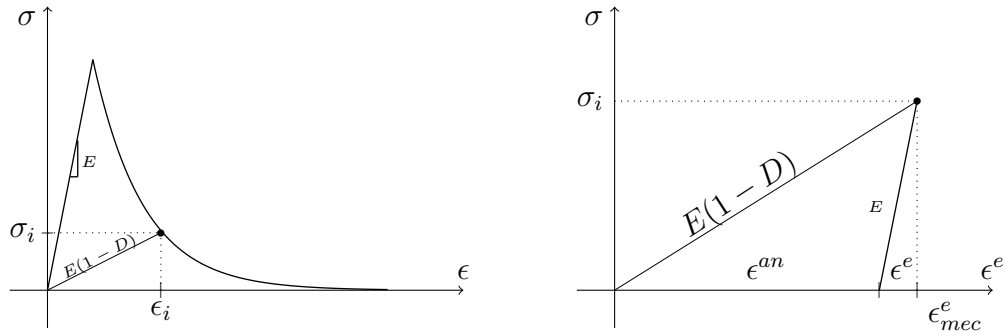


FIGURE 4.3.1 – Illustration d'une courbe force-déplacement numérique

$$\begin{cases} U_{tot} = U_{mec} + U_{re} + U_{th} + U_{rd} + U_{fp} + U_{fd} \\ \epsilon_{tot} = \epsilon_{mec} + \epsilon_{re} + \epsilon_{th} + \epsilon_{rd} + \epsilon_{fp} + \epsilon_{fd} \\ \sigma_{ij} = (1 - D)C_{ijkl}\epsilon_{kl} \end{cases} \quad (4.3.2)$$

avec les indices respectivement égaux « mécanique », « retrait endogène », « thermique », « retrait de dessiccation », « fluage propre » et « fluage de dessiccation ». On trouve également $\underline{\sigma}$ la contrainte dans un élément, D la variable d'endommagement, \underline{C} le tenseur d'élasticité et $\underline{\epsilon}$ le tenseur des déformations mécaniques. En partant des équations 4.3.2 on peut développer le raisonnement suivant :

1. De l'état de contrainte au pas i , on peut en inversant le tenseur de raideur endommagé obtenir la déformation totale du modèle d'endommagement utilisé.

$$\epsilon_{kl} = [(1 - D)C_{ijkl}]^{-1}\sigma_{ij} \quad (4.3.3)$$

2. Si on fait l'hypothèse que la déformation mécanique est séparée en une partie élastique et une autre anélastique, on peut calculer de manière analogue la déformation élastique associée à la contrainte au pas i , en prenant le tenseur de raideur initial (non endommagé).

$$\epsilon_{kl}^{elas} = [C_{ijkl}]^{-1}\sigma_{ij} \quad (4.3.4)$$

3. Et la déformation anélastique en soustrayant la déformation élastique.

$$\epsilon_{ij}^{ane} = \epsilon_{ij} - \epsilon_{ij}^{elas} \quad (4.3.5)$$

4. Une fois la déformation anélastique caractérisée, il est possible de venir calculer une ouverture de fissure par élément en prenant la taille des éléments comme longueur initiale.

$$U_j^{ouv} = L_i^{elem}\epsilon_{ij}^{ane} \quad (4.3.6)$$

3.3 Application sur un cube

Pour valider le modèle proposé ici, on applique la procédure à un cube muni d'une bande de faiblesse.

3.3.1 Éléments de modélisation

Pour étudier l'influence des modèles, une simulation tridimensionnelle sur un cube de taille 0,1 m de coté soumis à une sollicitation de traction uniaxiale est réalisé. La figure 4.3.2 présente le maillage composé de 343 éléments cubiques linéaires (CUB8 sous CAST3M).

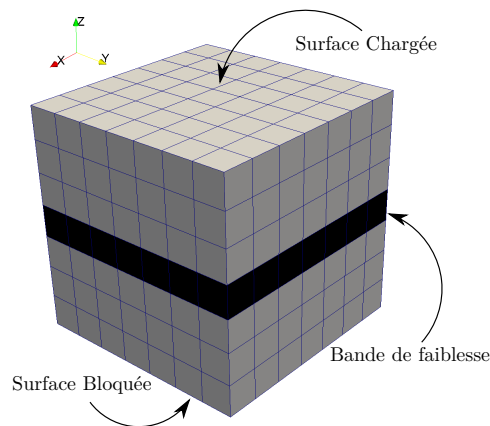


FIGURE 4.3.2 – Maillage du cube pour application du post-traitement

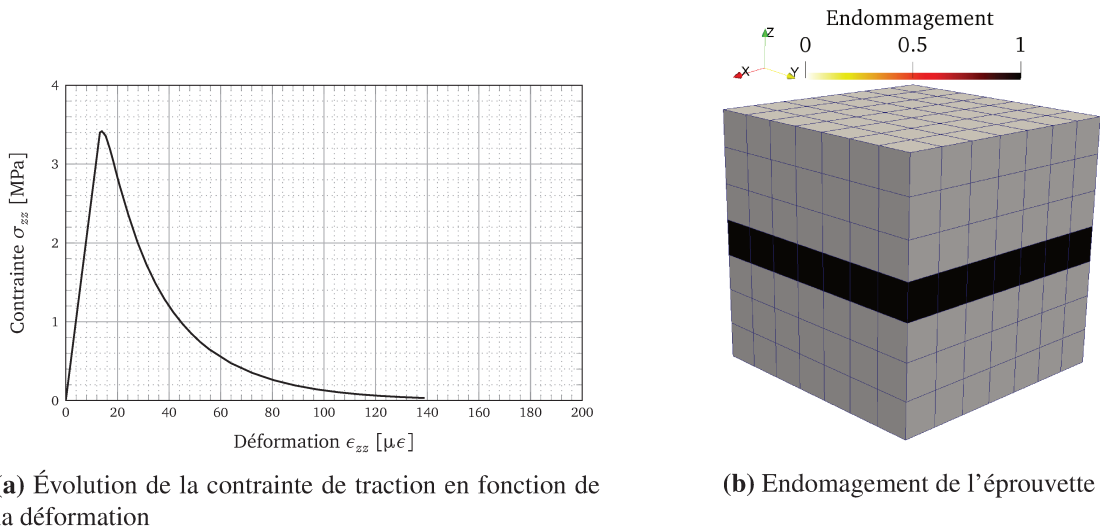
La surface inférieure est bloquée suivant l'axe vertical \vec{z} . De plus un point de la surface est encastré. Pour ce qui est du chargement, un champ de déplacement porté suivant \vec{z} est mis en œuvre. Pour la simulation, les paramètres utilisés sont résumés dans le tableau 4.3.1. Une bande de faiblesse est utilisée pour localiser l'endommagement. La résistance appliquée dans cette bande est de $0,95f_t$.

f_t [MPa]	E [GPa]	ν	G_F [$J m^{-2}$]	a_{comp}	b_{comp}	a_{trac}	β
3,4	36,8	0,235	70	1,42	1326	-1	1,06

TABLE 4.3.1 – Paramètres matériau du modèle de *Mazars régularisé* pour la traction sur le cube

3.3.2 Résultats de modélisation

La figure 4.3.3a présente la courbe contrainte-déformation dans la bande de faible. De même la figure 4.3.3b illustre la localisation de l'endommagement dans une bande d'éléments.



(a) Évolution de la contrainte de traction en fonction de la déformation

(b) Endommagement de l'éprouvette

FIGURE 4.3.3 – Résultats mécaniques de la traction sur cube

Les valeurs d'ouverture de fissure calculées dans le cas d'illustration sont présentées dans le tableau 4.3.2.

Méthode	$[U_{xx}]$ en $[\mu\text{m}]$	$[U_{yy}]$ en $[\mu\text{m}]$	$[U_{zz}]$ en $[\mu\text{m}]$
Méthode proposée	0	0	96,4
[Matallah <i>et al.</i> , 2010]	6×10^{-10}	6×10^{-10}	96,7
Écart relative [%]	-	-	0,3

TABLE 4.3.2 – Tableau comparatif des méthodes

Dans cette table, on constate que les résultats sont proches des valeurs obtenues par [Matallah *et al.*, 2010]. L'erreur relative est calculée avec le modèle de la littérature comme référence. On constate ainsi que dans le cas d'une sollicitation mécanique simple les deux modèles sont correspondants. Si on se place maintenant dans le cas du même cube cette fois-ci soumis à des conditions séchantes sur toutes ses faces et en considérant les conditions de la campagne 3 soit 45 % HR, on constate des différences. La figure 4.3.4 présente les ouvertures suivant l'axe \vec{z} obtenus dans les deux cas de post-traitements.

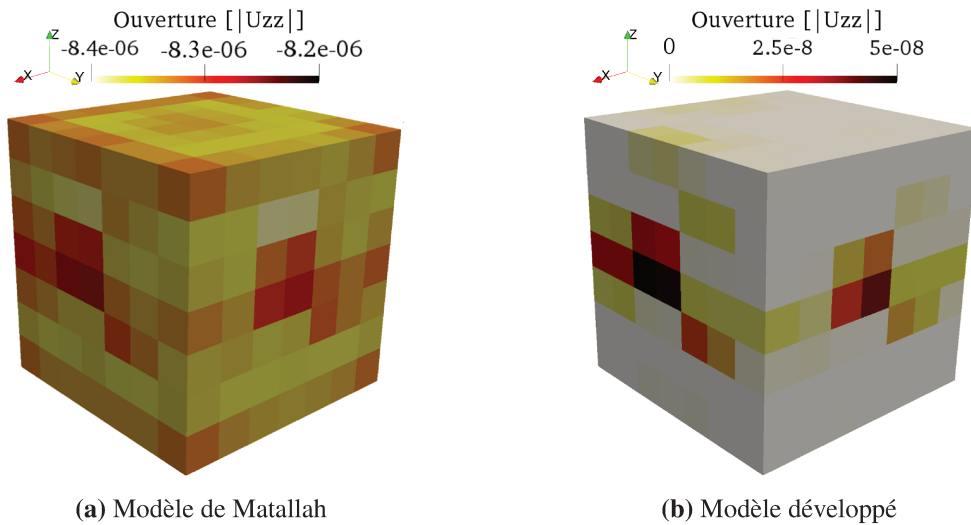


FIGURE 4.3.4 – Ouvertures de fissure en m suivant \vec{z} pour un cube soumis à la dessiccation : état pré-essai mécanique

On constate sur la figure 4.3.4a que les fissures caractérisées sont toutes négatives (*i.e.* aucune fissuration) tandis qu'à l'inverse sur la figure 4.3.4b les valeurs de l'ouverture sont toutes positives. Cette différence s'explique comme précisé auparavant par la non prise en compte des déformations différées. Ici, le retrait de dessiccation va générer un déplacement négatif qui va diminuer le déplacement mécanique. Ce dernier est la base du modèle proposé par [Matallah *et al.*, 2010]. Ainsi, l'approche développée au cours de cette thèse semble plus adaptée à la caractérisation de la fissuration issue d'un modèle continu présentant des déformations différées.

3.4 Post-traitement de la poutre G3

Dans cette ultime section, on applique le post-traitement proposé au cas de la poutre en flexion non entaillée. Pour cela, la poutre G3 est simulée en tenant compte d'un champ aléatoire corrélé généré par la méthode des bandes tournantes [Matheron, 1973]. Cette méthode est directement implémentée dans CAST3M. Le coefficient de variation pris pour la résistance est de 3% et la longueur de corrélation est prise égale à $3d_{max}$ soit 4,8 cm. La figure 4.3.5 présente le champ d'ouvertures de fissure dans la direction \vec{x} .

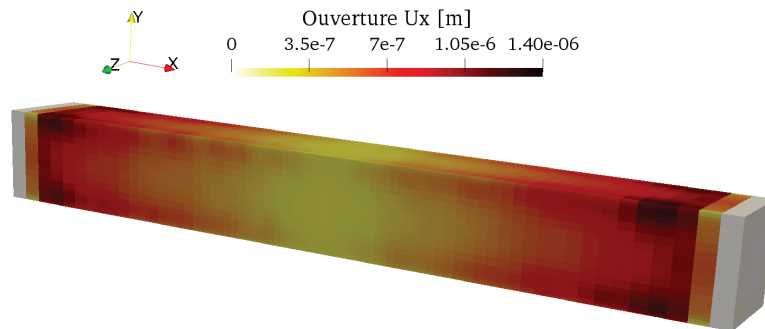


FIGURE 4.3.5 – Maillage du cube pour application du post-traitement

On constate que toutes les valeurs sont positives et comprises entre 0 et 1,4 μm . Néanmoins après 70 jours de dessiccation aucune fissure localisée n'est présente. Si on observe la figure 4.3.6, on remarque que l'endommagement n'est également pas localisé dans la poutre. Cela explique pourquoi une fissuration plus prononcée ne s'observe pas. D'autre part on note que l'endommagement n'est présent que sur une faible part de l'éprouvette. Il en est de même pour la fissuration.

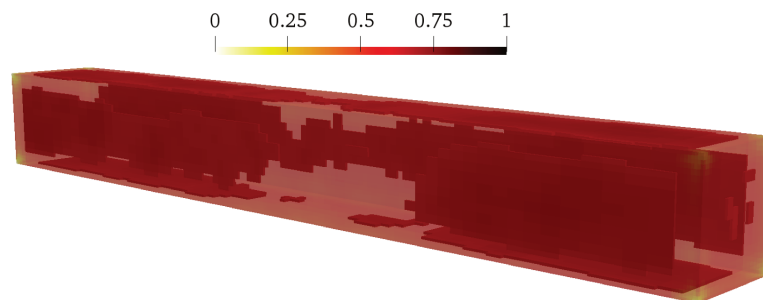


FIGURE 4.3.6 – Champ d'endommagement après 70 jours de dessiccation ; seul les éléments présentant un endommagement supérieur à 0,6 sont affichés

3.5 Synthèse sur la méthode développée

Dans cette partie une méthode d'extraction de fissure a été développée. Après une revue succincte des modèles existants dans la littérature, le modèle proposé a été présenté. Une application sur un cube, permettant de comparer le modèle implémenté à celui proposé par [Maltallah *et al.*, 2010] a été menée. En absence de chargement autre que mécanique, la similitude des deux modèles a été retrouvée. Une seconde modélisation prenant en compte le séchage sur un cube a montré l'apport de la méthode dans le cadre de modélisation développé dans cette thèse. Enfin un post-traitement de l'état de fissuration de la poutre G3 de la campagne 2 a été

réalisé. Il apparaît une micro-fissuration superficielle sur les bords de l'éprouvettes pas encore localisée mais présente.

4 Synthèse

Dans ce chapitre, l'effet de la dessiccation sur le comportement du matériau et sa fissuration a été présenté. Pour effectuer cette tâche, trois axes ont été suivis.

En tout premier lieu, le comportement mécanique d'éprouvettes soumises à la dessiccation a été caractérisé. Après avoir présenté le cadre d'expérimentation et les divers moyens d'essais utilisés, les résultats ont été affichés. L'impact des conditions de conservation a été étudié à travers trois paramètres : les conditions de conservation, le temps de conservation et enfin le type d'essai. En fonction des conditions fixées, trois phénomènes principaux se développent. Tout d'abord, la pression capillaire au sein des pores induite par leurs désaturations. Cette dernière englobe tous les mécanismes tels que les énergies surfaciques, la pression de disjonction ou les modifications de la microstructure. Puis, la micro-fissuration superficielle créée par l'effet de structure et enfin les incompatibilités de déformation entre la pâte et les granulats. Au regard des essais on observe qu'à court terme la pression capillaire et l'effet de structure sont majoritaires puis à plus long terme, la pression capillaire se dissipe et les incompatibilités apparaissent de plus en plus importantes. On note, que dans les essais réalisés, les essais de compression et de flexion entaillée sont les deux essais les plus impactés.

Une fois la caractérisation expérimentale de l'impact de la dessiccation effectuée, la simulation des essais sur la base d'une modélisation élasto-endommageable est menée. Le cadre général de couplage qui tient compte des travaux menés dans les chapitre 2 et 3 est présenté. Après avoir identifié les paramètres du modèle de *Mazars régularisé* [Mazars, 1986, Feenstra et De Borst, 1996] par l'utilisation dans une version mécanique de la méthode d'identification présentée dans le chapitre 2, les essais de compression, de flexion entaillées et non entaillées sont simulés. Excepté pour deux modélisations, on prédit correctement l'ensemble des essais en tenant compte à la fois du retrait, de la redistribution des contraintes générées par le fluage et l'apport positif des effets de pression capillaire. Le coefficient de Biot est calibré une fois pour toute sur un essai choisi au hasard, ici l'essai de flexion entaillée de la campagne 3, assurant un certain coté prédictif au cadre de modélisation utilisé. Notons néanmoins que l'effet du caractère unilatéral du matériau béton doit être intégré aux simulations.

Finalement une méthode de post-traitement de fissure a été développée. Basée sur le post-traitement des zones endommagées, la routine permet de tenir compte des déformations additionnelles (thermique, retrait, fluage...). Une validation par comparaison au post-traitement proposé par [Matallah et La Borderie, 2006] dans un cas mécanique classique est entreprise pour ensuite montrer l'apport dans le cas de déformations générées par la dessiccation. Pour terminer une application sur le cas particulier de la poutre non entaillée de la campagne 2 est menée.

Conclusion générale

L'objectif principal de ces travaux de thèse était de réaliser un cadre de modélisation prédictif qui tient compte du couplage entre le comportement mécanique et l'évolution hydrique d'un matériau à matrice cimentaire. Pour atteindre cet objectif, le champ d'investigation devait balayer un grand nombre de sujets.

Afin de mieux cerner le sujet, un état de l'art relatif au comportement hydro-mécanique des matériaux cimentaires a été effectué. Au cours de l'étude, trois axes principaux ont été retenus : le comportement statique du matériau, puis le développement des processus hydriques et enfin son comportement différé. La discordance des résultats mécaniques expérimentaux disponibles dans la littérature a orienté les choix de travail vers la réalisation de campagnes expérimentales. Elles ont été réalisées sur des essais standard en utilisant le béton de VeRCORs. Trois facteurs ont été retenus : le temps de dessiccation, les conditions de dessiccation et le type d'essai. En parallèle, des choix de modélisation ont été effectués. Le processus hydrique a été modélisé par une approche multiphasique [Thiery *et al.*, 2007], quant au modèle mécanique, le choix s'arrête sur un modèle de Mazars régularisé en énergie de fissuration [Mazars, 1986, Feenstra et De Borst, 1996]. Différents modèles de déformations de retrait de dessiccation ont été investigués et les déformations de fluage propre et de dessiccation ont été considérées pour modéliser la redistribution des contraintes.

Le second chapitre traitait plus particulièrement de la dessiccation des matériaux cimentaires. Dans ce cadre, une modélisation du séchage multi-phasique adaptée de [Benboudjema, 2002, Hilaire, 2014] a été utilisée. Deux mécanismes ont été pris en compte : la perméation de la phase liquide et la diffusion de la phase vapeur. Le modèle a été calibré sur des campagnes expérimentales menées dans le cadre de la thèse, par le biais d'une méthode de recalage de modèle : méthode développée dans ce travail. Les courbes expérimentales ont été bien prédites mais l'état des gradients internes reste questionnable. Pour améliorer les prédictions hydriques des mesures de quantités plus locales semblent nécessaires. De plus, certains couples de paramètres semblent très corrélés ce qui rend l'identification difficile et sans unicité. Deux études annexes s'intéressent, la première à l'impact de la variation des conditions de conservation (homogène vs variable) et la seconde aux effets d'échelle et de forme des éprouvettes. De faibles écarts entre des simulations homogènes et celles qui tiennent compte de la variation d'humidité existent mais paraissent négligeables. En ce qui concerne les effets de la forme, la modélisation hydrique est capable de retrouver et prédire des coefficients de forme caractérisés expérimentalement.

Le troisième chapitre s'intéresse à quantifier l'état de contrainte interne et à l'endommagement générés par le retrait de dessiccation et les mécanismes associés. Ce chapitre a été divisé

en trois sections. La première s'intéresse au phénomène de retrait de dessiccation d'un point de vue expérimental dans un premier temps, et numérique dans un second temps. Les données expérimentales de mesure du retrait de dessiccation corroborent l'hypothèse de considérer le matériau réalisé dans la thèse et celui du béton VeRCoRs similaires. Une modélisation phénoménologique du retrait de dessiccation a été utilisée par la suite pour étudier l'impact du champ de dessiccation prédit sur l'endommagement généré. Il semble que lorsqu'on utilise un modèle phénoménologique, l'endommagement soit modifié par le champ hydrique déterminé, malgré la similitude des pertes en masse. L'apport du fluage dans la modélisation continue a été étudié par le biais du modèle proposé par [Hilaire *et al.*, 2014]. Les paramètres de fluage ont été calibrés sur les données VeRCoRs. La modélisation du fluage relaxe les contraintes ce qui diminue l'endommagement final. La profondeur impactée par l'endommagement en est fortement réduite. L'apport bénéfique de la pression capillaire a ensuite été pris en compte. Un surcroît de résistance permet de réduire l'endommagement pour seulement quelques millimètres de la section.

L'ultime chapitre investiguait le comportement mécanique après dessiccation des éprouvettes. D'un point de vue expérimental les essais de compression, traction directe, fendage, flexion entaillée et non entaillée ainsi que des essais de caractérisation ultrasonore ont été menés. Pour chaque essai trois éprouvettes séchantes ont été comparées à trois éprouvettes gardées en condition humide pendant un temps équivalent. Il en ressort qu'à court terme la pression capillaire et les effets de micro-fissuration ont été prépondérants puis les effets bénéfiques de la pression capillaire se dissipent et les incompatibilités de déformations entre la pâte de ciment et les granulats prennent une part plus importantes. On constate également que tous les essais ont été impactés (positivement ou négativement) par la dessiccation excepté les essais de flexion non entaillée. La prédiction numérique des résultats expérimentaux a été ensuite réalisée par le biais d'un modèle élasto-endommageable régularisé en énergie de fissuration. Le coefficient de Biot a été calibré sur un essai et tous les autres ont été simulés avec le même. On constate que les comportements obtenus ont été dans l'ensemble bien reproduits en compression et dans les deux cas de flexion. Enfin, une méthode de post-traitement de fissure qui tient compte des déformations additionnelles a ensuite été présentée.

Perspectives

Sur la base du travail mené dans le cadre de cette thèse des axes de recherche futur peuvent être développés. Ils sont présentés ici en deux grandes catégories : celle relatif aux travaux expérimentaux et celle portant sur les travaux numériques. Commençons par les perspectives expérimentales :

- On a vu dans le chapitre 2 que la détermination d'un état hydrique représentatif de l'état réel n'est pas aisée. La procédure d'identification permet de déterminer un état sur la base de mesure de perte en masse et éventuellement d'isotherme de désorption mais ces données sont globales. Dans ce cadre, la caractérisation de l'humidité relative interne apparaît comme nécessaire puisque l'état d'endommagement généré dépend de la prédiction hydrique. Une méthode de caractérisation fiable serait donc plus appropriée.
- On pourrait tenter de caractériser les isothermes de sorption par la méthode de recalage. La détermination expérimentale des isothermes de sorption est un processus long qui peut être soumis à de nombreux biais. L'objectif ici serait de caractériser sur des échantillons, trois points de l'isotherme et de mesurer l'évolution de la perte en masse à l'équilibre avec le milieu. En simulant le processus de dessiccation, l'isotherme pourrait être retrouvée (avec toutes les hypothèses de modélisation effectuées néanmoins).
- De nouvelles campagnes expérimentales qui compléterait les données déjà présentées serait un plus pour obtenir des tendances encore plus franches. Dans ce cadre l'utilisation de la flexion 4 points pourrait apporter un réel plus par rapport à la flexion 3 points qui semble ne pas laisser assez de place aux phénomènes.
- Il est nécessaire d'avoir une caractérisation multi-échelle expérimentale pour caractériser la fissuration par incompatibilité.

D'un point de vue de la modélisation du problème hydro-mécanique des améliorations peuvent être apportés aux différentes approches proposées.

- Pour déterminer l'état hydrique, un modèle de séchage qui considère plusieurs mécanismes a été utilisé. Dans cette modélisation, ces mécanismes ont été supposés tous en série. Néanmoins, la physique réelle n'est pas simple. Il pourrait être intéressant de considérer d'autre approche, par exemple en utilisant des modèles non plus en parallèle mais en série, voir un mix des deux ou encore basé sur un schéma d'homogénéisation de type Mori-Tanaka ou auto-cohérent. Cette modélisation changera peut être ou non l'importance de chaque mécanisme dans le processus de dessiccation.
- La prise en compte de la pression capillaire modifie le seuil d'endommagement. Dans les calculs réalisés, la résistance utilisée dans le calcul du paramètre adoucissant

ne prend pas en compte l'augmentation de la pression capillaire. Il faudrait vérifier qu'avec cette formulation la régularisation est bien conservée dans le cas contraire il faudrait y remédier.

- L'augmentation de l'énergie dissipée par la fissuration n'est pas reproduite correctement dans la modélisation proposée. Pour en tenir compte deux possibilités : soit par l'augmentation de l'énergie de fissuration (paramètre G_F) par l'incorporation d'un terme lié à la pression capillaire, soit par la prise en compte d'un autre mécanisme lié plus à la tortuosité de la fissuration générée par la micro-fissuration.
- Pour modéliser les incompatibilités de déformation entre la pâte de ciment et les granulats, il pourrait être intéressant de prendre en compte un endommagement hydrique tel que celui proposé par [Hubert, 2004]. La loi de comportement pourrait s'écrire de la manière suivante :

$$\sigma = E(1 - D_m)(1 - D_h)\epsilon$$

avec D_m l'endommagement mécanique et D_h l'endommagement hydrique dont l'évolution reste à caractériser. Il pourrait être calibré sur la campagne 1 qui présente des données à long terme. De même on pourrait imaginer un endommagement non plus isotrope mais anisotrope. Du fait de l'orientation des gradients, le matériau ne s'endommage pas de manière isotrope, le considérer dans la modélisation pourrait être plus réaliste pour la prédiction des propriétés mécaniques résiduelles ou de transfert (cf. point ci-dessous).

- Dans les modélisations mécaniques l'effet unilatéral du matériau n'a pas été pris en compte. En toute rigueur il serait nécessaire de le modéliser. Des travaux dans ce sens ont déjà été entrepris avec le modèle de Vassaux [Vassaux *et al.*, 2015] qui modélisent, l'effet unilatéral, le frottement des fissures tout en gardant un cadre de modélisation proche du modèle utilisé dans la thèse.
- Toutes les modélisations présentées ont été réalisées dans un cadre continu. Cependant, la fissuration est une caractéristique qui ne l'est pas. Des travaux pour passer du modèle continu à une modélisation discrète sont en cours d'étude. Les premiers résultats sont prometteurs. Cette modélisation permettra d'obtenir des faciès de fissuration (voir de l'écaillage sur la surface des éprouvettes) qui pourront être comparés à des données expérimentales. Le faïençage pourra ainsi être investigué. Les ouvertures de fissure et la tortuosité devraient être plus réalistes.
- Comme développé en introduction, la fissuration du matériau béton est complexe à déterminer. Son étude a souvent pour but d'analyser la durabilité des ouvrages ou bien de s'assurer de critère d'étanchéité dans le cas de structures à risque, prenons par exemple les travaux de [Asali *et al.*, 2016]. L'apparition de fissure peut amener une augmentation de la perméabilité et ou diffusivité du matériau ce qui diminue l'étanchéité. Le couplage du cadre de modélisation mis en place avec le modèle de transfert proposé par X. Jourdain [Jourdain, 2014] offre des perspectives intéressantes.

Annexe A

Présentation du matériau d'étude

1 Projet VeRCoRs EDF

Dans le cadre du prolongement et de la sûreté des centrales nucléaires, EDF¹ a réalisé, dans le cadre du projet VeRCoRs², une maquette expérimentale d'une enceinte de confinement de réacteur nucléaire de 16m de diamètre et de 30m de hauteur [Galenne et Masson, 2012, de France,]. Cette maquette réalisée à l'échelle 1/3 a été construite sur le site "Les Renardières". Finement instrumentée, le comportement de l'enceinte est relevée depuis la construction jusqu'à la fin "théorique" d'exploitation. Au cours du programme de recherche, plusieurs mesures seront collectées chaque jour sur chaque capteur. Des centaines d'échantillons de béton ont été préparés et testés pour déterminer leurs comportements et paramètres matériels, y compris les modules et la résistance, le séchage, le retrait, le fluage et la perméabilité.

Les principaux objectifs du projet sont d'étudier :

- le comportement au jeune âge ainsi que dans son vieillissement,
- L'évolution des taux de fuites sous l'effet du vieillissement,
- le comportement sous des accidents sévères pendant lesquels les chargements thermo-mécaniques sont maintenus pendant plusieurs jours.

2 Formulation du béton VeRCoRs

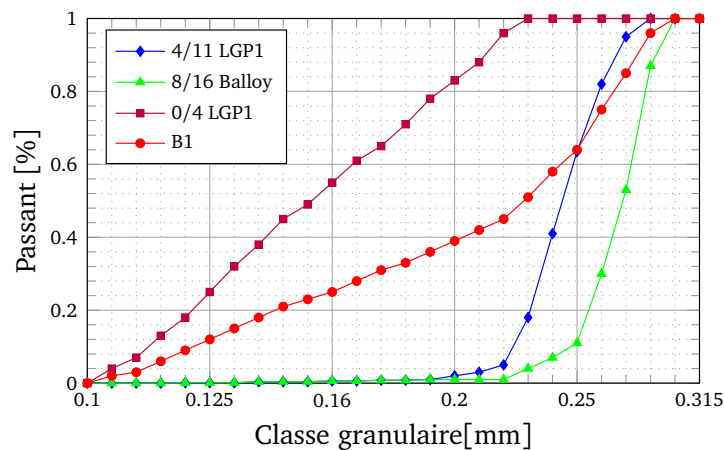
Dans le cadre du projet, les matériaux utilisés pour la construction ont été sélectionnés dans le but d'être les plus représentatifs des technologies utilisées dans le Parc français. Ainsi, Ses caractéristiques mécaniques sont : une résistance à la compression moyenne à 28 jours de 40,75 MPa, une résistance à la traction (par fendage) égale à 3,5MPa ainsi qu'un module d'Young moyen de 32,2 GPa, le tout obtenu sur des éprouvettes cylindriques 16 cm × 32 cm. Le béton VeRCoRs est composé de ciment Portland (CEM I) avec une ratio (total) eau sur ciment de 0,62. De plus, un plastifiant est introduit pour améliorer la maniabilité. La composition et les propriétés des granulats utilisés est donné dans la table [A.2.1a](#).

1. Électricité De France

2. Verification Réaliste du Confinement des Réacteurs

Composant	Nature	Quantité	Unité
Ciment	CEM I 52,5 R	320	kg m ⁻³
Sable (0-4 mm)	Siliceux	830	kg m ⁻³
Granulats (4-11 mm)	Calcaire	445	kg m ⁻³
Granulats (8-16 mm)	Calcaire	550	kg m ⁻³
Eau (total)		197,6	kg m ⁻³
Plastifiant	SIKAPLAST Techno 80	2,75	kg m ⁻³

(a) Formulation du béton VeRCoRs



(b) Courbes granulométriques

FIGURE A.2.1 – Composition et courbes granulométriques du matériau VeRCoRs

La figure A.2.1b présente les courbes granulométriques des différents granulats de la formulation du béton VeRCoRs.

3 Protocole expérimental de fabrication

Afin de minimiser la variabilité, les éprouvettes de chaque campagne sont réalisés avec la même gachée soit 180 L de matériau pour chaque campagne. Pour la réalisation du béton, la procédure décrite ci-dessous est utilisée :

1. Humidification du malaxeur puis introduction du sable et des gravillons ;
2. Introduction de 30 L m⁻³ d'eau ;
3. Malaxage pendant 30 s ;
4. Attente de 5 minutes ;
5. Introduction du ciment ;
6. Malaxage pendant 1 minute ;
7. Introduction de l'eau restante et du plastifiant ;
8. Malaxage pendant 2 minutes.

Une fois réalisé, le matériau est mis en place dans les différentes éprouvettes (figure A.3.1).
 Pour chaque campagne on trouve :

- 12 éprouvettes 11 cm × 22 cm ;
- 12 éprouvettes 10 cm × 10 cm × 84 cm ;
- 6 éprouvettes de traction directe ;
- 3 ou 6 éprouvettes 7 cm × 7 cm × 28 cm ;

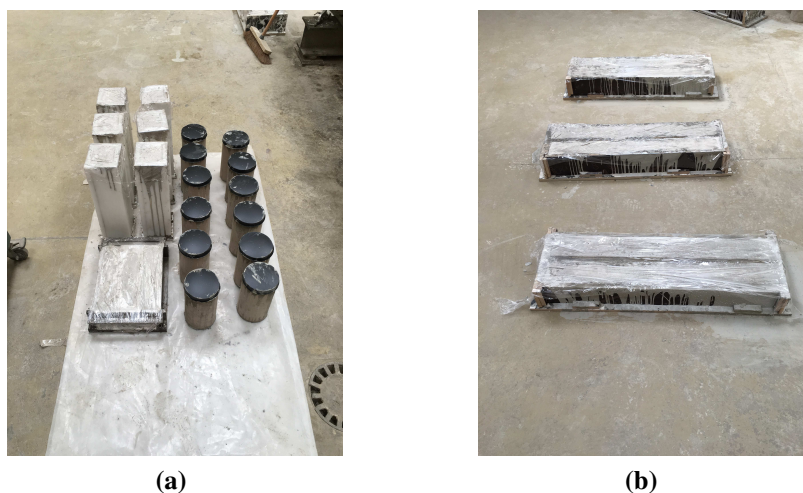


FIGURE A.3.1 – Éprouvettes des différentes campagnes

Lors de la réalisation des différentes campagnes, l’affaissement au cône d’Abrams, la masse volumique apparente et la teneur en air occlus ont été caractérisés. Les résultats sont présentés dans le tableau A.3.1.

		Affaissement ³ [cm]	Masse volumique apparente [kg m ⁻³]	Air occlus [%]
EDF	Laboratoire	21	2360	2,4
	Chantier	19	2395	2,0
Thèse	Campagne 1	71,3	2396 ± 31	0,5
	Campagne 2	71	2415 ± 35	[-]
	Campagne 3	63,5	2433 ± 39	[-]
	Moyenne	69	2415	[-]
	Ecart-type	6	15	[-]

TABLE A.3.1 – Caractéristiques du matériaux à l’état frais

Le béton VerCoRs est dans sa formulation originale un béton de classe S5. Son affaissement est supérieur à 220 mm. Dans le cas présent, le matériau présente une rhéologie très liquide. Une galette de type BAP⁴ a été obtenue. Les mesures sont donc des diamètres d’étalement et pas des affaissements.

4. Béton Auto-Plaçant

Bibliographie

- [Abbas *et al.*, 1999] ABBAS, A., CARCASSES, M. et OLLIVIER, J. P. (1999). Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Materials and Structures*, 32(1):3–8.
- [Acker *et al.*, 1987] ACKER, P., BOULAY, C. et ROSSI, P. (1987). On the importance of initial stresses in concrete and of the resulting mechanical effects. *Cement and Concrete Research*, 17(5):755–764.
- [Acker et Ulm, 2001] ACKER, P. et ULM, F.-J. (2001). Creep and shrinkage of concrete : physical origins and practical measurements. *Nuclear Engineering and Design*, 203(2): 143–158.
- [Aissaoui et Matallah, 2015] AISSAOUI, N. et MATALLAH, M. (2015). Méthode de régularisation énergétique basée sur l’approche "Crack band" : Limites d’application et sources d’erreurs. *In Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France.
- [Akita *et al.*, 2003] AKITA, H., KOIDE, H. et AL. (2003). A practical method for uniaxial tension test of concrete. *Materials and structures*, 36(6):365–371.
- [Alhussainy *et al.*, 2016] ALHUSSAINY, F., HASAN, H. A., ROGIC, S., SHEIKH, M. N. et N.S. HADI, M. (2016). Direct tensile testing of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 112(Supplement C):903 – 906.
- [Ali, 1964] ALI, Iqbal et Kesler, C. E. (1964). Mechanisms of creep in concrete. *ACI Special Publication*, 9:35–63.
- [Asali *et al.*, 2016] ASALI, M., CAPRA, B., MAZARS, J. et COLLIAT, J. (2016). Numerical strategy for forecasting the leakage rate of inner containments in double-wall nuclear reactor buildings. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14(8):408–420.
- [Bamforth, 1987] BAMFORTH, P. B. (1987). The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas. *Magazine of Concrete Research*, 39(138):3–11.
- [Bangham *et al.*, 1932] BANGHAM, D., FAKHOURY, N. et MOHAMED, A. (1932). The swelling of charcoal. Part II. Some factors controlling the expansion caused by water, benzene and pyridine vapours. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character*, 138(834):162–183.
- [Baroghel-Bouny, 1994] BAROGHEL-BOUNY, V. (1994). *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

- [Baroghel-Bouny, 2007] BAROGHEL-BOUNY, V. (2007). Water vapour sorption experiments on hardened cementitious materials : Part I : Essential tool for analysis of hygral behaviour and its relation to pore structure. *Cement and Concrete Research*, 37(3):414–437.
- [Baroghel-Bouny *et al.*, 1999] BAROGHEL-BOUNY, V., MAINGUY, M., LASSABATERE, T. et COUSSY, O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and concrete research*, 29(8):1225–1238.
- [Bartlett et MacGregor, 1994] BARTLETT, F. M. et MACGREGOR, J. G. (1994). Effect of moisture condition on concrete core strengths. *Materials Journal*, 91(3):227–236.
- [Bažant et Oh, 1983] BAŽANT, Z. P. et OH, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and structures*, 16(3):155–177.
- [Bažant et Kim, 1987] BAŽANT, Zdeněk Pand Sener, S. et KIM, J.-K. (1987). Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete. *ACI materials journal*, 84(5):351–357.
- [Bažant, 1999] BAŽANT, Z. P. (1999). Size effect on structural strength : a review. *Archive of Applied Mechanics*, 69(9):703–725.
- [Bažant et Chern, 1985] BAŽANT, Z. P. et CHERN, J. C. (1985). Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism. *Materials and Structures*, 18(1):1.
- [Bažant *et al.*, 2004] BAŽANT, Z. P., CUSATIS, G. et CEDOLIN, L. (2004). Temperature effect on concrete creep modeled by microprestress-solidification theory. *Journal of engineering mechanics*, 130(6):691–699.
- [Bažant *et al.*, 1997a] BAŽANT, Z. P., HAUGGAARD, A. B. et BAWEJA, S. (1997a). Microprestress-solidification theory for concrete creep. ii : Algorithm and verification. *Journal of Engineering Mechanics-Proceedings of the ASCE*, 123(11):1195–1201.
- [Bažant *et al.*, 1997b] BAŽANT, Z. P., HAUGGAARD, A. B., BAWEJA, S. et ULM, F.-J. (1997b). Microprestress-solidification theory for concrete creep. i : Aging and drying effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(11):1188–1194.
- [Bažant et Najjar, 1971] BAŽANT, Z. P. et NAJJAR, L. (1971). Drying of concrete as a nonlinear diffusion problem. *Cement and Concrete Research*, 1(5):461–473.
- [Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989] BAŽANT, Z. P. et PIJAUDIER-CABOT, G. (1989). Measurement of characteristic length of nonlocal continuum. *Journal of Engineering Mechanics*, 115(4):755–767.
- [Bažant et Planas, 1997] BAŽANT, Z. P. et PLANAS, J. (1997). *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, volume 16. CRC press.
- [Bažant et Wittmann, 1982] BAŽANT, Z. P. et WITTMANN, F. H. (1982). Creep and shrinkage in concrete structures.
- [Bažant et Xi, 1994] BAŽANT, Z. P. et XI, Y. (1994). Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Materials and structures*, 27(1):3–14.

- [Beltzung et Wittmann, 2005] BELTZUNG, F. et WITTMANN, F. (2005). Role of disjoining pressure in cement based materials. *Cement and Concrete Research*, 35(12):2364–2370.
- [Benboudjema, 2002] BENBOUDJEMA, F. (2002). *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinements de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*. Thèse de doctorat, Université de Marne la Vallée.
- [Benboudjema et al., 2005] BENBOUDJEMA, F., MEFTAH, F. et TORRENTI, J. (2005). Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete. *Engineering Structures*, 27(2):239–250.
- [Bisschop et Van Mier, 2002] BISSCHOP, J. et VAN MIER, J. (2002). Effect of aggregates on drying shrinkage microcracking in cement-based composites. *Materials and Structures*, 35(8):453–461.
- [Briffaut et al., 2012] BRIFFAUT, M., BENBOUDJEMA, F., TORRENTI, J.-M. et NAHAS, G. (2012). Concrete early age basic creep : Experiments and test of rheological modelling approaches. *Construction and Building Materials*, 36(Supplement C):373 – 380.
- [Brooks, 1989] BROOKS, J. (1989). Influence of mix proportions, plasticizers and superplasticizers on creep and drying shrinkage of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 41(148):145–153.
- [Brooks, 2015] BROOKS, J. (2015). 10 - Creep of Concrete. In BROOKS, J., éditeur : *Concrete and Masonry Movements*, pages 281–348. Butterworth-Heinemann.
- [Brooks et Neville, 1977] BROOKS, J. et NEVILLE, A. (1977). A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. *Magazine of Concrete Research*, 29(100):131–141.
- [Brunauer et al., 1969] BRUNAUER, S., SKALNY, J. et BODOR, E. (1969). Adsorption on nonporous solids. *Journal of Colloid and Interface Science*, 30(4):546 – 552.
- [Buil, 1990] BUIL, M. (1990). Étude numérique simplifiée de l'influence de l'effet de fissuration superficielle du béton dans des essais de fluage de dessiccation récents. *Materials and structures*, 23(5):341–351.
- [Burlion et al., 2005] BURLION, N., BOURGEOIS, F. et SHAO, J.-F. (2005). Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete. *Cement and concrete composites*, 27(3):367–379.
- [Butcher, 1958] BUTCHER, W. (1958). The effect of air drying before test : 28-day strength of concrete. *Constructional Review*, pages 31–32.
- [C. Li, 2009] C. LI, K. LI, Z. C. (2009). On the boundary condition of moisture transport in concrete. *Engineering Mechanics*, (26):74–81.
- [Carette et al., 2016] CARETTE, J., BENBOUDJEMA, F., NAHAS, G., ABAHRI, K., DARQUENNES, A. et BENNACER, R. (2016). Concrete drying :effects of boundary conditions and specimen shape. *Service Life of Cement-Based Materials and Structures*, page 385.
- [Carman, 1935] CARMAN, P. (1935). *Trans.Inst. Chem. Eng. London*, (15):150.
- [Carneiro et Barcellos, 1953] CARNEIRO, F. et BARCELLOS, A. (1953). Résistance à la traction des bétons. *Bulletin RILEM*, I(13):97 – 108.

- [Carpinteri, 1994] CARPINTERI, A. (1994). Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties. *Mechanics of Materials*, 18(2):89–101. Special Issue on Microstructure and Strain Localization in Geomaterials.
- [Casanova, 1995] CASANOVA, P. (1995). *Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*. Thèse de doctorat, ENPC.
- [CEOS.fr, 2015] CEOS.FR (2015). *Comportement et Évaluation des Ouvrages Spéciaux : fissuration - retrait. Recommandations pour la maîtrise des phénomènes de fissuration*. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- [Chambon *et al.*, 2001] CHAMBON, R., CAILLERIE, D. et MATSUCHIMA, T. (2001). Plastic continuum with microstructure, local second gradient theories for geomaterials : localization studies. *International Journal of Solids and Structures*, 38(46):8503–8527.
- [Charpin *et al.*, 2017] CHARPIN, L., PAPE, Y. L., COUSTABEAU, É., TOPPANI, É., HEINFLING, G., BELLEGO, C. L., MASSON, B., MONTALVO, J., COURTOIS, A., SANAHUJA, J. et REVIRON, N. (2017). A 12year edf study of concrete creep under uniaxial and biaxial loading. *Cement and Concrete Research*.
- [Chung et Consolazio, 2005] CHUNG, J. H. et CONSOLAZIO, G. R. (2005). Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, 35(3):597 – 608.
- [Cornelissen *et al.*, 1986] CORNELISSEN, H., HORDIJK, D. et REINHARDT, H. (1986). Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *Heron*, 31(2):45–56.
- [Coussy, 2004] COUSSY, O. (2004). *Poromechanics*. John Wiley & Sons.
- [Coussy *et al.*, 2001] COUSSY, O., BAROGHEL-BOUNY, V., DANGLA, P. et MAINGUY, M. (2001). 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):269–284.
- [Coussy *et al.*, 2004] COUSSY, O., DANGLA, P., LASSABATÈRE, T. et BAROGHEL-BOUNY, V. (2004). The equivalent pore pressure and the swelling and shrinkage of cement-based materials. *Materials and Structures*, 37(1):15–20.
- [Crouzeix *et al.*, 2009] CROUZEIX, L., PÉRIÉ, J. N., COLLOMBET, F. et DOUCHIN, B. (2009). An orthotropic variant of the equilibrium gap method applied to the analysis of a biaxial test on a composite material. *Composites Part A : Applied Science and Manufacturing*, 40(11):1732 – 1740.
- [Cundall et Strack, 1979] CUNDALL, P. A. et STRACK, O. (1979). The development of constitutive laws for soil using the distinct element method. *Numerical methods in geomechanics*, 1:289–317.
- [Cusatis *et al.*, 2011] CUSATIS, G., PELESSONE, D. et MENCARELLI, A. (2011). Lattice Discrete Particle Model (LDPM) for failure behavior of concrete. I : Theory. *Cement and Concrete Composites*, 33(9):881–890.
- [D.A. de Vries, 1966] D.A. de VRIES, A. K. (1966). On the value of the diffusion coefficient of water vapour in air. In *Proceedings of Colloquer Int. du CNRS n° 160 : Phénomènes de Transport avec Changement de Phase dans les Milieux Poreux ou Colloïdaux*, pages 61–72.

- [Day *et al.*, 1984] DAY, R., CUFFARO, P. et ILLSTON, J. (1984). The effect of rate of drying on the drying creep of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, 14(3):329–338.
- [de Borst, 2002] de BORST, R. e. M. H. (2002). Gradient-dependent plasticity : Formulation and algorithmic aspects. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 35(3):512–539.
- [de France,] de FRANCE, E. Site web projet vercors.
- [De Sa, 2007] DE SA, C. (2007). *Etude hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton. Influence des gradients et des incompatibilités de déformation*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [de Vree *et al.*, 1995] de VREE, J., BREKELMANS, W. et van GILS, M. (1995). Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics. *Computers & Structures*, 55(4):581–588.
- [Di Bella *et al.*, 2016] DI BELLA, C., WYRZYKOWSKI, M. et LURA, P. (2016). Evaluation of the ultimate drying shrinkage of cement-based mortars with poroelastic models. *Materials and Structures*, 50(1):52.
- [Dufour *et al.*, 2012] DUFOUR, F., LEGRAIN, G., PIJAUDIER-CABOT, G. et HUERTA, A. (2012). Estimation of crack opening from a two-dimensional continuum-based finite element computation. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 36(16):1813–1830.
- [Dufour *et al.*, 2008] DUFOUR, F., PIJAUDIER-CABOT, G., CHOINSKA, M. et HUERTA, A. (2008). Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models. *Computers & Concrete*, 5(4):375–388.
- [E.Brühwiler, 1990] E.BRÜHWILER, F. W. (1990). The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(1):117–125.
- [Elices *et al.*, 1992] ELICES, M., GUINEA, G. et PLANAS, J. (1992). Measurement of the fracture energy using three-point bend tests : Part 3—influence of cutting the $P-\delta$ tail. *Materials and Structures*, 25(6):327–334.
- [EN, 2005] EN, N. (2005). 1-1 : «eurocode 2 : Calcul des structures en béton-partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments».
- [Eringen et Edelen, 1972] ERINGEN, A. C. et EDELEN, D. (1972). On nonlocal elasticity. *International Journal of Engineering Science*, 10(3):233–248.
- [Fan et Pan, 2009] FAN, J. et PAN, J. (2009). A note on the levenberg–marquardt parameter. *Applied Mathematics and Computation*, 207(2):351–359.
- [Feenstra et De Borst, 1996] FEENSTRA, P. H. et DE BORST, R. (1996). A composite plasticity model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 33(5):707 – 730.
- [fib, 2013] FIB, M. C. (2013). Code-type models for structural behaviour of concrete. State-of-art-report, fib – International Federation for Structural Concrete.

- [Folliot et Buil, 1982] FOLLIOT, A. et BUIL, M. (1982). *Le Béton Hydraulique : connaissance et pratique*, chapitre La structuration progressive de la pierre de ciment, pages pp. 223–236. J. Baron, R. Sauterey (Eds.),.
- [Galenne et Masson, 2012] GALENNE, E. et MASSON, B. (2012). A new mock-up for evaluation of the mechanical and leak-tightness behaviour of npp containment building. *Proc., CCSC 2012*.
- [Gamble et Parrott, 1978] GAMBLE, B. et PARROTT, L. (1978). Creep of concrete in compression during drying and wetting. *Magazine of concrete research*, 30(104):129–138.
- [Garbalińska et al., 2017] GARBALIŃSKA, H., BOCHENEK, M., MALORNY, W. et von WERDER, J. (2017). Comparative analysis of the dynamic vapor sorption (DVS) technique and the traditional method for sorption isotherms determination — Exemplified at autoclaved aerated concrete samples of four density classes. *Cement and Concrete Research*, 91:97–105.
- [Gatuingt et al., 2013] GATUINGT, F., SNOZZI, L. et MOLINARI, J.-F. (2013). Prediction du comportement dynamique du béton à l’aide d’une re- présentation de sa meso-structure et d’elements cohesifs. In *11ème Colloque National en Calcul des Structures*, page Clé USB, France.
- [Gawin et al., 2007] GAWIN, D., PESAVENTO, F. et SCHREFLER, B. A. (2007). Modelling creep and shrinkage of concrete by means of effective stresses. *Materials and Structures*, 40(6):579–591.
- [Giry, 2011] GIRY, C. e. M. J. e. a. (2011). Endommagement et fissuration du béton armé : passage continu-discret.
- [Gopalaratnam et Surendra, 1985] GOPALARATNAM, V. et SURENDRA, S. (1985). Softening response of plain concrete in direct tension. In *ACI Journal Proceedings*, volume 82. ACI.
- [Granger, 1995] GRANGER, L. (1995). *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation*. Theses, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [Granger et al., 1997] GRANGER, L., TORRENTI, J. M. et ACKER, P. (1997). Thoughts about drying shrinkage : Scale effects and modelling. *Materials and Structures*, 30(2):96.
- [Grasley et al., 2006] GRASLEY, Z. C., LANGE, D. A. et D’AMBROSIA, M. D. (2006). Internal relative humidity and drying stress gradients in concrete. *Materials and Structures*, 39(9):901–909.
- [Grasley et Leung, 2011] GRASLEY, Z. C. et LEUNG, C. K. (2011). Desiccation shrinkage of cementitious materials as an aging, poroviscoelastic response. *Cement and Concrete Research*, 41(1):77 – 89.
- [Grédiac, 1989] GRÉDIAC, M. (1989). Principe des travaux virtuels et identification/principe of virtual work and identification. *Comptes Rendus de l’Académie des Sciences*, 309:1–5.
- [Hadamard, 1902] HADAMARD, J. (1902). Sur les problèmes aux dérivées partielles et leur signification physique. *Princeton University Bulletin*, pages 49–52.

- [Haidar *et al.*, 2005] HAIDAR, K., PIJAUDIER-CABOT, G., DUBÉ, J.-F. et LOUKILI, A. (2005). Correlation between the internal length, the fracture process zone and size effect in model materials. *Materials and Structures*, 38(2):201–210.
- [Hansen, 1987] HANSEN, W. (1987). Drying shrinkage mechanisms in Portland cement paste. *Journal of the American Ceramic society*, 70(5):323–328.
- [Hanson, 1968] HANSON, J. (1968). Effects of Curing and Drying Environments on Splitting Tensile Strength of Concrete. In *Journal Proceedings of American Concrete Institute*, volume 65, pages 535–543.
- [Hauseux *et al.*, 2017] HAUSEUX, P., ROUBIN, E. et COLLIAT, J.-B. (2017). The embedded finite element method (E-FEM) for multicracking of quasi-brittle materials. In SHOJAEI, A. K., et SHAO, J., éditeurs : *Porous Rock Fracture Mechanics*, pages 177–196. Woodhead Publishing.
- [Hilaire, 2014] HILAIRE, A. (2014). *Étude des déformations différées des bétons en compression et en traction, du jeune âge au long terme : application aux enceintes de confinement*. Thèse de doctorat, ENS CACHAN.
- [Hilaire *et al.*, 2014] HILAIRE, A., BENBOUDJEMA, F., DARQUENNES, A., BERTHAUD, Y. et NAHAS, G. (2014). Modeling basic creep in concrete at early-age under compressive and tensile loading. *Nuclear Engineering and Design*, 269(Supplement C):222 – 230. Special Issue - The International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT21), New Delhi India, Nov 06-11, 2011.
- [Hillerborg, 1985] HILLERBORG, A. (1985). The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete. *Materials and Structures*, 18(4):291–296.
- [Hillerborg *et al.*, 1976] HILLERBORG, A., MODÉER, M. et PETERSSON, P.-E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*, 6(6):773–782.
- [Hilsdorf, 1995] HILSDORF, H. K. (1995). Concrete. concrete structures euro-design handbook. Rapport technique, Ernst and Sohn Verlag, Berlin, Germany.
- [Hobbs, 1970] HOBBS, D. (1970). Stress-strain-time behaviour of a number of coal measure rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 7(2):149–170.
- [Hordijk et Reinhardt, 1990] HORDIJK, D. et REINHARDT, H. (1990). Fracture of concrete in uniaxial tensile experiments as influenced by curing conditions. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(4-5):819–826.
- [Huang *et al.*, 2015] HUANG, Q., JIANG, Z., GU, X., ZHANG, W. et GUO, B. (2015). Numerical simulation of moisture transport in concrete based on a pore size distribution model. *Cement and Concrete Research*, 67:31–43.
- [Huang *et al.*, 2017] HUANG, Y., YE, H., FU, C. et JIN, N. (2017). Modeling moisture transport at the surface layer of fatigue-damaged concrete. *Construction and Building Materials*, 151(Supplement C):196 – 207.

- [Hubert, 2004] HUBERT, F.-X. (2004). *Contribution à l'étude du comportement mécanique des ouvrages en béton avec prise en compte des effets de la dessiccation*. Thèse de doctorat, Lille 1.
- [Hundt et Kantelberg, 1978] HUNDT, J. et KANTELBERG, H. (1978). Sorptionsuntersuchungen an zementstein, zementmörtel und beton (in german). *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft*, 297:25–39.
- [ISO-12571, 2013] ISO-12571 (2013). Hydrothermal Performance of Building Materials and Products—Determination of Hygroscopic Sorption Properties. Rapport technique.
- [Jafarifar *et al.*, 2014] JAFARIFAR, N., PILAKOUTAS, K. et BENNETT, T. (2014). Moisture transport and drying shrinkage properties of steel–fibre-reinforced-concrete. *Construction and Building Materials*, 73:41–50.
- [Jason, 2004] JASON, L. (2004). *Relation endommagement perméabilité pour les bétons : application aux calculs de structures*. Thèse de doctorat, Nantes.
- [Jennings, 2008] JENNINGS, H. M. (2008). Refinements to colloid model of c-s-h in cement : Cm-ii. *Cement and Concrete Research*, 38(3):275 – 289.
- [Jensen et Hansen, 2001] JENSEN, O. M. et HANSEN, P. F. (2001). Autogenous deformation and RH-change in perspective. *Cement and Concrete Research*, 31(12):1859–1865.
- [Jirášek et Bauer, 2012] JIRÁSEK, M. et BAUER, M. (2012). Numerical aspects of the crack band approach. *Computers and Structures*, 110:60–78.
- [Jones, 1949] JONES, R. (1949). The non-destructive testing of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 1(2):67–78.
- [Jourdain, 2014] JOURDAIN, X. (2014). *Étude numérique méso-macro des propriétés de transfert des bétons fissurés*. Thèse de doctorat, LMT-Cachan, École Normale Supérieure de Cachan.
- [Kachanov, 1958] KACHANOV, L. (1958). On time to rupture in creep conditions (in russian). *Izvestia Akademii Nauk SSSR, Otdelenie Tekhnicheskikh Nauk*, 8:pp. 26–31.
- [Kallel *et al.*, 2017] KALLEL, H., CARRÉ, H., LA BORDERIE, C., MASSON, B. et TRAN, N. (2017). Effect of temperature and moisture on the instantaneous behaviour of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 80:326 – 332.
- [Kameche *et al.*, 2014] KAMECHE, Z., GHOMARI, F., CHOINSKA, M. et KHELIDJ, A. (2014). Assessment of liquid water and gas permeabilities of partially saturated ordinary concrete. *Construction and Building Materials*, 65:551–565.
- [Kavanagh et Clough, 1971] KAVANAGH, K. T. et CLOUGH, R. W. (1971). Finite element applications in the characterization of elastic solids. *International Journal of Solids and Structures*, 7(1):11 – 23.
- [Kreijger, 1984] KREIJGER, P. C. (1984). The skin of concrete composition and properties. *Matériaux et Construction*, 17(4):275–283.
- [Kumar et Bhattacharjee, 2003] KUMAR, R. et BHATTACHARJEE, B. (2003). Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. *Cement and concrete research*, 33(1):155–164.

- [la Borderie, 1991] la BORDERIE, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de doctorat, UPMC Paris 6.
- [Labuz *et al.*, 1985] LABUZ, J., SHAH, S. et DOWDING, C. (1985). Experimental analysis of crack propagation in granite. *In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 22, pages 85–98. Elsevier.
- [Ladevèze *et al.*, 1999] LADEVÈZE, P., MOËS, N. et DOUCHIN, B. (1999). Constitutive relation error estimators for (visco)plastic finite element analysis with softening. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 176(1):247 – 264.
- [Lagier *et al.*, 2011] LAGIER, F., JOURDAIN, X., SA, C. D., BENBOUDJEMA, F. et COLLIAT, J. (2011). Numerical strategies for prediction of drying cracks in heterogeneous materials : Comparison upon experimental results. *Engineering Structures*, 33(3):920 – 931.
- [Larrard, 2010] LARRARD, T. D. (2010). *Variabilité des propriétés du béton : caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan.
- [Lassabatère *et al.*, 1997] LASSABATÈRE, T., TORRENTI, J.-M. et GRANGER, L. (1997). Sur le couplage entre séchage du béton et contrainte appliquée. *In Symposium Saint-Venant*, pages 331–338.
- [Lauwagie, 2005] LAUWAGIE, T. (2005). Vibration-based methods for the identification of the elastic properties of layered materials. Rapport technique, Doctoraatsproefschrift D/2005/7515/80.
- [Le Pape *et al.*, 2015] LE PAPE, Y., FIELD, K. et REMEC, I. (2015). Radiation effects in concrete for nuclear power plants, Part II : Perspective from micromechanical modeling. *Nuclear Engineering and Design*, 282:144–157.
- [Lemaitre et Chaboche, 1978] LEMAITRE, J. et CHABOCHE, J.-L. (1978). Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement. *J Méc Appl*, 2(3).
- [Levenberg, 1944] LEVENBERG, K. (1944). A method for the solution of certain non-linear problems in least squares. *Quarterly of applied mathematics*, 2(2):164–168.
- [Lewandowska et Laurent, 2001] LEWANDOWSKA, J. et LAURENT, J.-P. (2001). Homogenization modeling and parametric study of moisture transfer in an unsaturated heterogeneous porous medium. *Transport in Porous Media*, 45(3):319–343.
- [Lewis, 1921] LEWIS, W. K. (1921). The Rate of Drying of Solid Materials. *Industrial & Engineering Chemistry*, 13(5):427–432.
- [Ma et Jiang, 2007] MA, C. et JIANG, L. (2007). Some research on levenberg–marquardt method for the nonlinear equations. *Applied Mathematics and Computation*, 184(2):1032 – 1040.
- [Mainguy, 1999] MAINGUY, M. (1999). *Modeles de diffusion non linéaire en milieux poreux. Applications a la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

- [Mainguy *et al.*, 2001] MAINGUY, M., COUSSY, O. et BAROGHEL-BOUNY, V. (2001). Role of air pressure in drying of weakly permeable materials. *Journal of engineering mechanics*, 127(6):582–592.
- [Marquardt, 1963] MARQUARDT, D. W. (1963). An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters. *Journal of the society for Industrial and Applied Mathematics*, 11(2):431–441.
- [Matallah et La Borderie, 2006] MATALLAH, M. et LA BORDERIE, C. (2006). Modélisation numérique de l'endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton. *24eme rencontre Univeristaires de Génie Civil*.
- [Matallah *et al.*, 2010] MATALLAH, M., LA BORDERIE, C. et MAUREL, O. (2010). A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(15):1615–1633.
- [Matheron, 1973] MATHERON, G. (1973). The intrinsic random functions and their applications. *Advances in applied probabilities*, (5):439–468.
- [Mathieu *et al.*, 2015] MATHIEU, F., LECLERC, H., HILD, F. et ROUX, S. (2015). Estimation of elastoplastic parameters via weighted FEMU and integrated-DIC. *Experimental Mechanics*, 55(1):105–119.
- [Mazars, 1986] MAZARS, J. (1986). A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics*, 25(5):729–737.
- [Menou *et al.*, 2006] MENOUE, A., MOUNAJED, G., BOUSSA, H., PINEAUD, A. et CARRE, H. (2006). Residual fracture energy of cement paste, mortar and concrete subject to high temperature. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 45(1):64 – 71.
- [Mensi *et al.*, 1988] MENSI, R., ACKER, P. et ATTOLOU, A. (1988). Séchage du béton : analyse et modélisation. *Materials and structures*, 21(1):3–12.
- [Michou, 2015] MICHOU, A. (2015). *Analyse expérimentale et modélisation du comportement de structures précontraintes*. Thèse de doctorat, UPMC Paris 6.
- [Millington et Quirk, 1961] MILLINGTON, R. J. et QUIRK, J. P. (1961). Permeability of porous solids. *Trans. Faraday Soc.*, 57:1200–1207.
- [Mills, 1960] MILLS, R. (1960). Strength-maturity relationship for concrete which is allowed to dry. In *RILEM international symposium on concrete and reinforced concrete in hot countries, Haifa*.
- [Moës *et al.*, 1999] MOËS, N., DOLBOW, J. et BELYTSCHKO, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 46:131–150.
- [Molimard *et al.*, 2005] MOLIMARD, J., LE RICHE, R., VAUTRIN, A. et LEE, J. R. (2005). Identification of the four orthotropic plate stiffnesses using a single open-hole tensile test. *Experimental Mechanics*, 45(5):404–411.
- [Mualem, 1976] MUALEM, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3):513–522.

- [Neville, 2008] NEVILLE, A. M. (2008). *Properties of concrete*. 5th edition édition.
- [Neville *et al.*, 1983] NEVILLE, A. M., DILGER, W. H. et BROOKS, J. J. (1983). *Creep of plain and structural concrete*. Construction press.
- [NF-EN-12390-2, 2012] NF-EN-12390-2 (2012). essai pour béton durci : résistance à la compression des éprouvettes. Rapport technique, Afnor.
- [NF-EN-12390-5, 2012] NF-EN-12390-5 (2012). essai pour béton durci - partie 5 : résistance à la flexion sur éprouvettes. Rapport technique, Afnor.
- [NF-EN-12390-6, 2012] NF-EN-12390-6 (2012). essai pour béton durci : détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes. Rapport technique, Afnor.
- [NF-P18-459, 2010] NF-P18-459 (2010). essai pour béton durci : essai de porosité et de masse volumique. Rapport technique, Afnor.
- [Nizovtsev *et al.*, 2008] NIZOVTSEV, M., STANKUS, S., STERLYAGOV, A., TEREKHOV, V. et KHAIRULIN, R. (2008). Determination of moisture diffusivity in porous materials using gamma-method. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 51(17):4161 – 4167.
- [Nouailletas, 2013] NOUAILLETAS, O. (2013). *Comportement d'une discontinuité dans un géomatériau sous sollicitation chemo-mécanique : expérimentations et modélisations*. Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour.
- [O. Nouailletas, 2015] O. NOUAILLETAS, C. L. B. . a. (2015). Experimental Study of Crack Closure on Heterogeneous Quasi-Brittle Material. *Journal of Engineering Mechanics*.
- [Obeid *et al.*, 2002] OBEID, W., MOUNAJED, G. et ALLICHE, A. (2002). Experimental identification of Biot's hydro-mechanical coupling coefficient for cement mortar. *Materials and structures*, 35(4):229–236.
- [Odman, 1968] ODMAN, S. (1968). Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of concrete on shrinkage. In *RILEM/CEMBUREAU Intl. Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes, Madrid*, volume 1, page 20.
- [OLIVER, 1996] OLIVER, J. (1996). Modelling strong discontinuities in solid mechanics via strain softening constitutive equations. Part 1 : fundamentals. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39(21):3575–3600.
- [Oliver-Leblond *et al.*, 2013] OLIVER-LEBLOND, C., DELAPLACE, A., RAGUENEAU, F. et RICHARD, B. (2013). Non-intrusive global/local analysis for the study of fine cracking. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(8):973–992.
- [Ollivier *et al.*, 1995] OLLIVIER, J., MASO, J. et BOURDETTE, B. (1995). Interfacial transition zone in concrete. *Advanced Cement Based Materials*, 2(1):30–38.
- [Ollivier et Vichot, 2008] OLLIVIER, J.-P. et VICHOT, A. (2008). *La durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- [Ortiz *et al.*, 1987] ORTIZ, M., LEROY, Y. et NEEDLEMAN, A. (1987). A finite element method for localized failure analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 61(2):189–214.

- [Oxfall *et al.*, 2016] OXFALL, M., JOHANSSON, P. et HASSANZADEH, M. (2016). Long-term hygrothermal performance of nuclear reactor concrete containments – laboratory evaluations of measurement setup, in situ sampling, and moisture flux calculations. *Cement and Concrete Composites*, 65(Supplement C):128 – 138.
- [Ožbolt *et al.*, 2016] OŽBOLT, J., ORŠANIĆ, F. et BALABANIĆ, G. (2016). Modeling influence of hysteretic moisture behavior on distribution of chlorides in concrete. *Cement and Concrete Composites*, 67(Supplement C):73 – 84.
- [Peerlings, 1996] PEERLINGS, R. H. J. d. B. R. B. W. A. M. e. d. V. J. H. P. (1996). Gradient enhanced damage for quasi-brittle materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39:937–953.
- [Pel *et al.*, 1993] PEL, L., KETELAARS, A., ADAN, O. et van WELL, A. (1993). Determination of moisture diffusivity in porous media using scanning neutron radiography. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 36(5):1261 – 1267.
- [Perraton et Aïtcin, 2001] PERRATON, D. et AÏTCIN, P. (2001). Perméabilité du béton de peau. le choix du granulats peut-il s’averer un élément plus déterminant que le rapport e/c ? *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, (232).
- [Pickett, 1942] PICKETT, G. (1942). The effect of change in moisture-content on the crepe of concrete under a sustained load. *In Journal Proceedings*, volume 38, pages 333–356.
- [Pihlajavaara, 1974] PIHLAJAVAARA, S. (1974). A review of some of the main results of a research on the ageing phenomena of concrete : Effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete. *Cement and Concrete Research*, 4(5):761–771.
- [Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987] PIJAUDIER-CABOT, G. et BAŽANT, Z. P. (1987). Nonlocal damage theory. *Journal of engineering mechanics*, 113(10):1512–1533.
- [Pijaudier-Cabot *et al.*, 1991] PIJAUDIER-CABOT, G., MAZARS, J. et PULIKOWSKI, J. (1991). Steel-concrete bond analysis with nonlocal continuous damage. *Journal of Structural Engineering*, 117(3):862–882.
- [Piwakowski *et al.*, 2004] PIWAKOWSKI, B., FNINE, A., GOUEYGOU, M. et BUYLE-BODIN, F. (2004). Generation of rayleigh waves into mortar and concrete samples. *Ultrasonics*, 42(1):395 – 402. Proceedings of Ultrasonics International 2003.
- [Popovics, 1986] POPOVICS, S. (1986). Effect of curing method and final moisture condition on compressive strength of concrete. *In Journal Proceedings*, volume 83, pages 650–657.
- [Pottier, 2010] POTTIER, T. (2010). *Constitutive parameter identification using finite element updating method associated with kinematic and thermal full field measurements*. Theses, Université de Savoie.
- [Powers, 1968] POWERS, T. C. (1968). The thermodynamics of volume change and creep. *Matériaux et Construction*, 1(6):487–507.
- [Powers, 1947] POWERS, T. e. B. T. (1947). Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. *ACI Journal Proceedings*, 43.

- [Poyet et Charles, 2009] POYET, S. et CHARLES, S. (2009). Temperature dependence of the sorption isotherms of cement-based materials : heat of sorption and Clausius–Clapeyron formula. *Cement and Concrete Research*, 39(11):1060–1067.
- [Poyet *et al.*, 2011] POYET, S., CHARLES, S., HONORÉ, N. et L’HOSTIS, V. (2011). Assessment of the unsaturated water transport properties of an old concrete : Determination of the pore-interaction factor. *Cement and Concrete Research*, 41(10):1015–1023.
- [Poyet *et al.*, 2016] POYET, S., TRENTIN, K. et AMBLARD, E. (2016). The use of sorption balance for the characterization of the water retention curve of cement-based materials. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14:354–367.
- [R. Desmorat, 2007] R. DESMORAT, F. . a. (2007). Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(10):1539–1560.
- [Ramtani, 1990] RAMTANI, S. (1990). *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*. Thèse de doctorat, Paris 6.
- [Ranaivomanana, 2010] RANAIVOMANANA, H. (2010). *Tranferts dans les milieux poreux réactifs non saturés : Application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation*. Thèse de doctorat, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- [Reinhardt, 1984] REINHARDT, H. (1984). Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete. *Heron*, 2:42.
- [Reinhardt et Rinder, 2006] REINHARDT, H.-W. et RINDER, T. (2006). Tensile creep of high-strength concrete. *journal of advanced concrete technology*, 4(2):277–283.
- [Richard *et al.*, 2010] RICHARD, B., RAGUENEAU, F., CREMONA, C. et ADELAIDE, L. (2010). Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading : stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(8):1203–1223.
- [RILEM, 1995] RILEM, R. (1995). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures-model b3. *Mater. Struct.*, 28:357–365.
- [Rilem Technical Committee, 1998] RILEM TECHNICAL COMMITTEE (1998). Measurement of time-dependent strains of concrete. *Materials and Structures*, 31(8):507–512.
- [Rocco *et al.*, 1999a] ROCCO, C., GUINEA, G. V., PLANAS, J. et ELICES, M. (1999a). Size effect and boundary conditions in the brazilian test : Experimental verification. *Materials and Structures*, 32(3):210.
- [Rocco *et al.*, 1999b] ROCCO, C., GUINEA, G. V., PLANAS, J. et ELICES, M. (1999b). Size effect and boundary conditions in the brazilian test : theoretical analysis. *Materials and Structures*, 32(6):437.
- [Ross, 1958] ROSS, A. (1958). Creep of concrete under variable stress. *ACI Journal Proceedings*, 54(3):739–758.
- [Rossi et Richer, 1987] ROSSI, P. et RICHER, S. (1987). Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach. *Materials and Structures*, 20(5):334–337.

- [Rossi *et al.*, 2013] ROSSI, P., TAILHAN, J.-L. et MAOU, F. L. (2013). Comparison of concrete creep in tension and in compression : Influence of concrete age at loading and drying conditions. *Cement and Concrete Research*, 51(Supplement C):78 – 84.
- [Rossi *et al.*, 1994] ROSSI, P., WU, X., LE MAOU, F. et BELLOC, A. (1994). Scale effect on concrete in tension. *Materials and Structures*, 27(8):437–444.
- [Ruetz, 1968] RUETZ, W. (1968). A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage. *Proceedings of the Structure of Concrete and its Behavior under Load*, pages 365–387.
- [Sakata, 1983] SAKATA, K. (1983). A study on moisture diffusion in drying and drying shrinkage of concrete. *Cement and Concrete Research*, 13(2):216 – 224.
- [Samouh, 2012] SAMOUH, Hamza et Rozière, E. e. L. A. (2012). Interprétation des mesures du retrait de dessiccation des bétons autoplaçants (bap). Chambéry, France. Rencontres AUGC-IBPSA.
- [Samouh *et al.*, 2017] SAMOUH, H., ROZIÈRE, E. et LOUKILI, A. (2017). Influence of specimen size and measurements duration on the long-term extrapolation of drying shrinkage. *Construction and Building Materials*, 150:276–286.
- [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009] SELLIER, A. et BUFFO-LACARRIÈRE, L. (2009). Vers une modélisation simple et unifiée du fluage propre, du retrait et du fluage en dessiccation du béton. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(10):1161–1182.
- [Sellier *et al.*, 2013] SELLIER, A., CASAUX-GINESTET, G., BUFFO-LACARRIÈRE, L. et BOURBON, X. (2013). Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. part i : Constitutive laws. *Engineering Fracture Mechanics*, 97(Supplement C):148 – 167.
- [Sellier *et al.*, 2016] SELLIER, A., MULTON, S., BUFFO-LACARRIÈRE, L., VIDAL, T., BOURBON, X. et CAMPS, G. (2016). Concrete creep modelling for structural applications : non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects. *Cement and Concrete Research*, 79(Supplement C):301 – 315.
- [Sémété *et al.*, 2017] SÉMÉTÉ, P., FÉVRIER, B., PAPE, Y. L., DELORME, J., SANAHUJA, J. et LEGRIX, A. (2017). Concrete desorption isotherms and permeability determination : effects of the sample geometry. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21(1):42–62.
- [Shi, 1985] SHI, G.-H. e. G. R. E. (1985). Two dimensional discontinuous deformation analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9(6):541–556.
- [Shimomura et Maekawa, 1997] SHIMOMURA, T. et MAEKAWA, K. (1997). Analysis of the drying shrinkage behaviour of concrete using a micromechanical model based on the micropore structure of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 49(181):303–322.
- [Soleilhet *et al.*, 2017] SOLEILHET, F., BENBOUDJEMA, F., GATUINGT, F. et JOURDAIN, X. (2017). Hygro-mechanical modelling of self induced stresses in concrete. *In Proceedings of the 2nd International RILEM/COST Conference on Early Age Cracking and Serviceability in Cement-based Materials and Structures*. RILEM.

- [Soroka, 1980] SOROKA, I. (1980). Portland cement paste and concrete.
- [Souyris, 2012] SOUYRIS, P. (2012). *Prédiction des propriétés poro-élastiques et de sorption d'eau en fonction du développement de la microstructure des matériaux cimentaires*. Thèse de doctorat, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier.
- [Szczeniak *et al.*, 2013] SZCZENIAK, M., ROUGELOT, T., N. BURLION, N. et SHAO, J.-F. (2013). Compressive strength of cement-based composites : Roles of aggregate diameter and water saturation degree. *Cement and Concrete Composites*, 37(Supplement C):249 – 258.
- [Terrien, 1980] TERRIEN, M. (1980). Emission acoustique et "comportement mécanique post-critique" d'un béton sollicité en traction. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, (105).
- [Theiner *et al.*, 2014] THEINER, Y., ANDREATTA, A. et HOFSTETTER, G. (2014). Evaluation of models for estimating concrete strains due to drying shrinkage. *Structural Concrete*, 15(4):461–468.
- [Thelandersson *et al.*, 1988] THELANDERSSON, S., MÅRTENSSON, A. et DAHLBLOM, O. (1988). Tension softening and cracking in drying concrete. *Materials and Structures*, 21(6):416.
- [Thiery *et al.*, 2007] THIERY, M., BAROGHEL-BOUNY, V., BOURNETON, N., VILLAIN, G. et STÉFANI, C. (2007). Modélisation du séchage des bétons. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11(5):541–577.
- [Tikonov, 1977] TIKONOV, A. (1977). Solutions of ill-posed problems. *Winstom*.
- [Tognevi, 2012] TOGNEVI, A. (2012). *Modélisation multi-échelle et simulation du comportement thermo-hydro-mécanique du béton avec représentation explicite de la fissuration*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [Torrenti, 1993] TORRENTI, J. (1993). Comportement mécanique du béton : bilan de 6 années de recherche. *HDR*.
- [Torrenti, 1987] TORRENTI, J.-M. (1987). *Comportement multiaxial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [Torrenti et Leroy, 2015] TORRENTI, J. M. et LEROY, R. (2015). Analyse et modélisation du fluage propre du béton. *In Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France.
- [Toutlemonde, 1995] TOUTLEMONDE, F. (1995). *Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages*. Thèse de doctorat, ENPC.
- [Troxell *et al.*, 1958] TROXELL, G., RAPHAEL, J. et DAVIS, R. (1958). Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete. *In ASTM Proceedings*, volume 58, pages 1–20.
- [van Genuchten, 1980] van GENUCHTEN, M. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science of America Journal*, 44:892–898.
- [van Mier, 2008] van MIER, J. G. (2008). Framework for a generalized four-stage fracture model of cement-based materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 75(18):5072–5086.

- [van Mier et Mechtcherine, 2007] van MIER, J. G. et MECHTCHERINE, V. (2007). Experimental determination of the stress-crack opening curve for concrete in tension - minimum demands for deformation-controlled uniaxial tensile tests. State-of-Art-Report of RILEM TC 187-SOC RILEM Report 039, RILEM.
- [van Mier, 2000] VAN MIER, v. V. (2000). Experimental investigation of size effect in concrete and sandstone under uniaxial tension. *Engineering Fracture Mechanics*, 65(2): 165–188.
- [van Mier, 2002] VAN MIER, v. V. (2002). Uniaxial tension test for the determination of fracture parameters of concrete : state of the art. *Engineering Fracture Mechanics*, 69(2):235–247.
- [van Vliet, 2000] van VLIET, M. R. A. (2000). *Size effect in tensile fracture of concrete and rock*. Thèse de doctorat, Delft University.
- [Vandamme et Ulm, 2009] VANDAMME, M. et ULM, F.-J. (2009). Nanogranular origin of concrete creep. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 106(26):10552–10557.
- [Vassaux, 2015] VASSAUX, M. (2015). *Comportement mécanique des matériaux quasi-fragiles sous sollicitations cycliques : de l'expérimentation numérique au calcul de structures*. Thèse de doctorat, École Normale Supérieure de Cachan.
- [Vassaux et al., 2015] VASSAUX, M., RICHARD, B., RAGUENEAU, F. et MILLARD, A. (2015). Regularised crack behaviour effects on continuum modelling of quasi-brittle materials under cyclic loading. *Engineering Fracture Mechanics*, 149:18–36.
- [Villain et al., 2017] VILLAIN, G., IHAMOUTEN, A. et DÉROBERT, X. (2017). Determination of concrete water content by coupling electromagnetic methods : Coaxial/cylindrical transition line with capacitive probes. *NDT and E International*, 88(Supplement C):59 – 70.
- [Vlahinić et al., 2009] VLAHINIĆ, I., JENNINGS, H. M. et THOMAS, J. J. (2009). A constitutive model for drying of a partially saturated porous material. *Mechanics of Materials*, 41(3):319 – 328.
- [Wagner, 1958] WAGNER, O. (1958). Das kriechen unbewehrten betons : eine für die anwendung in der praxis geschaffene zusammenfassung und auswertung aller vorliegenden versuchsergebnisse.
- [Walker et Bloem, 1957] WALKER, S. et BLOEM, D. L. (1957). Effects of curing and moisture distribution on measured strength of concrete. *In Highway Research Board Proceedings*, volume 36.
- [Wang et al., 2014] WANG, T., PENG, Q. et ZHAO, H. (2014). Numerical analysis of drying shrinkage in long reinforced concrete structure. *Materials Research Innovations*, 18(sup2): S2–845.
- [Wille et al., 2014] WILLE, K., EL-TAWIL, S. et NAAMAN, A. (2014). Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (uhp-frc) under direct tensile loading. *Cement and Concrete Composites*, 48(Supplement C):53 – 66.

- [Wittmann, 1968] WITTMANN, F. (1968). Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste. *Matériaux et Construction*, 1(6):547–552.
- [Wittmann, 1985] WITTMANN, F. (1985). Deformation of concrete at variable moisture content. *Mechanics of Geomaterials*, pages 425–459.
- [Wu *et al.*, 2014] WU, Q., ROUGELOT, T., BURLION, N. et BOURBON, X. (2014). Experimental investigation of the first desorption isotherm of a high performance concrete with thin sliced samples. *Construction and Building Materials*, 72:389–397.
- [Wu *et al.*, 2015] WU, Q., ROUGELOT, T., BURLION, N. et BOURBON, X. (2015). Representative volume element estimation for desorption isotherm of concrete with sliced samples. *Cement and Concrete Research*, 76:1–9.
- [Wu *et al.*, 2017] WU, Z., WONG, H. et BUENFELD, N. (2017). Transport properties of concrete after drying-wetting regimes to elucidate the effects of moisture content, hysteresis and microcracking. *Cement and Concrete Research*, 98(Supplement C):136 – 154.
- [Wyrzykowski et Lura, 2014] WYRZYKOWSKI, M. et LURA, P. (2014). The effect of external load on internal relative humidity in concrete. *Cement and Concrete Research*, 65(Supplement C):58 – 63.
- [Xi *et al.*, 1994a] XI, Y., BAŽANT, Z. P., MOLINA, L. et JENNINGS, H. M. (1994a). Moisture diffusion in cementitious materials moisture capacity and diffusivity. *Advanced Cement Based Materials*, 1(6):258–266.
- [Xi *et al.*, 1994b] XI, Y., BAŽANT, Z. P. et JENNINGS, H. M. (1994b). Moisture diffusion in cementitious materials adsorption isotherms. *Advanced Cement Based Materials*, 1(6):248 – 257.
- [Ye et Radlińska, 2016] YE, H. et RADLIŃSKA, A. (2016). A review and comparative study of existing shrinkage prediction models for portland and non-portland cementitious materials. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2016.
- [Yuan et Wan, 2002] YUAN, Y. et WAN, Z. (2002). Prediction of cracking within early-age concrete due to thermal, drying and creep behavior. *Cement and Concrete Research*, 32(7): 1053–1059.
- [Yurtdas, 2003] YURTDAS, I. (2003). *Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortiers*. Thèse de doctorat, Lille 1.
- [Yurtdas *et al.*, 2006] YURTDAS, I., PENG, H., BURLION, N. et SKOCZYLAS, F. (2006). Influences of water by cement ratio on mechanical properties of mortars submitted to drying. *Cement and Concrete Research*, 36(7):1286–1293.
- [Zhang *et al.*, 2015] ZHANG, J., WANG, J. et HAN, Y. (2015). Simulation of moisture field of concrete with pre-soaked lightweight aggregate addition. *Construction and Building Materials*, 96:599 – 614.
- [Zhang *et al.*, 2016] ZHANG, Z., THIERY, M. et BAROGHEL-BOUNY, V. (2016). Investigation of moisture transport properties of cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 89:257–268.

[Zhou, 1988] ZHOU, F. (1988). Some aspects of tensile fracture behaviour and structural response of cementitious materials. *Report TVBM 1008*, 1008.

Titre : Études expérimentales et numériques des matériaux cimentaires sous sollicitations hydro-mécaniques

Mots clés : Dessiccation, Retrait de dessiccation, Couplage hydro-mécanique, Fissuration

Résumé : Les matériaux cimentaires sont les plus utilisés dans les ouvrages de génie civil. Les environnements auxquels ils doivent faire face sont multiples. Aujourd'hui, la durée de vie des ouvrages est amenée à être rallongée. Pour répondre à ces enjeux il est nécessaire de mieux caractériser et prendre en compte la fissuration. La fissuration des matériaux quasi-fragiles, et notamment des bétons, est un phénomène complexe à déterminer. Outre les difficultés d'ordre technique, la présence de phénomènes fortement couplés rend la tâche ardue. La fissuration intervient à tous les stades de la vie d'un ouvrage. Lorsque l'on s'intéresse aux comportements à long terme de bétons standards, les échanges hydriques avec l'environnement ne peuvent pas être négligés. Ces échanges vont entraîner des modifications structurelles du matériau. Dans certains cas (durabilité, étanchéité), l'impact de ces échanges peut être d'une importance majeure. Dans ce cadre, l'objectif du travail présenté est de prendre en compte le couplage entre le comportement mécanique et l'évolution hydrique en créant un cadre de modélisation prédictif.

Title: Experimental and numerical investigations on cementitious materials under hydro-mechanical-loadings

Keywords: Drying, Shrinkage, H-M coupling, Cracking

Abstract: Cementitious materials are the most used in civil engineering works. The environments they face are multiple. Today, the lifespan of the works is likely to be lengthened. To meet these challenges, it is necessary to better characterize and take into account cracking. The cracking of quasi-fragile materials, especially concretes, is a complex phenomenon to be determined. In addition to technical difficulties, the presence of strongly coupled phenomena makes the task difficult. Cracking occurs at all stages of a work's life. When considering long-term behaviors of standard concretes, water exchanges with the environment can not be neglected. These exchanges will lead to structural changes in the material. In some cases (durability, watertightness), the impact of these exchanges can be of major importance. In this context, the objective of the work presented is to take into account the coupling between the mechanical behavior and the water evolution by creating a predictive modeling framework.

