



**HAL**  
open science

# Etude hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton. Influence des gradients et des incompatibilités de déformation

Caroline de Sa

► **To cite this version:**

Caroline de Sa. Etude hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton. Influence des gradients et des incompatibilités de déformation. Sciences de l'ingénieur [physics]. École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2007. Français. NNT: . tel-00279849

**HAL Id: tel-00279849**

**<https://theses.hal.science/tel-00279849>**

Submitted on 15 May 2008

**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.



Année 2006-2007

**THESE DE DOCTORAT  
DE L'ECOLE NORMALE SUPERIEURE DE CACHAN**

présentée par  
Caroline DE SA

pour obtenir le grade de  
DOCTEUR DE L'ECOLE NORMALE SUPERIEURE DE CACHAN

Spécialité :  
**MECANIQUE - GENIE MECANIQUE - GENIE CIVIL**

Sujet de la Thèse :  
**ETUDE HYDRO-MÉCANIQUE ET THERMO-MÉCANIQUE DU  
BETON**

*Influence des gradients et des incompatibilités de déformation*

Thèse présentée et soutenue à Cachan le 17 décembre 2007 devant le jury  
composé de :

Albert NOUMOWE	Professeur des universités	Président
Nicolas BURLION	Maître de conférence	Rapporteur
Christian LA BORDERIE	Professeur des universités	Rapporteur
Horacio COLINA	Chargé de recherche	Examineur
Pierre PIMIENTA	Chargé de recherche	Examineur
Jean-Michel TORRENTI	Professeur des universités	Examineur
George NAHAS	Chargé de recherche	Invité
Farid BENBOUDJEMA	Maître de conférence	Encadrant



Cette thèse s'est déroulée au sein du Laboratoire de Mécanique et de Technologie de l'ENS de Cachan. Je tiens donc à remercier dans un premier temps l'ensemble des membres du laboratoire que j'ai pu côtoyer durant ces quelques années et qui ont contribué à la réussite de cette thèse, pour l'aide scientifique ou matérielle qu'ils ont pu m'apporter, mais également pour l'ambiance chaleureuse et dynamique qu'ils ont créé, ambiance qui constitue l'un des atouts de ce laboratoire.

Mes remerciements vont également à Farid Benboudjema. Je lui suis infiniment reconnaissant pour sa présence, son encadrement et l'apport scientifique qu'il m'a fourni. Merci aussi Farid pour le dynamisme scientifique dont tu fais preuve et que tu transmets avec enthousiasme, sourire et gentillesse.

Mes derniers remerciements vont tout simplement à ceux qui plus personnellement ont partagé ma vie et donc ma thèse, sous un autre angle, et m'ont accompagnée et soutenue durant cette période de ma vie des moins tranquilles, tant professionnellement que personnellement.



# Table des matières

<b>Table des matières</b>	<b>i</b>
<b>Table des figures</b>	<b>v</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>ix</b>
<b>Glossaire des expressions mathématiques et abréviations</b>	<b>1</b>
<b>Introduction</b>	<b>7</b>
<b>1 Analyse bibliographique</b>	<b>11</b>
1 Description du béton . . . . .	13
1.1 Pâte de ciment . . . . .	13
1.2 Granulats . . . . .	17
1.3 Auréole de transition . . . . .	20
2 Comportement à température ambiante . . . . .	22
2.1 Séchage . . . . .	22
2.2 Retrait de dessiccation . . . . .	25
2.3 Fluage propre . . . . .	28
2.4 Fluage de dessiccation . . . . .	31
3 Comportement à hautes températures . . . . .	32
3.1 Etude du transfert de chaleur et de masse . . . . .	33
3.2 Déformation "différée" . . . . .	34
3.3 Mécanismes de dégradation . . . . .	39
4 Fissuration et endommagement induits . . . . .	46
4.1 Description de la fissuration . . . . .	46
4.2 Evolution des caractéristiques mécaniques . . . . .	51
5 Stratégies de modélisation . . . . .	59
5.1 Description de la fissuration . . . . .	59
5.2 Prise en compte de l'hétérogénéité . . . . .	64
5.3 Synthèse sur les travaux de modélisation de la littérature . . . . .	66
6 Conclusions du chapitre . . . . .	68

<b>2</b>	<b>Modélisation adoptée</b>	<b>69</b>
1	Transfert de masse et de chaleur . . . . .	71
1.1	Séchage . . . . .	71
1.2	Transfert de chaleur . . . . .	72
2	Déformations "différées" . . . . .	72
2.1	Sans chargement mécanique . . . . .	72
2.2	Sous chargement mécanique . . . . .	74
3	Fissuration . . . . .	76
3.1	Modèle d'endommagement élastique isotrope . . . . .	77
3.2	Modèle élasto-plastique endommageable orthotrope . . . . .	78
4	Prise en compte de l'hétérogénéité . . . . .	80
4.1	Approche adoptée . . . . .	80
4.2	Génération des maillages . . . . .	80
4.3	Validation de l'approche mésoscopique . . . . .	85
5	Conclusions du chapitre . . . . .	88
<b>3</b>	<b>Etude de la micro-fissuration à température ambiante</b>	<b>89</b>
1	Etude macroscopique . . . . .	91
1.1	Description des simulations réalisées . . . . .	91
1.2	Identification des paramètres matériau . . . . .	91
1.3	Endommagement après séchage . . . . .	96
1.4	Evolution des propriétés mécaniques après séchage . . . . .	97
1.5	Analyse de l'orthotropie induite . . . . .	98
2	Etude mésoscopique . . . . .	101
2.1	Introduction aux incompatibilités . . . . .	101
2.2	Effet des granulats sur le séchage . . . . .	109
3	Conclusions du chapitre . . . . .	124
<b>4</b>	<b>Etude de la fissuration à hautes températures</b>	<b>125</b>
1	Etude macroscopique (sur éprouvette) . . . . .	127
1.1	Description des simulations . . . . .	127
1.2	Identification des paramètres matériau . . . . .	128
1.3	Endommagement après montée en température . . . . .	136
1.4	Evolution des propriétés mécaniques après montée en température . . . . .	138
1.5	Endommagement après refroidissement . . . . .	140
1.6	Evolution des propriétés mécaniques après refroidissement . . . . .	141
1.7	Analyse de l'orthotropie induite . . . . .	143
2	Etude macroscopique (sur structure) . . . . .	144
2.1	Tunnel sous la Manche . . . . .	144
2.2	Flexion d'une dalle en béton armé . . . . .	148
3	Etude mésoscopique (sur éprouvette) . . . . .	154
3.1	Description des simulations . . . . .	154
3.2	Identification des paramètres du modèle . . . . .	154

---

3.3	Endommagement après montée en température . . . . .	160
3.4	Identification des mécanismes d'endommagement . . . . .	161
3.5	Etude paramétrique sur l'influence des granulats . . . . .	169
4	Conclusions du chapitre . . . . .	173
<b>Conclusion &amp; Perspectives</b>		<b>175</b>
<b>Annexe A : Algorithme de résolution numérique</b>		<b>179</b>
<b>Bibliographie</b>		<b>185</b>



# Table des figures

1	Exemples de fissuration liée à l'hétérogénéité du béton. . . . .	8
1.1	Représentation schématique de la microstructure du gel de C-S-H [1]. . .	14
1.2	Répartition des tailles des éléments d'une matrice cimentaire [2]. . . . .	16
1.3	Etat de l'eau dans les C-S-H (Sierra, 1974 cité par Regourd [3]). . . . .	17
1.4	Zone d'adsorption empêchée. . . . .	17
1.5	Exemples de granulats. . . . .	18
1.6	Morphologie de l'auréole de transition d'un BO . . . . .	20
1.7	Microstructure de la zone de contact entre la pâte et le granulat [4]. . . . .	21
1.8	Mécanismes de transport de l'eau au sein de la pâte de ciment . . . . .	22
1.9	Les différents mécanismes de retrait de dessiccation [5]. . . . .	26
1.10	Retrait de dessiccation en fonction de HR. . . . .	27
1.11	Mécanismes du fluage propre [6]. . . . .	29
1.12	Modèles de fluage propre. . . . .	30
1.13	Mécanismes de transport de masse dans un milieu poreux. . . . .	33
1.14	Mécanismes de transport de chaleur dans un milieu poreux. . . . .	34
1.15	Dilatation de différents types de roches avec la température. . . . .	36
1.16	Déformations thermiques des bétons pour différents granulats [7]. . . . .	37
1.17	DTSC de différents bétons pour différents chargements. . . . .	38
1.18	DTSC pour deux types de chemins de sollicitations. . . . .	39
1.19	Conductivité thermique de différents bétons [8]. . . . .	42
1.20	Chaleur spécifique d'une pâte de ciment en température. . . . .	43
1.21	Masse volumique de différents bétons en température. . . . .	43
1.22	Mécanisme de dégradation à haute température lié au gradient thermique. . . . .	44
1.23	Dilatation thermique de la pâte de ciment et des granulats [9]. . . . .	44
1.24	Mécanisme de dégradation à haute température lié aux incompatibilités. . . . .	45
1.25	Mécanisme de dégradation à haute température lié aux pressions de pores. . . . .	46
1.26	Effet de structure dû au séchage [10]. . . . .	47
1.27	Effet de la taille des inclusions sur les micro-fissures de séchage. . . . .	48
1.28	Influence des granulats sur la fissuration de séchage. . . . .	49
1.29	Distribution de la porosité pour un BO chauffé jusqu'à 600 °C [11]. . . . .	49
1.30	Influence des granulats sur la fissuration en température [12]. . . . .	50
1.31	Influence des granulats sur la fissuration en température [12]. . . . .	51
1.32	Ecaillage observé lors de l'incendie du tunnel sous la Manche [13]. . . . .	51

1.33	Rupture de la structure du tunnel du Tauern (Faure et Hemond).	52
1.34	Evolution du module d'élasticité apparent.	54
1.35	Evolution du coefficient de Poisson.	55
1.36	Evolution de l'énergie de fissuration.	55
1.37	Courbes contrainte-déformation de compression en température.	56
1.38	Résistance en compression en température.	57
1.39	Courbes contrainte-déformation de traction en température.	57
1.40	Résistance en traction en température.	58
1.41	Courbe $\sigma$ - $\varepsilon$ du modèle élasto-plastique de base.	60
1.42	Définition de la variable d'endommagement mécanique D.	61
1.43	Courbe $\sigma$ - $\varepsilon$ du modèle d'endommagement de base.	61
1.44	Courbe $\sigma$ - $\varepsilon$ du modèle d'endommagement élasto-plastique de base.	62
1.45	Exemples de maillages explicites [14].	65
1.46	Exemple de maillage régulier [15].	65
2.1	Pression capillaire.	73
2.2	Modèle de fluage propre.	74
2.3	Surfaces seuils.	78
2.4	Maillages EF : (a) Béton homogénéisé ; (b) Béton hétérogène.	81
2.5	Granulométrie du béton M100C de Hager [12].	81
2.6	Courbe $\sigma$ - $\varepsilon$ en compression pour le BHP M100C [12].	82
2.7	Description des essais et simulations sur éprouvette (macroscopique).	83
2.8	Génération des maillages bi-phasiques.	85
2.9	Granulométrie du BHP M100C.	85
2.10	Tracé de la DT globale simulée au sein des inclusions.	87
3.1	Identification des paramètres de l'isotherme de désorption.	92
3.2	Identification des paramètres du modèle de séchage.	92
3.3	Courbes $\sigma$ - $\varepsilon$ pour les deux modèles EEI et EPEO.	93
3.4	Déformation longitudinale de fluage propre.	94
3.5	Déformation longitudinale différée totale.	94
3.6	Retrait de dessiccation.	95
3.7	Endommagement après 700 jours de séchage.	96
3.8	Orientation des fissures et de l'endommagement dus au séchage.	97
3.9	Orientation des fissures et de D pour un séchage avec compression.	99
3.10	Bitraction - Conditions aux limites, taille et maillage adoptés.	99
3.11	Champs d'endommagement après séchage pour les modèles EEI et EPEO.	100
3.12	Courbes $\sigma$ - $\varepsilon$ pour le modèle EPEO en bitraction.	100
3.13	Courbes $\sigma$ - $\varepsilon$ pour le modèle EEI en bitraction.	101
3.14	Modèle trispère de Le Roy [16].	102
3.15	Déformations de retrait de dessiccation expérimentales et numérique.	104
3.16	Contraintes orthoradiales dans la pdc ordinaire.	104
3.17	Contraintes orthoradiales dans la pdc HP.	105

3.18	Contraintes orthoradiales. Effet de la teneur en granulats. . . . .	105
3.19	Contraintes orthoradiales. Effet du module d'Young différé. . . . .	106
3.20	Coefficient de Biot et degré de saturation de mortiers. . . . .	107
3.21	Evolution des contraintes apportées par la pression capillaire. . . . .	108
3.22	Contraintes orthoradiales. Effet de la pression capillaire. . . . .	108
3.23	Maillages des mortiers. . . . .	110
3.24	Isotherme de désorption. . . . .	111
3.25	Description des essais de Bisschop. . . . .	111
3.26	Perte en masse : modélisation et résultats expérimentaux [17]. . . . .	112
3.27	Perte en masse de la pâte de ciment et des différents mortiers. . . . .	112
3.28	Déformations de fluage propre. . . . .	113
3.29	Déformations de fluage de dessiccation. . . . .	114
3.30	Déformation de retrait de dessiccation avec HR. . . . .	114
3.31	Déformation de retrait de dessiccation avec la teneur en granulats. . . . .	115
3.32	Evolution de l'humidité relative en zone de peau et cœur. . . . .	116
3.33	Déformation de retrait de dessiccation avec le temps. . . . .	116
3.34	$\sigma$ - $\varepsilon$ en traction pour la pâte de ciment. . . . .	117
3.35	$\sigma$ - $\varepsilon$ en compression pour la pâte de ciment. . . . .	118
3.36	$\sigma$ - $\varepsilon$ en traction pour les billes de verre. . . . .	118
3.37	$\sigma$ - $\varepsilon$ en compression pour les billes de verre. . . . .	119
3.38	D en compression et traction pour la méso G4-35. . . . .	119
3.39	D à 50 % d'HR (zone de cœur, avec fluage). . . . .	120
3.40	Facès de fissuration d'un mortier de billes de verre. . . . .	120
3.41	Déformation de retrait de dessiccation apparente avec le temps. . . . .	121
3.42	Propriétés mécaniques en fonction de HR. . . . .	122
3.43	Propriétés mécaniques en fonction du degré de saturation. . . . .	122
4.1	Description des essais et simulations sur éprouvette (macroscopiques). . . . .	128
4.2	Modèle analytique de détermination de $\lambda_b$ (macroscopique) [18]. . . . .	129
4.3	Paramètres thermiques du béton (macroscopiques). . . . .	130
4.4	Gradient thermique expérimental et numérique (macroscopique). . . . .	131
4.5	DT expérimentale et numérique (macroscopique, EEI et EPEO). . . . .	131
4.6	DTSC expérimentale et numérique (macroscopique, EEI et EPEO). . . . .	132
4.7	DT et DTSC expérimentales et numériques (macro, avec et sans DTT). . . . .	132
4.8	DT, DTSC et DTT expérimentale [12] et numérique (macroscopique). . . . .	133
4.9	Pré-endommagement de l'éprouvette (macroscopique) chargée à 250°C. . . . .	134
4.10	$\sigma$ - $\varepsilon$ expérimental et numérique (macroscopique, EEI et EPEO avec DTT). . . . .	135
4.11	D(T,x) (EEI sans DTT, à chaud, 1°C/min). . . . .	136
4.12	D(x) (à chaud, EEI sans et avec DTT et EPEO avec DTT, 1°C/min). . . . .	137
4.13	Influence de la prise en compte de la DTT sur l'endommagement. . . . .	137
4.14	D(x) (à chaud, EPEO avec DTT, à 250°C, 1 et 10°C/min). . . . .	138
4.15	$\sigma$ - $\varepsilon$ (T) numériques (macroscopique, EPEO avec DTT, à chaud, 1°C/min). . . . .	139
4.16	D(x) (à chaud et à froid, EPEO avec DTT, 1°C/min). . . . .	140

4.17	D(x) (à froid, EEI et EPEO avec DTT, 1°C/min). . . . .	141
4.18	D(x) (à froid, EPEO avec DTT, à 250°C, 1 et 10°C/min). . . . .	141
4.19	$\sigma$ - $\varepsilon$ numérique (EPEO avec DTT, à chaud et à froid, à 400°C, 1°C/min). . . . .	142
4.20	Description des simulations de traction bi-axiale (macroscopique). . . . .	143
4.21	D (bi-traction, 600°C, 1°C/min, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	144
4.22	$\sigma$ - $\varepsilon$ numériques (bi-traction, EEI et EPEO avec DTT, 1°C/min, 600°C). . . . .	145
4.23	Description des simulations sur tunnel. . . . .	146
4.24	D (tunnel, 600°C, 1°C/min, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	147
4.25	D(x) (tunnel, 600°C, 1°C/min, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	148
4.26	D (tunnel, 600°C, 1°C/min, P=2 MPa, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	148
4.27	D(x) (tunnel, 600°C, P=2 MPa, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	149
4.28	Pression-déplacement (tunnel, 600°C, P=2 MPa). . . . .	149
4.29	Description des simulations sur dalle. . . . .	150
4.30	Effort-déplacement (dalle BA, à $T_{amb}$ , modèles EEI et EPEO). . . . .	151
4.31	D (dalle BA, 600°C, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	152
4.32	D(y) (dalle BA, 600°C, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	152
4.33	D (dalle BA, flexion, 600°C, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	153
4.34	D(y) (dalle BA, flexion, 600°C modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	153
4.35	Effort-déplacement (dalle BA, 600°C, modèles EEI et EPEO). . . . .	154
4.36	Paramètres thermiques de la pâte de ciment. . . . .	155
4.37	Gradient thermique expérimental et numérique à 0,5 et 1,0°C/min. . . . .	156
4.38	Température de cœur expérimentale et numérique. . . . .	157
4.39	DT expérimentale et numérique (mésoscopique). . . . .	157
4.40	DT, DTSC et DTT expérimentale et numérique de la pâte de ciment. . . . .	158
4.41	Courbes $\sigma$ - $\varepsilon$ expérimentale et numérique pour le béton hétérogène. . . . .	160
4.42	D macroscopique et mésoscopique, à 0,1 et 1°C/min à 600°C. . . . .	161
4.43	Dégradation de $E$ due au gradient thermique. . . . .	164
4.44	Dégradation de $f_c$ due au gradient thermique. . . . .	164
4.45	Dégradation de $f_t$ due au gradient thermique. . . . .	165
4.46	Dégradation de $E$ due due aux dégradations physico-chimiques. . . . .	165
4.47	Dégradation de $f_c$ due aux dégradations physico-chimiques. . . . .	166
4.48	Dégradation de $E$ due aux incompatibilités. . . . .	167
4.49	Dégradation de $f_c$ due aux incompatibilités. . . . .	167
4.50	Comparaison des trois mécanismes d'endommagement. . . . .	168
4.51	Influence de la taille des granulats sur l'endommagement à 600°C. . . . .	170
4.52	Influence de la teneur en granulats sur l'endommagement à 600°C. . . . .	171
4.53	Algorithme de résolution numérique du modèle EEI. . . . .	182
4.54	Algorithme de résolution numérique du modèle EPEO. . . . .	183

# Liste des tableaux

1.1	Les différentes catégories de granulats suivant leur diamètre. . . . .	18
1.2	Dilatation thermique de la pâte de ciment à $T_{amb}$ avec HR. . . . .	35
1.3	Coefficients thermiques de différentes roches. . . . .	36
1.4	Réactions physico-chimiques au sein du béton en température. . . . .	41
3.1	Paramètres du modèle de séchage. . . . .	91
3.2	Paramètres mécaniques pour les deux modèles EEI et EPEO. . . . .	94
3.3	Paramètres des modèles de fluage propre et de dessiccation. . . . .	95
3.4	Effet du séchage sur les propriétés mécaniques (50 % HR). . . . .	98
3.5	Données de simulation du retrait de dessiccation. . . . .	103
3.6	Paramètres du modèle de Van Genuchten. . . . .	107
3.7	Caractéristiques des mésostructures générées. . . . .	109
3.8	Paramètres matériau du modèle de séchage. . . . .	110
3.9	Paramètres des modèles de fluage propre et de dessiccation mésoscopiques. . . . .	113
3.10	Paramètres mécaniques de la pâte de ciment. . . . .	117
3.11	Paramètres mécaniques des billes de verre. . . . .	117
3.12	HR et temps correspondants en peau et en cœur. . . . .	119
3.13	Propriétés mécaniques résiduelles. . . . .	121
4.1	Coefficient de dilatation thermique du béton $\alpha_b$ (macroscopique). . . . .	130
4.2	Paramètres de la DTT pour le béton (macroscopique). . . . .	132
4.3	Paramètres mécaniques (macros, modèles EEI et EPEO avec DTT). . . . .	135
4.4	Dégradation des propriétés mécaniques. Effet du modèle mécanique. . . . .	140
4.5	Dégradation des propriétés mécaniques. Effet du refroidissement. . . . .	142
4.6	Paramètres thermiques des granulats. . . . .	155
4.7	Coefficient de dilatation de la pâte de ciment. . . . .	156
4.8	Coefficient de dilatation des granulats. . . . .	157
4.9	Paramètres de la DTT de la pâte de ciment. . . . .	158
4.10	Paramètres mécanique du béton (mésoscopique, modèle EEI). . . . .	160
4.11	Caractéristiques des mésostructures générées. . . . .	169
4.12	Dégradation des propriétés mécaniques. Effet de la taille des granulats. . . . .	170
4.13	Dégradation des propriétés mécaniques. Effet de la teneur en granulats. . . . .	171



# **Glossaire des expressions mathématiques et abréviations**

Ce glossaire présente l'ensemble des expressions mathématiques utilisées, ainsi que les abréviations usitées dans ce mémoire.

**EXPRESSIONS MATHÉMATIQUES :**

$\alpha_f$	Paramètre du modèle EPEO
$\alpha_g$	Paramètre du modèle EPEO contrôlant la dilatance
$a_x$	Paramètres du modèle EPEO (x=t traction, x=c compression)
$A_x$	Paramètres du modèle EEI (x=t traction, x=c compression)
$\beta_f$	Paramètre du modèle EPEO
$b_x$	Paramètres du modèle EPEO (x=t traction, x=c compression)
$B_x$	Paramètres du modèle EEI (x=t traction, x=c compression)
$c_x$	Paramètres du modèle EPEO (x=t traction, x=c compression)
$D$	Variable d'endommagement scalaire (modèle EEI)
$\mathbf{D}$	Tenseur d'endommagement (modèle EPEO)
$D_c$	Variable d'endommagement en compression (modèle EEI)
$\mathbf{D}_c$	Tenseur d'endommagement en compression (modèle EPEO)
$D_t$	Variable d'endommagement en traction (modèle EEI)
$\mathbf{D}_t$	Tenseur d'endommagement en traction (modèle EPEO)
$E$	Module d'Young
$\mathbf{E}$	Tenseur de rigidité élastique
$\varepsilon$	Déformation de traction équivalente
$\varepsilon^e$	Déformation élastique
$\varepsilon^p$	Déformation inélastique (plastique)
$f$	Critère d'endommagement du modèle EEI
$F_c$	Critère de Drucker-Prager en compression
$f_{c0}$	Résistance en compression uniaxiale à température ambiante
$f_t$	Résistance en traction
$F_t^i$	Critères de Rankine en traction
$g_{fx}$	Densité d'énergie de fissuration
$G_{fx}$	Energie de fissuration
$\kappa_0$	Seuil de déformation en traction
$\kappa_c$	Déformation plastique cumulée en compression
$\hat{\kappa}_t^i$	Déformations plastiques cumulées en traction
$\lambda_c$	Multiplicateur plastique en compression
$\lambda_t^i$	Multiplicateur plastique en traction
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\phi$	Porosité
$\rho_x$	Masse volumique du fluide $x$
$S_x$	Degré de saturation du fluide $x$
$\tilde{\tau}_c$	Résistance effective en compression
$\tilde{\tau}_t^i$	Résistance effective en traction
$T$	Température
$T_0$	Température initiale ambiante
$\sigma$	Contrainte
$\tilde{\sigma}$	Contrainte effective
$t$	Temps

$\alpha_{rd}$	Coefficient d'homogénéisation reliant $p_{sol}$ , $p_c$ et $S_l$
$a$	Paramètre matériau reliant $p_c$ à $S_l$
$b$	Paramètre matériau reliant $p_c$ à $S_l$
$D$	Coefficient de diffusion
$D_{eq}$	Coefficient de diffusion équivalent de l'eau
$\epsilon_{bc}$	Déformation de fluage propre
$\epsilon_{bc}^i$	Déformation élémentaire de fluage propre
$\epsilon_{fp}$	Déformation de fluage propre
$\epsilon_{dc}$	Déformation de fluage de dessiccation
$\epsilon_{rd}$	Déformation de retrait de dessiccation
$f_c$	Résistance en compression
$f_t$	Résistance en traction
$\Gamma$	Coefficient de Klinkenberg
$g'(h)h$	Capacité hydrique (pente de la courbe de l'isotherme de désorption)
$h$	Humidité relative à l'intérieur des pores
$J$	Tenseur de complaisance de fluage
$k_{bc}^i$	Rigidité associée à la chaîne de Kelvin-Voigt
$k_{rx}$	Perméabilité relative au fluide $x$
$K$	Perméabilité intrinsèque à l'eau liquide
$K_x$	Perméabilité au fluide $x$
$M_x$	Masse molaire du fluide $x$
$m_{vap}$	Masse d'eau vaporisée (par unité de volume)
$m_x$	Masse du fluide $x$ (par unité de volume)
$\mu$	Paramètre matériau pour la déformation de fluage de dessiccation
$\mu_x$	Viscosité dynamique du fluide $x$
$\eta_{bc}^i$	Viscosité associée à la chaîne de Kelvin-Voigt
$p_{atm}$	Pression atmosphérique
$p_c$	Pression capillaire
$p_{sol}$	Pression de pore
$p_x$	Pression du fluide $x$
$R$	Constante des gaz parfaits
$\tau_{bc}^i$	Temps caractéristique pour le modèle de fluage propre
$\mathbf{v}_x$	Vitesse absolue du fluide $x$
$w$	Teneur en eau
$x$	Phase ou fluide : $x = l$ pour l'eau liquide, $x = v$ pour la vapeur d'eau, $x = a$ pour l'air sec

$A$	Paramètre matériau de la déformation thermique transitoire
$\alpha$	Coefficient de dilatation thermique
$B$	Paramètre matériau de la déformation thermique transitoire
$\beta$	Paramètre de déformation thermique transitoire
$C$	Paramètre matériau de la déformation thermique transitoire
$C_{app}$	Capacité calorifique apparente
$C_{peff}$	Capacité calorifique effective
$C_{px}$	Capacité calorifique du fluide $x$
$(\dot{m}\Delta H)_{vap}$	Quantité de chaleur de vaporisation de l'eau
$(\dot{m}\Delta H)_{dehyd}$	Quantité de chaleur de déshydratation
$\varepsilon^t$	Déformation thermique libre
$\varepsilon_{ij}^{tm}$	Déformation thermique transitoire
$G_f$	Energie de fissuration
$G$	Module de cisaillement
$\lambda$	Conductivité thermique
$M$	Matrice de complaisance pour la déformation thermique transitoire
$\nu_c$	Coefficient de Poisson de déformation thermique transitoire
$q$	Flux de chaleur transféré par conduction
$\bar{T}^*$	Température adimensionnelle de transition pour la DTT
$\mathbf{v}_{x-y}$	Vitesse relative de la phase $x$ par rapport à la phase $y$

**ABREVIATIONS :**

BAP	Béton auto-plaçant
BHP	Béton à Hautes Performances
BO	Béton ordinaire
BTHP	Béton à Très Hautes Performances
CaO	Chaux
CaCO <sub>3</sub>	Carbonate de Calcium ou Calcaire
Ca(OH) <sub>2</sub>	Portlandite ou Hydroxyde de Calcium
CO <sub>2</sub>	Dioxyde de Carbone
C-S-H	Silicate de Calcium Hydraté
DEF	Formation d'ettringite différée
E/C	Rapport Eau sur Ciment
EI	Modèle d'Endommagement Elastique Isotrope
EF	Eléments Finis
EPEO	Modèle d'Endommagement Elasto-Plastique Orthotrope
FS	Fumée de silice
DTT	Déformation Thermique Transitoire
FTT	Fluage Thermique Transitoire
O-H	Liaison covalente Oxygène-Hydrogène
RAS	Réaction alcali-silice
VER	Volume Elementaire Représentatif



# Introduction

## PROBLEMATIQUE :

Les études numériques de prédiction du comportement mécanique des structures en béton face à des sollicitations diverses pouvant intervenir durant la durée de vie de ces ouvrages sont nombreuses dans la littérature. Les approches adoptées dans la plupart de ces études se situent à l'échelle macroscopique, et considèrent le matériau comme homogène dans sa géométrie, ses propriétés et son comportement.

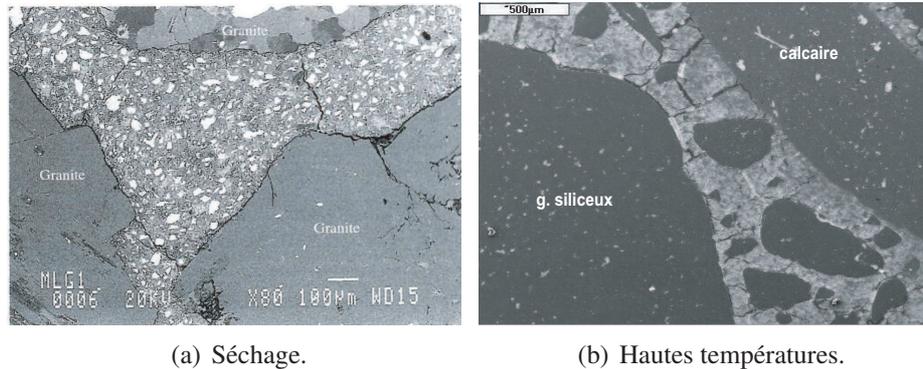
Or, le béton est un matériau composite constitué principalement de pâte de ciment et de granulats. Ce caractère hétérogène a un rôle primordial dans le comportement mécanique de celui-ci. En effet, la plupart des phénomènes physico-chimiques se produisent dans la pâte ciment (retrait, fluage, ...).

Si l'on s'attache plus particulièrement au rôle du granulat, on peut noter tout d'abord un rôle positif de celui-ci. En effet, l'introduction de granulats au sein de la matrice cimentaire permet, en général, d'augmenter la résistance mécanique du matériau, de réduire les déformations différées (retrait, fluage ...), tout en réduisant le coût de la matière première.

Néanmoins, son introduction induit aussi la création d'une auréole de transition à l'interface pâte de ciment/granulats, qui affecte (selon la nature des granulats) les propriétés mécaniques du béton, de par ses caractéristiques mécaniques plus faibles (les fissurations apparaissent donc préférentiellement dans cette zone) ainsi que la durabilité du matériau (cette zone étant plus poreuse et constituant donc un chemin préférentiel pour la pénétration d'agents agressifs).

De plus, les différences de comportement entre les granulats et la pâte de ciment (entraînant des déformations différentielles entre ces deux composants) peuvent induire également une fissuration à l'interface entre ces deux phases lors de la soumission du béton à diverses sollicitations (retrait de dessiccation, réaction alcali-silice RAS, formation d'ettringite différée DEF, situations extrêmes de type feu).

Relativement peu d'études sur l'influence de l'hétérogénéité du béton ont été menées, pour quantifier la fissuration due aux incompatibilités de déformations. Nous pouvons citer pour principaux exemples des études sur le retrait endogène [19], le retrait de dessiccation (béton numérique de Wittmann [20], [21]), le comportement au feu [22] [14], la RAS [23], le fluage [24], la fissuration [24], le comportement dynamique [25] ...



**FIG. 1:** Exemples de fissuration liée à l'hétérogénéité du béton.

Pourtant des études expérimentales ont d'ores et déjà été menées concluant sur l'influence de l'hétérogénéité sur la fissuration du béton, en séchage [17] [26] comme en température [12] [27]. Ces travaux fournissaient pour certains d'ailleurs des études paramétriques sur l'influence de la distribution granulaire [17] ainsi que du type de granulats [27].

### **OBJECTIFS DE L'ETUDE :**

L'objectif des travaux de thèse est de prendre en compte l'hétérogénéité du béton dans la détermination du comportement de celui-ci face à deux types de sollicitations :

- Le séchage.
- Le comportement à hautes températures.

Dans ces deux cas, on observe en effet un comportement différentiel entre pâte de ciment et granulats :

- Un retrait de la pâte de ciment et une déformation nulle des granulats (ceux-ci étant inertes à température ambiante) lors du séchage [28] [29].
- Une dilatation des granulats et un retrait de la pâte de ciment lors d'un chauffage à des températures supérieures à 150°C [9].

L'objectif de l'étude est donc de prédire la fissuration induite dans ces deux cas, partiellement due à ce comportement différentiel, ainsi que les propriétés mécaniques résiduelles (module d'Young  $E$ , résistances en traction  $f_t$  et en compression  $f_c$ ).

La fissuration due à l'hétérogénéité du béton est étudiée et quantifiée à l'aide d'une étude combinée à deux échelles : mésoscopique, avec prise en compte explicite des granulats, et macroscopique, en considérant le béton homogène.

L'utilisation combinée de ces deux approches permet de comparer le comportement prédit par chacune des ces approches, macroscopique et mésoscopique, et de prédire les différents mécanismes de dégradation intervenant dans les sollicitations étudiées (gradient et incompatibilités de déformation).

La description de la fissuration du béton dans ces travaux de thèse s'appuie sur une modélisation de type endommagement ou fissuration répartie (e.g. [30] [31] ...).

L'influence du modèle de fissuration choisi (de type endommagement élastique isotrope ou élasto-plastique endommageable orthotrope) a été étudiée, afin de déterminer le modèle le plus efficace (en terme de temps de calcul) et le plus simple d'utilisation et d'implantation numérique. L'effet de la prise en compte du fluage pour le séchage et de la déformation thermique transitoire intervenant pour les hautes températures a également été étudié.

On se limitera dans nos études à des modèles hydro-mécaniques et thermo-mécaniques. On ne tiendra pas compte du développement de pression, notamment en limitant nos études aux hautes températures à des vitesses de montée en température faibles (de l'ordre de 1°C/min), ni de l'auréole de transition. Ce choix de limitation à des vitesses de montée en température faibles vise à simplifier dans un premier temps l'étude numérique, avec une modélisation du type thermo-mécanique T-M (et non thermo-hydro-mécanique T-H-M). Des études T-H-M seront à mener dans de futurs travaux, pour inclure également l'effet de ces développements de pression à hautes températures.

## **DESCRIPTION DES TRAVAUX REALISES :**

Ce mémoire est composé de quatre chapitres. Le premier chapitre est destiné à décrire le comportement du béton vis à vis du séchage et des hautes températures, en s'appuyant sur des travaux de recherche expérimentaux de la littérature. Les différents mécanismes alors mis en jeu et la modélisation possibles de ces mécanismes sont explicités.

Une synthèse sur les différentes approches possibles pour la modélisation de la fissuration du béton soumis à ces sollicitations est également effectué. Enfin, les stratégies de modélisation du comportement hétérogène du béton sont également rappelées et concluent sur le choix de l'utilisation de maillages explicites de cette hétérogénéité.

Les modèles hydro-mécaniques et thermo-mécaniques utilisés pour effectuer les travaux de simulation sont ensuite détaillés dans le chapitre 2. Les deux modèles de fissuration utilisés sont explicités. Les modèles simplifiés utilisés pour modéliser les transferts de masse et les transferts de chaleur sont également fournis.

Les chapitres 3 et 4 sont respectivement dédiés à l'étude du comportement du béton à température ambiante, en conditions de séchage, et aux hautes températures. Dans chacun de ces chapitres, une première étude est réalisée à l'échelle macroscopique, visant à

montrer l'influence des modèles mécaniques sur le comportement prédit, la seconde étude s'appuyant sur l'échelle mésoscopique et visant à identifier la part de dégradation des propriétés mécaniques du béton due aux hétérogénéités. La fissuration due aux déformations différentielles entre pâte de ciment et granulats est également observée numériquement.

# Chapitre 1

## Analyse bibliographique

*L'objectif de ce chapitre est de présenter l'étendue des connaissances actuelles sur le comportement à température ambiante (en condition de séchage) et à hautes températures du béton, en terme d'observations et de mesures expérimentales jusqu'à présent réalisées et de modèles existants permettant de prédire le comportement du béton dans ces conditions.*

*Préalablement à cela, la structure hétérogène du béton sera présentée, afin de mettre en évidence l'influence des comportements parfois divergents entre les différentes phases du béton sur le comportement de celui-ci.*

*Enfin, les différentes pistes de recherches actuelles en terme de modélisation du comportement à température ambiante et à haute température du béton seront présentées afin de situer ce travail de thèse vis à vis de ces précédents travaux.*

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Description du béton . . . . .</b>	<b>13</b>
1.1	Pâte de ciment . . . . .	13
1.2	Granulats . . . . .	17
1.3	Auréole de transition . . . . .	20
<b>2</b>	<b>Comportement à température ambiante . . . . .</b>	<b>22</b>
2.1	Séchage . . . . .	22
2.2	Retrait de dessiccation . . . . .	25
2.3	Fluage propre . . . . .	28
2.4	Fluage de dessiccation . . . . .	31
<b>3</b>	<b>Comportement à hautes températures . . . . .</b>	<b>32</b>
3.1	Etude du transfert de chaleur et de masse . . . . .	33
3.2	Déformation "différée" . . . . .	34
3.3	Mécanismes de dégradation . . . . .	39
<b>4</b>	<b>Fissuration et endommagement induits . . . . .</b>	<b>46</b>
4.1	Description de la fissuration . . . . .	46
4.2	Evolution des caractéristiques mécaniques . . . . .	51
<b>5</b>	<b>Stratégies de modélisation . . . . .</b>	<b>59</b>
5.1	Description de la fissuration . . . . .	59
5.2	Prise en compte de l'hétérogénéité . . . . .	64
5.3	Synthèse sur les travaux de modélisation de la littérature . . . . .	66
<b>6</b>	<b>Conclusions du chapitre . . . . .</b>	<b>68</b>

---

# 1 Description du béton

Le béton est un matériau présentant une forte hétérogénéité. La complexité de sa microstructure est d'ailleurs une des causes de son comportement mécanique particulier lorsqu'il est soumis à diverses sollicitations (thermiques, hydriques, mécaniques, chimiques...). Il est donc nécessaire de connaître au mieux cette microstructure, et le comportement de chacune des phases présentes afin d'appréhender plus efficacement ensuite, à l'échelle macroscopique, la réponse du béton face aux sollicitations qu'il peut subir.

En première approche, on peut considérer que le béton est un matériau composite dans lequel on distingue principalement trois phases (en incluant la porosité dans chacune des phases) :

- **La pâte de ciment durcie**, représentant habituellement 25 à 40 % du volume total du béton et formant la matrice cimentaire du matériau. Celle-ci joue le rôle de liant, de "colle" et confère au matériau béton ses propriétés de rigidité et de résistance.
- **Les granulats**, occupant 60 à 75 % du volume du béton. Ces granulats jouent les rôles de remplissage atténuateur de variations volumiques (en retrait et en montée en température), et de source de résistance mécanique (pour certains bétons).
- **L'auréole de transition**, située à l'interface granulats/pâte de ciment [32], représentant le point faible des bétons soumis à des sollicitations mécaniques (voir §1.3). Cette phase n'est par contre pas présente dans tous les bétons (voir §1.3).

La complexité de l'étude de l'hétérogénéité du béton est également apportée par la large étendue des bétons possibles (du Béton Ordinaire BO au Béton à Hautes Performances BHP ou à Très Hautes Performances BTHP, en passant par le Béton Auto Plaçant BAP ...), due à la gamme importante possible dans le choix de composition des phases "pâte de ciment" et "granulats" (en terme de type, de proportions ...).

## 1.1 Pâte de ciment

La pâte de ciment (durcie) est formée, à l'issue de l'hydratation du ciment avec l'eau, des principaux hydrates "simples" suivants :

- **le silicate de calcium hydraté C-S-H** (notation cimentaire), présent à hauteur de 50 à 70 %, en général, dans la pâte de ciment, à l'origine de son pouvoir adhérent et améliorant sa résistance.
- **la portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$**  (ou hydroxyde de calcium), représentant en moyenne 20 % de la pâte de ciment, ayant peu d'importance du point de vue de la résistance mécanique et diminuant la durabilité du béton par sa solubilité dans l'eau. On cherche donc à limiter cette portlandite (en ajoutant par exemple de la fumée de silice).
- **les aluminates de calcium hydraté, l'ettringite ( $3\text{CAO-A}_2\text{O}_3-3\text{CaSO}_4-32\text{H}_2\text{O}$ )**.

La pâte de ciment se compose aussi de pores, contenant de l'eau et/ou de l'air. Outre les hydrates formés, l'eau est un élément essentiel de la pâte de ciment. Elle lui confère en effet ses *propriétés de maniabilité* (pour le transport et le moulage avant la prise) et de *résistance mécanique* (après avoir réagi avec le clinker). Mais elle est aussi *responsable de ses principaux défauts* (augmentation de la porosité et diminution de la résistance mécanique, présence inhérente d'agents agressifs, possibilité de transport d'agents agressifs, retrait, fluage ...).

Il est donc intéressant de décrire de manière plus fine la constitution du C-S-H, ainsi que la répartition et le mode de présence de l'eau dans la porosité et la microstructure de la pâte de ciment (cette eau représentant un élément indispensable dans l'étude du comportement de la matrice cimentaire).

### 1.1.1 C-S-H

La structure de la pâte de ciment durcie, principalement composée de plusieurs variétés de silicates de calcium hydratés, est appelée **C-S-H** (de composition  $(\text{CaO})_x(\text{SiO}_2)(\text{H}_2\text{O})_y$  où les valeurs de  $x$  et  $y$  dépendent de la teneur en calcium et en silicates dans la phase aqueuse [33]).

Les C-S-H présentent une *grande surface spécifique* et une *porosité d'environ 28 %* [34]. Les *surfaces* des C-S-H sont de plus *très attractives*. Elles adhèrent entre elles et avec les autres éléments constitutifs du béton (sable, granulats, portlandite...), ce qui explique le rôle de "colle" du ciment.

De nombreux modèles existent dans la littérature scientifique pour décrire sa structure et sa morphologie. Le modèle proposé par Feldman et Sereda [1] (voir Fig. 1.1) semble le plus à même de justifier la plupart des comportements différenciés de la pâte de ciment [35].

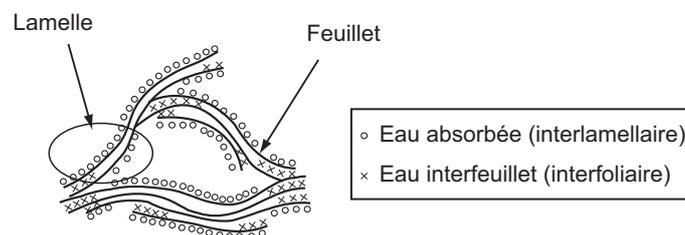


FIG. 1.1: Représentation schématique de la microstructure du gel de C-S-H [1].

Dans ce modèle, les particules de C-S-H se présentent sous la forme de fibres formées de **lamelles** enroulées sur elles-mêmes. Chaque lamelle est constituée de 2 à 4 **feuillets** simples.

Ces feuillets peuvent avoir un mouvement relatif entre eux, réversible ou non lors du chargement. Ainsi, la pénétration ou le départ de l'eau des espaces interlamellaires (entre lamelles) et interfoliaires (entre feuillets) est possible.

Ces **départs et entrées d'eau** (interfoliaires) sont les **phénomènes prédominants** expliquant les variations dimensionnelles observables au cours du temps sous diverses sollicitations [1]. Pour exemple, lors d'un chargement mécanique, l'eau interfoliaire peut être expulsée, créant du fluage. De même, les mécanismes de retrait et de gonflement sont attribués aux mouvements de l'eau dans la structure des C-S-H [36].

### 1.1.2 Les pores de la pâte de ciment

La pâte de ciment présente une **porosité à différentes échelles d'observation** et varie d'un béton à un autre de façon significative à la fois quantitative (de 5 % pour les BHP à 15 % pour les BO) et qualitative (dimension et répartition des rayons de pores). Cette porosité est un paramètre important car conditionnant en partie la durabilité de bétons [37].

On distingue généralement deux familles de pores (les bulles d'air étant omises) :

- **La porosité capillaire** : vestige de la porosité initiale du clinker, sa dimension caractéristique se situe dans la plage 0,01 - 50  $\mu\text{m}$ . Il semble que les différences structurales entre des pâtes de ciment, de type ou de rapports E/C différents, proviennent essentiellement des différences entre les porosités capillaires [38] [39].
- **La porosité intrinsèque aux C-S-H** : porosité intrinsèque aux hydrates (voir §1.1.1), sa dimension caractéristique, de l'ordre du nanomètre, est beaucoup plus faible que celle de la porosité capillaire.

Une représentation schématique des différentes phases solides et poreuses présentes au sein de la matrice cimentaire a été fournie par Mehta [2] (voir Fig. 1.2).

### 1.1.3 L'eau dans la pâte de ciment

L'eau est généralement classifiée selon la nature de sa liaison avec la pâte de ciment hydratée. Les différentes classes sont dans l'ordre croissant de liaison [3] [35] :

- **L'eau libre et capillaire** : elle n'est pas soumise aux forces d'attraction des surfaces solides. Elle se trouve principalement dans les pores capillaires de dimension supérieure à 10  $\mu\text{m}$  (gros pores et fissures). Cette eau est la première à s'évacuer ou à s'évaporer (entre 30 et 120°C) lors d'un séchage ou d'un chauffage.

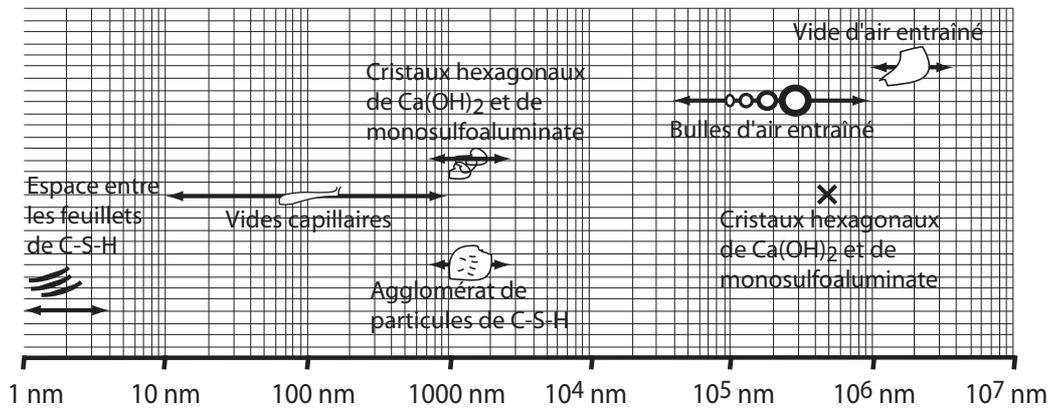


FIG. 1.2: Répartition des tailles des éléments d'une matrice cimentaire [2].

- **L'eau adsorbée :** elle est adsorbée sur les surfaces solides.
  - . *Physiquement :* les forces d'attraction sont de type van der Waals. La structure de l'eau adsorbée et de la surface adsorbante n'est pas affectée par cette adsorption.
  - . *Chimiquement :* des électrons sont mis en commun entre l'eau et la surface solide. Ainsi, la structure de la molécule d'eau est modifiée (dissociation par rupture de la liaison covalente O-H).
- **L'eau chimiquement combinée :** elle a réagi chimiquement avec le ciment pour former un nouveau produit, comme le C-S-H ou l'ettringite.

L'eau présente dans les C-S-H et l'eau présente dans les zones d'adsorption empêchée jouent un rôle majeur dans le comportement différé du béton. Les caractéristiques de ces eaux jouant un rôle essentiel sont les suivantes :

- **Eau dans les C-S-H :** A partir de multiples méthodes expérimentales, Sierra (1974 cité par Regourd [3]) a pu identifier dans la structure des C-S-H, la présence de l'eau sous trois formes, classées ici par ordre décroissant d'énergie de liaison avec le solide (voir Fig. 1.3) :
  - . *L'eau hydroxyle (groupement OH) :* elle est liée aux atomes de silicium et de calcium à la surface des feuillets.
  - . *L'eau interfoliaire (ou interfeuille) :* elle est liée aux feuillets par des groupements hydroxyles. Elle intervient dans la cohésion intrinsèque de la lamelle.
  - . *L'eau interlamellaire :* elle est soit fixée à la surface des lamelles par un hydroxyle, soit liée à d'autres molécules d'eau.

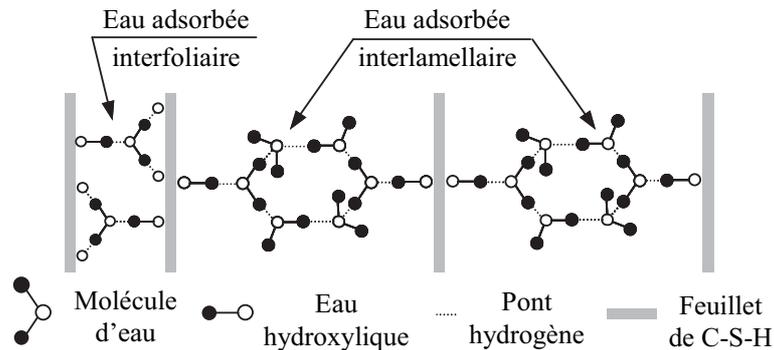


FIG. 1.3: Etat de l'eau dans les C-S-H (Sierra, 1974 cité par Regourd [3]).

- **Eau dans les zones d'adsorption empêchée** : L'adsorption libre ne peut avoir lieu lorsque les surfaces adsorbantes sont trop proches. On est alors en zone dite d'adsorption empêchée (voir Fig. 1.4). Dans ces zones, l'eau fortement adsorbée, est sous pression, dite de disjonction, de l'ordre de 130 MPa [40]. Cette pression s'oppose aux forces d'attraction, qui existent entre les particules de C-S-H et qui maintiennent la structure du squelette. Cette pression semble être à l'origine également du retrait de dessiccation et sa relaxation dans le temps semble être responsable de l'aspect vieillissant à long terme du fluage. Cette eau est ainsi un élément structural à part entière du matériau, capable de transmettre localement les contraintes.

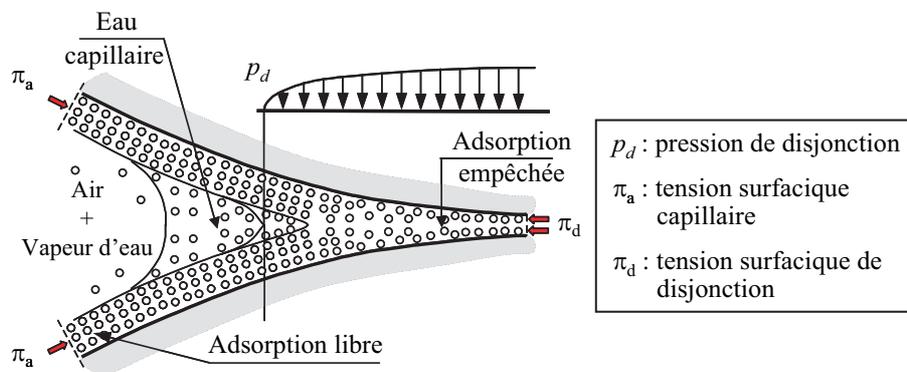


FIG. 1.4: Description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée et de la transition avec les pores capillaires [40].

## 1.2 Granulats

Les granulats jouent un rôle important dans la qualité du béton. Leur influence est très forte en terme de performances mécaniques : en effet, ceux-ci présentent de **meilleures caractéristiques mécaniques** que la pâte de ciment (pour les BO à température ambiante). Pour obtenir un béton ayant de bonnes caractéristiques, plusieurs paramètres

entrent en jeu dans le choix des granulats : la qualité, la minéralogie, la forme de ces granulats et une granulométrie appropriée associée.

### 1.2.1 Granulométrie

La granulométrie des granulats représente la distribution de taille des granulats utilisés dans un béton donné. Cette distribution doit permettre une **réduction du volume des vides** et une **optimisation de la compacité** du béton.

Cette granulométrie peut être optimisée pour maximiser la compacité du béton en utilisant par exemple la méthode de Dreux-Gorisse [41] ou d'autres approches plus récentes [42].

### 1.2.2 Caractéristiques géométriques des granulats

La **forme** des granulats va influencer la **compacité** du mélange granulaire. Cette forme peut être définie par les indices d'allongement et d'aplatissement dépendant des dimensions géométriques d'un granulat. Ainsi les granulats peuvent être plus ou moins ronds, sous forme de plaquettes ou d'aiguilles, anguleux ... (e.g. voir Fig. 1.5).

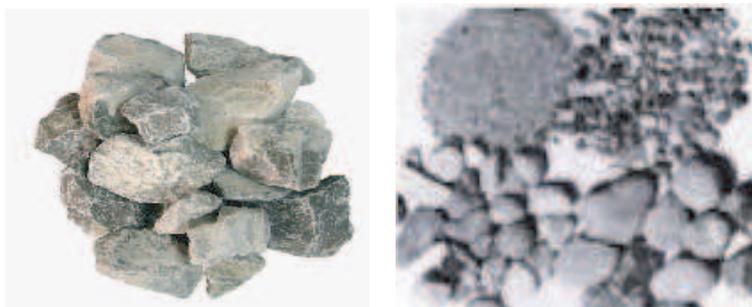


FIG. 1.5: Exemple de granulats (photos issues des sites [www.carrieresduboulonnais.fr](http://www.carrieresduboulonnais.fr) et [moad.cstb.fr](http://moad.cstb.fr)).

La **rugosité** des granulats va également influencer la **compacité** du mélange granulaire, ainsi que l'**adhérence** du granulat à la pâte de ciment (de par l'auréole de transition, voir §1.3 ).

On peut définir plusieurs catégories de granulats en fonction de leur diamètre moyen (voir Tab. 1.1).

Catégorie	Granulats fins	Granulats moyens	Gros granulats
Diamètre	Inférieur à 5 mm	Entre 5 et 10 mm	Entre 10 et 40 mm

TAB. 1.1: Les différentes catégories de granulats suivant leur diamètre.

### 1.2.3 Origine des granulats

Les granulats peuvent être **naturels** (d'origine minérale sans transformation autre que mécanique), **artificiels** (d'origine minérale, transformés, e.g. le schiste expansé ou les granulats de laitiers ...) ou **recyclés** (e.g. le béton concassé ou le fraisat d'enrobés bitumineux...). Nous évoquerons plus particulièrement le cas des granulats naturels **siliceux** ou **calcaires**, les plus couramment utilisés dans la construction en béton.

*L'origine des granulats va particulièrement influencer le comportement du béton à hautes températures (alors qu'en conditions de séchage ils n'ont pas de rôle particulier, hormis les granulats ayant une porosité importante qui vont donc absorber ou relarguer de l'eau tels que les granulats légers).*

En effet, les granulats sont considérés **inertes à température ambiante** (sauf cas pathologiques, comme celui d'une réaction alcali-granat), mais **aux températures élevées**, leur **comportement diffère** selon leur nature minéralogique.

Ce comportement est du à des changements avec la température dans la structure des minéraux qui constituent la roche. Citons pour exemple le cas des granulats calcaires et siliceux :

- Les **granulats siliceux** constitués de minéraux contenant environ 20 % d'eau combinée vont être soumis à ce *départ d'eau* entre 120 et 600°C, ce qui peut entraîner un clivage de ces granulats. L'élévation de température jusqu'à 575°C va entraîner également une *transformation du quartz  $\alpha$*  présent dans ces granulats en quartz  $\beta$ , pouvant provoquer l'endommagement du béton.
- Les **granulats calcaires** présentent eux un *meilleur comportement* jusqu'à 700°C. Au delà de cette température débute la *transformation de  $\text{CaCO}_3$  en  $\text{CO}_2$  et  $\text{CaO}$* . Le CaO libre alors présent dans les bétons chauffés puis refroidis réagit avec l'humidité et se transforme en  $\text{Ca(OH)}_2$  multipliant son volume par 2,5. Cette réaction peut expliquer la *diminution de résistance résiduelle* (résistance mesurée après refroidissement) par rapport à la résistance à chaud des bétons à granulats calcaires chauffés au delà de 700°C.

Les granulats conditionnent en grande partie la dilatation thermique des bétons. Les propriétés d'un bon granulat pour son utilisation à haute température sont [12] :

- Un faible coefficient de déformation thermique.
- L'absence de déformations résiduelles après refroidissement.
- Une stabilité thermique c'est à dire un faible nombre de pics sur les courbes d'analyse thermique différentielle et d'analyse thermo-gravimétrique.
- Une structure mono-minérale de la roche composante du granulat.

### 1.3 Auréole de transition

Pour un béton, la liaison qui s'établit au cours de l'hydratation entre la pâte de ciment et les granulats se traduit par une zone de pâte particulière appelée "**auréole de transition**" ou **interface pâte/granulats** [32]. Son épaisseur augmente avec la taille des granulats mais est toujours inférieure à  $50 \mu\text{m}$ .

Il existe plusieurs modèles de description de cette zone de transition [43] [44] ... Sur la Fig. 1.6 le modèle de Diamond [45] pour un BO est présenté.

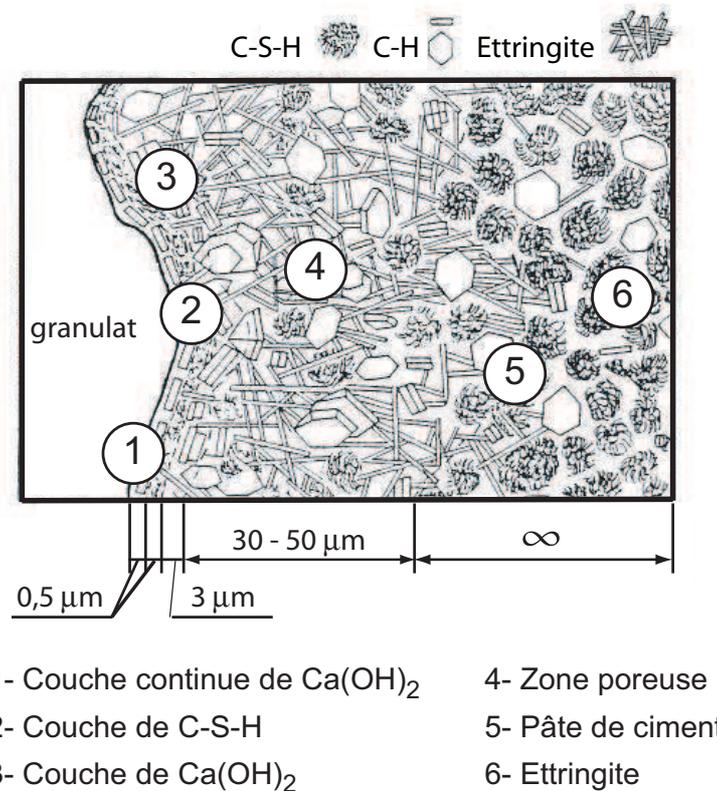
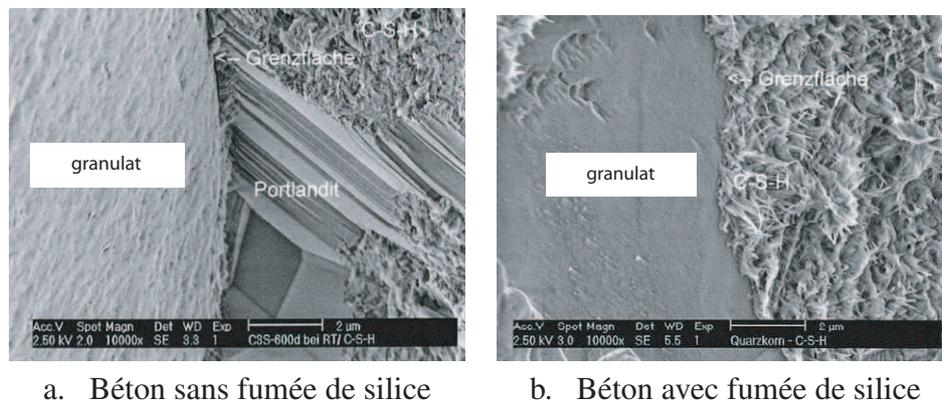


FIG. 1.6: Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un BO [45].

On observe, autour des granulats, une zone de pâte hydratée particulière. Sa première couche, plus proche de la surface des granulats, très compacte est composée de cristaux de portlandite orientés perpendiculairement aux granulats [45]. La deuxième couche d'épaisseur  $0,5 \mu\text{m}$  est composée de feuillets de C-S-H. Après la deuxième couche de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , nous passons dans la **zone de forte porosité** avec des grains de grande dimension et de *faible cohésion* et par conséquent de *moindre résistance mécanique* que la matrice. *Cette zone représente le point faible des bétons soumis aux sollicitations mécaniques et les premières fissures contournent les granulats et passent à travers la matrice.*

**La qualité de la zone de transition dépend fortement de la nature des granulats** (réactifs ou neutres ...). Les **granulats calcaires** (réactifs) présentent les plus fortes liaisons avec la pâte de ciment du fait des réactions chimiques qui se produisent au cours du temps et augmentent les forces d'adhésion. La *zone de transition* entre les granulats calcaires et la pâte de ciment est ainsi *plus résistante et de perméabilité plus faible*. L'augmentation de la résistance du matériau béton réalisée avec les granulats de cette nature a été observée [46] contrairement aux granulats de type quartz (comme les granulats siliceux), qui sont neutres par rapport à la pâte de ciment.

Pour les **BHP, modifiés par l'ajout de fumée de silice FS**, nous pouvons obtenir une réduction de la porosité et de l'épaisseur de cette zone. En comparant avec le Béton Ordinaire, où l'*auréole de transition* est d'environ  $50\ \mu\text{m}$ , son *épaisseur* pour les BHP est *limitée* à  $12\ \mu\text{m}$ . Certaines sources [47] signalent même l'absence de la zone de contact dans les bétons à hautes performances (voir Fig. 1.7 où l'on peut observer pour le BHP sans fumée de silice des cristaux de portlandite dans la zone de transition orientés perpendiculairement aux granulats et pour le BHP avec fumée de silice une absence de la zone de transition et une homogénéité des C-S-H).



**FIG. 1.7:** Microstructure de la zone de contact entre la pâte et le granulat [4].

L'**ajout de fumée de silice** permet en effet la consommation de la portlandite (par sa réaction pouzzolanique avec cette portlandite pour former des C-S-H, néanmoins différents de ceux formés lors de l'hydratation des C3S ou C2S), en densifiant la structure du matériau, tout en **améliorant ses performances mécaniques**.

La qualité de la zone de transition dépend aussi du rapport E/C. Lorsque **E/C augmente**, cette zone devient plus épaisse et poreuse, et donc **moins résistante** [48].

## 2 Comportement à température ambiante

### 2.1 Séchage

Une structure en béton exposée à une humidité relative environnante inférieure à celle régnant au sein du matériau subit alors un *déséquilibre hygrométrique* (e.g. lors du décoffrage ou la fin de cure des bétons lors de leur soumission à l'air ambiant).

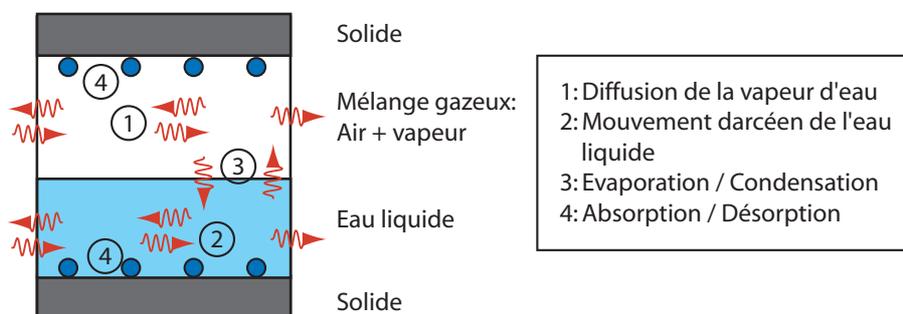
Ce déséquilibre se traduit alors par un *mouvement de l'eau de l'intérieur du matériau vers l'extérieur* pour rétablir l'équilibre, conduisant au séchage de celui-ci.

La prise en compte du transport de l'eau au sein du béton est donc d'une grande importance, le séchage s'accompagnant généralement d'effets structuraux, du fait du gradient de déformations induit. De plus, l'humidité relative influence de façon très importante les propriétés de transfert (diffusivité, perméabilité).

#### 2.1.1 Description des mécanismes

Le séchage de la pâte de ciment durcie est complexe. Le **mécanisme moteur** du séchage est lié au **gradient d'humidité relative** induit au sein du matériau, en terme de répartition de l'eau à l'état vapeur au sein du matériau. L'équilibre thermodynamique entre les phases vapeur et liquide de l'eau présente dans le béton devant être maintenu, l'eau liquide va également être concernée par le séchage.

Le séchage fait intervenir de **multiples mécanismes complexes**, qui se produisent de façon plus ou moins couplée [49] [50] [29] [51] [52]. Les phénomènes de perméation, diffusion, adsorption-désorption, condensation-évaporation sont en effet mis en jeu dans la pâte de ciment (voir Fig. 1.8) [53].



**FIG. 1.8:** Représentation schématique des mécanismes de transport de l'eau au sein de la pâte de ciment.

### 2.1.2 Modélisation

Une modélisation "complète" du séchage peut être utilisée, qui reprend la majeure partie des transferts hydriques et les modélise. Cependant, cette modélisation est délicate à mettre en oeuvre théoriquement et numériquement. Nous présenterons donc ensuite une approche plus simplifiée, couramment utilisée par différents auteurs.

#### a) Modélisation "complète" :

Coussy et al. [49] et Mainguy et al. [50] ont proposé une analyse physique des transferts hydriques, et ont choisi de modéliser les modes de transport suivants :

- Transfert darcéen d'eau liquide à l'aide de la loi de Darcy.
- Transfert diffusif de vapeur d'eau dont le moteur est le gradient de concentration en vapeur d'eau, modélisé par la première loi de Fick.
- Transfert d'air sec, modélisé par la loi de Darcy.
- Transport convectif de vapeur entraîné par les migrations de l'air sec.

Pour résoudre le **système d'équations non linéaires** définies par l'ensemble de ces modes de transport pris en compte, il est donc nécessaire d'écrire les lois de conservation de la masse de l'eau liquide, de l'air sec et de la vapeur d'eau :

$$\begin{cases} \dot{m}_l + \text{div}(m_l \cdot \mathbf{v}_l) = -\dot{m}_{vap} \\ \dot{m}_v + \text{div}(m_v \cdot \mathbf{v}_v) = \dot{m}_{vap} \\ \dot{m}_a + \text{div}(m_a \cdot \mathbf{v}_a) = 0 \end{cases} \quad (1.1)$$

Où  $m_x = \phi \cdot S_x \cdot \rho_x$  est la masse du fluide (par unité de volume),  $x = l$  pour l'eau liquide,  $v$  pour la vapeur d'eau,  $a$  pour l'air sec,  $\phi$  est la porosité,  $S_x$  est le degré de saturation,  $\rho_x$  est la masse volumique,  $m_{vap}$  est la masse d'eau vaporisée (par unité de volume) et  $\mathbf{v}_x$  est la vitesse absolue du fluide.

Les vitesses relatives de chacun des fluides sont *reliées à la déformation du squelette solide, la perméation, la diffusion et la convection*, par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{v}_l = -\rho_l \frac{K_l}{\mu_l} k_{rl} \mathbf{grad} p_l \\ \mathbf{v}_v = -\frac{M_v p_v}{RT} \frac{K_g}{\mu_g} \left( k_{rg} + \frac{\Gamma}{p_g} \right) \mathbf{grad} p_g - \frac{M_v p_{atm}}{RT} D \mathbf{grad} \left( \frac{p_v}{p_g} \right) \\ \mathbf{v}_a = -\frac{M_a p_a}{RT} \frac{K_g}{\mu_g} \left( k_{rg} + \frac{\Gamma}{p_g} \right) \mathbf{grad} p_g - \frac{M_a p_{atm}}{RT} D \mathbf{grad} \left( \frac{p_a}{p_g} \right) \end{cases} \quad (1.2)$$

Où  $K_x$  est la perméabilité,  $k_{rx}$  la perméabilité relative,  $\mu_x$  la viscosité dynamique,  $M$  la masse molaire,  $p_x$  la pression,  $R$  la constante des gaz parfaits,  $T$  la température,  $\Gamma$  le coefficient de Klinkenberg et  $D$  le coefficient de diffusion.

Il semble adéquat de se limiter à une étude en conditions isothermes (ce qui revient à négliger l'apport d'énergie nécessaire à la vaporisation de l'eau liquide). En effet, Coussy et al. (1998) estime la diminution de température inférieure à 0,23 °C. Cette approche a été utilisée par plusieurs auteurs [50] [54] [55] [56].

La résolution se fait grâce à un **calcul aux éléments finis** ou par la **méthode des volumes finis** qui convient bien aux calculs de transferts de fluides [57].

Cette modélisation plus complète de tous les modes de transferts hydriques reste *difficile à implanter, coûteuse en temps de calcul* et demande l'*identification de nombreux paramètres* (perméabilité relative, diffusivité, perméabilité intrinsèque...). Ils sont souvent empiriques ou semi-empiriques, dépendent fortement de l'humidité relative en place et du matériau étudié [53].

#### b) Modélisation simplifiée :

Une modélisation simplifiée peut très souvent être utilisée pour reproduire les cinétiques de séchage de façon satisfaisante [58] [59] [60] [61] [62] [63]. Une **équation de diffusion non linéaire** est ainsi utilisée, avec pour inconnue soit l'humidité relative  $h$ , soit la saturation en eau liquide  $S_l$  ou encore la teneur en eau  $w$  [64] [60].

L'écriture de ces modèles simplifiés repose sur deux hypothèses [65] [50] qui sont :

- Une *pression du mélange gazeux* (air sec+vapeur d'eau) dans les pores qui reste *constante égale à la pression atmosphérique* à l'échelle de temps où s'effectue le séchage.
- Un *transport de la vapeur d'eau* qui se fait essentiellement *par diffusion moléculaire* [60].

On néglige donc d'une part les surpressions de gaz dues aux changements d'état de l'eau et d'autre part le transfert darcéen de vapeur d'eau (ce qui est justifié dans la littérature [57] [57] [65]).

- Dans le cas de la teneur en eau, l'équation du séchage s'écrit :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = \text{div}(D_{eq}(w)\mathbf{grad}(w)) \quad (1.3)$$

Où  $t$  est le temps,  $w$  la teneur en eau.

- Dans le cas de l'humidité relative, l'équation du séchage s'écrit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{g'(h)} \text{div}(D_{eq}(h)\mathbf{grad}(h)) \quad (1.4)$$

Où  $h$  est l'humidité relative à l'intérieur des pores,  $g'(h)$  la capacité hydrique (pente de la courbe de l'isotherme de désorption) qui s'écrit :

$$g'(h) = \frac{\partial w}{\partial h} \quad (1.5)$$

$D_{eq}$  est le coefficient de diffusion équivalent de l'eau, dont plusieurs expressions sont disponibles dans la littérature [64] [66] [60].

L'isotherme de désorption peut être déterminée à l'aide du modèle BSB [67] ou du modèle de van Genuchten [68]. Le modèle BSB est une amélioration du modèle BET de [60].

L'hypothèse principale du modèle BET est que l'adsorption d'un gaz sur une surface solide résulte de l'attraction physique entre les molécules de gaz et les molécules du solide en surface. La quantité de gaz adsorbée est alors proportionnelle à la surface adsorbante.

Dans le cas du béton, cette théorie décrit correctement le phénomène pour une humidité relative comprise entre 0,05 et 40 %, car l'eau n'y est présente dans la pâte de ciment que sous sa phase vapeur essentiellement.

Pour une humidité relative supérieure à 40 %, le phénomène de condensation capillaire se produit, et la description correcte des phénomènes nécessite alors l'utilisation d'une théorie complémentaire. L'addition de la théorie de la condensation capillaire au modèle BET conduit alors au modèle BSB. Dans ce modèle, la teneur en eau  $w$  est liée à l'humidité relative  $h$  par l'expression :

$$w(h) = \frac{AkV_m h}{(1 - kh)[1 + (A - 1)kh]} \quad (1.6)$$

Où  $A$ ,  $k$  et  $V_m$  sont des constantes du modèle BSB.

## 2.2 Retrait de dessiccation

Lors du séchage, le béton subit un retrait apparent appelé **retrait de séchage** ou **de dessiccation**. Cette déformation est causée par le déséquilibre hygrométrique mis en place avec le milieu environnant lors du séchage [69]. Cette déformation de retrait de dessiccation correspond en fait à la **déformation observée diminuée de la déformation de retrait endogène** (déformation mesurée sur une éprouvette protégée de la dessiccation).

### 2.2.1 Description des mécanismes

Trois principaux mécanismes sont proposés dans la littérature (voir Fig. 1.9) pour expliquer le retrait de dessiccation pour les valeurs usuelles d'humidité relative [5] :

– **Le retrait par dépression (ou suction) capillaire :**

La diminution de l'humidité relative au sein du béton (due au séchage) induit une diminution de la pression de l'eau liquide, provoquée par la vaporisation de celle-ci. La coexistence des phases liquides (eau) et gazeuses (vapeur d'eau et air sec) entraîne la formation d'un ménisque à l'interface liquide/gaz, et donc l'apparition de tensions capillaires. Elles entraînent alors la contraction du squelette solide.

– **Le retrait par variation de pression de disjonction :**

Une diminution de l'humidité relative au sein du béton entraîne un départ de l'eau notamment des zones d'adsorption empêchée (voir §1.1.3) Il se produit alors une diminution de l'épaisseur de la couche adsorbée et donc une diminution de la pression de disjonction qui se traduit au niveau macroscopique par une contraction de la matrice cimentaire.

– **La variation de l'énergie surfacique solide :**

La surface spécifique des C-S-H est très élevée. Une grande quantité d'eau adsorbée est donc en interaction avec la matrice solide. L'énergie surfacique des C-S-H liée à cette interaction varie avec l'épaisseur du film d'eau adsorbée. Plus celui-ci est grand, plus petite est la tension de surface. Ainsi, lorsqu'il y a adsorption, les tensions surfaciques diminuent et en cas de désorption, les contraintes induites augmentent à l'inverse, provoquant une contraction du solide et donc une déformation de retrait. Ce phénomène a été vérifié expérimentalement par [70].

	Humidité relative					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
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 →					

FIG. 1.9: Les différents mécanismes de retrait de dessiccation [5].

Les résultats expérimentaux montrent que la déformation de retrait de dessiccation à l'équilibre est proportionnelle à la variation d'humidité relative (voir Fig. 1.10) entre 100 et 50%.

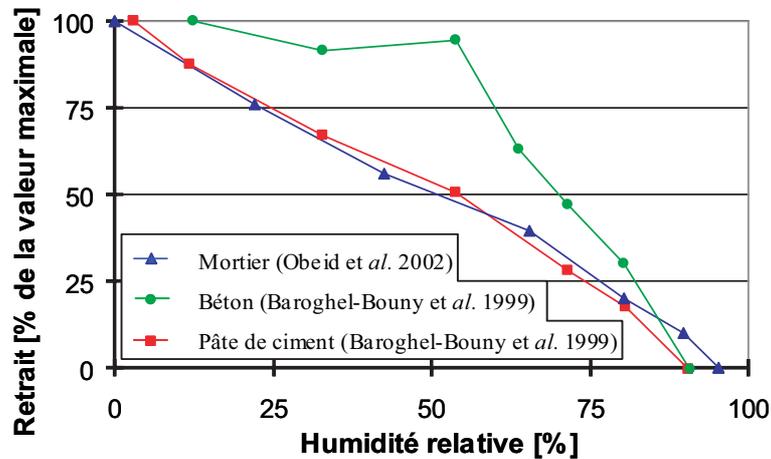


FIG. 1.10: Retrait à l'équilibre typique de matériaux à matrice cimentaire en fonction de l'humidité relative [53] [71].

## 2.2.2 Modélisation

Il existe plusieurs modélisations possibles du retrait de dessiccation. Nous allons citer ici les principales :

### a) Modélisations phénoménologiques :

Les observations expérimentales montrent une **linéarité** entre le **retrait de dessiccation** et la **variation d'humidité relative interne** ou la perte en masse. Une des modélisations les plus utilisées en France est celle de Wittmann [29], Bažant [72], Granger [73], Meftah [74], qui expriment cette relation en fonction de la perte de concentration en eau liquide :

$$\dot{\epsilon}_{rd} = k_{rd} \cdot \dot{w} \cdot \mathbf{1} \quad \text{ou} \quad \dot{\epsilon}_{rd} = k_{rh} \cdot \dot{h} \cdot \mathbf{1} \quad (1.7)$$

Avec  $\dot{\epsilon}_{rd}$  tenseur du taux de déformation de retrait de dessiccation,  $k_{rd}$  ou  $k_{rh}$  constantes de proportionnalité,  $w$  en  $l/m^3$ ,  $\mathbf{1}$  tenseur unité.

### b) Modélisation par la mécanique des milieux poreux :

Une alternative à la modélisation phénoménologique est de modéliser le retrait de dessiccation à l'échelle macroscopique, sur la base de la théorie des milieux poreux non saturés [75] [76] [77].

Dans cette approche, on considère le VER (Volume Élémentaire Représentatif) du milieu poreux constitué d'un squelette solide et de vides, occupés par l'eau (liquide

et vapeur) et l'air. Les variables caractérisant ce VER sont considérées comme des variables "moyennes" (ce qui permet de s'affranchir de la caractérisation précise de la microstructure du matériau). Le concept de contraintes effectives  $\sigma'$  au sens de Bishop [78] peut être utilisé ou étendu. La contrainte effective est la contrainte appliquée directement sur le squelette solide.

### c) Modèles d'homogénéisation :

Les méthodes d'homogénéisation ont été développées pour prendre en compte le caractère hétérogène du béton [79]. A partir de la connaissance du comportement de chacune des phases le constituant, la méthode consiste à prédire le comportement global macroscopique. Les lois constitutives et les équations liées aux conditions limites sont écrites au niveau local, puis "homogénéisées" afin d'obtenir la loi de comportement au niveau macroscopique (le matériau est alors "homogénéisé"). Cette dernière étape nécessite au préalable de supposer la morphologie des pores (sphères ou ellipsoïdes). Les équations obtenues sont proches de celles issues de la Mécanique des Milieux Poreux.

## 2.3 Fluage propre

La **déformation de fluage propre** est la **déformation mesurée sur une éprouvette chargée et protégée contre la dessiccation externe**, à laquelle on a ôté la **déformation de retrait endogène et la déformation élastique instantanée**.

Cette décomposition des déformations suppose qu'il n'existe pas d'interaction entre les différentes composantes de déformations lors de l'essai de fluage propre (ce qui n'est pas le cas [6]). Par ailleurs, le fluage propre est caractérisé expérimentalement par une forte dépendance à l'âge du matériau.

### 2.3.1 Description des mécanismes

Deux régimes distincts sont mis en évidence dans la littérature, quelle que soit la composition utilisée [80] [81] : le fluage à court terme et le fluage à long terme.

#### a) Fluage à court terme :

La cinétique de déformation de fluage propre est rapide pendant quelques jours après le chargement. On distingue plusieurs mécanismes pour expliquer le fluage à court terme. Le plus probable repose sur la **migration de l'eau adsorbée dans la porosité capillaire sous contraintes** [82] [29] [81].

La diffusion s'amorce sous l'action des efforts extérieurs. Les contraintes sont retransmises à l'échelle microscopique, à travers les produits d'hydratation qui en-

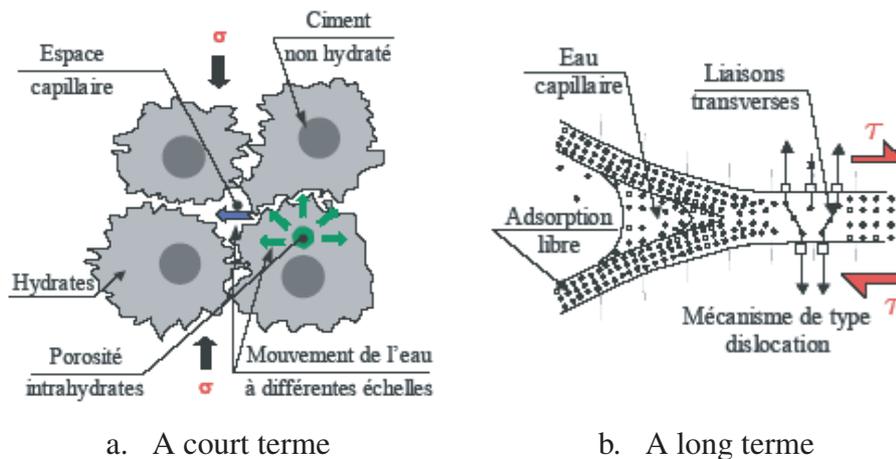


FIG. 1.11: Mécanismes du fluage propre [6].

tourent les pores capillaires (voir Fig. 1.11.a). Ce transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau en adsorption libre dans ces zones de transmission et celles qui sont plus loin (porosité capillaire).

Pour restituer l'équilibre, les molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau adsorbée (diffusion surfacique) vers la porosité capillaire, entraînant la déformation du squelette solide.

#### b) Fluage à long terme :

Les explications précédentes ne permettent pas d'expliquer les raisons du vieillissement sur le fluage propre à long terme. Le mécanisme le plus cité actuellement est lié au glissement des feuillettes de C-S-H entre eux. Bažant [83] et Ulm [81] proposent que l'**effet du vieillissement** observé soit d'origine mécanique, **lié à la relaxation des micro-précontraintes** ("micro-prestress") **dans les zones d'adsorption empêchée** (cf. §1.1.3). Les micro-précontraintes sont générées par la pression de disjonction, ainsi que par des variations volumiques importantes et fortement localisées induites par l'hydratation ou le séchage.

La relaxation des micro-précontraintes se situe à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment. Les *liaisons entre les surfaces solides*, sur-tendues localement et instables, sont *susceptibles de se rompre* [29]. Elles *se reforment dans des zones adjacentes de moindres surtensions du fait du glissement des feuillettes de C-S-H* (voir Fig. 1.11.b). Les forces de liaison se relaxent dans le temps, et ce sont d'autres sites qui seront alors le siège de ruptures potentielles. Ce processus en chaîne épuise successivement les sites de fluage qui ont été activés par le chargement mécanique.

Cet épuisement conduit au vieillissement observé au niveau de la cinétique du fluage en fonction de l'âge du matériau.

Le fluage propre d'éléments préséchés montre une dépendance à peu près linéaire de la déformation de fluage propre à l'humidité relative, ce qui rend d'autant plus difficile l'exploitation des résultats de fluage de dessiccation.

### 2.3.2 Modélisation

Pour les chargements modérés, pour lesquels on constate une **proportionnalité entre déformation de fluage propre et contrainte**, la déformation de fluage propre s'écrit de façon classique [10] [73] :

$$\varepsilon_{fp}(t, t_c) = J(t, t_c) \cdot \sigma \quad (1.8)$$

Avec  $t_c$  le temps auquel début le chargement,  $J$  le tenseur de complaisance de fluage,  $\varepsilon_{fp}$  la déformation de fluage propre,  $\sigma$  la contrainte appliquée.

Cette relation est *valable pour un chargement mécanique constant*. Lorsque plusieurs cas de chargement se superposent, on peut les décomposer en incréments de charge (principe de superposition de Boltzmann) :

$$\varepsilon_{fp}(t, t_c) = \int_{t_c}^t J(t, \tau) \cdot \dot{\sigma}(\tau) d\tau \quad (1.9)$$

Pour des *contraintes ne dépassant pas 50 % de la contrainte de rupture*, le cadre de la *viscoélasticité linéaire* est souvent utilisé pour exprimer le *tenseur de complaisance de fluage* [84] [35]...

Pour des *contraintes de compression uniaxiales* et si le matériau est considéré comme non vieillissant, la complaisance de fluage peut être obtenue avec une bonne précision en utilisant une *combinaison de chaînes de Maxwell ou de Kelvin-Voigt* [84] (voir Fig. 1.12).

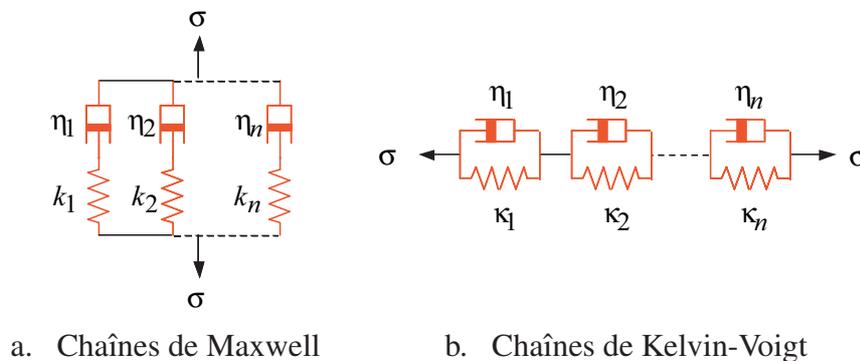


FIG. 1.12: Modèles de fluage propre.

L'**avantage** important de ce choix pour la complaisance de fluage est qu'il n'est **pas nécessaire de stocker en mémoire l'histoire des contraintes**. En effet, l'utilisation d'une telle complaisance permet de réécrire l'équation 1.9 sous la forme d'équations différentielles, qui peuvent alors être résolues de façon incrémentale [73], [85].

D'autres modélisations existent comme celle qui consiste à considérer le béton comme un matériau à deux phases associées dans un modèle en parallèle homogénéisé [86], ou plus récemment celle de Benboudjema [63] qui décompose le fluage en un **fluage propre sphérique** (qui correspond à la diffusion de l'eau dans les capillaires donc au fluage propre **à court terme**) et un **fluage propre déviatorique** (modélisant le glissement des C-S-H et donc le fluage propre **à long terme**).

Ce dernier modèle présente l'avantage d'avoir été élaboré sur des considérations physiques corroborées par des résultats d'expériences [63]. Il permet de simuler très correctement le comportement de structures sous sollicitations multiaxiales. Le modèle viscoélastique linéaire est phénoménologique et inadapté aux sollicitations multiaxiales. Il permet en revanche de bien approcher la complaisance de fluage propre en sollicitation uniaxiale, sans nécessiter de temps de calculs très lourds, ce qui constitue ses principaux avantages.

## 2.4 Fluage de dessiccation

Le fluage de dessiccation correspond à la déformation additionnelle observée quand le béton est chargé et subit en même temps un changement d'état hydrique interne.

Ce comportement, appelé l'effet Picket [87], est quelque peu paradoxal. En effet, une éprouvette préalablement séchée flue moins qu'une éprouvette saturée, alors que plus l'humidité relative décroît durant un test de fluage, plus le béton flue [28].

Les auteurs proposent d'isoler deux types de mécanismes : le **fluage de dessiccation structural**, et le **fluage de dessiccation intrinsèque** [84] [73]. Les paramètres influant sur le fluage de dessiccation sont présentés ci-après. Le fluage de dessiccation semble intimement lié au retrait de séchage.

### 2.4.1 Description des mécanismes

Nous allons donc décrire les mécanismes physico-chimiques du fluage de dessiccation intrinsèque et du fluage de dessiccation structural.

#### a) **Fluage de dessiccation intrinsèque :**

Des expériences menées par Bažant et Xi [72] ont démontré qu'il y avait une part du fluage de dessiccation liée uniquement au comportement du matériau, indépendamment de tout effet lié à la géométrie de la structure. L'explication correspondrait à une **micro diffusion d'eau (due au fluage) entre les micropores et les pores capillaires qui provoque la rupture de liaisons et crée du fluage**.

Bažant et al. [83] ont modifié cette théorie en proposant que la **relaxation des micro-précontraintes dans les zones d'adsorption empêchée**, de façon similaire à l'explication proposée par Wittmann [29] pour le fluage propre à long terme du béton (voir §2.3.1), serait responsable de cette déformation.

#### b) **Fluage de dessiccation structural :**

Lorsqu'une éprouvette sèche sans chargement extérieur, les **contraintes de traction** sont **dues aux gradients de teneur en eau**, et sont tellement élevés qu'ils conduisent à de la fissuration en peau et à cœur. Cette *fissuration relaxe alors les contraintes induites par le séchage* et réduisent l'amplitude du retrait. Elle est liée en partie à la géométrie de la structure.

Lorsqu'une éprouvette est chargée constamment en compression et sèche, la fissuration due au séchage est moins prononcée que celle du spécimen non chargé [29]. Ainsi, la déformation mesurée est supérieure à la somme des composantes élémentaires retrait de dessiccation et fluage propre. La déformation supplémentaire est appelée fluage de dessiccation structural.

Il semble néanmoins que la contribution de ce fluage de dessiccation structural ne représente qu'une part peu importante (mais pas négligeable pour autant) du fluage de dessiccation total [73] [88].

### 2.4.2 Modélisation

Peu de modélisations du fluage de dessiccation intrinsèque existent à ce jour. Le modèle le plus couramment utilisé est celui de [84]. Le taux de déformation de fluage de dessiccation intrinsèque s'écrit :

$$\dot{\epsilon}_{fd} = \lambda_{fd} \cdot |\dot{h}| \cdot \sigma \quad (1.10)$$

Avec  $\lambda_{fd}$  constante dépendant du matériau,  $|\dot{h}|$  le taux de variation de l'humidité relative.

Ce modèle peut également être vu comme une simplification du modèle proposé par Bažant et al. [83], issu de la théorie des micro-précontraintes.

## 3 Comportement à hautes températures

L'élévation de température entraîne des phénomènes très complexes dans le béton, dont la **prévision** s'avère plutôt **difficile**, notamment à cause de son hétérogénéité et des changements de phases. Un chauffage du béton entraîne dans le béton des *transferts de chaleur, de masse, des phénomènes d'hydratation et de déshydratation, de forts changements de la microstructure du béton et donc des propriétés thermiques, hydriques et mécaniques de celui-ci*.

### 3.1 Etude du transfert de chaleur et de masse

#### 3.1.1 Transfert de masse

Quand la température augmente dans une structure en béton (e.g. un mur), la pression d'eau vapeur se forme continuellement dans une zone proche de la surface chauffée. Cette pression résulte de la rapide évaporation d'eau dans le mur, quand elle atteint et dépasse le point d'ébullition de l'eau. Les pressions de vapeur sont aussi dues à l'eau qui va être libérée durant la déshydratation de la pâte de ciment et des granulats. Cette augmentation de la pression d'eau vapeur dans la région chaude va créer un *déséquilibre thermodynamique entre la région chaude et froide* (voir Fig. 1.13) d'où des *transferts de masse* (pour chercher à rétablir l'équilibre).

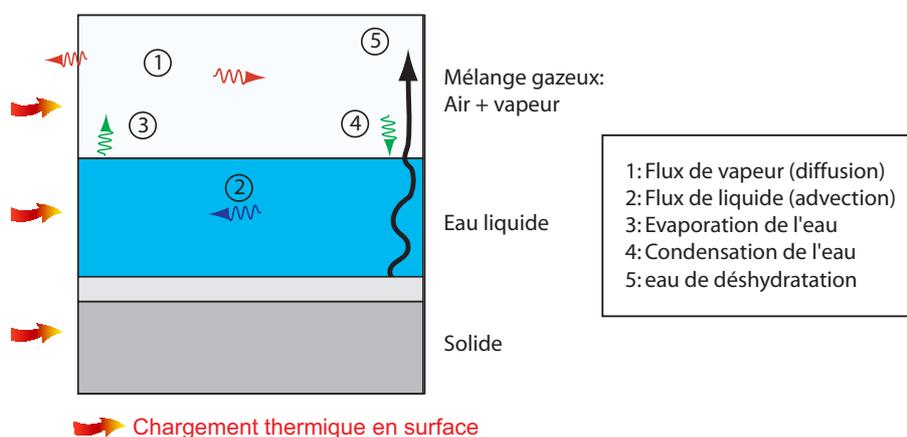


FIG. 1.13: Mécanismes de transport de masse dans un milieu poreux insaturé soumis au chauffage [54].

Une prédiction appropriée de la *distribution d'humidité* dans la structure en béton soumise à des hautes températures nécessite de connaître les *propriétés* du matériau qui contrôlent le *mouvement de ces fluides au sein du milieu poreux*. La **perméabilité** (régie par la loi de Darcy) et la **diffusivité** (régie par la loi de Fick) sont les plus importantes propriétés de ce type pour les matériaux cimentaires. Elles sont sensibles aux changements de porosité, de température, d'humidité relative et aux phénomènes de micro-fissuration.

Les **propriétés de transport** sont **fortement affectées par l'élévation de température**. La déshydratation entraîne une *destruction chimique de la pâte de ciment*, entraînant une **augmentation de la porosité** du béton. De plus, à cause des contraintes mécaniques, on observe de la *micro-fissuration* au sein de la pâte de ciment. On obtient donc une *modification des propriétés de transport de chaleur et de masse*.

### 3.1.2 Transfert de chaleur

Dans le processus de transfert de chaleur, le principal mécanisme intervenant est la **conduction**. La conduction de chaleur est due à des gradients de température. Cependant d'autres transferts thermiques ont eu aussi lieu sous forme d'**advection**, due au mouvement des trois phases présentes dans le matériau : solides, liquide et gaz. La **chaleur latente inhérente aux changements de phases** et la **chaleur latente de déshydratation** peuvent aussi avoir des effets thermiques significatifs [89] (voir Fig. 1.14).

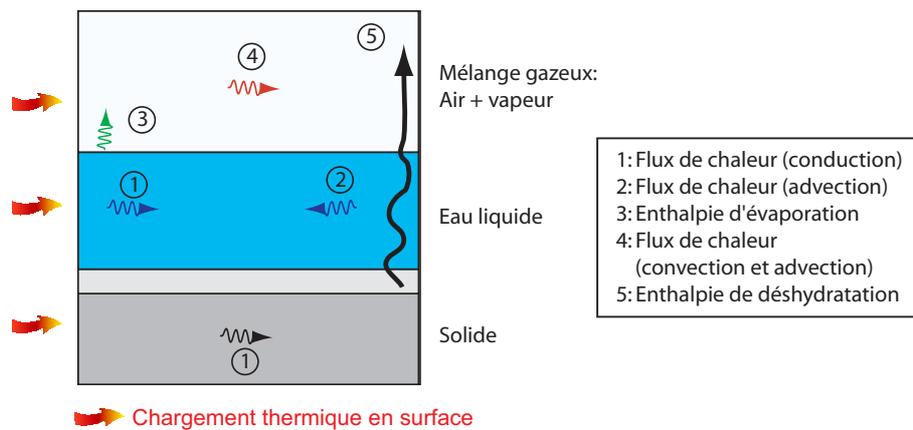


FIG. 1.14: Mécanismes de transport de chaleur dans un milieu poreux insaturé soumis au chauffage [89].

L'évolution de la distribution de température dans une structure est gouvernée en grande partie par les *propriétés thermiques du matériau*, particulièrement la **capacité calorifique** et la **conductivité thermique**.

Dans le cas du béton, il est difficile de déterminer ces propriétés puisqu'un grand nombre de phénomènes interviennent simultanément au sein de la microstructure du béton qui ne peuvent être séparés aisément.

Ces effets incluent plus particulièrement l'*évolution de la porosité, de la teneur en eau, du type et du pourcentage de granulats, des changements de composition chimique*. A cause de ces effets, une relation unique ne peut pas décrire de manière rigoureuse la dépendance des propriétés thermiques avec la température [90].

## 3.2 Déformation "différée"

### 3.2.1 Déformation thermique

Comme la plupart des matériaux, le béton subit une déformation thermique, lorsqu'il est soumis à un changement de température. La déformation thermique du béton est la **superposition des déformations de la matrice et des granulats** au cours de

l'échauffement. Dans les composites tels que le béton, elle dépend fortement des propriétés de ces constituants notamment de leur nature et de leur quantité.

a) **Déformation thermique de la pâte de ciment :**

La pâte de ciment durcie *se dilate dans un premier temps* jusqu'aux environs de 150°C [91] [92] (l'expansion maximum constatée étant de l'ordre de 0,2 %).

*Puis*, elle subit un *retrait important*. Ce mouvement provient de la diminution de la tension capillaire de l'eau adsorbée dans la pâte, au cours de l'échauffement et à l'apparition de pression capillaire (cf. §2.1).

Plusieurs paramètres vont influencer l'évolution du coefficient de dilatation de la pâte de ciment :

- La température de changement de signe du coefficient de dilatation thermique dépend de la **vitesse d'échauffement**. Lorsque la vitesse de montée en température est inférieure à 10°C/min, cette température se situe autour de 150-200°C. En augmentant la vitesse d'échauffement, la température de changement augmente également. Pour une pâte de ciment chauffée à 35°C/min, elle se situe à environ 300°C (Cruz et Gillen, 1980 cité par Hager [12]).
- Il a également été montré que l'**ajout de fumée de silice** augmente le retrait de la pâte de ciment [93].
- De plus, le coefficient de dilatation est très influencé par l'**humidité relative initiale** de la pâte de ciment [94]. L'**âge de la pâte de ciment** influe également sur la valeur du coefficient de dilatation thermique de celle-ci. Des deux effets sont visibles sur le tableau 1.2.

Age de la pâte de ciment	6 mois			16 ans
Humidité relative [%]	25	70	100	60
Dilatation thermique $\alpha$ [ $^{\circ}\text{C}^{-1}$ ]	$11 \times 10^{-6}$	$21 \times 10^{-6}$	$9 \times 10^{-6}$	$15 \times 10^{-6}$

**TAB. 1.2:** Evolution du coefficient de dilatation thermique à température ambiante avec l'humidité relative [95] [96].

Ainsi, la déformation observée de la pâte de ciment lorsque la température augmente résulte de la dilatation du squelette (contrôlé par le coefficient de dilatation thermique) et de la contraction de celui-ci due au séchage concomittant. Par la suite, nous appellerons pas abus de langage cette déformation la déformation thermique, puisque nous ne considérerons pas les transferts de masse à hautes températures.

b) Déformation thermique des granulats :

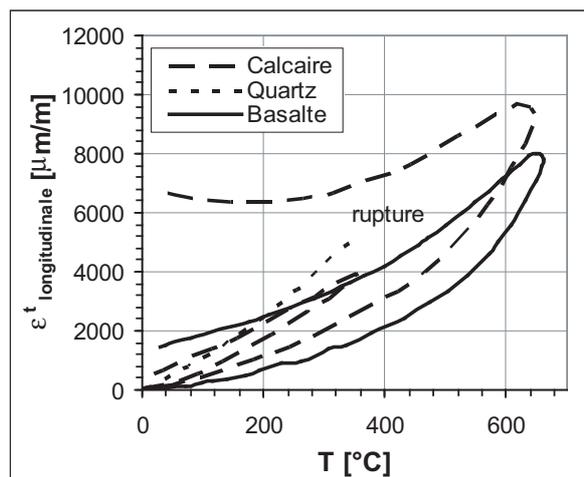
La **dilatation thermique des bétons** est **principalement liée à la dilatation des granulats** (qui occupent environ 70 % du volume du béton). On peut donc limiter la déformation du béton aux hautes températures en jouant sur la nature des granulats.

Le tableau 1.3 regroupe les valeurs du coefficient de dilatation thermique des roches fréquemment utilisées comme granulats dans le béton. On peut noter que les coefficients de dilatation thermique des granulats dépendent de la *teneur en eau dans la roche*, si les minéraux sont cristallins ou amorphes.

Température	Coefficient de dilatation thermique $\alpha$ [ $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ]		
	grès	calcaire	granit
20-100°C	10	3	4
100-300°C	15	9	13,5
300-500°C	21,5	17	26
500-700°C	25	33	47,5

**TAB. 1.3:** Effet de la température sur le coefficient de dilatation thermique pour les grès, calcaire et granit [97].

La figure 1.15 regroupe les courbes d'évolution de la déformation thermique de différentes roches. On peut noter sur cette figure des *déformations thermiques* et des *déformations thermiques résiduelles différentes selon la roche considérée*.



**FIG. 1.15:** Evolution avec la température de la dilatation longitudinale de différents types de roches [98].

### c) Déformation thermique du béton :

L'analyse des résultats présentés sur la Fig. 1.16 montre que la dilatation thermique des bétons dépend fortement de la nature des granulats. Les résultats de Hager [12] montrent également que la déformation thermique du béton est quasi-insensible aux déformations de la pâte de ciment. On peut constater que :

- Les déformations thermiques du béton sont **non linéairement dépendantes de la température**.
- Le **facteur prépondérant** de la dilatation thermique est la **nature des granulats**.
- **Aux températures dépassant 600-800°C**, on observe la **réduction ou l'arrêt de la dilatation thermique**.

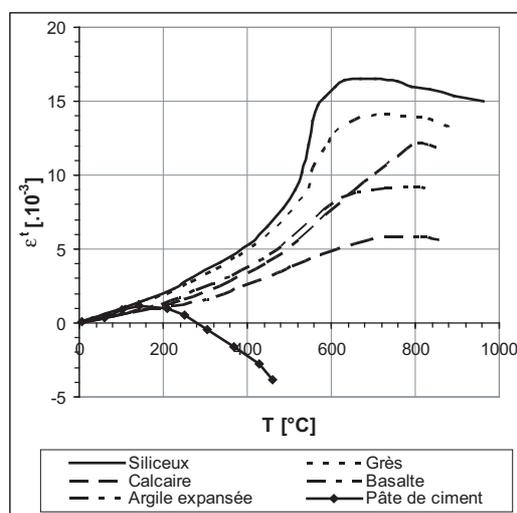


FIG. 1.16: Déformations thermiques des bétons pour différents granulats [7].

### 3.2.2 Déformation thermique transitoire

Dès les années 20, Lea et Stradling [99] ont montré que *la seule prise en compte dans un calcul du comportement élastique du béton devrait conduire à la rupture du matériau dès 100°C*. Le béton était modélisé par un simple granulat sphérique, enveloppé d'une coque de pâte de ciment avec des déformations thermiques différentielles entre les deux matériaux importants. Lea et Stradling ont donc mis en évidence une *apparente contradiction entre ce résultat théorique et leurs résultats expérimentaux qui aboutissaient généralement à une augmentation de la résistance des bétons jusqu'à 300°C*.

Quarante ans plus tard, cette apparente contradiction a pu être levée avec la découverte du **fluage thermique transitoire** également appelé *interaction thermo-mécanique* ou *déformation thermique transitoire* [100]. Celui-ci est un comportement très particulier du matériau béton. Le fluage thermique transitoire est la **propriété des bétons de se**

déformer de façon très importante lorsqu'ils sont simultanément soumis à une sollicitation mécanique et à une augmentation de la température (essentiellement lors de la première montée en température).

Les déformations thermiques transitoires engendrées sont largement supérieures à celles d'origine élastique et au fluage propre même si ce dernier est activé aux températures élevées. Alors qu'aux températures inférieures à 100°C, le fluage thermique transitoire se poursuit généralement sur plusieurs jours, il est aux températures supérieures quasi-instantané. **En pratique, on le considère indépendant du temps et uniquement fonction de la température.** C'est pourquoi le terme de fluage thermique transitoire n'est pas très approprié (le fluage étant un phénomène dépendant du temps) et nous tâcherons donc d'usiter préférentiellement le terme de **Déformation Thermique Transitoire**.

Les résultats d'essais visualisés sur la Fig. 1.17 montrent la diminution de la déformation totale avec l'augmentation du chargement, mettant ainsi en évidence l'**influence du chargement mécanique appliqué**.

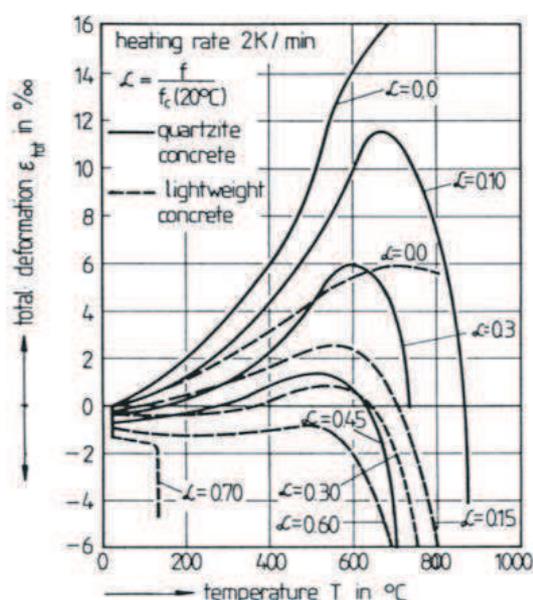


FIG. 1.17: Déformation totale de différents bétons chauffés sous charge constante [101].

Dans le cas de cycles de chauffage-refroidissement sous charge, les données expérimentales indiquent par contre que cet effet n'apparaît pas durant les phases de refroidissement du matériau et qu'il est fortement réduit durant les cycles thermiques [100].

Enfin l'importance du chemin de sollicitation mis en place est montré sur la Fig. 1.18.

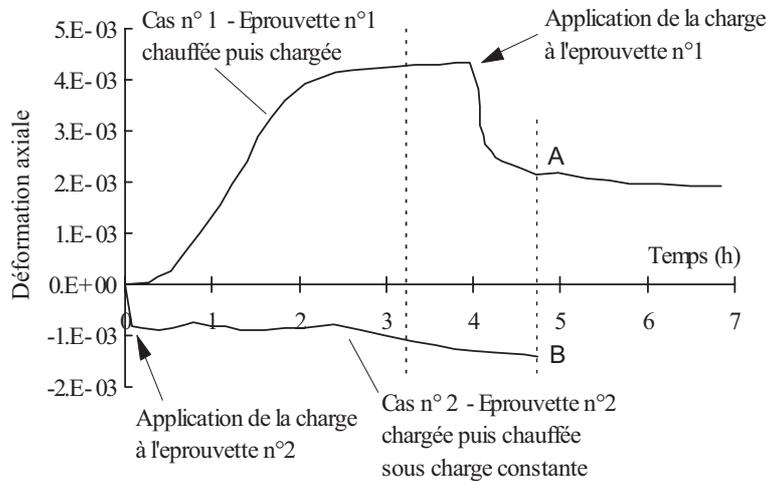


FIG. 1.18: Déformation totale mesurée sur des éprouvettes en béton chauffées (contrainte mécanique appliquée  $f_c = 0.45 f_{c20}$ ) [102].

Différentes hypothèses ont été avancées afin d'expliquer cette déformation thermique transitoire observée :

- Selon Khoury [100], il semblerait que le fluage transitoire *adapte les incompatibilités thermiques entre la pâte de ciment et les granulats*, spécialement au delà de  $100^\circ\text{C}$ , quand la pâte de ciment rétrécit alors que les granulats se dilatent. De ce fait, *le fluage transitoire provient de la pâte de ciment et il est restreint par le granulat*. Il est principalement dû aux changements de phase moléculaire et de microstructure qui ont lieu dans la pâte de ciment pendant le chauffage.
- Bažant et Kaplan [97] donnent une autre explication au fluage transitoire dans laquelle cet **effet** est *entièrement lié au fluage de dessiccation*.
- Selon Schneider [103], ce phénomène s'explique par *l'activation du processus de fluage du béton par la température du fait du départ de l'eau interfoliaire*.
- Certains auteurs attribuent également une partie de cet effet à la *micro-fissuration se développant au sein du béton durant le chauffage* [104] [105].

### 3.3 Mécanismes de dégradation

Plusieurs paramètres peuvent influencer les dégradations des structures en béton soumises à des hautes températures :

- **la vitesse d'échauffement** : plus la vitesse d'échauffement est grande plus le risque d'éclatement de béton augmente.

- **la localisation des sources de chaleurs.**
- **la teneur en eau initiale :** des essais ont montré que le béton se fissure moins à l'état sec qu'à l'état humide.
- **la composition et la nature du béton :** le risque d'éclatement est plus grand dans le BHP que dans le cas BO car sa perméabilité est plus faible, ce qui rend plus difficile l'évacuation de vapeur à l'extérieur du matériau. De même, la nature des granulats a un rôle [12].
- **La géométrie de la structure :** dimensions, formes...
- **Les chargements extérieurs :** les contraintes dues aux chargements extérieurs augmentent la probabilité de l'éclatement.
- **La position de l'armature dans les structures en béton.**

On peut dénombrer quatre mécanismes principaux permettant d'expliquer les dégradations du béton, influencés par les différents paramètres cités précédemment, que nous allons à présent détailler.

### 3.3.1 Transformations chimiques

#### a) Réactions physico-chimiques intervenant :

L'exposition du béton à une température élevée provoque une **dégradation chimique progressive du béton**. Les principales réactions physico-chimiques dans le béton au cours de son échauffement sont regroupées dans le Tab. 1.4 [106].

Ces réactions se caractérisent, sur des courbes de températures différentielles d'analyse thermique différentielle ATD, par des pics endothermiques et exothermiques [106]. Ces modifications chimiques de la microstructure du matériau vont donc entraîner une **modification des propriétés thermiques, hydriques et mécaniques** du béton soumis à ces réactions chimiques.

#### b) Effet sur les propriétés thermiques :

Nous présentons ci-après à titre d'exemple l'effet de ces dégradations physico-chimiques sur les propriétés thermiques du béton. L'effet sur les propriétés mécaniques sera décrit dans le §4, l'évolution des propriétés mécaniques étant également lié aux autres mécanismes.

- *Conductivité thermique :* La conductivité thermique du béton **diminue lorsque la température augmente** du fait de la détérioration de la microstructure (voir Fig. 1.19) : *les micro-fissures limitent les transferts de chaleur*. La teneur en eau, le type de granulats, le type de ciment et la formulation du béton sont les principaux

Températures	Réactions physico-chimiques
Entre 30 et 120°C	L'eau libre et une partie de l'eau adsorbée s'échappent du béton. L'eau non liée est complètement éliminée à 120°C.
Entre 130 et 170°C	Une double réaction endothermique peut avoir lieu correspondant à la décomposition du gypse $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ .
Autour de 180°C (*) et jusqu'à environ 300°C	On a la première étape de la déshydratation. Il y a rupture des C-S-H. La chaleur brise les C-S-H et arrache des molécules d'eau aux silicates hydratés. L'eau liée chimiquement commence à s'échapper du béton.
A environ 250 et 370°C	On peut avoir de petits pics endothermiques indiquant des effets de décomposition et d'oxydation d'éléments métalliques (ferriques).
Entre 450 et 550°C	Il y a décomposition de la portlandite en chaux libre : $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$ .
Autour de 570°C (573°C)	Il y a transformation de structures du quartz $\alpha$ en quartz $\beta$ , accompagnée d'un gonflement (pour les granulats siliceux).
Entre 600 et 700°C	Il y a décomposition des phases de C-S-H et formation de $\beta - C_2S$ . C'est la seconde étape de la déshydratation des silicates de calcium hydratés qui produit une nouvelle forme de silicates bicalciques.
Entre 700 et 900°C	Il y a décomposition du carbonate de calcium. Le calcaire se décompose autour de 800°C en $CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$ , réaction fortement endothermique qui libère du gaz carbonique.
A dessus de 1300-1400°C	Le béton passe à l'état de boue.

(\*) Selon certains auteurs, la déshydratation peut commencer à des températures inférieures.

**TAB. 1.4:** Les principales réactions physico-chimiques dans le béton à haute température [106].

paramètres de cette variation. L'évolution peut-être marquée par une première légère augmentation d'environ 15 % entre 50 et 90°C (liée à l'augmentation de la conductivité thermique de l'eau) avant la diminution dès lors que le béton commence à perdre de l'eau par évaporation [13].

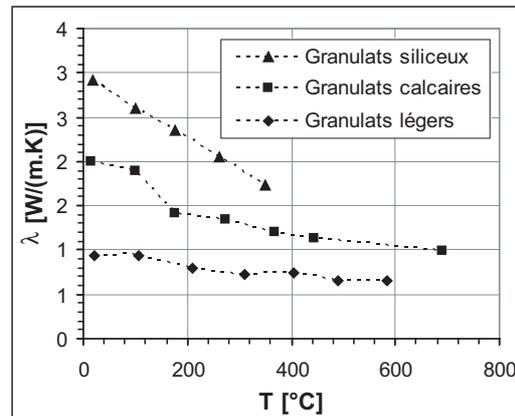


FIG. 1.19: Conductivité thermique de différents bétons [8].

- *Capacité calorifique apparente* : Comparativement à la conductivité thermique, les **variations** de cette propriété avec la température sont **moins maîtrisées**. Avec les hautes températures, l'évolution de la chaleur spécifique semble être liée à la **chaleur latente des différentes réactions induites durant le chauffage** (départ d'eau, déshydratation, décarbonisation, transformations de quartz  $\alpha$ - $\beta$ ) (voir Fig. 1.20 où l'on distingue le pic due à la décomposition de la portlandite vraisemblablement).

L'évolution de la *capacité calorifique du béton* est *principalement reliée à celle de la pâte de ciment*, le type de granulats ayant peu d'influence pour des températures considérées inférieures à 800 °C.

- *Masse volumique* : La figure 1.21 montre l'évolution de la masse volumique pour trois bétons (dont un béton ordinaire et trois BHP) [107].

Sur cette figure on remarque globalement une baisse légère de la masse volumique entre 100 et 400°C pour le BO et le BHP. Kalifa et Tsimbrovska [107] expliquent que cette baisse de la masse volumique est liée aux phénomènes d'hydratation complémentaire des anhydres et de carbonatation.

### 3.3.2 Gradient de température macroscopique

Lorsqu'une structure en béton est soumise à une *élévation de température non uniforme*, un *gradient thermique* est alors induit au sein de la structure, qui entraîne des

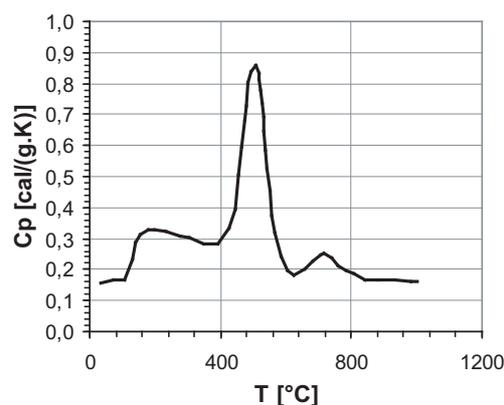


FIG. 1.20: Evolution de la chaleur spécifique d'une pâte de ciment ( $E/C=0,5$ ) [90].

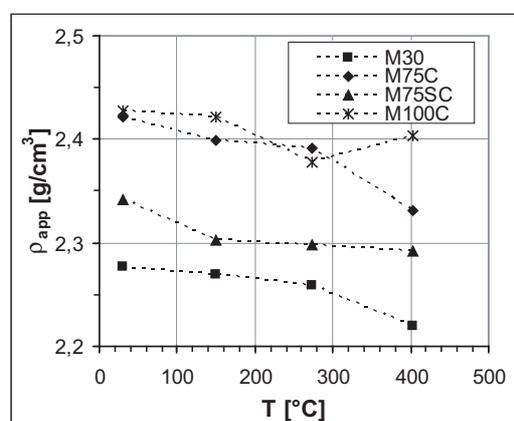


FIG. 1.21: Masse volumique de différents bétons en fonction de la température [107].

déformations différentielles gênées et par conséquent des *contraintes thermiques de compression et de traction* au sein de la structure (voir figure 1.22).

Ces contraintes (notamment de traction rapidement supérieures, dans un calcul élastique, à la résistance maximale en traction du matériau) ainsi engendrées peuvent induire de la *fissuration* de cœur notamment lorsque les gradients thermiques entre la surface et le cœur de la structure soumise au chargement thermique sont très importants.

### 3.3.3 Incompatibilités de déformations pâte de ciment/granulats

Nous avons vu au §3.2.1 l'évolution de la dilatation thermique de la pâte de ciment et des granulats constitutifs du béton. Sur la Fig. 1.23, ces évolutions sont réunies dans un même graphique.

On peut voir une évolution complètement contradictoire. Durant la montée en tempéra-

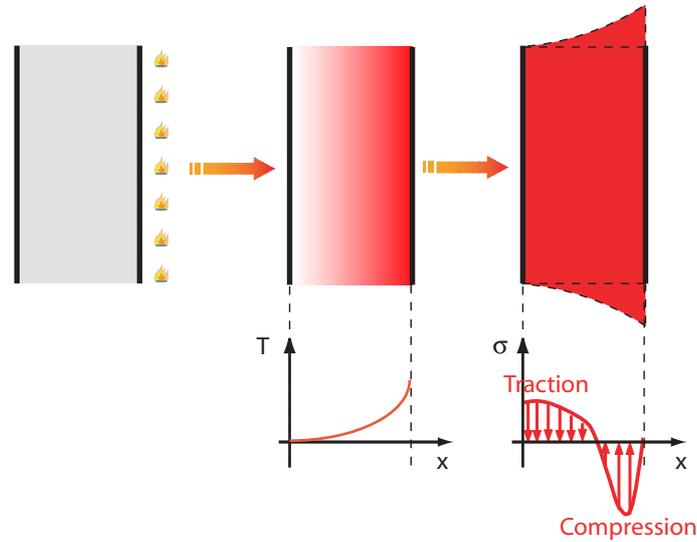


FIG. 1.22: Mécanisme de dégradation à haute température lié au gradient thermique.

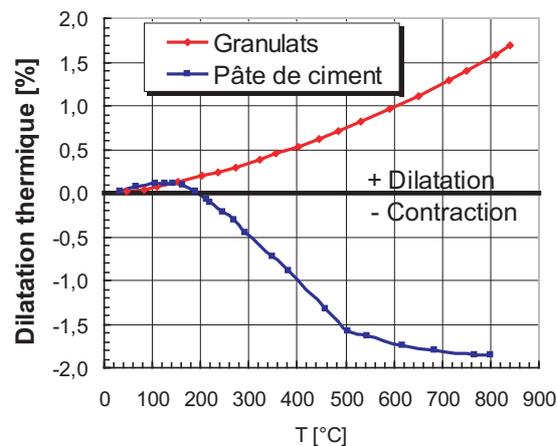


FIG. 1.23: Dilatation thermique de la pâte de ciment et des granulats [9].

ture, les granulats se dilatent de manière continue, alors que la pâte de ciment se dilate dans un premier temps, puis se contracte fortement.

Ces deux *évolutions divergentes* créent à l'interface pâte de ciment/granulats des incompatibilités de déformations induisant ainsi des **contraintes, de traction au sein de la pâte de ciment et de compression au sein des granulats** (voir Fig. 1.24).

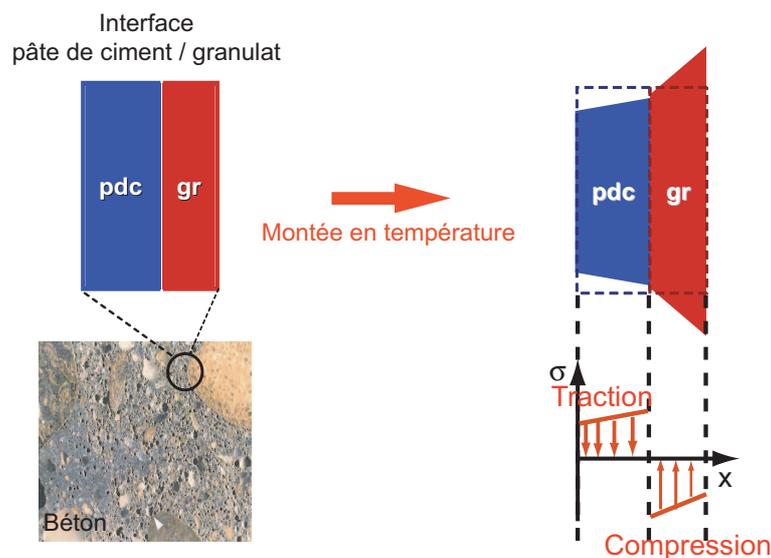


FIG. 1.24: Mécanisme de dégradation à haute température lié aux incompatibilités de déformations à l'interface pâte de ciment/granulats.

### 3.3.4 Pressions de pores

Lorsque la température augmente, l'eau qui se trouve dans le béton, que ce soit sous forme libre ou liée, s'évapore. Une partie de cette eau vaporisée s'évacue vers la surface chauffée et une autre partie migre vers l'intérieur, où la température est encore faible, et se condense. Elle forme ainsi une *zone quasi-saturée quasi-étanche à la vapeur d'eau* (dite "moisture clog"). C'est à proximité de cet endroit que la *pression des gaz atteint son maximum*. Ce pic peut atteindre des valeurs très importantes (de l'ordre du MPa) et induit des **contraintes de traction internes** importantes (voir figure 1.25).

Ces pressions de pores importantes sont particulièrement citées comme étant un des principaux mécanismes (avec celui lié au gradient thermique) menant à l'*écaillage* (décollement de couches superficielles de béton de la structure en béton soumise à une élévation de température) [108].

L'effet de ces pressions de pores est d'autant plus important que la vitesse de montée en température est importante (l'eau évaporée n'ayant pas le temps de s'évacuer vers l'extérieur et formant donc un bouchon hydraulique rapidement) et que la perméabilité du béton est faible.

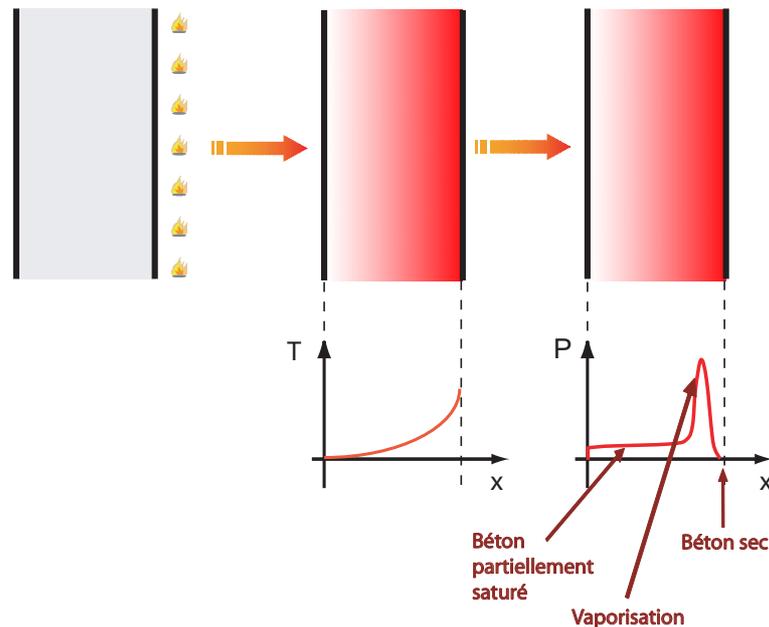


FIG. 1.25: Mécanisme de dégradation à haute température lié aux pressions de pores.

## 4 Fissuration et endommagement induits

### 4.1 Description de la fissuration

#### 4.1.1 Séchage à température ambiante

Le retrait de dessiccation est à l'origine durant le séchage d'*auto-contraintes induites* à différentes échelles : à l'échelle des hétérogénéités et à l'échelle de la structure.

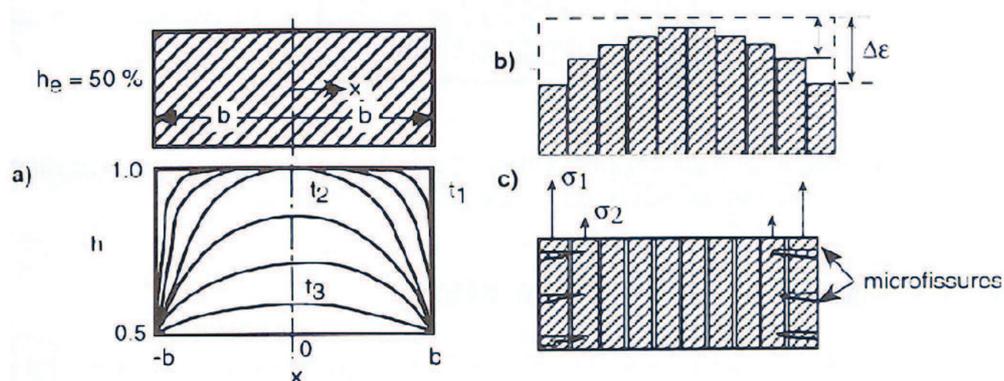
##### a) Echelle de la structure :

Le séchage conduit au sein de la structure à des **gradients de teneur en eau**. Le retrait étant fonction localement de la baisse de teneur en eau, cela va conduire à un **état d'auto-contrainte** [10] [51] qui va comprimer le cœur de l'élément de structure étudié et tendre la peau. Cet effet de structure est représenté sur la Fig. 1.26.

Les gradients de teneur en eau au sein d'une structure type en béton sont représentés (a), montrant des *gradients très forts au début du séchage, diminuant progressivement dans le temps*.

En (b) est représenté l'évolution du retrait libre  $\delta\epsilon$  correspondant à une baisse de teneur en eau locale. *Ce retrait est d'autant plus fort que l'on se rapproche de la peau*. En réalité, les déformations sont empêchées, la peau n'étant pas libre de se déformer librement par rapport au cœur de la structure.

Des *contraintes* vont donc être *induites* visualisées en (c). La contrainte maximale



**FIG. 1.26:** Effet de structure dû au séchage [10] : a) gradients de teneur en eau dans un mur qui sèche, b) déformations libres de "lamelles de mur" fictives, c) état de contrainte induit et fissuration de peau associée.

de traction est très vite dépassée au niveau de la peau (pour un calcul élastique), ce qui génère de la *fissuration* marquée en cet endroit. La fissuration pénètre ensuite vers le cœur de l'élément selon un réseau parallèle [10].

Cet effet de structure a longtemps été considéré comme représentant la majeure partie de la fissuration liée au retrait de séchage. Des travaux récents ont montré que la présence d'inclusions rigides constituées par les granulats [17] [26], les grains de ciment non hydratés ou plus localement les cristaux de chaux génèrerait de nombreuses microfissures.

#### b) Echelle des hétérogénéités :

Le béton est composé d'une part de la *matrice rétractante* et d'autre part d'*inclusions rigides*, comme les granulats, les grains de ciment anhydres ou les cristaux de chaux les granulats, *stables dimensionnellement dans le temps*. Ces inclusions vont empêcher le retrait libre des C-S-H. Ce *retrait gêné* va ainsi induire des *tensions dans la pâte de ciment* qui peuvent dépasser les limites de traction et créer de la *fissuration radiale et périphérique* [109] [110] et ainsi influencer sur les propriétés mécaniques du béton [26]. La fissuration n'est donc pas seulement due à l'effet de structure mais *répartie autour des inclusions rigides*. Elle est de nature diffuse au cœur du matériau.

– *Influence de la distribution granulaire :*

Bisshop et al [110] ont montré que le fait d'introduire des inclusions rigides (billes de verre dont les propriétés mécaniques sont similaires à celles du sable) dans une pâte de ciment induisait de la micro-fissuration. La figure 1.27 montre

les fissures d'une matrice cimentaire dans laquelle des billes de verre sphériques de tailles différentes ont été introduites (diamètre variant de 1 à 6 mm).

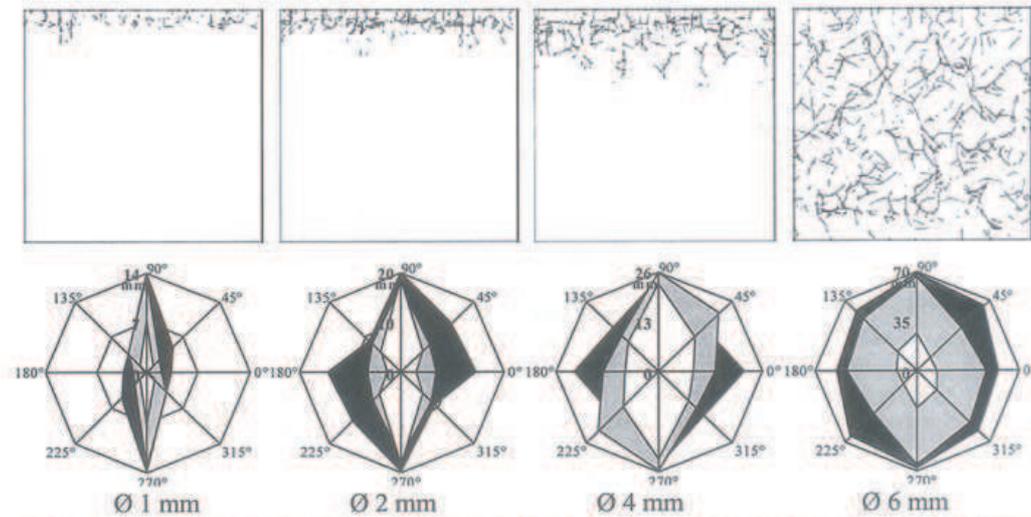


FIG. 1.27: Effet de la taille des inclusions sur les micro-fissures dues au séchage selon [110].

Dans la partie basse de la figure sont présentées les orientations et les longueurs cumulées des micro-fissures, pour chaque cas étudié. On s'aperçoit que **plus la taille du granulat est grande, plus la fissuration est importante et isotrope**. Dans le cas de petits granulats, cette fissuration s'oriente dans la direction du gradient hydrique et reste superficielle.

– *Influence du type de granulat :*

La figure 1.28 montre la vue au microscope électronique de mortiers constitués avec des granulats en granite (a) et en marbre (b), soumis au séchage, pour la même taille de granulats.

Les résultats montrent une **fissuration de la pâte de ciment et de l'interface pâte de ciment pour le cas de granulats en granite avec des fissures radiales allant d'un granulat à l'autre**. En revanche, **pour les granulats en marbre l'interface pâte de ciment/granulat n'est pas fissurée, il y a des fissures dans la pâte de ciment qui se prolongent dans les granulats de marbre ou parfois les fissures sont bloquées lorsqu'elles aboutissent devant les granulats**. La liaison pâte/granulat semble être de bonne qualité, tellement bonne que ce sont les granulats qui se fissurent.

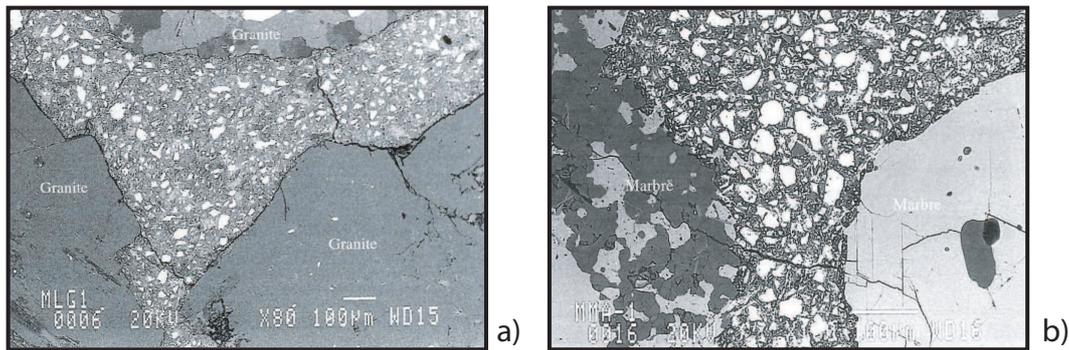


FIG. 1.28: Fissuration due au séchage : (a) Granulats de type granite, (b) Granulats de type marbre [111].

#### 4.1.2 Hautes températures

La dégradation du béton soumis à haute température peut-être *multiple*, en fonction du chargement thermique appliqué (vitesse de montée en température, gamme de températures, type de béton...) :

##### a) Micro-fissuration :

Cette micro-fissuration peut être *mise en évidence en observant l'évolution de la porosité* avec la température [11] (voir Fig. 1.29).

La température engendre en effet une augmentation du volume total ainsi que de la dimension des pores. Cette augmentation peut être due à la **rupture des cloisons capillaires sous l'effet de la vaporisation de l'eau durant le chauffage** ainsi qu'à la **micro-fissuration engendrée par les dilatations différentielles de la matrice cimentaire et des granulats** [11].

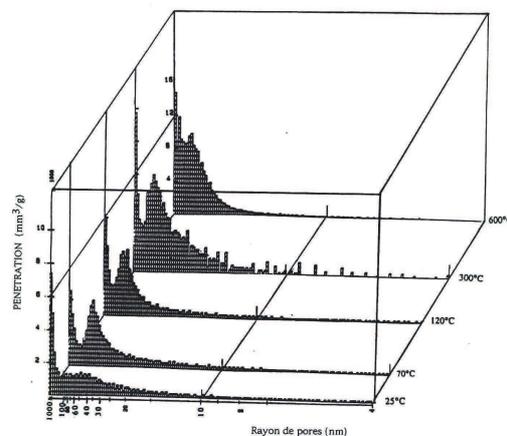
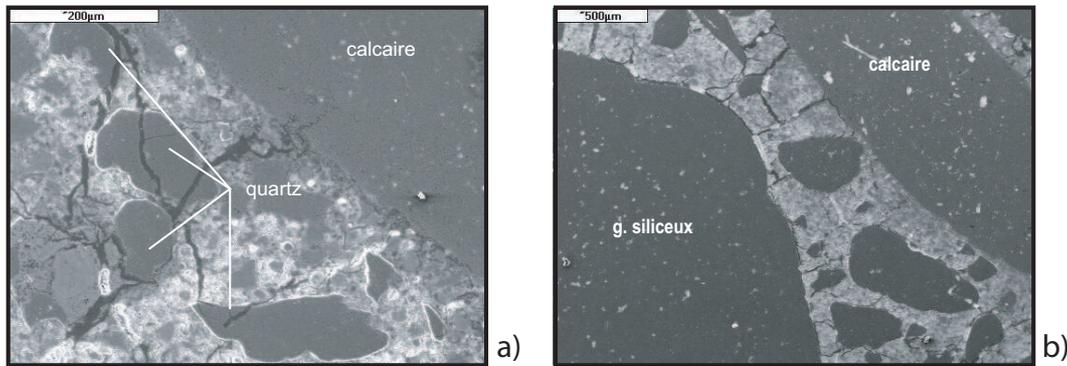


FIG. 1.29: Distribution de la porosité pour un BO chauffé jusqu'à 600 °C [11].

La Fig. 1.30 montre des *photos de microscopie électronique à balayage* pour des bétons chauffés jusqu'à 600°C, comprenant différents types de granulats.



**FIG. 1.30:** Fissuration de la pâte de ciment pour un béton M100C chauffé à 600 °C : (a) Granulats calcaires et quartz, (b) Granulats silico-calcaires [12].

On observe différents types de fissuration suivant le type de granulats présents : des **fissures transgranulaires** (pour les granulats quartz), des **fissures entourant ces granulats** (pour les trois types de granulats), des **fissures radiales allant d'un granulat à l'autre** (pour les granulats silico-calcaires). La distribution granulaire et le type de granulats semble donc avoir un rôle à jouer dans la fissuration du béton à hautes températures.

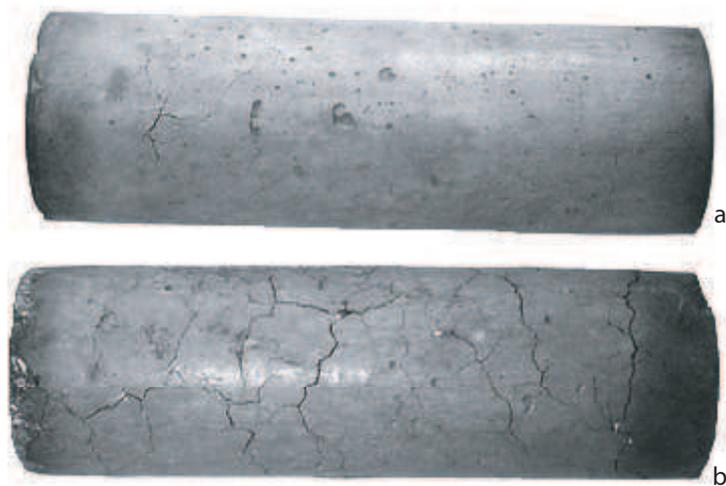
Le faciès de fissuration visible à l'échelle macroscopique est lui aussi très dépendant du type de granulats. Pour exemple, sur la Fig. 1.31, on observe un nombre de fissures plus important et réparti sur toute la surface pour des granulats silico-calcaires [12].

#### b) Ecaillage :

La Fig. 1.32 montre l'écaillage observé sur les parois du tunnel sous la Manche observé après son incendie en 1996. Cet écaillage (décollement des couches superficielles de la structure, situées à proximité de la zone chauffée) est **principalement attribué aux effets du gradient thermique et à la formation de pressions de vapeur dans le matériau**. Cet écaillage dépend du type de béton (il est en effet plus présent pour les BHP que pour les BO), des conditions de montée en température (plus la vitesse de montée en température est importante, plus l'écaillage est observé).

#### c) Rupture de la structure :

La fissuration peut conduire enfin à la rupture de la structure, plus ou moins complète (voir Fig. 1.33).



**FIG. 1.31:** Comparaison de l'aspect des fissures observées après chargement thermique jusqu'à 600°C : (a) Béton M75C, granulats calcaires ; (b) Béton M75SC, granulats silico-calcaires [12].



**FIG. 1.32:** Ecaillage observé lors de l'incendie du tunnel sous la Manche [13].

## 4.2 Evolution des caractéristiques mécaniques

### 4.2.1 Séchage à température ambiante

Le séchage (et la micro-fissuration associée) semble avoir un impact non négligeable sur les propriétés mécaniques. **Concernant le module d'Young, la plupart des auteurs indiquent une diminution avec le séchage du béton**, entre 4 et 30 % [112] [113] [114] [115] [116] [117]. Selon Szcześniak [26], cette diminution est de l'ordre de 80 % entre 100 et 0 % du degré de saturation.



**FIG. 1.33:** Rupture de la structure du tunnel du Tauern (Faure et Hemond).

Cependant, il n'y a **pas de consensus sur les résistances en traction et en compression**. Brooks et Neville [113], Dantec and Terme [114], Burlion et al. [116], Yurtdas et al. [117] indiquent une augmentation de la résistance en compression. Wittmann [112], Pihlajavaara [118], Torrenti [119], Hanson [120] indiquent une diminution de la résistance en compression. Szcześniak [26] note lui une augmentation de la résistance en compression triaxiale quelque soit la taille des inclusions alors que l'effet du séchage n'est pas très significatif pour la résistance en compression uniaxiale.

Concernant la résistance en traction, Hanson [120] a observé une légère diminution dans le cas d'essais par fendage. En flexion, Pihlajavaara [118], Fouré [121] et Kanna et al. [115] ont observé lors du séchage une diminution au début puis une augmentation progressive jusqu'à une humidité relative de 0 %. Dans le cas d'essais de traction directe, une diminution est mesurée par Fouré [121] et de Larrard et Bostvironnois [122], suivie d'une augmentation.

Ces résultats contradictoires peuvent être expliqués par les différents mécanismes qui interviennent lorsque le béton sèche :

- Du fait du départ d'eau adsorbée, lorsque le béton sèche, la *tension superficielle augmente* [112]. Ceci réduit les contraintes de compression internes dans le squelette solide. De ce fait, ce mécanisme tend à augmenter la résistance en compression.
- Les *pressions capillaires augmentent*, lorsque le béton sèche. Elles agissent comme une *pré-contrainte*. De ce fait, ce mécanisme tend, aussi à augmenter la résistance en compression et en traction [118].
- La *micro-fissuration due au retrait différentiel et empêché par les granulats* contribue à une *diminution globale des propriétés mécaniques*.

**L'humidité relative environnante, la température et la taille des éprouvettes testées influe sur le séchage** et donc sur la micro-fissuration du béton.

Szcześniak et al. [26] n'ont pas observé d'influence de la zone de contact de transition sur la résistance en compression. Par contre, ils suggèrent que cette influence existe sur la résistance en traction, ce que nous n'avons pas observé dans nos simulations.

#### 4.2.2 Hautes températures

En absence de sollicitations thermiques, le béton se caractérise pour la partie mécanique par la *résistance à la compression, la résistance à la traction, le module d'Young et son énergie de fissuration*.

Sous l'effet de la température, le béton est un matériau qui s'endommage, il subit de fortes **modifications physico-chimiques** qui influencent l'évolution de ses propriétés mécaniques avec la température.

La **déshydratation, les réactions de transformation, la pression dans les pores, la dilatation différentielle entre la pâte de ciment et les granulats** engendrent des **effets importants sur la résistance du béton** à haute température.

Les résultats issus de différentes investigations sur le comportement du béton exposé à des hautes températures, interprètent différemment les évolutions de ces paramètres.

Ces *différences* ne sont pas dues seulement à la *nature* et au *type du béton* mais aussi aux *conditions expérimentales* comme la durée et le taux de chauffage et de refroidissement, la géométrie des éprouvettes, la mesure à chaud ou résiduelle des éprouvettes ...

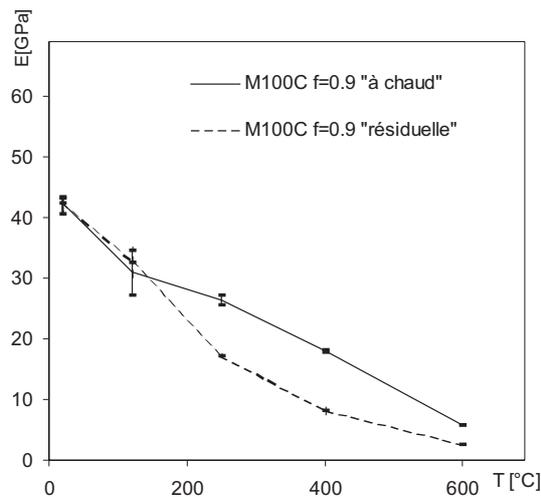
##### a) **Module d'élasticité :**

Beaucoup d'auteurs ont étudié l'influence de la température sur le module d'Young du béton, à chaud et à froid [11] [123] [12].

On observe clairement sur ces différents résultats une diminution du module avec la température (e.g. voir Fig. 1.34). On peut voir également sur cette figure l'influence forte des conditions de tests, les modules obtenus étant plus faibles pour des essais résiduels que pour des essais à chaud.

Ces différences peuvent s'expliquer par les phénomènes se manifestant durant la phase de refroidissement :

- le gradient thermique supplémentaire induit durant cette phase (engendrant des contraintes de signe opposé par rapport à celles apparaissant durant la montée en température). L'absence de DTT durant le refroidissement (empêche la relaxation de ces contraintes, voir §3.2.2).
- La formation de portlandite à partir de la chaux produite lors de la déshydratation (portlandite de volume plus important que cette chaux, d'où une fissuration supplémentaire).



**FIG. 1.34:** Evolution du module d'élasticité apparent obtenu "à chaud" et "en résiduel" sur un BHP M100C fibré ( $f = 0,9 \text{ kg/dm}^3$ ) [12].

b) **Coefficient de Poisson :**

Peu de chercheurs se sont intéressés à l'évolution en fonction de la température du coefficient de poisson  $\nu$  des bétons.

La Fig. 1.35 montre l'évolution de ce coefficient de poisson déterminé par Maréchal [124] pour le BO et qui diminue en fonction de la température de 0,28 à température ambiante pour une valeur de 0,1 à 400°C. Cette diminution est le résultat de la rupture des liaisons internes à la microstructure et du développement de la microfissuration au cours du chauffage. D'autre part, les essais réalisés sur plusieurs cycles de chauffage et de refroidissement indiquent que ce coefficient retrouve sa valeur initiale. En dehors de ces études, ce coefficient est généralement pris égal à 0,2 pour le béton.

c) **Energie de fissuration :**

L'évolution de l'énergie de fissuration  $G_f$  en fonction de la température est mal connue. On dénombre peu de recherches sur le sujet. Ces travaux montrent une forte dispersion des résultats vu la sensibilité de l'énergie de fissuration à plusieurs paramètres physiques (voir Fig. 1.36).

Il n'y a pas de consensus sur le sens de variation de  $G_f$ . Heinfling [126] par exemple a constaté une augmentation de  $G_f$  en fonction de la température contrairement à Bazant et Prat [125].

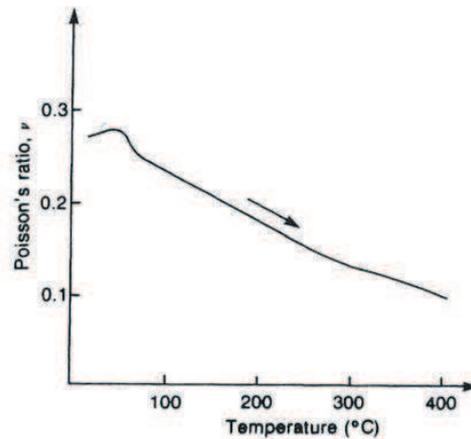


FIG. 1.35: Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la température pour un béton ordinaire [124].

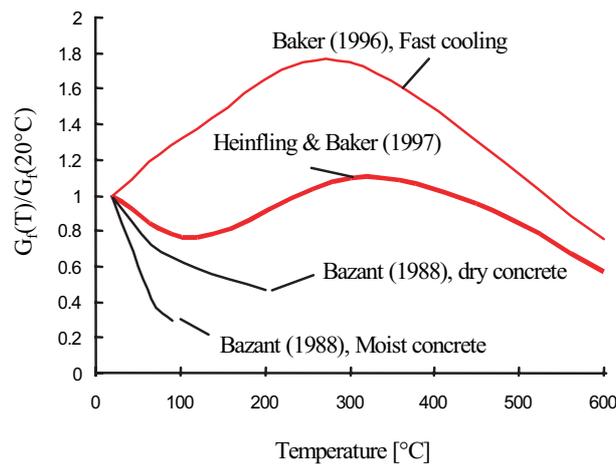


FIG. 1.36: Evolution de l'énergie de fissuration relative en fonction de la température [125] [126].

#### d) Comportement en compression :

On constate sur la Fig. 1.37 que la *courbe contrainte-déformation en compression est affectée par la température*. On observe :

- Une **baisse de rigidité du matériau** quand la température augmente (diminution du module d'élasticité, voir § précédent).
- Une **augmentation de la ductilité et de la déformabilité** du béton.

On peut, entre autre, constater :

- Une baisse importante du module d'Young à partir de 500°C.
- Un changement important de la partie post-pic au delà de 300-400°C.
- Une ductilité importante du béton au delà de 450 °C.

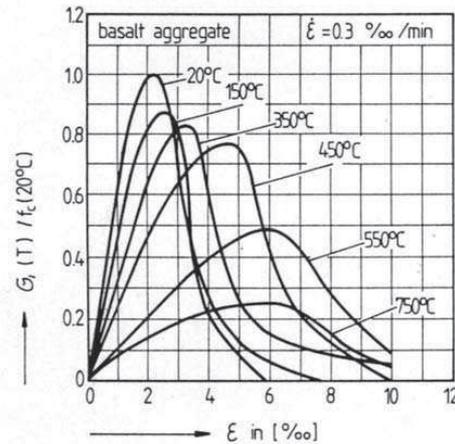


FIG. 1.37: Courbes contrainte-déformation en compression à différentes températures pour un béton ordinaire [101].

e) **Résistance en compression :**

La résistance en compression à haute température *dépend essentiellement de la composition initiale du matériau* (type de granulat, rapport E/C, liants, ajouts...). Plusieurs chercheurs ont étudié l'influence de la température sur la résistance à la compression [106] [11] [12].

On doit distinguer les **essais réalisés à chaud et ceux réalisés après refroidissement (résiduels)**. En effet, l'expérience montre que **les éprouvettes à chaud ont une résistance en compression plus importante que les éprouvettes refroidies**.

Les résistances à chaud présentent une **augmentation entre 100 et 300 °C**. Cette augmentation de résistance peut être expliquée d'une part par l'augmentation du processus de chauffage et d'autre part par la rigidification de la microstructure de la pâte de ciment due au départ d'eau adsorbée.

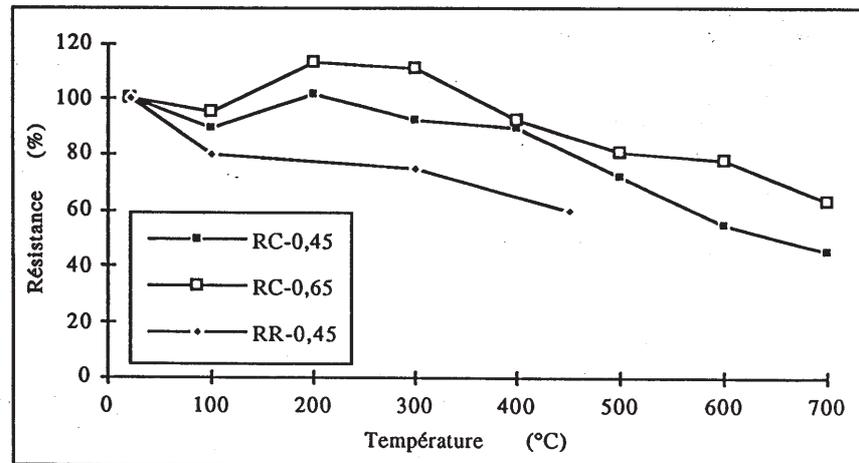
**Au delà de 200 °C**, le béton est complètement sec, la **résistance en compression diminue** progressivement en fonction de la température.

Ces constatations peuvent être faites en particulier sur les courbes expérimentales de Harada et al. (voir Fig. 1.38).

D'autres travaux (e.g. [103] [12]...) ont montré les mêmes variations de la résistance résiduelle à la compression en fonction de la température.

f) **Comportement en traction :**

Les essais de traction sont très *difficiles à mettre en oeuvre* mais permettent l'*évaluation de l'énergie de fissuration  $G_f$*  à haute température.



RC-0,45 ==> Résistance à chaud d'un béton avec E/C= 0,45  
 RC-0,65 ==> Résistance à chaud d'un béton avec E/C= 0,65  
 RR-0,45 ==> Résistance résiduelle du béton avec E/C= 0,45

FIG. 1.38: Rapport des résistances en compression à chaud et résiduelles sur la résistance initiale (à froid) en fonction de la température [127].

Les courbes contrainte-déformation d'essais de traction sont plus influencés par la température que pour un essai de compression (voir Fig. 1.39).

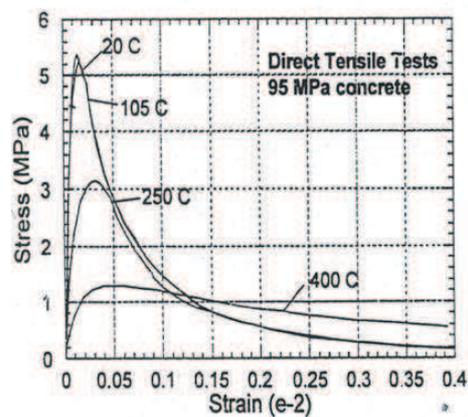


FIG. 1.39: Comportement du béton en traction (contrainte-ouverture de fissure) à différentes températures (Felicitti et al., 1998).

Il est à noter que ces courbes montrent bien l'augmentation de l'aire sous la courbe au delà de 250°C et la chute de la résistance en traction en fonction de la température.

g) **Résistance en traction :**

L'évolution de la résistance en traction en fonction de la température n'a *pas été étudiée aussi souvent* que celle de la résistance en compression (compte tenu de la *difficulté de réalisation de ces essais*).

La Fig. 1.40 regroupe les résistances en traction déterminées par différents auteurs (à chaud, à froid, en traction directe ou par fendage...).

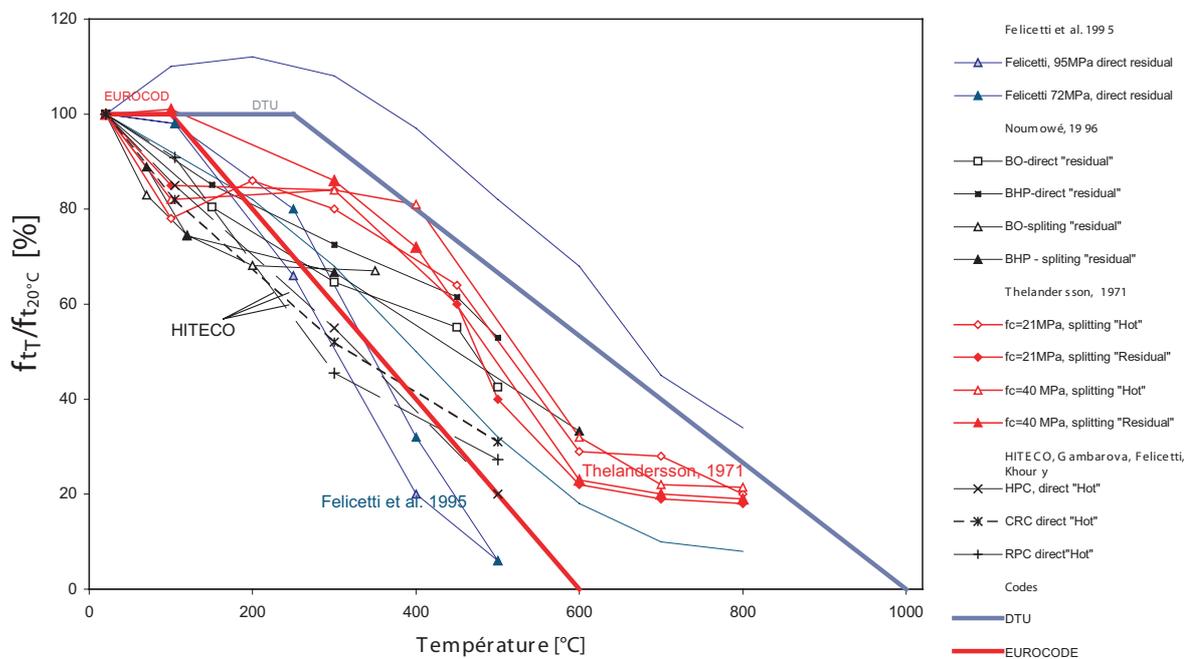


FIG. 1.40: Evolution de la résistance en traction en fonction de la température [123].

Globalement, on constate une **chute de la résistance en traction** avec la température (avec quelques augmentations constatées pour certaines gammes de températures et d'essais). On remarque de plus que toutes les valeurs déterminées se situent au-dessus de celles du DTU. Hager [12] observe par contre une augmentation de la résistance en traction avec la température (sur des essais de traction directe).

## 5 Stratégies de modélisation

### 5.1 Description de la fissuration

Le béton a un comportement complexe, difficile à représenter. Cette difficulté est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton.

De plus selon la nature et l'intensité de la sollicitation à laquelle il est soumis, le béton se déforme de manière complexe en faisant intervenir une ou plusieurs combinaisons de mécanismes élémentaires : élasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration... d'où les difficultés dans le choix de modélisation à adopter pour prédire son comportement.

On peut distinguer deux grandes catégories de modélisations pour décrire la fissuration induite dans le béton sous un chargement donné (séchage, hautes températures, chargement mécanique...) :

- **Les modèles de fissuration discrète** : Ce sont les premiers modèles qui ont été utilisés pour le béton. Les *fissures* sont *modélisées par une séparation entre les frontières d'éléments originellement connectés*.
- **Les modèles de fissuration répartie** : Ce concept de fissuration répartie est apparu ultérieurement. Le *béton fissuré* est considéré comme un *milieu continu*. La **description de la fissuration** est prise en compte *dans les relations entre contraintes et déformations*.

Ces deux approches s'avèrent **complémentaires** et leur utilisation conjointe permettrait de décrire la réalité physique plus finement. En effet, les exemples de la littérature expérimentale sur la fissuration du béton sous chargement quelconque nous montrent (et particulièrement pour les deux cas d'études traités ici : séchage et hautes températures) qu'il existe d'une part des **macro-fissures** très nettes (qui séparent par exemple les granulats de la pâte de ciment, ainsi que dans la pâte de ciment) et d'autre part des **micro-fissures** diffuses réparties de manière plus diffuses dans le volume du béton.

Les **modèles continus** pourraient alors être utilisés tant que la fissuration est **en deçà d'un certain seuil d'ouverture, après quoi la fissuration discrète** serait créée.

#### 5.1.1 Modèle de fissuration répartie

Ce type d'approche est *la plus répandue aujourd'hui*, car elle permet de garder le maillage originel et n'impose pas de contraintes à priori sur l'orientation des fissures. La description de la fissuration est donc prise en compte par l'intermédiaire des lois définissant les relations contraintes-déformations.

Plusieurs types de modèles de fissuration répartie existent pour le béton, ayant chacun leurs spécificités.

### – Les modèles élasto-plastiques :

La théorie de la plasticité est originellement développée pour modéliser les matériaux ductiles comme les métaux. Elle a ensuite été modifiée et appliquée aux matériaux fragiles comme le béton.

A tout modèle élasto-plastique est associé un **critère de plasticité** qui définit le domaine d'élasticité (dans lequel le comportement du matériau reste réversible) et le domaine plastique. Plusieurs critères existent adaptés pour le béton, tels le *critère de Drucker-Prager*, associé ou non au *critère de Rankine*.

Les modèles élasto-plastiques prédisent des **déchargements et rechargements avec conservation de la raideur** (voir Fig. 1.41).

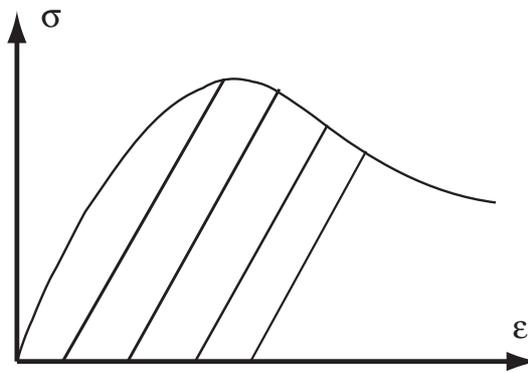


FIG. 1.41: Courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  du modèle élasto-plastique de base.

**Pour les matériaux fragiles ou quasi-fragiles** comme le béton cette hypothèse fondamentale de l'approche élasto-plastique n'est **pas correcte seule**. En effet, les non-linéarités sont causées par l'initiation et la croissance de micro-fissures qui mènent à la décohérence comme indicateur du processus de dégradation de la raideur [128].

### – Les modèles d'endommagement :

On associe à ces modèles une **variable d'endommagement associée aux processus de dégradation** du béton et interprétée comme la densité de surface des défauts [31] [129].

Cette variable  $D$  est définie comme le ratio de l'aire occupée par les microfissures générées sur l'aire totale. Cette variable varie donc entre 0 et 1 (qui correspond à une fissure totale sur toute la surface du matériau). Les contraintes locales sont redistribuées sur le matériau sain (non fissuré) et les contraintes effectives  $\tilde{\sigma}$  sont donc supérieures aux contraintes nominales  $\sigma$  (voir Fig. 1.42).

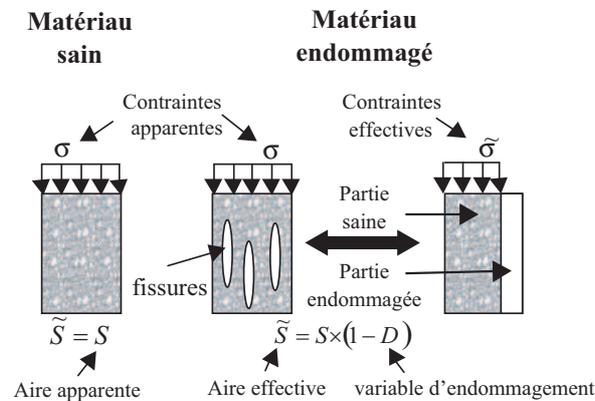


FIG. 1.42: Définition de la variable d'endommagement mécanique  $D$ .

Les **microfissures** sont **en théorie capables de se refermer** lorsque le matériau est rechargé en sens inverse dans les premiers modèles d'endommagement mis en place, ce qui conduit à une allure de la courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  décrite sur la Fig. 1.43.

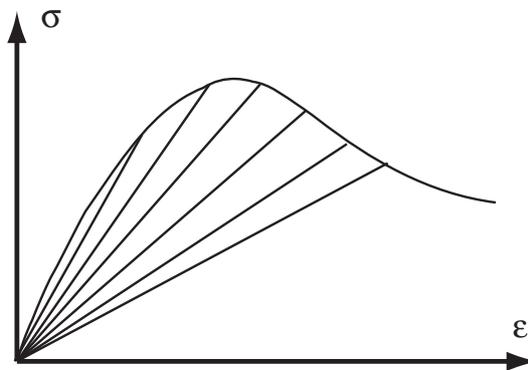


FIG. 1.43: Courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  du modèle d'endommagement de base.

De nombreux modèles d'endommagement associés avec les autres phénomènes non-linéaires ont été élaborés pour traiter les différents phénomènes liés au comportement complexe du béton.

On peut citer en premier lieu le **modèle de Mazars** [30] le plus connu. Le point particulier de ce modèle est d'utiliser le **critère de déformation** comme critère de fissuration en introduisant la **notion de déformation équivalente**. Le modèle **prend en compte la dissymétrie du comportement du béton** (entre compression et traction).

Cependant, il **ne tient pas compte des autres phénomènes liés au comportement du béton, comme l'irréversibilité de la déformation, l'anisotropie et l'effet unilatéral**, ce qui limite son domaine de validité.

D'autres modèles d'endommagement peuvent également être cités, tels le **modèle de La Borderie** [130], où l'**énergie de Gibbs** est utilisée comme **potentiel**. Ce modèle étant **isotrope avec deux scalaires d'endommagement** permet d'introduire l'**effet unilatéral selon le changement de signe de contrainte** et la **partie anélastique de déformation**. Les potentiels ainsi que les surfaces de charge sont continus et convexes, ce qui assure une stabilité numérique.

Cependant le tenseur de déformation anélastique reste toujours sphérique, ce qui implique que la **déformation résiduelle ne dépend pas du cisaillement**, ce qui peut constituer une limitation de ce modèle, dans la mesure où le rôle du cisaillement peut être prépondérant dans la génération des déformations irréversibles.

#### – Les modèles élasto-plastiques endommageables :

Afin d'allier les **avantages de la théorie de l'endommagement** (*modélisation des effets de la micro-fissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique*) et de la **théorie de la plasticité** (*modélisation des déformations irréversibles ou permanentes*), un certain nombre de modèles couplés plasticité-endommagement ont été développés, avec des **couplages plus ou moins forts entre les deux théories** dans les modélisations mises en place. On peut citer comme modèle celui de La Borderie [130], de Ju [129], de Benboudjema [131]...

On obtient alors le type de comportement indiqué sur la Fig. 1.44.

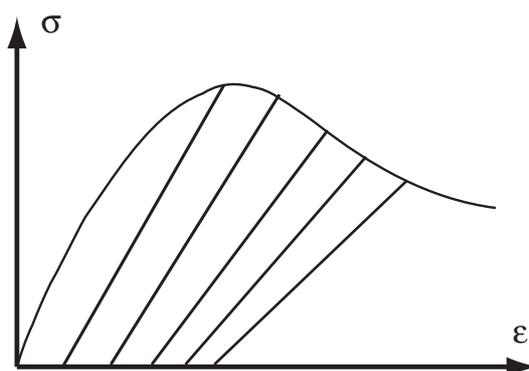


FIG. 1.44: Courbe  $\sigma$ - $\epsilon$  du modèle d'endommagement élasto-plastique de base.

Bien d'autres modèles existent encore basés plus ou moins partiellement sur les précédents. Il est à noter que les **différences entre les différents modèles** sont liées notamment à la prise en compte ou non de l'**anisotropie induite**, des **déformations inélastiques**, de la **dilatance**...

Dans les travaux réalisés, deux types de modèles ont été testés, afin de regarder leur influence sur le comportement du béton : un modèle d'endommagement élastique isotrope EEI et un modèle d'endommagement élasto-plastique orthotrope EPEO (voir chapitre 2).

Remarque sur les problèmes de localisation :

La plupart des modèles numériques développés pour le comportement mécanique du béton suppose le *matériau homogène et continu*. Bien que cette hypothèse soit valable compte tenu de l'échelle d'observation adoptée, le béton présente à l'échelle microscopique une forte hétérogénéité (répartition aléatoire des constituants de taille diverses, présence de micro-fissures et de vides).

Comme nous l'avons déjà évoqué, la rupture provient d'une dégradation progressive du matériau due à l'évolution des défauts de la microstructure et se traduit, à l'échelle macroscopique, par un *comportement adoucissant* (diminution de la contrainte accompagnée d'une augmentation de déformations) *favorisant l'apparition des phénomènes de localisation des déformations*.

Plusieurs modèles de comportement ont été proposés (e.g [132]), constituant ce que l'on appelle des *limiteurs de localisation* (permettant d'enrichir la description mécanique du milieu (pour une meilleure description des états non homogènes de déformations et pour préserver la nature mathématique du problème mécanique)).

### 5.1.2 Modèle de fissuration discrète

Les modèles de fissuration discrète considèrent la **fissure comme une discontinuité géométrique**. Les fissures sont modélisées par une séparation entre les frontières d'éléments connectés à l'origine.

Cette approche nécessite donc un **changement continu des connexions entre nœuds**. Dans les premières versions, la fissure devait suivre un chemin prédéfini le long des frontières des éléments. Des **techniques de remaillage automatique** ont permis par la suite de modéliser des fissures qui divisent un élément du maillage initial. Dans cette approche, des **éléments d'interface** sont **nécessaires entre les éléments de béton une fois la fissure formée**, pour rendre compte du comportement de la fissure dans ses différents modes (ouverture/refermeture et glissements).

De nombreux types de modèles existent, notamment utilisés au Laboratoire de Mécanique et Technologie (méthodes XFEM, modes incompatibles, méthode LATTICE...).

La méthode XFEM est une méthode d'enrichissement cinématique des éléments [133]. Elle permet de modéliser la présence d'une fissure sans tenir compte du maillage de la structure. *Le calcul de l'évolution et de la propagation de la fissure est mené sur une discrétisation indépendante de celle du calcul de structure*. Les deux discrétisations sont

cependant reliées : les contraintes calculées sur la structures fissurées régissent l'évolution de la discontinuité et inversement l'évolution de la discontinuité affecte celle des contraintes déformations et variables cinématiques. La méthode XFEM a pour avantage de permettre la représentation de fissures continues. Par contre, le nombre de degrés de libertés augmente lorsque la fissure s'ouvre, ce qui induit une taille du problème de plus en plus importante.

La méthode des modes incompatibles [134] est plus ancienne que la méthode XFEM. Elle ne permet par contre que la réalisation d'une fissure discontinue. Elle a pour avantage par contre de ne pas augmenter la taille du problème.

La démarche de la méthode Lattice [135] porte plus loin encore l'approche de discrétisation puisque c'est l'ensemble du maillage qui est modélisé de manière discrète, avec des liaisons entre chaque "grain" constitutif de la structure qui peut être rompu sous sollicitation.

## 5.2 Prise en compte de l'hétérogénéité

Pour prendre en compte l'hétérogénéité du matériau béton, plusieurs approches sont possibles :

- L'utilisation d'une **homogénéisation numérique**.
- L'utilisation d'un **modèle macroscopique phénoménologique**.
- L'utilisation d'une **homogénéisation analytique**.

### 5.2.1 Homogénéisation numérique

- **Maillage explicite ou adapté :**

Le maillage représente explicitement les différentes phases constitutives du matériau, en définissant les propriétés de chacune de ces phases. L'**homogénéisation** des propriétés pour le matériau à l'échelle macroscopique se fait **de manière numérique** lors des simulations.

La *morphologie des inclusions* mises en place dans la matrice initiale du maillage peut-être diverse et doit reproduire au mieux la morphologie réelle du matériau et de ses inclusions. Diverses méthodes de représentations sont envisageables (e.g. Fig. 1.45).

Une difficulté liée à ces maillages explicites concerne la *gestion de l'interface* entre les différentes phases en présence.

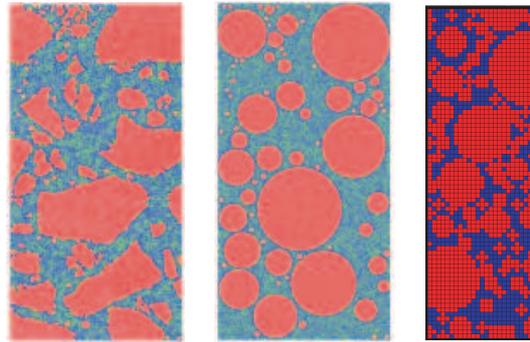


FIG. 1.45: Exemples de maillages explicites [14].

Cette méthode est également limitée par le *nombre d'éléments finis importants* nécessaires pour la réalisation des maillages multi-phasiques. La taille des structures est donc limitée (études à l'échelle d'éprouvettes).

Une façon de compenser cette dernière difficulté est d'utiliser des maillages réguliers.

– **Maillage régulier :**

Les maillages réguliers (e.g. Fig. 1.46 [15]) [94] [136] se basent sur une maille régulière (en général carrée) et s'affranchissent des interfaces physiques entre les phases.

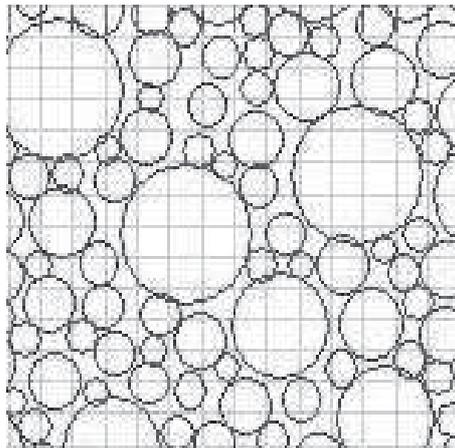


FIG. 1.46: Exemple de maillage régulier [15].

Les avantages sont la facilité de préparation et le gain en temps de calculs. En revanche, il est nécessaire de développer des éléments enrichis permettant de représenter des interfaces au sein des éléments.

### 5.2.2 Modèle macroscopique phénoménologique

On peut citer comme exemple les travaux de Hubert [21], avec réalisation d'un modèle d'endommagement hydrique isotrope pour décrire la fissuration due aux incompatibilités de déformation entre la pâte de ciment et les granulats lors du séchage.

### 5.2.3 Homogénéisation analytique

Cette technique est *limitée aux calculs élastiques* (qui peuvent être résolus analytiquement). Pour exemple, on peut citer les méthodes d'homogénéisation analytique du module d'Young d'un modèle matériau de type trois phases (tels le béton : pâte de ciment, granulats, auréole de transition) (e.g. [16]). Plus de détails sur ce modèle seront donnés au chapitre 3 §2 où il sera utilisé, afin d'introduire la problématique.

Des études ont également été réalisées pour le fluage [16] [137], le retrait de dessiccation [16] [138].

## 5.3 Synthèse sur les travaux de modélisation de la littérature

### 5.3.1 Température ambiante

A l'échelle macroscopique, de nombreux papiers traitent de la modélisation de la fissuration due au séchage (e.g. Alvaredo et Wittmann [139], Bažant et Xi [72], Hubert et al. [21], Meschke et Grasberger [140], Burlion et al. [116]). Cependant, ils ne soulignent pas l'effet du fluage ou du type de modèle de fissuration.

A l'échelle mésoscopique, seuls les travaux de Hubert [21] décrivent, à notre connaissance, la fissuration due aux incompatibilités de déformation entre pâte et granulats lors du séchage.

Hubert propose de prendre en compte l'endommagement hydrique  $D_h$  (qui affecte de la même façon le module d'Young et la résistance) à partir d'une relation linéaire avec la teneur en eau. Cependant, même s'il arrive à déterminer l'évolution de la dégradation du module d'Young de manière correcte par cette approche, en réalité plus la teneur en eau décroît, plus le retrait de la pâte de ciment augmente et donc plus l'endommagement lié aux incompatibilités est important. Cette évolution linéaire n'est donc pas justifiée.

On peut aussi citer des travaux plus anciens sur le béton numérique [20]. Ces travaux étaient cependant uniquement qualitatifs.

### 5.3.2 Hautes températures

A l'échelle macroscopique, de nombreuses études existent. L'approche de Gawin, Dal Pont, Schrefler [141], [142], [143] consiste à prendre en compte tous les phénomènes intervenant par un modèle Thermo-Hydro-Chimio-Mécanique T-H-C-M, en utilisant le

modèle d'endommagement isotrope de Mazars [30]. Cette modélisation introduit un grand nombre de paramètres.

Le modèle d'Alnajim [54] s'appuie également sur une approche T-H-C-M, mais prend en compte un modèle orthotrope pour décrire la fissuration.

Le modèle de Nechnech [144] tient compte uniquement d'un modèle thermique classique (comme celui que nous utiliserons), mais utilise un modèle mécanique élasto-plastique isotrope.

L'originalité de la modélisation T-H-M de Sabeur [145] est de tout lier au degré de déshydratation plutôt qu'à la température, ce qui se justifie par le fait que la déshydratation est liée à la cinétique d'évolution de la température [146].

Ulm et al. [147] utilise un modèle T-C-M de type élasto-plastique pour la partie mécanique.

De nombreux modèles existent donc à cette échelle, mais encore faut-il savoir quel choix faire entre ces différents modèles notamment pour la partie mécanique.

A l'échelle mésoscopique, on peut citer les travaux de Menou [94], Grondin [15], utilisant des maillages réguliers. Une bonne prédiction des dégradations liées aux incompatibilités de déformations entre pâte et granulats est obtenue, mais la séparation vis à vis des autres mécanismes de dégradations intervenant (gradient thermique, physico-chimie) n'est pas effectuée.

## 6 Conclusions du chapitre

Ce chapitre fait le point sur le comportement à température ambiante et à hautes températures du béton et sur les mécanismes à l'origine de la fissuration dans ces deux cas. Il montre le rôle plus particulièrement joué par les granulats dans les mécanismes de fissuration, que ce soit pour le cas du séchage, comme des hautes températures. En effet, ils sont à l'origine de déformations différentielles à l'interface pâte de ciment/granat et génèrent ainsi des contraintes différentielles pouvant amener à la fissuration dans cette zone.

De plus, dans le cas du séchage et à hautes températures, des gradients de déformation sont générés, qui induisent une fissuration macroscopique. Ainsi, il nous semble judicieux de séparer les effets des gradients et des incompatibilités de déformations dans le processus de fissuration des bétons lors du séchage ou à hautes températures.

De plus, à notre connaissance, aucune publication scientifique ne permet de voir quel modèle mécanique (de fissuration répartie) est à utiliser pour décrire correctement les endommagements liés aux gradients de déformation. Nous avons donc implanté dans Cast3M un modèle d'endommagement (basé sur celui de Mazars [30] et un modèle élasto-plastique endommageable (basé sur celui de Benboudjema [85]), afin de dégager le modèle le plus pertinent.

Nous avons dans nos travaux des modèles de fissuration répartis pour leur simplicité d'implantation dans un code dont nous avons une expérience importante. De plus, ils permettent de reproduire les comportements observés lors du séchage ou à hautes températures. D'autre part, ils sont adaptés dès lors que nous ne considérons pas de chargement mécanique très sévère (en se limitant aux zones en deçà du pic).

Les modèles discrets constituent une alternative appréciable, dès lors qu'on s'intéresse à prédire les ouvertures de fissures (par exemple pour estimer les propriétés de transfert).

Le choix du maillage explicite, qui augmente fortement les temps de calcul, est assuré dès lors que nous nous limitons à un nombre restreint de simulations numériques. Toutefois, ce choix ne nous permet pas de rendre compte parfaitement de la granulométrie utilisée dans les bétons.

Le prochain chapitre est consacré à la présentation des modèles utilisés pour appréhender le comportement du béton soumis à un séchage (chapitre 3) ou à haute température (chapitre 4).

# Chapitre 2

## Modélisation adoptée

*Dans ce chapitre est présentée la démarche de modélisation adoptée durant la thèse pour aborder l'étude du comportement hydro-mécanique et thermo-mécanique du béton.*

*Dans un premier temps sont présentés les mécanismes de transfert de masse et de chaleur nécessaires à la prédiction du comportement du béton respectivement à température ambiante et à hautes températures. Puis les déformations différées issues de ces précédents mécanismes sont introduites. Les deux modèles de fissuration utilisés et comparés durant la thèse sont ensuite définis. Enfin, la démarche de prise en compte de l'hétérogénéité est explicitée.*

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Transfert de masse et de chaleur</b> . . . . .	<b>71</b>
1.1	Séchage . . . . .	71
1.2	Transfert de chaleur . . . . .	72
<b>2</b>	<b>Déformations "différées"</b> . . . . .	<b>72</b>
2.1	Sans chargement mécanique . . . . .	72
2.2	Sous chargement mécanique . . . . .	74
<b>3</b>	<b>Fissuration</b> . . . . .	<b>76</b>
3.1	Modèle d'endommagement élastique isotrope . . . . .	77
3.2	Modèle élasto-plastique endommageable orthotrope . . . . .	78
<b>4</b>	<b>Prise en compte de l'hétérogénéité</b> . . . . .	<b>80</b>
4.1	Approche adoptée . . . . .	80
4.2	Génération des maillages . . . . .	80
4.3	Validation de l'approche mésoscopique . . . . .	85
<b>5</b>	<b>Conclusions du chapitre</b> . . . . .	<b>88</b>

---

# 1 Transfert de masse et de chaleur

## 1.1 Séchage

Comme nous l'avons vu dans la bibliographie (chapitre 1 §2.1), le séchage dans les matériaux cimentaires est un phénomène très complexe.

Pour un séchage "naturel" (c'est à dire à température ambiante), il semble raisonnable de faire les hypothèses suivantes [50] [140] :

- L'effet de la vitesse de déformation du squelette solide est négligé, ainsi que la diffusion et la convection ( $\mathbf{v}_v = \mathbf{v}_a = \mathbf{0}$ ), dans le processus de transport d'eau et d'air.
- La pression de gaz (vapeur et air sec) est peu différente de la pression atmosphérique lors du séchage [50], et est négligeable par rapport à la pression de l'eau liquide (elle est de l'ordre de -96 MPa à 50 % HR). Ainsi, la pression capillaire  $p_c$  est assimilée à la pression de l'eau liquide  $p_l$ .

La vitesse de l'eau liquide s'écrit alors en utilisant la loi de Darcy :

$$S_l \phi \mathbf{v}_l = -\frac{K k_{rl}(S_l)}{\mu_l} \cdot \text{grad}(p_l) = -\frac{K k_{rl}(S_l)}{\mu_l} \cdot \text{grad}(p_c) \quad (2.1)$$

Où  $K$  est la perméabilité intrinsèque (à l'eau liquide),  $k_{rl}$  est la perméabilité relative à l'eau liquide (elle traduit la diminution de la cinétique de séchage lorsque le degré de saturation diminue).

En utilisant alors les Eq. 1.1 (de conservation de la masse, citées dans le chapitre 1) et 2.1, ainsi que les hypothèses précédentes, on obtient l'équation suivante :

$$\frac{\partial S_l}{\partial p_c} \frac{\partial p_c}{\partial t} = \text{div}(k_{rl}(S_l) \frac{K}{\mu_l \phi} \cdot \text{grad}(p_c)) \quad (2.2)$$

Le degré de saturation est relié à la pression capillaire à l'aide du modèle de van Genuchten [68] :

$$p_c(S_l) = a(S_l^{-b} - 1)^{1-\frac{1}{b}} \quad (2.3)$$

Où  $a$  et  $b$  sont des paramètres matériaux. Il est à noter que ce modèle a été élaboré pour les sols, mais qu'il a été utilisé à plusieurs reprises avec succès pour le béton ([53], [140]).

La perméabilité relative est reliée au degré de saturation par le même modèle :

$$k_{rl}(S_l) = \sqrt{S_l} [1 - (1 - S_l^b)^{\frac{1}{b}}]^2 \quad (2.4)$$

## 1.2 Transfert de chaleur

La description du comportement thermique du béton se base sur l'équation d'équilibre énergétique ou équation de la chaleur :

$$\begin{aligned} (\rho C_p)_{eff} \times \frac{\partial T}{\partial t} + [\phi S_l \rho_l C_{pl} \mathbf{v}_{l-s} + \phi(1 - S_l)(\rho_v C_{pv} + \rho_a C_{pa}) \mathbf{v}_{g-s}] \cdot \text{grad}T + \text{div}q \\ = -(\dot{m}\Delta H)_{vap} - (\dot{m}\Delta H)_{dehyd} \end{aligned} \quad (2.5)$$

où  $C_{peff}$  représente la capacité calorifique effective du matériau.  $q$  est le flux de chaleur transféré par conduction.

$C_{px}$  représente la capacité calorifique en constituant  $x$  présent dans la porosité du matériau (avec  $x = l$  pour l'eau liquide et  $x = v$  pour l'eau vapeur et  $x = a$  pour l'air sec).

$\mathbf{v}_{x-y}$  représente la vitesse relative de la phase  $x$  par rapport à la phase  $y$ .

Enfin,  $(\dot{m}\Delta H)_{vap}$  et  $(\dot{m}\Delta H)_{dehyd}$  représentent respectivement les quantités de chaleur de vaporisation de l'eau utilisée et de déshydratation produite durant la montée en température du matériau.

Pour simplifier l'étude à hautes températures, les transferts de masse (eau et air) n'ont pas été pris en compte en considérant que pour des vitesses de montée en température relativement faibles (de l'ordre de 1 °C/min), ces effets sont négligeables.

L'équation simplifiée de la chaleur utilisée durant ces travaux de thèse est donc la suivante :

$$\rho(T) \times [C(T)]_{app} \times \dot{T} = \nabla[\lambda(T) \cdot \nabla T] \quad (2.6)$$

où  $C_{app}$  et  $\lambda$  représentent respectivement la capacité calorifique apparente et la conductivité thermique du matériau.

Cette approche a été utilisée par de nombreux auteurs [144] et est également proposée par l'EUROCODE 2.

## 2 Déformations "différées"

### 2.1 Sans chargement mécanique

#### 2.1.1 Retrait de dessiccation

La modélisation du retrait de dessiccation adoptée est basée sur le mécanisme de pression capillaire, qui semble être prédominant dans la gamme d'humidité relative courante 50-100% [5]. Le cadre de la modélisation est celui de la mécanique des milieux poreux non saturés (voir chapitre 1 §2.2.2).

La pression capillaire  $p_c$  est obtenue à partir de la loi de Kelvin : la phase gazeuse (air sec et vapeur d'eau, pression  $p_g$ ) est supposée en équilibre avec la phase liquide (pression  $p_l$ ) :

$$p_c = p_l - p_g = \frac{\rho_l RT}{M_w} \ln(h) \quad (2.7)$$

Où  $R$  est la constante des gaz parfaits,  $T$  la température absolue,  $h$  l'humidité relative et  $M_w$  la masse molaire de l'eau.

La pression capillaire est supposée agir à une échelle macroscopique sur le squelette solide, par le biais d'une pression de pore  $p_{sol}$  (l'effet de la pression de gaz est négligée, voir Fig. 2.1) :

$$p_{sol} = \alpha_{rd} S_l p_c \quad (2.8)$$

Où  $\alpha_{rd}$  est un coefficient d'homogénéisation, qui peut être identifié à partir de l'évolution de la déformation de retrait de dessiccation.

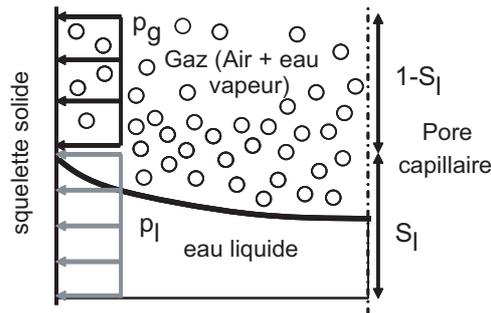


FIG. 2.1: Pression capillaire.

La déformation de retrait de dessiccation  $\varepsilon_{rd}$  peut alors être calculée, sous forme incrémentale, à partir de la relation suivante (assez proche de celle utilisée par [53]) :

$$d\varepsilon_{rd} = \frac{1-2\nu}{E} \alpha_{rd} S_l dp_c \mathbf{1} \quad (2.9)$$

### 2.1.2 Déformation thermique

La déformation thermique libre isotrope induite par le chargement thermique est définie classiquement comme suit :

$$\dot{\varepsilon}^t = \alpha(T) \times \dot{T} \mathbf{1} \quad (2.10)$$

où  $\alpha$  est le coefficient de dilatation thermique dépendant de la température.

## 2.2 Sous chargement mécanique

### 2.2.1 Fluage propre

Nous avons utilisé dans nos travaux, par souci de simplification des chaînes de Kelvin-Voigt (voir Fig. 2.2). L'utilisation de tels éléments donne une formulation directe pour le calcul des évolutions de déformations, contrairement aux chaînes de Maxwell par exemple, qui nécessitent l'utilisation d'un algorithme (tel que l'exponential algorithm proposé par [148]).

L'inconvénient de ce type de modèle est qu'il ne peut pas reproduire le caractère irréversible des déformations après déchargement (à peu près 60-70 % des déformations de fluage propre sont irréversibles).

De plus, l'effet de l'humidité relative sur la déformation de fluage propre n'a pas été considéré.

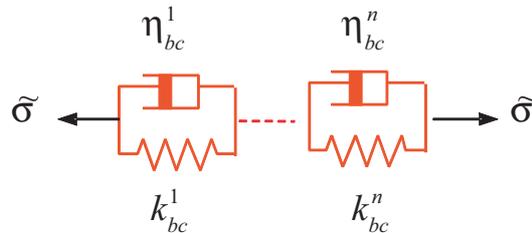


FIG. 2.2: Modèle de fluage propre.

Considérons une chaîne de Kelvin-Voigt  $i$ . La déformation de fluage propre  $\varepsilon_{bc}^i(t)$  est calculée après résolution de l'équation différentielle suivante :

$$\eta_{bc}^i \dot{\varepsilon}_{bc}^i(t) + k_{bc}^i \varepsilon_{bc}^i(t) = \tilde{\sigma}(t) \quad (2.11)$$

Où  $\tilde{\sigma}(t)$  est la contrainte effective,  $\varepsilon_{bc}^i(t)$  est la déformation élémentaire de fluage propre,  $k_{bc}^i$  est la rigidité et  $\eta_{bc}^i$  est la viscosité associée à la chaîne de Kelvin-Voigt  $i$ . Le temps caractéristique est défini par  $\tau_{bc}^i = \frac{\eta_{bc}^i}{k_{bc}^i}$ .

La déformation de fluage propre est obtenue en sommant les déformations élémentaires :

$$\varepsilon_{bc}(t) = \sum_i \varepsilon_{bc}^i(t) \quad (2.12)$$

Il est bien connu que l'âge affecte considérablement le fluage propre du béton (e.g. [148]). Il est à souligner que cet effet de l'âge n'est pas considéré dans notre étude. Néanmoins, le modèle de fluage propre présenté est uniquement utilisé pour un âge spécifique du chargement. Si un âge différent de chargement est considéré, les paramètres du modèle devraient être de nouveau identifiés. Le modèle est étendu en 3D en supposant que le coefficient de Poisson de fluage propre est égal au coefficient de Poisson élastique.

### 2.2.2 Fluage de dessiccation

Comme nous l'avons vu dans la bibliographie (chapitre 1 §2.4), deux mécanismes expliquent le fluage de dessiccation du béton. Le premier est l'effet de micro-fissuration [72] : il est pris en compte ici, puisqu'un modèle de fissuration est utilisé. Le second mécanisme, intrinsèque, est modélisé à l'aide de l'équation suivante [84] :

$$\dot{\varepsilon}_{dc} = \mu |\dot{h}| \tilde{\sigma} \quad (2.13)$$

Où  $\varepsilon_{dc}$  est la déformation de fluage de dessiccation et  $\mu$  un paramètre matériau.

De même que pour le fluage propre, nous considérerons que les fluages de dessiccation en compression et en traction sont identiques, faute de données exploitables. De plus, nous considérons un coefficient de Poisson de fluage de dessiccation égal au coefficient de Poisson élastique.

### 2.2.3 Déformation thermique transitoire

Comme cela a été vu dans la bibliographie (chapitre 1 §3.2.2), la modélisation des déformations thermiques transitoires pour des chargements couplés thermo-mécaniques fait l'objet de diverses études. Durant la thèse, deux types de modèles ont été successivement utilisés, basé sur la formulation suivante du taux de déformation thermique transitoire :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{tm} = \frac{\beta}{f_{c0}} \times [(1 + \nu_c) \tilde{\sigma}_{ij} - \nu_c \tilde{\sigma}_{kk} \delta_{ij}] \times \langle \dot{T} \rangle_+ \quad (2.14)$$

où  $f_{c0}$  est la résistance en compression uniaxiale à température ambiante,  $\nu_c$  est le coefficient de Poisson de déformation transitoire (pris égal au coefficient de Poisson élastique dans nos travaux) et  $\beta$  est le coefficient de DTT uniaxial.  $\tilde{\sigma}$  représentent les contraintes effectives et  $\langle \rangle_+$  est l'opérateur de calcul de la partie positive.

Le premier modèle introduit [149] considérait un modèle linéaire, utilisant un paramètre  $\beta$  constant. Pour améliorer la description des déformations thermiques transitoires, un modèle non linéaire [150] a ensuite été retenu, considérant une expression bi-linéaire de  $\beta$  (voir eq. 2.15) :

$$\beta(T) = 0.01 \times \begin{cases} 2A \times \bar{T} + B & \text{pour } 0 \leq \bar{T} \leq \bar{T}^* \\ 2C(\bar{T} - \bar{T}^*) + 2A \times \bar{T}^* + B & \text{pour } \bar{T} \geq \bar{T}^* \end{cases} \quad (2.15)$$

$$\text{avec } \bar{T} = \frac{(T - 20)}{100} \quad \text{et} \quad T^* = 470 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Où  $\bar{T}^*$  est la température adimensionnelle de transition entre les deux expressions. La

formulation reste simple avec trois paramètres nécessaires :  $A$  et  $B$  gouvernant la partie initiale et  $C$  la partie suivante de la relation  $\epsilon^{tm} = f(T)$ .

La simplicité du modèle est également obtenue en considérant une relation de proportionnalité directe avec le niveau de contraintes effectives (contrairement au modèle de Schneider [101] où  $\epsilon^{tm}$  est une fonction non linéaire de la contrainte).

En adoptant la notation de Voigt, l'équation 2.14 s'écrit en 2D (en contraintes planes) comme suit :

$$\dot{\epsilon}^{tm} = \mathbf{M} \cdot \tilde{\sigma} \times \langle \dot{T} \rangle_+ \quad (2.16)$$

Où  $\mathbf{M}$  est défini par :

$$\mathbf{M} = \frac{\beta(T)}{f_{c0}} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_c & 0 \\ -\nu_c & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 + \nu_c \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

### 3 Fissuration

Deux modèles de fissuration répartie ont été utilisés et comparés durant la thèse. Le premier est un modèle d'endommagement élastique isotrope (EEI), basé sur le modèle proposé par Mazars [30]. Le second est un modèle élasto-plastique endommageable orthotrope (EPEO) qui a été préalablement développé par Benboudjema et al. [151]. L'utilisation du modèle EEI s'avère plus simple, puisque celui-ci n'utilise, contrairement au modèle EPEO, que des expressions analytiques.

Le comportement adoucissant induit une réponse numérique sensible aux éléments finis utilisés (taille, forme et orientation). Afin de s'affranchir en partie de ce problème, la méthode de Hillerborg et al. [132] a été choisie.

Dans cette approche, la loi d'évolution de la contrainte résistante nominale en régime adoucissant, dépend de la taille de l'élément fini. L'énergie dissipée à la rupture est alors gardée constante lorsque la taille des éléments change par affinement du maillage. La densité de l'énergie de fissuration  $g_{fx}$  est liée à l'énergie de fissuration  $G_{fx}$  par la relation suivante [152] [153] :

$$g_{fx} = \frac{G_{fx}}{l_c} \quad (2.18)$$

Où  $x = c$  dans le cas de la compression,  $x = t$  dans le cas de la traction et  $l_c$  est la longueur caractéristique liée à la taille de la zone localisée.

Concernant le séchage, les résultats de Benboudjema [63] montrent qu'il n'y a pas dépendance de la taille et du type d'éléments finis.

### 3.1 Modèle d'endommagement élastique isotrope

Une variable d'endommagement scalaire  $D$  est utilisée pour décrire la micro-fissuration et la dégradation du module d'Young  $\mathbf{E}(T)$  associé. Cette variable d'endommagement  $D$ , associée au processus de dégradation mécanique induit pas le développement de microfissures, est définie par le ratio entre l'aire occupée par les microfissures créées et l'aire totale du matériau (voir chapitre 1 §5.1.1).

Les contraintes apparentes  $\boldsymbol{\sigma}$  s'écrivent :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D) \cdot \tilde{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}(T) \cdot (1 - D) \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^e \quad (2.19)$$

Où  $\boldsymbol{\varepsilon}^e$  et  $\mathbf{E}(T)$  sont respectivement la déformation élastique et le tenseur de rigidité élastique dépendant de la température.

La déformation élastique  $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$  s'écrit par exemple pour l'étude des hautes températures :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^t - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{tm} \quad (2.20)$$

Où  $\boldsymbol{\varepsilon}$  est la déformation totale,  $\boldsymbol{\varepsilon}^t$  et  $\boldsymbol{\varepsilon}^{tm}$  représentant respectivement la déformation thermique libre et la déformation thermique transitoire définies plus haut.

Le critère d'endommagement est donné par [30] :

$$f = \hat{\boldsymbol{\varepsilon}} - \kappa_0 \quad (2.21)$$

Où  $\kappa_0$  est le seuil de déformation en traction et  $\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}$  la déformation de traction équivalente [30] :

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} = \sqrt{\langle \boldsymbol{\varepsilon}^e \rangle_+ : \langle \boldsymbol{\varepsilon}^e \rangle_+} \quad (2.22)$$

La variable d'endommagement est reliée aux variables d'endommagement en compression et traction par la relation suivante :

$$D = (1 - \gamma_t) D_c + \gamma_t D_t \quad (2.23)$$

Où  $\gamma_t$  est reliée à la déformation de compression et de traction créée par les contraintes principales de traction et de compression [30].

L'évolution de la variable d'endommagement  $D$  en traction  $D_t$  et en compression  $D_c$  est formulée comme suit :

$$D_x = 1 - \frac{\kappa_0}{\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}} [(1 + A_x) \exp(-B_x \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}) - A_x \exp(-2B_x \hat{\boldsymbol{\varepsilon}})] \quad (2.24)$$

Où  $A_x$  et  $B_x$  ( $x = t$  pour la traction et  $x = c$  pour la compression) sont des paramètres matériaux constants contrôlant la branche non linéaire de la courbe contrainte-déformation.

Le critère utilisé est ici un critère en déformation équivalente, qui peut être retranscrit en contraintes comme visualisé sur la figure 2.3. Ainsi, on constate que le modèle s'écarte sensiblement des résultats expérimentaux en bi-compression. De même, ce modèle ne permet pas de reproduire les déformations inélastiques observées après déchargement, ni la dilatance et l'aspect unilatéral.

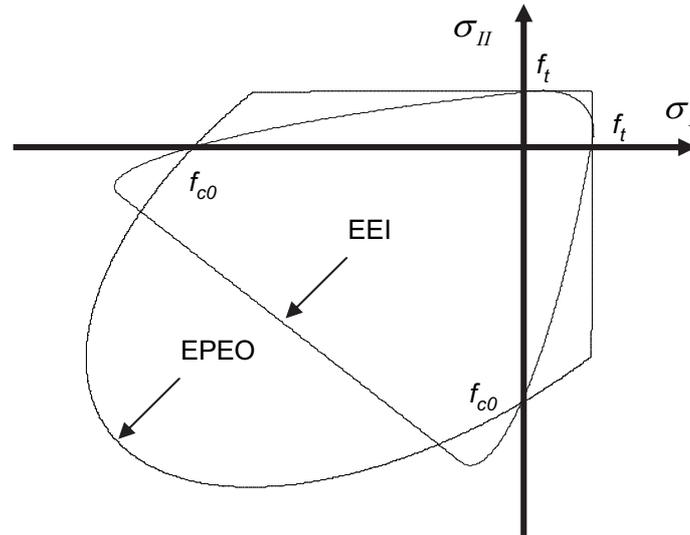


FIG. 2.3: Surfaces seuils des contraintes effectives principales en espace 2D ( $\tilde{\sigma}_I, \tilde{\sigma}_{II}$ ) pour les modèles EEI et EPEO.

### 3.2 Modèle élasto-plastique endommageable orthotrope

Comme le modèle précédent, la théorie de l'endommagement est utilisée pour décrire la dégradation du module d'Young. Le processus d'endommagement est considéré ici isotrope en compression et orthotrope en traction, pour laquelle l'orthotropie est induite par la fissuration dans des directions préférentielles, qui règne dans les conditions de séchage et de chauffage. Le tenseur d'endommagement  $\mathbf{D}$  est séparé en un scalaire en compression  $\mathbf{D}_c$  et un tenseur en traction  $\mathbf{D}_t$  :

$$\mathbf{1} - \mathbf{D} = (1 - \mathbf{D}_c)(1 - \mathbf{D}_t) \quad (2.25)$$

L'évolution de l'endommagement est considéré comme étant relié à l'ouverture relative de fissure donné pas les déformations plastiques cumulées  $\kappa_c$  et  $\hat{\kappa}_t^i$  (utilisées comme des paramètres durcissant/adoucissant,  $i \in [1, 3]$ ). Ils s'écrivent :

$$D_c = 1 - \exp(-c_c \kappa_c) \quad \text{et} \quad D_t^i = 1 - \exp(-c_t \hat{\kappa}_t^i) \quad (2.26)$$

Où  $c_t$  et  $c_c$  sont des paramètres matériau identifié à partir des courbes contraintes-déformations.

L'utilisation de la théorie de plasticité permet ici de décrire les déformations inélastiques  $\varepsilon_p$ . Afin de reproduire le comportement convenable, le critère de Drucker-Prager en compression et trois critères de Rankine en traction sont utilisés [154] (voir Fig. 2.3) :

$$F_c(\tilde{\sigma}, \kappa_c) = \sqrt{3J_2(\tilde{\sigma})} + \alpha_f I_1(\tilde{\sigma}) - \beta_f \tilde{\tau}_c(\kappa_c) \quad (2.27)$$

$$\text{et } F_t^i(\hat{\sigma}, \hat{\kappa}_t^i) = \hat{\sigma}^i - \tilde{\tau}_t^i(\hat{\kappa}_t^i)$$

Où  $J_2$  est le second invariant ;  $I_1$  est le premier invariant ;  $\tilde{\tau}_c$  est la résistance effective en compression reliée à la déformation plastique cumulée en compression  $\kappa_c$  ;  $\alpha_f$  et  $\beta_f$  sont les deux paramètres matériaux, qui dépendent du ratio résistance de compression uniaxiale et biaxiale.  $\tilde{\tau}_t^i$  est la résistance effective correspondante reliée au vecteur de déformation plastique cumulée en traction  $\hat{\kappa}_t^i$ .

Les résistances effectives en compression et en traction s'écrivent :

$$\tilde{\tau}_c(\kappa_c) = \frac{\tau_c(\kappa_c)}{1 - D_c} \quad \text{et} \quad \tilde{\tau}_t^i(\hat{\kappa}_t^i) = \frac{\tau_t^i(\hat{\kappa}_t^i)}{1 - D_t^i} \quad (2.28)$$

Où  $\tau_c$  et  $\tau_t^i$  sont les résistances nominales définies par :

$$\tau_c = f_{c0}[(1 + a_c) \exp(-b_c \kappa_c) - a_c \exp(-2b_c \kappa_c)] \quad (2.29)$$

$$\tau_t^i = f_{t0}[(1 + a_t) \exp(-b_t \hat{\kappa}_t^i) - a_t \exp(-2b_t \hat{\kappa}_t^i)]$$

où  $a_c$ ,  $a_t$ ,  $b_c$  et  $b_t$  sont des paramètres matériaux identifiés sur la courbe contrainte-déformation,  $f_{c0}$  est la limite élastique en compression et  $f_{t0}$  est la résistance en traction.

La déformation plastique  $\varepsilon_p$  est calculée à partir de la proposition de Koiter :

$$\dot{\varepsilon}_p = \sum_i \dot{\lambda}_t^i \frac{\partial F_t^i}{\partial \tilde{\sigma}} + \dot{\lambda}_c \frac{\partial G_c}{\partial \tilde{\sigma}} \quad (2.30)$$

Où  $\dot{\lambda}_t^i$  and  $\dot{\lambda}_c$  sont les multiplicateurs plastiques en traction et compression, respectivement, et sont reliés aux déformations plastiques cumulées par les relations suivantes :

$$\dot{\kappa}_c = (1 + 2\alpha_g^2)^{1/2} \dot{\lambda}_c \quad \text{et} \quad \dot{\hat{\kappa}}_t^i = \dot{\lambda}_t^i \quad (2.31)$$

Une loi non associée est utilisée en compression afin de reproduire correctement la dilatance des bétons (puisque la variable d'endommagement est scalaire en compression) :

$$G_c = \sqrt{3J_2(\tilde{\sigma})} + \alpha_g I_1(\tilde{\sigma}) - \beta \tilde{\tau}_c(\kappa_c) \quad (2.32)$$

Où  $\alpha_g$  est un paramètre matériau qui contrôle la dilatance.

## 4 Prise en compte de l'hétérogénéité

### 4.1 Approche adoptée

Comme nous l'avons vu dans la bibliographie, les mécanismes de dégradation du béton soumis à des conditions de séchage ou de montée en température font intervenir différentes échelles du matériau (chapitre 1 §3.3 et 4). Ainsi, à l'échelle mésoscopique, les comportements divergents des granulats et de la pâte de ciment face aux sollicitations précédentes semblent jouer un rôle important dans la compréhension du comportement global du béton.

L'*objectif* des travaux réalisés dans le cadre de la thèse est donc de *mettre en évidence l'intérêt de travailler à une échelle mésoscopique* (plutôt que macroscopique) pour prendre en compte les mécanismes liés aux incompatibilités de déformations entre les granulats et la matrice cimentaire, et ainsi décrire de manière plus pertinente la réponse du béton (en terme de fissuration, d'endommagement) faces aux chargements du type hydro-mécanique et thermo-mécanique.

Les deux approches, macroscopique et mésoscopique, vont donc être utilisées et comparées dans les travaux présentés. Ces deux approches se différencient par le maillage utilisé pour réaliser les simulations :

- **Approche macroscopique** : Le béton est considéré **homogène** avec *une phase considérée*. Tous les éléments finis ont donc les mêmes propriétés hydro-mécaniques et thermo-mécaniques (voir Fig. 2.4.a).
- **Approche mésoscopique** : Le béton est considéré **hétérogène** avec *deux phases considérées* : la **pâte de ciment** et les **granulats**, ayant chacune des propriétés hydro-mécaniques et thermo-mécaniques différentes (voir Fig. 2.4.b). Le maillage utilisé pour prendre en compte cette hétérogénéité est un maillage explicite.

### 4.2 Génération des maillages

#### 4.2.1 Béton expérimental référence

Les résultats expérimentaux ayant servi d'éléments de comparaison et de validation de nos simulations thermo-mécaniques sont principalement issus de la thèse de Hager [12].

Le matériau pris pour référence dans nos travaux (et testé par Hager [12]) est un **BHP M100C**, avec un **E/C de 0,3** contenant de la **fumée de silice FS**. On peut d'ores et déjà noter que la présence de FS justifie dans nos simulations la non prise en compte d'une auréole de transition, celle-ci devant être donc d'épaisseur négligeable, voire nulle (voir chapitre 1 §1.3 sur l'influence de l'ajout de FS sur l'auréole de transition).

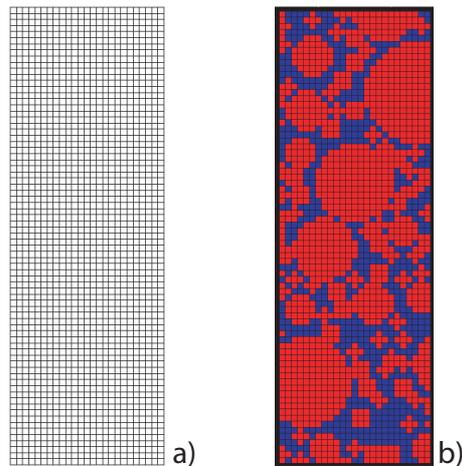


FIG. 2.4: Maillages EF : (a) Béton homogénéisé ; (b) Béton hétérogène.

Les granulats utilisés pour la réalisation de ce béton sont des granulats calcaires avec un ajout de sable silico-calcaire. L'analyse granulométrique de ce béton est fournie sur la Fig. 2.5. L'analyse de la composition du béton étudié montre également un pourcentage de granulats dans le béton d'environ 73 %.

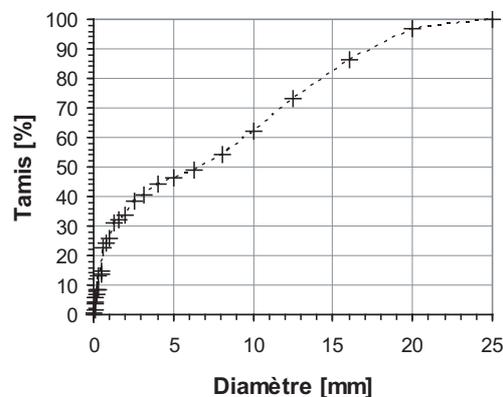


FIG. 2.5: Granulométrie du béton M100C de Hager [12].

Les propriétés mécaniques de ce matériau à 20°C sont approximativement : un module d'Young  $E = 52$  GPa, un coefficient de Poisson  $\nu = 0,2$ , une résistance en compression  $f_c = 100$  MPa et une résistance en traction  $f_t = 3,5$  MPa (obtenu par essai de traction directe). L'évolution des propriétés mécaniques en compression de ce matériau avec la température est donnée par la courbe contrainte-déformation en compression de la Fig. 2.6. Nous ne nous sommes par contre pas appuyé sur les évolutions de la résistance en traction directe de Hager, ces résultats présentant une évolution croissante de  $f_t$  avec la température, évolution qui n'était par corroborée par les précédents résultats de la littérature.

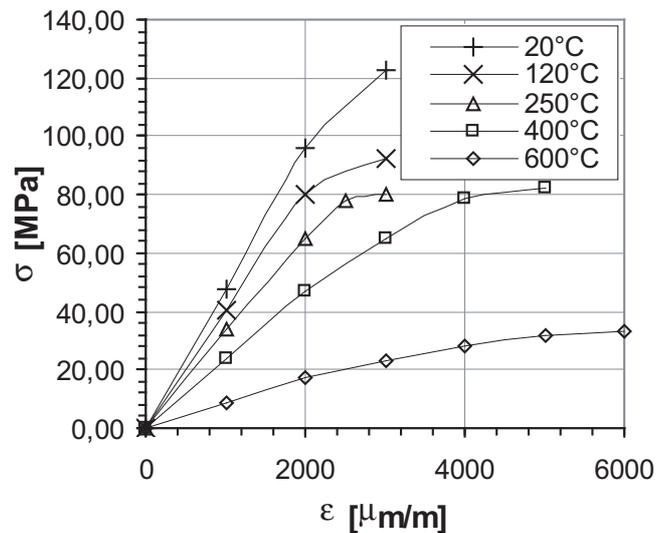


FIG. 2.6: Courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  en compression pour le BHP M100C [12].

Les évolutions des propriétés thermiques (masse volumique, capacité calorifique, conductivité thermique) de ce béton sont également connues [107]. Aucun résultat n'était par contre en notre possession concernant les propriétés hydriques de ce matériau.

Les simulations hydro-mécaniques sont donc effectuées par contre sur le béton de Granger [73]. Une brève description de ses expériences est résumée ci-dessous.

Les essais ont été réalisés sur une **éprouvette âgée de 28 jours (BO, avec un rapport E/C de 0,56)**, qui a été préalablement protégée de la dessiccation. L'**essai de séchage** a été réalisé dans une chambre à température constante ( $2^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ). La **perte en masse** a été mesurée sur des **éprouvettes cylindriques de 16 cm  $\times$  15 cm** (diamètre  $\times$  hauteur).

Les **essais de retrait et de fluage** ont été réalisés sur des **éprouvettes cylindriques de 16 cm  $\times$  100 cm** (diamètre  $\times$  hauteur). Les déplacements ont été mesurés sur une aire de 50 cm située au centre de l'éprouvette. Cela permet de s'abstenir des effets de bord.

Pour les tests de **fluage propre et total**, une **contrainte de compression de 12 MPa** est appliquée. Les propriétés mécaniques mesurées à 28 jours sont : le **module d'Young  $E = 33,7 \text{ GPa}$** , le **coefficient de Poisson  $\nu = 0,248$** , la **résistance en compression  $f_c = 41 \text{ MPa}$**  et la **résistance en traction  $f_t = 3,5 \text{ MPa}$** .

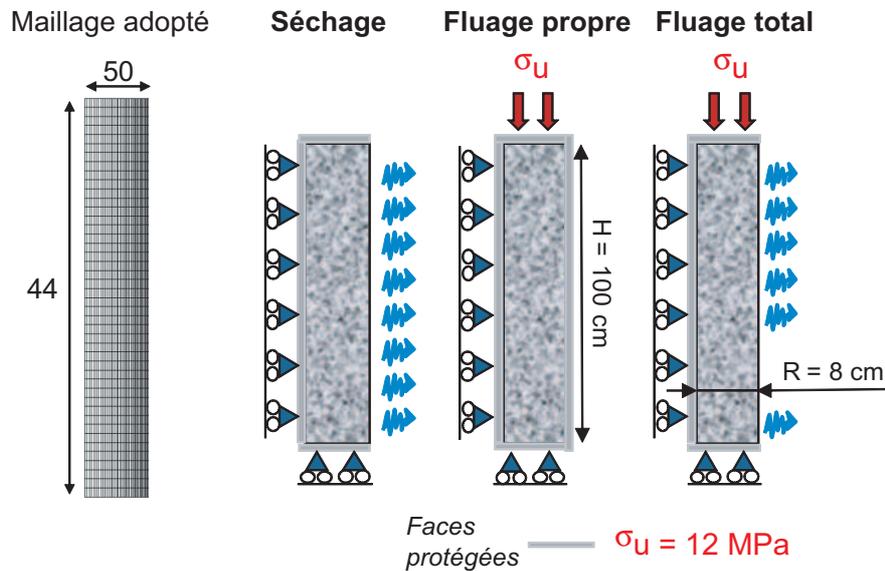


FIG. 2.7: Description des essais et simulations sur éprouvette (macroscopique).

#### 4.2.2 Génération du maillage homogène

Le maillage homogène, représentatif de l'échelle macroscopique, est généré directement à partir du code de calcul aux éléments finis Cast3M.

Un seul matériau est considéré : le béton. Tous les éléments finis constitutifs du maillage ont les mêmes propriétés thermo-hydro-mécaniques.

#### 4.2.3 Génération du maillage hétérogène

Le maillage homogène, représentatif de l'échelle macroscopique, considère donc deux phases : la matrice cimentaire et les granulats, ayant chacune des propriétés thermo-hydro-mécaniques différentes.

Les propriétés du béton représenté par ce type de maillage sont obtenues par homogénéisation :

$$P_b = c_{gr} \times P_{gr} + c_{pdc} \times P_{pdc} \quad (2.33)$$

Où  $P_x$  représente la propriété considérée de la phase  $x$ ,  $c_x$  la teneur en la phase  $x$ , avec  $x = b$  pour le béton,  $x = gr$  pour les granulats,  $x = pdc$  pour la pâte de ciment.

Plusieurs démarches sont envisageables pour la réalisation d'un maillage bi-phasique de ce type :

- **Un maillage régulier [94]** : l'avantage concerne notamment le nombre d'éléments finis et surtout le temps de calcul qui est réduit (les éléments finis sont aussi moins

distordus). Par contre le travail d'implantation numérique est conséquent. Ce type de maillage est plutôt adapté à du calcul multi-échelles (ce qui ne correspond pas au travail que nous souhaitons réaliser durant la thèse).

- **Un maillage explicite** : l'implantation est plus aisée, mais requiert un nombre d'éléments finis plus important et des temps de calcul plus longs.

Nous avons donc considéré dans le cadre de la thèse ce **maillage dit explicite**.

Pour générer ce type de maillage, plusieurs méthodes ont été utilisées durant la thèse en fonction des besoins d'étude :

- **La génération à l'aide du logiciel CEMHYD3D [155] :**

La fonction première du logiciel (*modèle d'hydratation à l'échelle microscopique*) a été "détournée" pour réaliser un **maillage 3D bi-phasique** du béton considéré, tenant compte des *pourcentages granulaires volumiques* souhaités.

Un **maillage 2D** est ensuite "récupéré" à partir de ce maillage 3D à l'aide d'un programme réalisé sur MATLAB ©. Ce programme permet de prélever une **couche du maillage 3D** préalablement réalisé en optimisant le *pourcentage granulaire surfacique* souhaité pour les calculs 2D. Le logiciel MATLAB © permet ensuite de **convertir ce maillage 2D au format Gibiane**.

On obtient alors par exemple le maillage visualisé sur la figure 2.8.a. Il est à noter que les **éléments finis** générés par le logiciel CEMHYD3D sont de type **carrés** et que le **contour des granulats** suit cette géométrie, ce qui rend ce contour **non lisse**.

- **La génération à l'aide de MATLAB © :**

Le maillage est généré **directement à partir du logiciel MATLAB ©**. Ceci permet notamment la génération de maillages ne s'appuyant pas forcément sur des éléments finis carrés, ce qui permet notamment d'obtenir des **inclusions sphériques** (e.g. Fig. 2.8.b).

Pour générer le maillage représentatif des éprouvettes en béton testées par Hager [12], nous avons réalisé utilisé le logiciel CEMHYD3D (permettant un contrôle simple de la granulométrie du béton dans le maillage généré). La **courbe granulométrique du BHP M100C** considéré a été **respectée**, au mieux, lors de la génération du maillage (voir Fig. 2.9).

Pour ce faire, seulement **douze tailles de granulats** (de diamètre minimum de 3 mm) ont été conservées pour représenter au mieux l'étendue granulaire souhaitée, afin d'éviter un maillage EF trop fin (qui aurait entraîné des temps de calcul trop importants).

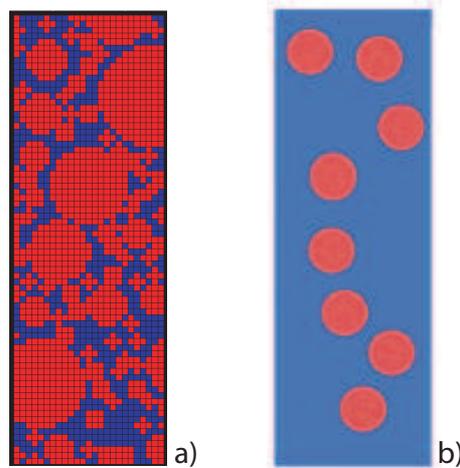


FIG. 2.8: Génération des maillages bi-phasiques : (a) A partir du logiciel CEMHYD3D ; (b) A partir du logiciel MATLAB ©.

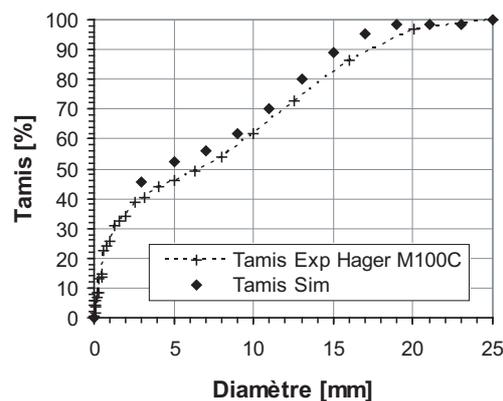


FIG. 2.9: Granulométrie du béton M100C utilisée lors de la thèse d'I. Hager [12] conservée pour les simulations.

### 4.3 Validation de l'approche mésoscopique

Cette approche à l'échelle mésoscopique, s'appuyant sur un maillage bi-phasique, pour prédire le comportement du béton à l'échelle macroscopique doit tout d'abord être validée mécaniquement, hydro-mécaniquement et thermo-mécaniquement. Ces différentes validations sont présentées dans les paragraphes suivants.

#### 4.3.1 Mécanique

Pour valider mécaniquement notre approche, nous nous appuyons sur des solutions analytiques issues des travaux de recherche [156] [157], fournissant les propriétés mécaniques homogénéisées d'un matériau bi-phasique à partir des propriétés mécaniques (élastiques) de chacune des phases.

Les hypothèses de base liées à ces solutions sont les suivantes :

- Le calcul est réalisé en 2D et en considérant des contraintes planes.
- Les deux phases ont les mêmes modules de cisaillement  $G$ .

*Le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau homogénéisé peut alors être déterminé comme suit :*

$$\begin{aligned} E_{ho} &= c_1 \times E_1 + c_2 \times E_2 \\ \nu_{ho} &= c_1 \times \nu_1 + c_2 \times \nu_2 \end{aligned} \quad (2.34)$$

Où  $E_x$  est le module d'Young de la phase  $x$ ,  $\nu_x$  est le module d'Young de la phase  $x$ ,  $x = ho$  pour le matériau homogénéisé,  $x = 1$  et  $x = 2$  pour les phases 1 et 2 constituant le matériau bi-phasique.

Des simulations ont donc été réalisées avec notre maillage bi-phasique, un essai mécanique étant simulé pour déterminer numériquement le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau homogénéisé numériquement.

La comparaison des simulations numériques avec la solution analytique fournissent de **très bons résultats** :

- % Erreur  $E_{\text{simulation numérique/solution analytique}} = 0,11$
- % Erreur  $\nu_{\text{simulation numérique/solution analytique}} = 0,45$

**La validation mécanique élastique de l'approche mésoscopique est donc réalisée.**

#### 4.3.2 Thermo-mécanique

La validation thermo-mécanique de l'approche mésoscopique s'appuie sur les résultats de Vegards et Goodier [158] [159].

Les hypothèses de base liées à ces solutions sont les suivantes :

- La montée en température est uniforme.
- Les deux phases ont les mêmes modules d'Young.

Les résultats analytiques permettent donc d'obtenir la **déformation thermique du matériau homogénéisé** à partir de la déformation thermique de chacun des constituants :

$$\epsilon_{ho} = c_1 \times \epsilon_1 + c_2 \times \epsilon_2 \quad (2.35)$$

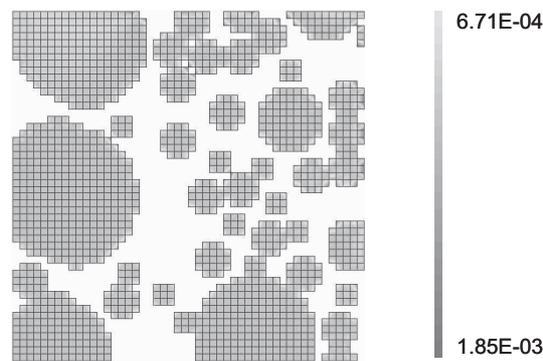
Où  $\epsilon_x$  est la déformation thermique de la phase  $x$ .

Le calcul analytique montre de plus une trace de la **déformation thermique globale** qui est **uniforme dans les inclusions** du maillage lors d'un calcul thermo-mécanique.

Des simulations thermo-mécaniques ont donc été réalisées avec notre maillage bi-phasique.

La comparaison des simulations numériques avec la solution analytique fournissent de **très bons résultats**, avec une **erreur** entre la déformation thermique du matériau homogénéisé issue de la simulation numérique et de la solution analytique de l'ordre de **0,27 à 1 %** (en fonction du pourcentage d'inclusions considéré).

De plus, le tracé de la déformation thermique globale dans les inclusions est fournie sur la Fig. 2.10. On peut voir une **quasi-uniformité de cette déformation** dans les inclusions, déterminée numériquement.



**FIG. 2.10:** Tracé de la DT globale simulée au sein des inclusions.

L'approche mésoscopique peut donc être considérée validée thermo-mécaniquement.

## 5 Conclusions du chapitre

Ce chapitre fait le point sur les modèles hydro-mécaniques et thermo-mécaniques pour lesquels nous avons opté dans le cas de l'étude respectivement du séchage et des hautes températures.

Pour ce qui concerne la partie hydrique et thermique, nous avons choisi de travailler avec des modèles classiques de la littérature, basés sur notamment sur une seule équation de transport pour le séchage et sur l'équation de la chaleur simplifiée.

La modélisation du retrait de dessiccation adoptée est basée sur le mécanisme de pression capillaire, la déformation thermique est liée au coefficient de dilatation du matériau. Les déformations sous chargement mécanique sont modélisées pour le fluage propre à l'aide de chaînes de Kelvin-Voigt. Pour le fluage de dessiccation, la déformation associée est fonction de l'humidité relative du matériau. Pour la déformation thermique transitoire, nous nous appuyons sur le modèle de Pearce et al. [150].

Pour la modélisation de la fissuration, le choix s'est donc porté sur un modèle de comportement mécanique de type fissuration répartie. Deux modèles d'endommagement ont par contre été comparés durant les travaux, un modèle d'endommagement élastique isotrope et un modèle d'endommagement élasto-plastique orthotrope, intégrant des effets d'orthotropie, de dilatance et de déformations inélastiques. Enfin l'effet du fluage dans le cas du séchage et de la déformation thermique transitoire dans le cas des hautes températures sera également étudié par la suite.

Pour montrer l'intérêt de prendre en compte l'hétérogénéité du béton, deux maillages sont utilisés et comparés, un maillage macroscopique, considérant le béton homogène et un maillage mésoscopique, tenant compte explicitement des granulats et de la pâte de ciment dans le béton. Cette dernière approche mésoscopique a tout d'abord été validée, mécaniquement, puis thermo-mécaniquement.

## Chapitre 3

# Etude de la micro-fissuration à température ambiante

*Dans ce chapitre sont présentés les travaux réalisés durant la thèse pour étudier, comprendre et prédire efficacement le comportement du béton à température ambiante sous conditions de séchage.*

*L'objectif des travaux réalisés est d'étudier l'effet de différents modèles mécaniques, du fluage et de différentes échelles d'études sur le comportement mécanique du béton soumis au séchage. Les deux approches de modélisation, à l'échelle mésoscopique et macroscopique, sont présentées.*

*Les études souhaitées et les simulations réalisées à cet effet pour chacune de ces approches seront dans un premier temps décrites. L'identification des paramètres est ensuite présentée, puis les résultats obtenus lors de ces simulations, qui sont analysés.*

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Etude macroscopique</b>	<b>91</b>
1.1	Description des simulations réalisées	91
1.2	Identification des paramètres matériau	91
1.3	Endommagement après séchage	96
1.4	Evolution des propriétés mécaniques après séchage	97
1.5	Analyse de l'orthotropie induite	98
<b>2</b>	<b>Etude mésoscopique</b>	<b>101</b>
2.1	Introduction aux incompatibilités	101
2.2	Effet des granulats sur le séchage	109
<b>3</b>	<b>Conclusions du chapitre</b>	<b>124</b>

---

# 1 Etude macroscopique

## 1.1 Description des simulations réalisées

L'objectif de ces travaux est d'étudier l'**effet du fluage et de différents modèles mécaniques** (isotrope/orthotrope, déformations inélastiques) **sur le faciès de fissuration et les paramètres mécaniques résiduels** (module d'Young, résistance en compression et en traction) **après séchage**.

Aucune expérience simple (i.e. sur un béton) n'existe, dans la littérature, pour réaliser de la manière la plus appropriée cette étude. Cependant, un certain nombre d'informations est disponible de par les essais de Granger [73] et va être utilisé (voir chapitre 2 §4.2.1).

Les simulations sont réalisées dans une **configuration axisymétrique** utilisant des **éléments finis rectangulaires à 8 noeuds**. La discrétisation utilisée et les conditions aux limites sont présentées sur la Fig. 2.7. Notons qu'un maillage plus fin est réalisé à proximité de la surface de l'échantillon soumise au séchage.

L'identification des paramètres matériaux est tout d'abord présentée. Ensuite, des simulations numériques prédictives sont réalisées pour atteindre le but souhaité.

## 1.2 Identification des paramètres matériau

### 1.2.1 Evolution du séchage

Dans un premier temps, les **paramètres de l'isotherme de désorption** (modèle de Van Genuchten, voir Eq. 1.1) sont identifiés sur un béton similaire ([160], Fig. 3.1), puisque cette information n'est pas disponible pour le béton étudié.

Puis, la **perméabilité intrinsèque** est **identifiée** à partir des évolutions de perte en masse expérimentales ([73], Fig. 3.2).

Les paramètres matériaux sont donnés dans le Tab. 3.1.

<b>a [MPa]</b>	<b>b</b>	$\phi$	<b>K[m<sup>2</sup>]</b>
25	2,08	0,13	$1,1 \times 10^{-21}$

**TAB. 3.1:** Paramètres du modèle de séchage utilisé dans les simulations numériques réalisées.

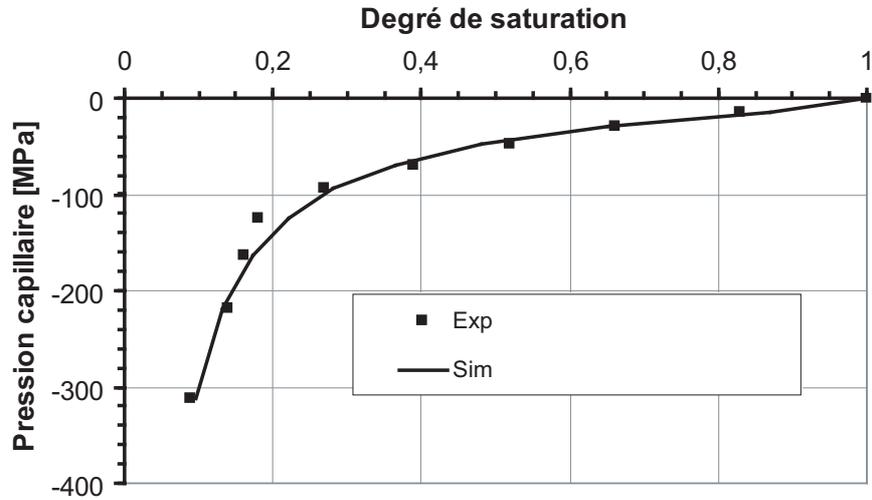


FIG. 3.1: Evolutions expérimentales [160] et numériques identifiées de la pression capillaire en fonction du degré de saturation.

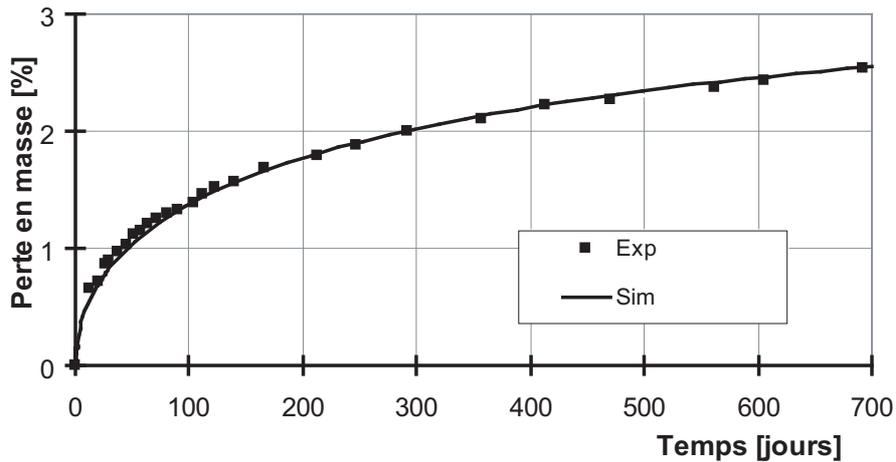


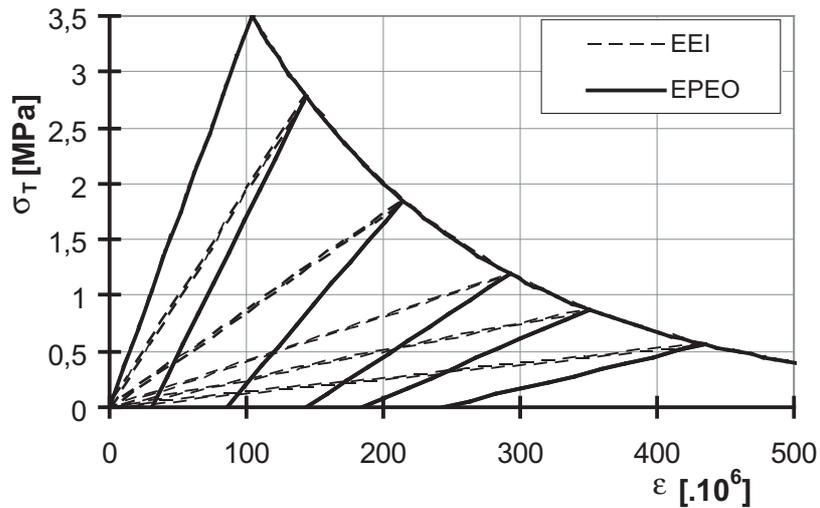
FIG. 3.2: Evolutions expérimentales [160] et numériques identifiées de la perte en masse en fonction du temps.

### 1.2.2 Comportement mécanique statique

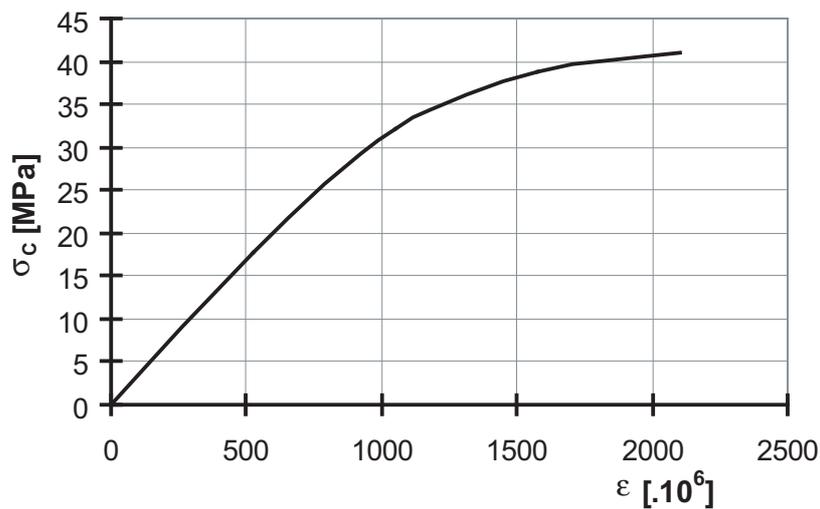
Des évolutions classiques contrainte-déformation sont utilisées en compression et en traction (Fig. 3.3 et Tab. 3.2) pour les deux types de modèles (EEI et EPEO). La *seule différence entre les deux courbes concerne la phase de déchargement.*

### 1.2.3 Fluage propre et de dessiccation

Les **paramètres de fluage propre** peuvent être **identifiés séparément des résultats de fluage de dessiccation expérimentaux**. **Cinq unités de Kelvin-Voigt** sont nécessaires



a. En traction



b. En compression

FIG. 3.3: Courbes  $\sigma$ - $\epsilon$  pour les deux modèles EEI et EPEO.

pour obtenir un bon accord avec les résultats expérimentaux.

Les **paramètres de dessiccation** sont ensuite identifiés à partir de l'évolution expérimentale des déformations dues au fluage propre et de dessiccation.

Les Fig. 3.4 et 3.5 montrent les déformations (longitudinales) simulées de fluage propre et de dessiccation obtenues en fittant la courbe expérimentale, avec le jeu de paramètres reporté dans le Tab. 3.3.

$A_t$	$B_t$	$A_c$	$B_c$	$\kappa_0$	$f_{c0}$ [MPa]	$\alpha_f$
-0,2	$5 \times 10^3$	14,4	920	$1,04 \times 10^{-4}$	16,4	0,14
$a_t$	$b_t$	$c_t$	$a_c$	$b_c$	$c_c$ [MPa]	$\beta_f$
$8,25 \times 10^{-3}$	$7,5 \times 10^3$	$10^4$	7,87	430	240	0,86

TAB. 3.2: Paramètres mécaniques pour les deux modèles EEI et EPEO.

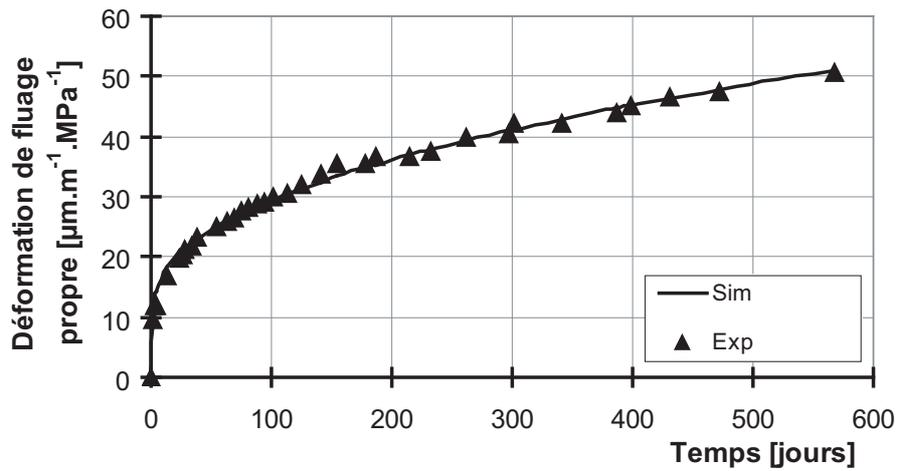


FIG. 3.4: Evolutions fittées expérimentale et numérique de la déformation longitudinale de fluage propre en fonction du temps.

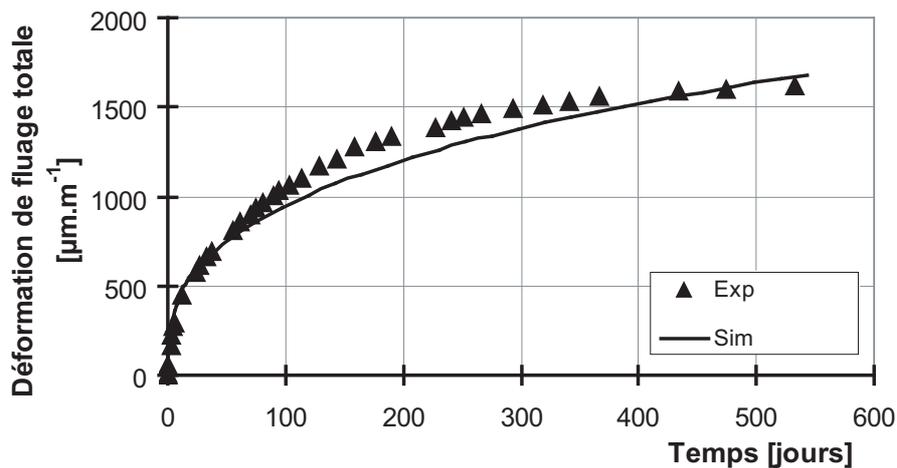


FIG. 3.5: Evolutions fittées expérimentale et numérique de la déformation longitudinale différée totale en fonction du temps.

$k_{bc}^1$ [GPa]	$\tau_{bc}^1$ [jours]	$k_{bc}^2$ [GPa]	$\tau_{bc}^2$ [jours]	$k_{bc}^3$ [GPa]	$\tau_{bc}^3$ [jours]
169,4	0,1	168	1	157,3	10
$k_{bc}^4$ [GPa]	$\tau_{bc}^4$ [jours]	$k_{bc}^5$ [GPa]	$\tau_{bc}^5$ [jours]	$\mu$ [GPa <sup>-1</sup> ]	$\alpha_{rd}$
105,2	100	18,6	1000	0,3	1,2

TAB. 3.3: Paramètres mécaniques du modèle de fluage propre et de dessiccation et du retrait de dessiccation.

### 1.2.4 Retrait de dessiccation

Le paramètre  $\alpha_{rd}$  (Tab. 3.3) est finalement identifié à partir de l'évolution expérimentale du retrait de dessiccation.

L'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse est tracée sur la Fig. 3.6 pour trois modèles différents : EEI sans fluage, EEI avec fluage et EPEO avec fluage.

Le type de **modèle mécanique** n'a qu'une **faible influence sur l'évolution du retrait de dessiccation**.

L'**effet du fluage** est **plus prononcé**. En effet, du fait des *relaxations de contraintes*, l'*endommagement prédit* est *moins important* quand le fluage est pris en compte. Alors, les *contraintes de traction* (élastiques et inélastiques) (causée par l'ouverture de fissures) sont *moins importantes*. Ceci conduit donc à *plus de retrait (apparent) de dessiccation* (*déformations de contraction*).

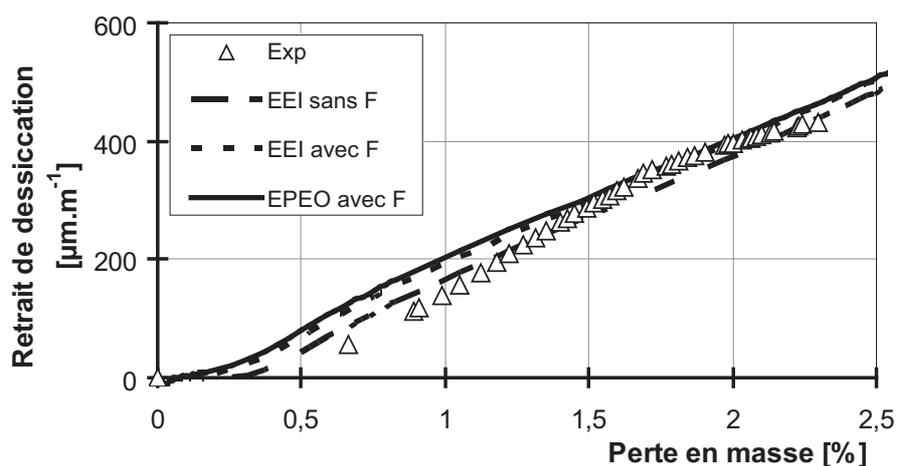


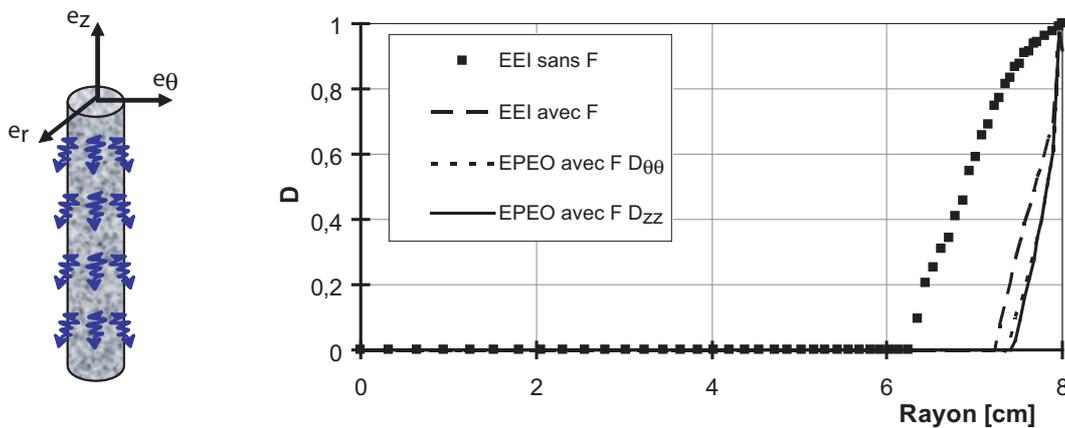
FIG. 3.6: Retrait de dessiccation expérimental et simulé en fonction de la perte en masse pour tous les modèles mécaniques (EEI, EPEO, sans F= sans prise en compte du fluage, avec F= avec prise en compte du fluage).

### 1.3 Endommagement après séchage

Les paramètres matériaux identifiés préalablement ont été utilisés pour étudier l'**influence du modèle mécanique et du fluage sur la micro-fissuration prédite** (en termes de *grandeur* et d'*orientation*) et les **propriétés mécaniques** après 700 jours de séchage.

L'endommagement après 700 jours de séchage est tracé sur la Fig. 3.7 pour trois modèles différents.

L'**effet du fluage** est **significatif**. En effet, le fluage tend à relaxer les contraintes prédites, ce qui conduit à une **épaisseur d'endommagement plus faible**. Celle-ci est de 18 mm environ si le fluage n'est pas pris en compte, et d'environ 7 mm si le fluage est pris en compte. Ceci est relativement faible comparé à l'épaisseur (environ 20 mm pour une éprouvette de hauteur 4 cm à 30 % HR) observée par [161]. En effet, le **retrait empêché par les granulats n'a pas été pris en compte**, ce qui semble jouer un rôle important dans le développement des fissures durant le séchage (voir travaux réalisés à l'échelle mésoscopique au §2).



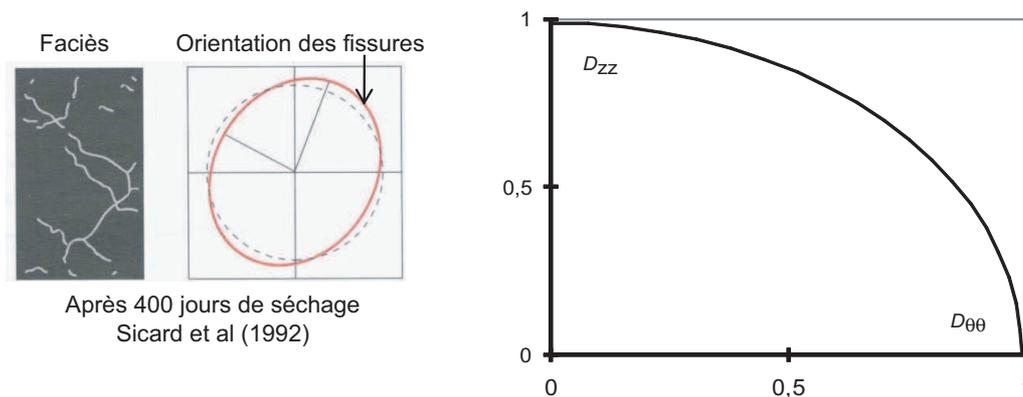
**FIG. 3.7:** Endommagement en fonction du rayon après 700 jours de séchage pour tous les modèles mécaniques (EEI, EPEO, sans F= sans prise en compte du fluage, avec F= avec prise en compte du fluage). L'endommagement radial  $D_{rr}$  est égal à zéro.

L'**effet du modèle mécanique** est **beaucoup moins significatif**. La différence observée résulte du **comportement statique différent après déchargement en traction** (voir Fig. 3.3).

Pour une déformation de traction donnée, la *valeur de l'endommagement* (relié à la pente) est *moins important si les déformations inélastiques sont prises en compte*.

Une différence est alors observée concernant l'**orientation des micro-fissurations**. En effet, l'endommagement radial  $D_{rr}$  est égal à zéro, alors que les endommagements

vertical et orthoradial,  $D_{zz}$  et  $D_{\theta\theta}$  sont presque identiques. Ceci signifie que la **micro-fissuration à la surface du cylindre est presque isotrope**. Ceci est en accord avec les résultats expérimentaux de Sicard et al [162], reportés sur la Fig. 3.8, associés à l'orientation des valeurs d'endommagement simulées (modèle EPEO avec prise en compte du fluage). Un résultat similaire concernant la quasi-isotropie de la micro-fissuration induite en peau a été obtenu par Colina et Acker [163] sur des micro-bétons et des argiles soumis à la dessiccation.



**FIG. 3.8:** Orientation des fissures (à gauche, après 400 jours de séchage) et de l'endommagement (à droite, après 700 jours de séchage) à la surface de l'éprouvette (pour le modèle EPEO avec fluage).

#### 1.4 Evolution des propriétés mécaniques après séchage

Comme vu précédemment, le séchage induit une micro-fissuration de peau du béton. Il est donc attendu d'avoir une perte des propriétés mécaniques après séchage. Des chargements de traction et de compression sont appliqués sur la face supérieure de l'éprouvette après 700 jours de séchage.

La Fig. 3.7 montre aussi que l'endommagement prédit dépend du modèle utilisé. L'effet du séchage sur les propriétés mécaniques est donné dans le Tab. 3.4 pour trois modèles différents : EEI sans fluage, EEI avec fluage et EPEO avec fluage. Ceci conduit aux remarques suivantes :

- Lorsque le **fluage** n'est pas pris en compte, une **forte diminution du module d'Young, de la résistance en compression, en traction** est prédite (de 35 à 63 %). Ces résultats ne sont pas en accord avec les résultats expérimentaux.
- Lorsque le **fluage** est pris en compte, mais pas les **déformations inélastiques et l'orthotropie**, une **décroissance plus faible** est prédite (de 16 à 4 %).
- Lorsque le **fluage**, les **déformations inélastiques** et l'**orthotropie induite** sont pris en compte, la **décroissance** prédite est **beaucoup plus faible** (de 6 à 1 %).

	$E/E_0$ en compression	$E/E_0$ en traction	$f_c/f_{c0}$	$f_t/f_{t0}$
<b>EEI sans F</b>	0,65	0,54	0,73	0,37
<b>EEI avec F</b>	0,92	0,92	0,96	0,84
<b>EPEO avec F</b>	0,98	0,95	0,99	0,94

**TAB. 3.4:** Effet du séchage sur les propriétés mécaniques (50 % HR). Influence du type de modèle mécanique et du fluage.

Plusieurs auteurs (e.g. [139] [140] [21] [116]) ont réalisé des simulations numériques pour prédire l'endommagement induit par le retrait différentiel ou l'effet du séchage sur les propriétés mécaniques, sans prendre en compte le fluage. Ceci est un manque important, puisqu'il semble que le fluage a un effet significatif selon les résultats de ces simulations. Les conclusions déduites des précédents travaux cités n'étaient de ce fait peut-être pas tout à fait adéquates.

Le dernier modèle (**EPEO avec fluage**) peut être considéré comme **le plus représentatif du comportement du béton**. Malheureusement, les résultats obtenus ne sont pas totalement en accord avec les résultats expérimentaux.

*Beaucoup d'auteurs mesurent une décroissance plus importante (entre 4 et 30 %) que celle prédite ici (entre 2 et 5 %).* Concernant la *résistance en compression et en traction*, il n'y a pas de consensus. Nos simulations numériques prédisent une diminution respective de 1 % et 6 %.

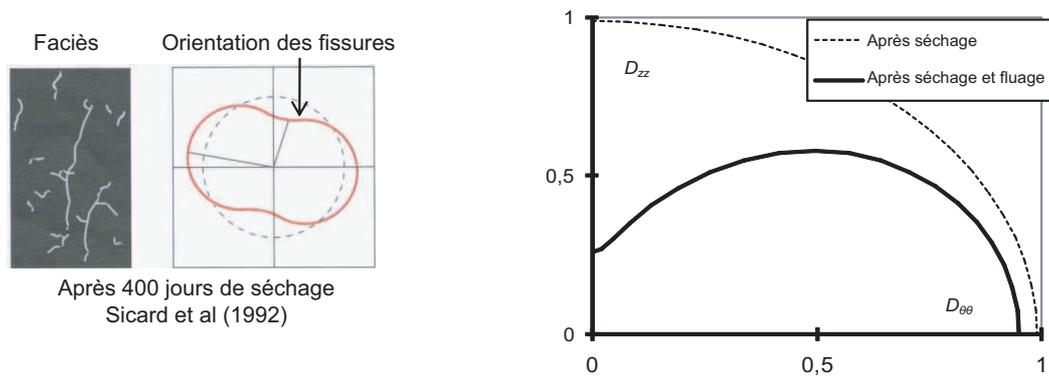
Une meilleure prédiction de la micro-fissuration et des propriétés mécaniques doit également prendre en compte le *retrait des granulats* (mécanisme d'endommagement additionnel [21]) et l'*influence de la pression capillaire* (augmentation de la résistance [116]).

## 1.5 Analyse de l'orthotropie induite

Les travaux de Sicard et al. [162] (Fig. 3.9) montrent une *modification de l'orientation des micro-fissures si un chargement en compression verticale est appliqué*. Une décroissance significative des micro-fissures verticales est alors mesurée.

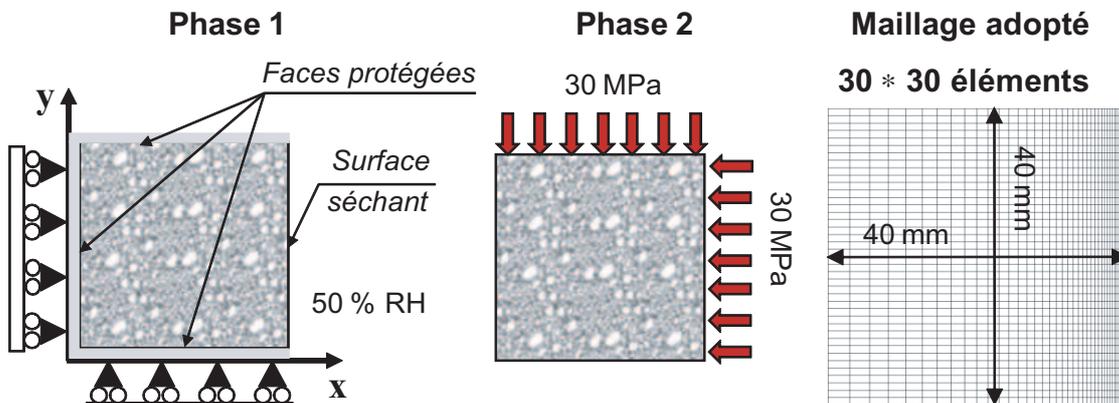
Des simulations ont été réalisées pour comparer les réponses obtenues avec celles de Sicard et al [162]. L'orientation des valeurs d'endommagement prédite par les simulations réalisées (modèle EPEO avec fluage) est reportée sur la Fig. 3.9, pour le séchage et un chargement en compression appliqué.

**Les observations de Sicard et al [162] ne peuvent être prédites si un modèle d'endommagement isotrope seul est utilisé.**



**FIG. 3.9:** Orientation des fissures (à gauche, après 400 jours de séchage et un chargement en compression) et de l’endommagement (à droite, après 700 jours de séchage et un chargement en compression) à la surface de l’éprouvette (pour le modèle EPEO avec fluage).

D’autres expériences [164] ont également été simulées montrant les manques liés à l’utilisation d’un modèle d’endommagement isotrope. Considérons une éprouvette carrée ( $40 \times 40 \text{ mm}^2$ , Fig. 3.10), qui sèche sur une face uniquement (Phase 1). Après 700 jours de séchage, l’éprouvette est chargée en compression biaxiale (Phase 2). Les simulations numériques sont réalisées dans des conditions de contraintes planes. La simulation numérique est basée sur les expériences réalisées par Bourgeois et al [164].



**FIG. 3.10:** Bitraction - Conditions aux limites, taille et maillage adoptés.

Les champs d’endommagement sont tracés sur la Fig 3.11 pour les deux modèles EPEO et EEI. Les champs d’endommagement sont **similaires en terme d’amplitude et de largeur**. Cependant, **pour le modèle EPEO**, la variable d’endommagement  $D_{xx}$  est égale à zéro. Ceci va considérablement affecter la prédiction des propriétés mécaniques résiduelles.

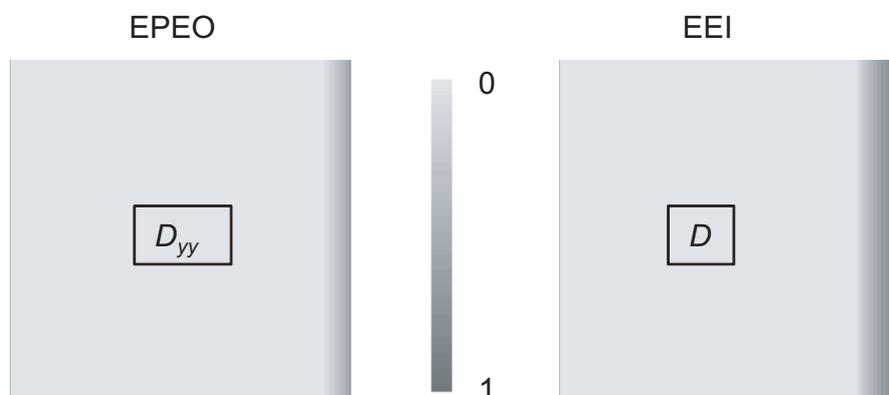


FIG. 3.11: Champs d'endommagement après séchage 700 jours de séchage pour les modèles EEI et EPEO (avec prise en compte du fluage).

Les courbes contrainte-déformation sont tracées sur les Fig. 3.12 et 3.13. Comme mesuré expérimentalement, une **courbe différente de contrainte-déformation est prédite pour les deux modèles après séchage**. Ainsi, le séchage du béton dans une direction préférentielle rend le **comportement du béton orthotrope**.

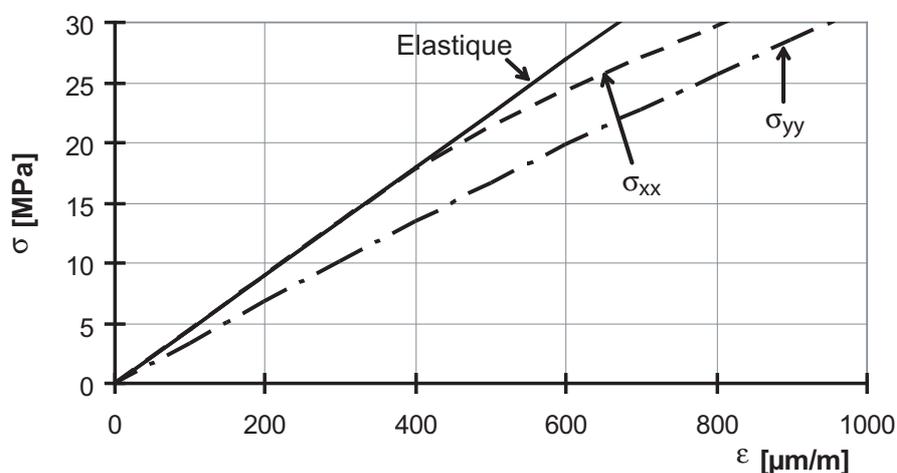


FIG. 3.12: Courbes contrainte-déformation après 700 jours de séchage pour le modèle EPEO.

**Les résultats obtenus avec le modèle EEI ne sont pas physiques**, puisque l'on prédit que le matériau ne sera pas capable de résister sous un chargement horizontal. Ceci est dû à la présence d'une bande d'endommagement verticale (isotrope), où le matériau est complètement endommagé ( $D$  est égal à 1).

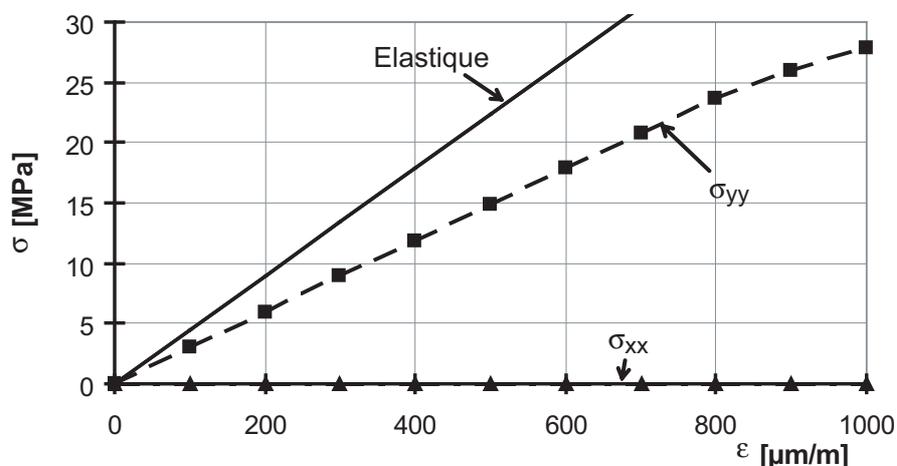


FIG. 3.13: Courbes contrainte-déformation après 700 jours de séchage pour le modèle EEI.

Avec le modèle EPEO, le chargement horizontal n'est pas influencé par la variable d'endommagement  $D_{yy}$  (la loi initiale contrainte-déformation est retrouvée). Cependant, les propriétés mécaniques verticales sont légèrement affectées comme précédemment vu (voir §1.2.2). Ces résultats numériques sont qualitativement similaires à ceux obtenus expérimentalement par Bourgeois et al. [164].

## 2 Etude mésoscopique

### 2.1 Introduction aux incompatibilités

Le modèle trisphère de Le Roy [16] (voir Fig. 3.14) est utilisé afin de donner un ordre de grandeur des auto-contraintes générées lors du retrait de dessiccation de la pâte de ciment, par les granulats. Le Roy a utilisé ce modèle pour prédire les déformations de retrait endogène, de fluage propre ainsi que les propriétés élastiques des mortiers et des bétons. Il a également calculé les auto-contraintes générées lors du retrait endogène dans la pâte de ciment.

Dans ce modèle, on considère une cellule élémentaire composée de 3 sphères concentriques de tailles variables, et qui dispose d'un caractère apollonien. Ce modèle prend en compte la compacité maximale limitée du squelette granulaire ( $g^*$ ). Ce modèle peut être vu comme une extension du modèle de Hashin (bi-sphère). Il prend en compte la compacité maximale limitée du squelette granulaire.

Seuls les résultats nécessaires aux calculs des contraintes sont rappelés. Les détails (et notamment les démonstrations) sont dans la thèse de Le Roy [16].

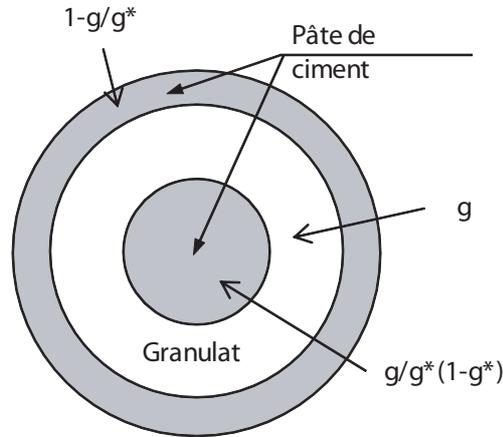


FIG. 3.14: Modèle trisphère de Le Roy [16].

Le retrait d'une sphère constitué d'un matériau homogène, et produisant le même retrait que la sphère composite s'écrit, en considérant que les coefficients de Poisson de la pâte de ciment et des granulats sont égaux à 0,2 :

$$\varepsilon_{min} = \frac{2 \frac{E_d}{E_g} (1 - g^*)}{g^* + \frac{E_d}{E_g} (2 - g^*)} \varepsilon_p \quad (3.1)$$

Où  $E_d$  est le module d'Young différé de la pâte de ciment,  $E_g$  est le module d'Young des granulats,  $\varepsilon_p$  est la déformation de retrait de dessiccation de la pâte de ciment et  $g$  est la compacité du squelette granulaire ( $g^*$  compacité maximale). Il s'agit de la *valeur minimale de retrait correspondant au béton dans lequel les inclusions sont en contact comme dans un empilement*.

Pour une concentration quelconque (en ajoutant une pellicule de pâte qui produit elle aussi un retrait  $p$ ), la déformation de retrait du béton  $\varepsilon_b$  s'écrit [16] :

$$\varepsilon_b = \frac{(1 + \frac{E_d}{E_g})(1 - \frac{g}{g^*}) + \frac{4 \frac{E_d}{E_g} (1 - g^*) \frac{g}{g^*}}{g^* + \frac{E_d}{E_g} (2 - g^*)}}{1 + \frac{g}{g^*} + \frac{E_d}{E_g} (1 - \frac{g}{g^*})} \varepsilon_p \quad (3.2)$$

Le module différé est relié au module d'Young instantané de la pâte de ciment  $E_p$ , via le coefficient de fluage par  $\phi(t)$  :

$$E_d(t) = \frac{E_p}{1 + \phi(t)} \quad (3.3)$$

Les contraintes orthoradiales sont maximales à l'interface pâte de ciment/granulat :

$$\sigma_{\theta\theta} = E_d \frac{\left(\frac{\varepsilon_{min}}{\varepsilon_p}\right)}{0,6} \frac{E_g \left(\frac{g}{g^*} + \frac{1}{2}\right)}{E_d \left(1 - \frac{g}{g^*}\right) + E_g \left(1 + \frac{g}{g^*}\right)} \quad (3.4)$$

Afin de mettre en exergue les auto-contraintes induites lors du retrait de dessiccation, nous utilisons les résultats obtenus par Le Roy [16] concernant les déformations de fluage (nous utiliserons la valeur finale de la fonction de fluage).

Les valeurs de module d'Young sont issues de Marchand [165]. Les évolutions du retrait de dessiccation des pâtes de ciment et la valeur de l'humidité relative suite à l'auto-dessiccation (à 28 jours) sont issues des travaux de Baroghel-Bouny et Mounanga [166].

Les déformations de retrait de dessiccation sont données pour une humidité relative comprise entre 63,2 et 71,5 %. Elles sont extrapolées, en supposant que la déformation de retrait de dessiccation est linéaire en fonction de l'humidité relative, pour obtenir la valeur maximale de retrait de dessiccation (i.e. à 0 % HR). Les données sont regroupées dans le Tab. 3.5.

E/C	E <sub>g</sub> [MPa]	g	g*	E <sub>p</sub> [MPa]	ϕ <sub>∞</sub>	h <sub>eq</sub> à 28 j	ε <sub>p∞</sub> [10 <sup>6</sup> ]
0,28	70	0,71	0,87	22	2	77,5	3100
0,5	70	0,71	0,87	13,5	4	97	4300

**TAB. 3.5:** Données de simulation du retrait de dessiccation.

Tout d'abord, afin de tester la pertinence du modèle, l'évolution de la déformation de retrait de dessiccation relative est tracée sur la Figure 3.15 en fonction de la concentration granulaire. Les résultats montrent un **accord correct entre le modèle développé par Le Roy [16] et les résultats expérimentaux de Bissonnette et al. [167] et Pickett [168]**.

Il faut toutefois noter que de nombreux modèles d'homogénéisation reproduisent correctement les résultats expérimentaux de Pickett [168] selon Xi and Jennings [138].

Les contraintes orthoradiales sont alors calculées pour ces 2 rapports E/C, avec et sans prise en compte du fluage. Les résultats sont regroupés dans les Fig. 3.16 et 3.17.

Ces simulations numériques montrent que les **contraintes orthoradiales à l'interface pâte de ciment/granulat peuvent dépasser la résistance en traction de la pâte, dès que l'humidité relative est en deçà de 60 %**, ce qui conduirait donc à la fissuration. On note le **rôle prépondérant du fluage qui relaxe (heureusement) fortement les contraintes**.

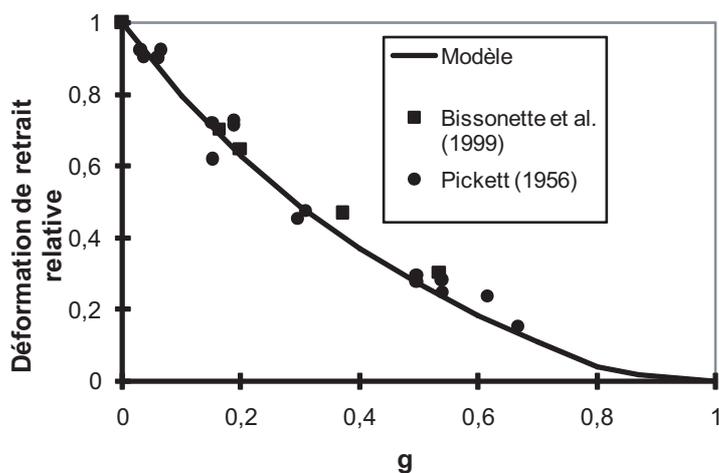


FIG. 3.15: Evolution des déformations de retrait de dessiccation relative en fonction de la teneur en granulat. Comparaison entre expérience et modélisation.

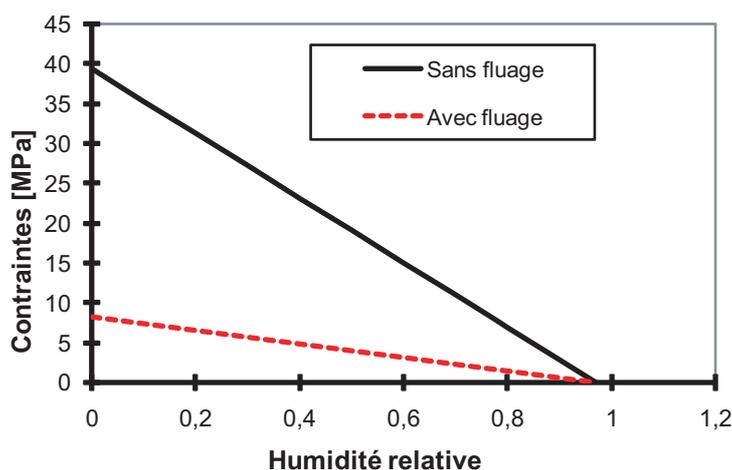


FIG. 3.16: Evolution des contraintes orthoradiales dans la pâte de ciment à l'interface avec les granulats en fonction de l'humidité relative. Cas de la pâte de ciment ordinaire.

Les contraintes dans la **pâte de ciment à hautes performances** semblent plus importantes, car même si cette pâte subit **moins de retrait de dessiccation**, sa **déformation de fluage** est **moins importante** et la valeur de son **module d'Young** est **plus élevée**.

Ainsi, il se développe une "compétition" entre la déformation de retrait de dessiccation, la déformation de fluage et la valeur du module d'Young.

Sur les figures 3.18 et 3.19 sont tracées les évolutions des contraintes orthoradiales à l'interface pâte de ciment (ordinaire)/granulat en fonction de la teneur en granulat et le module d'Young différé de la pâte, respectivement.

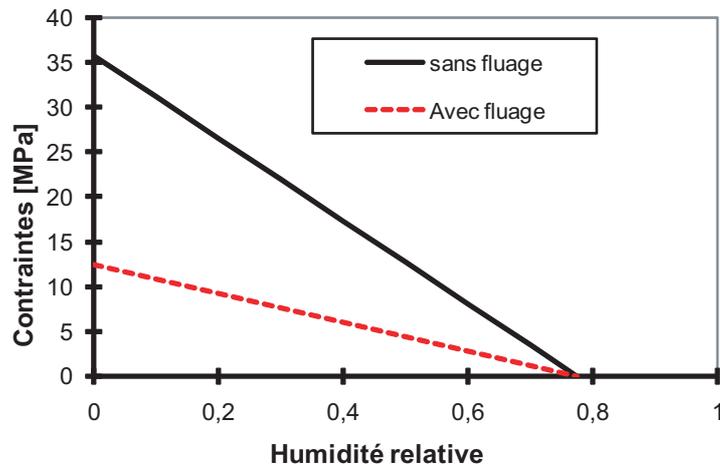


FIG. 3.17: Evolution des contraintes orthoradiales dans la pâte de ciment à l'interface avec les granulats en fonction de l'humidité relative. Cas de la pâte de ciment à hautes performances.

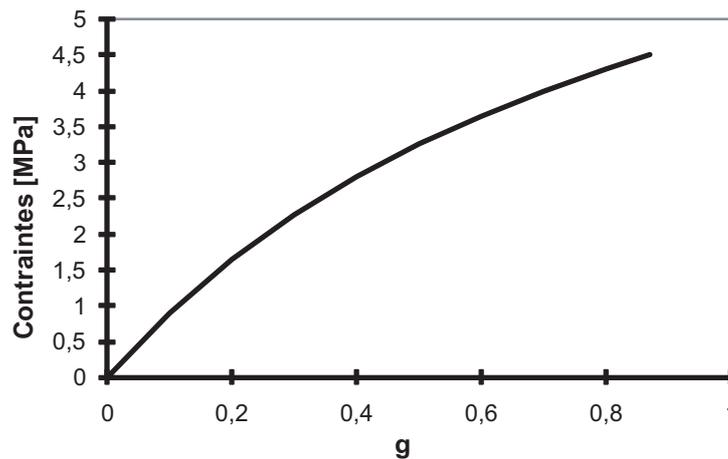


FIG. 3.18: Evolution des contraintes orthoradiales dans la pâte de ciment ordinaire à l'interface avec les granulats. Influence de la teneur en granulat.

On constate logiquement que **plus la teneur en granulats augmente plus les contraintes prédites deviennent importantes**. De même, **plus le module d'Young de la pâte de ciment est important, plus les contraintes le sont également**.

L'approche proposée pour estimer les auto-contraintes est bien sur critiquable. Du point de vue mathématique, l'approche par le module d'Young différé n'est pas exacte, il faudrait plutôt dans le cas de la visco-élasticité linéaire utiliser la *transformée de Laplace-Carson*. Malheureusement, le calcul de la transformée inverse n'est pas trivial en général.

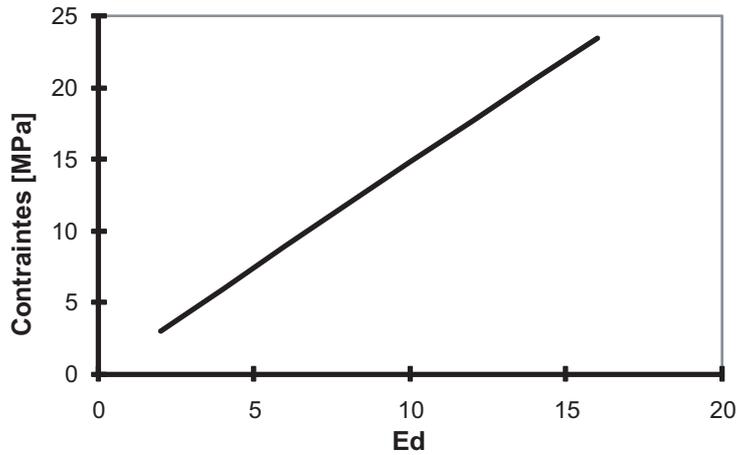


FIG. 3.19: Evolution des contraintes orthoradiales dans la pâte de ciment ordinaire à l'interface avec les granulats. Influence du module d'Young différencié.

Du point de vue physique, le séchage induit des pressions capillaires qui ont pour effet de comprimer triaxialement localement la pâte de ciment. Ainsi, à l'état de contrainte calculé, il faudrait ajouter la *contribution de la pression capillaire*. Ceci n'est pas évident à faire car la retransmission de la pression capillaire au sein du squelette solide est complexe. Toutefois, cette approche permet de prédire, localement, les contraintes de traction maximales que subirait la pâte de ciment lors du séchage.

La prise en compte des effets capillaires peut se faire en utilisant l'approche de la mécanique des milieux poreux instaurés. Ainsi, les contraintes apparentes sont reliées aux contraintes effectives et à la pression capillaire par la relation suivante [77] :

$$\sigma = \tilde{\sigma} - b_l p_c \quad (3.5)$$

Où  $b_l$  est le coefficient de Biot qui peut être assimilé, avec une bonne précision, au degré de saturation selon Obeid et al. ([71], voir Fig. 3.20)

Toutefois, l'analyse réalisée par de Gawin et al. [169] sur les résultats de Baroghel-Bouny et al. [53] contredit ces résultats.

Dans le cas où on assimile le coefficient de Biot au degré de saturation (hypothèse faite notamment dans Baroghel-Bouny et al. [53], la relation précédente devient :

$$\sigma = \tilde{\sigma} - S_l p_c \quad (3.6)$$

Ainsi, l'état de contrainte de compression triaxiale vient s'ajouter au maximum à l'état de contraintes lié aux incompatibilités de déformation.

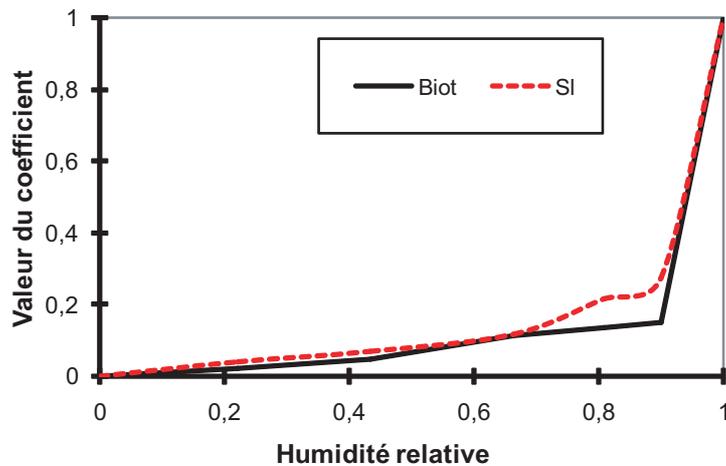


FIG. 3.20: Variation du coefficient de Biot liquide et du degré de saturation en fonction de l'humidité relative pour des mortiers [71].

On adopte le modèle de van Genuchten pour l'isotherme de désorption, et on choisit les valeurs de paramètres matériaux issus de Baroghel-Bouny et al. [53], c.f. Tab. 3.6.

E/C	a [MPa]	b
0,34	37,5	2,17

TAB. 3.6: Paramètres du modèle de Van Genuchten.

Le rapport E/C n'est pas identique à celui du Tab. 3.6, l'objectif est d'estimer les valeurs de contraintes de compression apportées par la pression capillaire. Les contraintes apportées par la pression capillaires sont reportées sur la Fig. 3.21.

Les contraintes finales (somme des contraintes de compression apportées par la pression capillaire et par l'incompatibilité de déformation) sont reportées sur la Fig. 3.22.

*Ces résultats tendraient à montrer que lors du séchage, il n'y aurait pas de fissuration à l'interface pâte de ciment/granulat.*

Pour aller plus loin, si on superpose les effets de la pression capillaire aux contraintes générées par la déformation différentielle de retrait de dessiccation entre la surface et le cœur d'une éprouvette, on obtiendrait le même résultat, i.e., il n'y aurait pas de fissuration en peau.

Or, l'analyse bibliographique montre que l'on observe à la fois une micro-fissuration en peau et une microfissuration à l'interface pâte de ciment/inclusion.

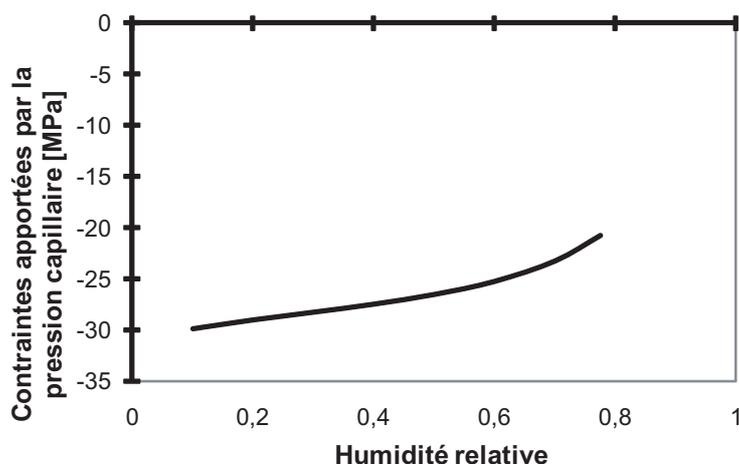


FIG. 3.21: Evolution des contraintes apportées par la pression capillaire.

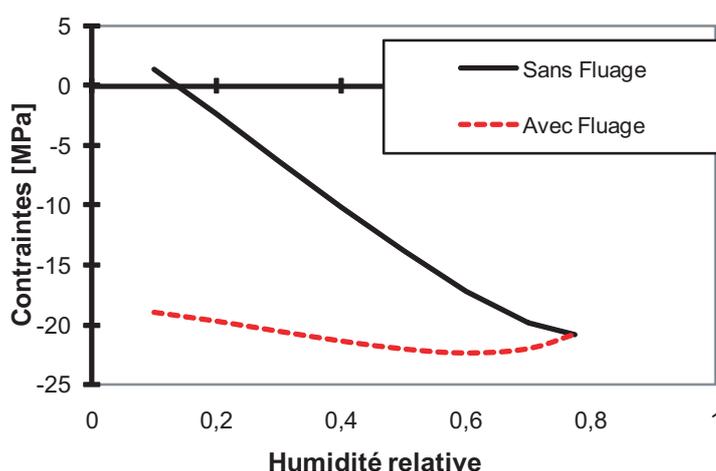


FIG. 3.22: Evolution des contraintes orthoradiales dans la pâte de ciment à l'interface avec les granulats en fonction de l'humidité relative. Prise en compte de la pression capillaire.

En effet, l'équation 3.6 est issue d'une homogénéisation qui masque l'état de contraintes complexe au niveau des pores (de forme quelconque) du matériau. Ainsi, l'état de contrainte "réel" que subit le matériau à l'échelle locale est compris entre celui reproduit dans la Fig. 3.17 et celui de la Fig. 3.22

Dans toute la suite, nous négligerons lors de l'étude des incompatibilités de déformation, l'effet de la pression capillaire, car nous ne sommes pas en mesure, à notre avis, de l'estimer à l'échelle locale (ce qui ne remet pas en cause, bien entendu l'équation 3.6 justifiable à l'échelle du V.E.R.). Ainsi, nous ne pouvons pas prédire les augmentations de la résistance en compression lors du séchage.

## 2.2 Effet des granulats sur le séchage

### 2.2.1 Génération des mortiers

On se base sur l'article de Bisschop et van Mier [17] pour étudier les effets des granulats sur la micro-fissuration lors du séchage. Celle-ci est de deux natures (voir chapitre 1 §4.1) :

- Le **gradient d'humidité** entre les faces exposées au séchage et le cœur génère des déformations de retrait de dessiccation différentielles. Celle-ci se produit dans les pâtes de ciment, mortiers et bétons.
- La **déformation différentielle entre la pâte de ciment et le granulat**. Celle-ci ne se produit pas dans la pâte de ciment seule.

L'**objectif** est de prédire la **part de dégradation des propriétés mécaniques à imputer au comportement différentiel pâte de ciment/granulat**. Une **étude paramétrique** est également menée pour voir l'influence de la cinétique de séchage, de la déformation de fluage qui se produit dans la pâte de ciment, des propriétés mécaniques (rigidité) des granulats, de l'humidité relative ambiante. Les résultats expérimentaux sont comparés qualitativement à des résultats expérimentaux lorsque ceux-ci sont disponibles. Ainsi, dans les simulations qui suivent, on supposera un état uniforme des variations hydriques (degré de saturation et humidité relative), l'effet des gradients ayant été étudié au §1.

### 2.2.2 Génération des mortiers

On considère la **pâte de ciment et 3 mortiers dont les grains de sable ont été remplacés par des billes en verre** (ce qui permet de mieux contrôler la taille des inclusions), dont le **rapport E/C est de 0,65** [17] (voir Tab. 3.7).

Nom	% gr	% pdc	Diamètre bille [mm]
<b>G4-10</b>	90	10	4
<b>G4-35</b>	65	35	4
<b>G1-10</b>	90	10	1

**TAB. 3.7:** Caractéristiques des mésostructures générées.

Les maillages correspondant aux mortiers sont donnés sur la Fig. 3.23. Ils ont été générés par l'intermédiaire de Matlab ©. Il est à noter qu'en réalité, en faisant une coupe 2D d'un parallélépipède contenant des sphères, on devrait obtenir des cercles de diamètre différent (inférieur ou égal au diamètre des sphères). **Pour éviter de compliquer le maillage et l'interprétation des résultats, nous avons décidé d'utiliser des cylindres de diamètre égal au diamètre des sphères.**

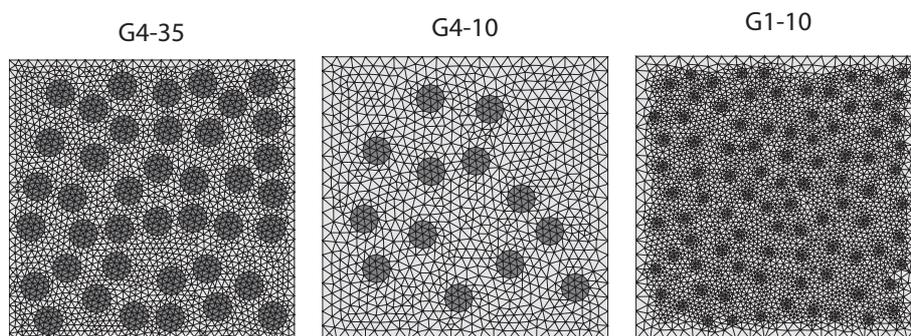


FIG. 3.23: Maillages des mortiers.

Il est à noter qu'il est difficile de générer un gros pourcentage de billes de verre mono-taille. Ainsi, la limite numérique est de 45 % ("random jamming limit" [170]). Un pourcentage supérieur ne peut être atteint que si différentes tailles de billes sont considérées.

Afin d'identifier le plus clairement possible les effets de la taille et du pourcentage des grains, nous avons volontairement choisi de nous restreindre à ces 3 mésostructures.

Une mésostructure "plus réaliste" (grains de différentes tailles) sera considérée lors de l'étude à hautes températures.

Egalement, la génération des mésostructures étant aléatoire, nous devrions mettre en œuvre des *simulations numériques de Monte Carlo* (de l'ordre de 10 000 mésostructures devraient être générées pour avoir une erreur sur les valeurs moyennes de l'ordre de 1 %). Ceci sort du cadre de cette thèse et nécessite des développements numériques plus conséquents.

### 2.2.3 Etude du séchage

L'isotherme de désorption est présentée sur la Fig. 3.24. La géométrie des éprouvettes est reportée sur la Fig. 3.25. L'évolution de la perte en masse est reportée sur la Fig. 3.26. Enfin, les paramètres matériaux sont donnés dans le Tab. 3.8.

<b>a [MPa]</b>	<b>b</b>	$\phi$	<b>K [m<sup>2</sup>]</b>
25	0,44	0,16	$8.10^{-21}$

TAB. 3.8: Paramètres matériau du modèle de séchage.

L'humidité relative initiale a été fixée à 97 %. L'humidité relative extérieure est de 30 %. La pâte de ciment a un rapport E/C de 0,65.

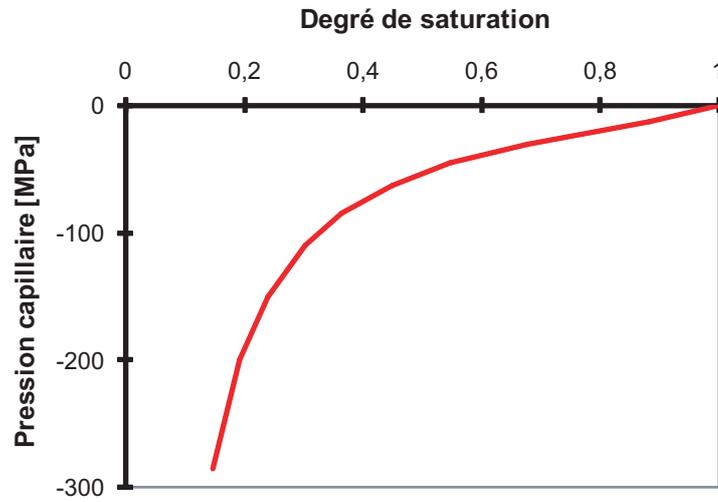


FIG. 3.24: Isotherme de désorption.

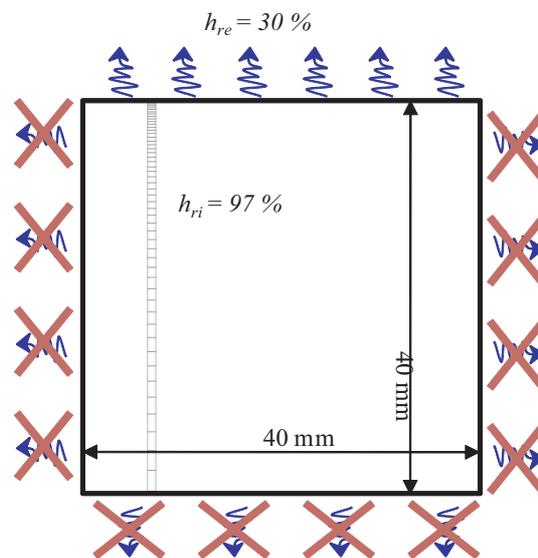


FIG. 3.25: Géométrie et conditions aux limites des éprouvettes testées par [17] (Les prismes ont une hauteur de 160 mm).

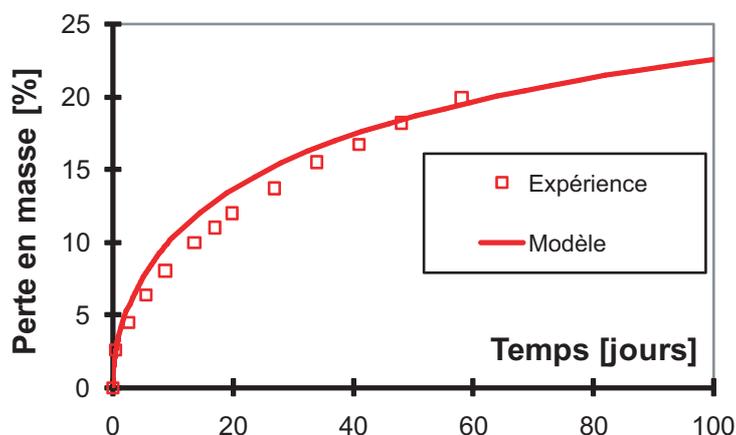


FIG. 3.26: Evolution de la perte en masse : modélisation et résultats expérimentaux [17].

La modélisation adoptée permet de retrouver la courbe de perte en masse expérimentale. Toutefois, la **complète validation de cette démarche** nécessite la **caractérisation rigoureuse de l'isotherme de désorption**.

La perte en masse des différents mortiers est donnée sur la Fig. 3.27. On constate que **le diamètre des billes de verre n'influe pas sur la courbe de perte en masse**, ce qui est logique et correspond aux observations de Bisschop et van Mier [17].

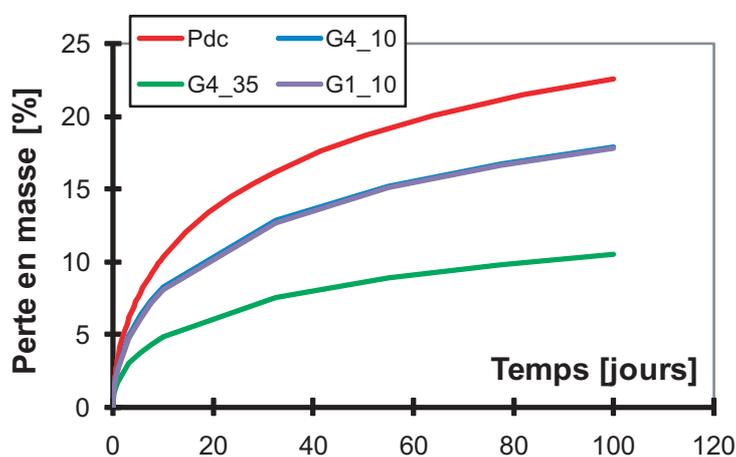


FIG. 3.27: Evolution de la perte en masse de la pâte de ciment et des différents mortiers.

#### 2.2.4 Etude du fluage propre et du fluage de dessiccation

Nous utilisons les résultats expérimentaux de Hummel (1959, cité par Kanstad [171]) obtenus sur une pâte de ciment de rapport E/C = 0,65 (identique au rapport de Bisschop

et van Mier [17]), pour identifier les paramètres du fluage propre.

Néanmoins, il est fort probable que le ciment soit différent, par conséquent, l'identification ne correspond pas bien sûr au comportement réel de la pâte de ciment de Bisschop et van Mier [17]. Toutefois, cette identification permet d'avoir des **valeurs de paramètres matériaux réalistes**.

Pour le fluage de dessiccation, nous avons utilisé, par manque de données, les résultats obtenus par Day et al. [172]. Les essais de fluage ont été réalisés sur des éprouvettes d'épaisseur faible, afin de réduire la fissuration induite par la dessiccation. Les éprouvettes, de rapport E/C égal à 0,47 (inférieur à celui de la pâte de ciment étudiée) ont été chargées à 75 jours, sont en forme de S et ont une épaisseur de 1,9 mm.

L'identification est issue de Benboudjema [63]. Les valeurs des paramètres matériaux sont données dans le Tab. 3.9.

$k_{bc}^1$ [GPa]	$\tau_{bc}^1$ [jours]	$k_{bc}^2$ [GPa]	$\tau_{bc}^2$ [jours]	$k_{bc}^3$ [GPa]	$\tau_{bc}^3$ [jours]
15,85	0,1	54,54	1	82,19	10
$k_{bc}^4$ [GPa]	$\tau_{bc}^4$ [jours]	$k_{bc}^5$ [GPa]	$\tau_{bc}^5$ [jours]	$\mu$ [GPa <sup>-1</sup> ]	
17,05	100	23,2	1000	0,681	

TAB. 3.9: Paramètres mécaniques du modèle de fluage propre et de dessiccation.

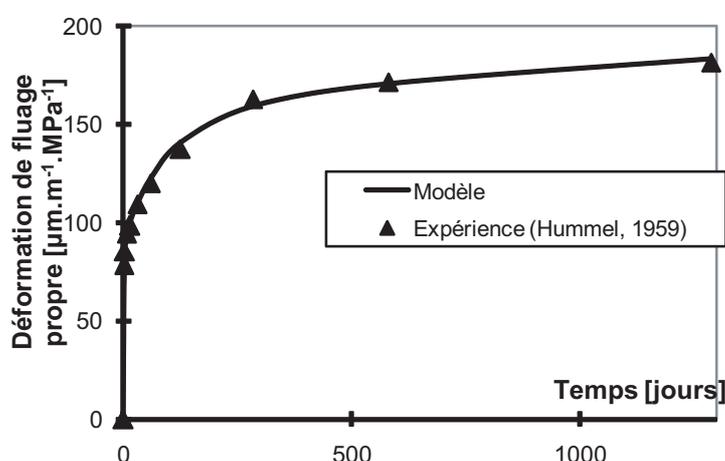


FIG. 3.28: Evolution des déformations de fluage propre : modèle et expérience (Hummel, 1959).

## 2.2.5 Modèle de retrait de dessiccation

Le paramètre de retrait de dessiccation  $\alpha_{rd}$  (c.f. Eq. 2.1.1) est identifié à partir des résultats expérimentaux de Baroghel-Bouny et Mounanga [166].

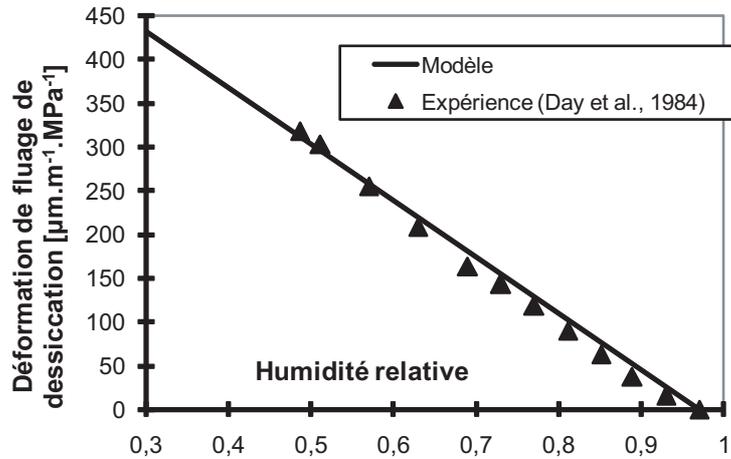


FIG. 3.29: Evolution des déformations de fluage de dessiccation.

Pour une pâte de ciment durcie de rapport  $E/C = 0,6$  (conservation en auto-dessiccation pendant 1 an), ils obtiennent une déformation de retrait de dessiccation d'environ  $800 \mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$  entre une humidité relative de 71,5 % et de 63,2 %. Après identification, on obtient  $\alpha_{rd} = 1,86$  (c.f. Eq. 2.1.1).

L'évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de l'humidité relative est reportée sur la Fig. 3.30.

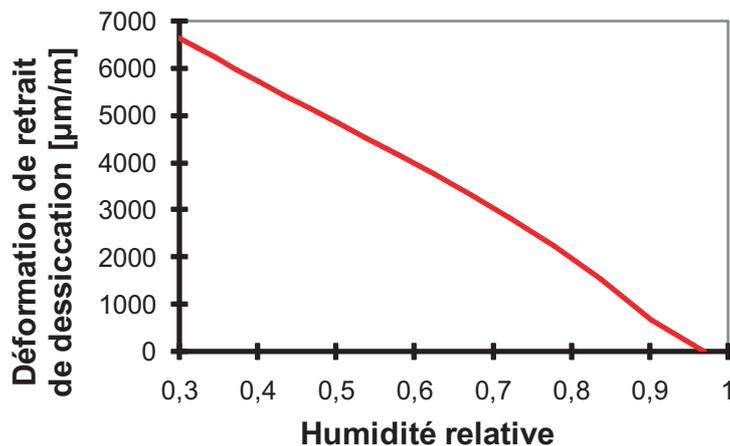


FIG. 3.30: Evolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de l'humidité relative pour la pâte de ciment.

On obtient une évolution quasi-linéaire, ce qui est conforme aux résultats expérimentaux de la littérature (voir chapitre 1).

Ensuite, nous simulons, en supposant chacune des phases du mortier (pâte de ciment et bille de verre) élastiques linéaires (sans prise en compte du fluage), l'évolution de la déformation de retrait de dessiccation (à l'équilibre à 30 % d'humidité relative) en fonction de la teneur en bille de verre. Cette évolution est reportée sur la Fig. 3.31.

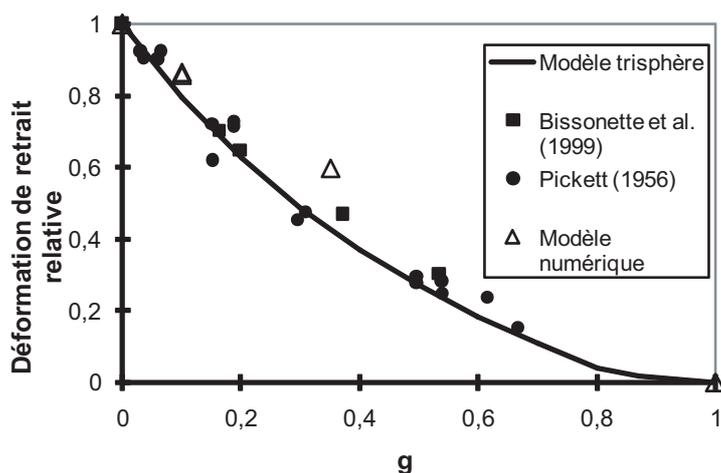


FIG. 3.31: Evolution de la déformation de retrait de dessiccation à l'équilibre en fonction de la teneur en bille de verre. Comparaison avec l'expérience et le modèle trispère.

Les **résultats issus du modèle numérique ne permettent pas de retrouver correctement les résultats expérimentaux**. Cela est peut être dû au caractère peu réaliste du mortier généré (taille unique de grain), à l'hypothèse adoptée de contraintes planes ou à l'influence de la micro-fissuration. On constate comme dans le cas du séchage, que les déformations sont similaires quelque soit la taille des grains (seule la teneur aurait un rôle). Ceci nous permettra de bien mettre en évidence le rôle de la taille des grains, du point de vu mécanique, par la suite. Bien sûr, pour confirmer ce résultat, il serait nécessaire, comme nous l'avons souligné plus haut de générer plus de mésostructures.

Afin de se rapprocher de conditions réalistes tout en n'étudiant que l'effet des incompatibilités de déformation, nous allons considérer 2 évolutions d'humidité relative. Elles correspondent à l'évolution de l'humidité relative dans une éprouvette de béton  $16 \times 32$  (béton étudié au §1.2) en cœur et en zone de peau (à 5 mm de la surface). Ces 2 dernières sont tracées sur la Fig. 3.32.

On constate sur la Fig. 3.32, la lenteur du processus de séchage, l'éprouvette n'est toujours pas séchée à 30 % d'humidité relative après 20 ans.

Les évolutions des déformations de retrait de dessiccation, en zone de peau et en zone de cœur sont reportées sur la Fig. 3.33 avec et sans prise en compte du fluage propre et

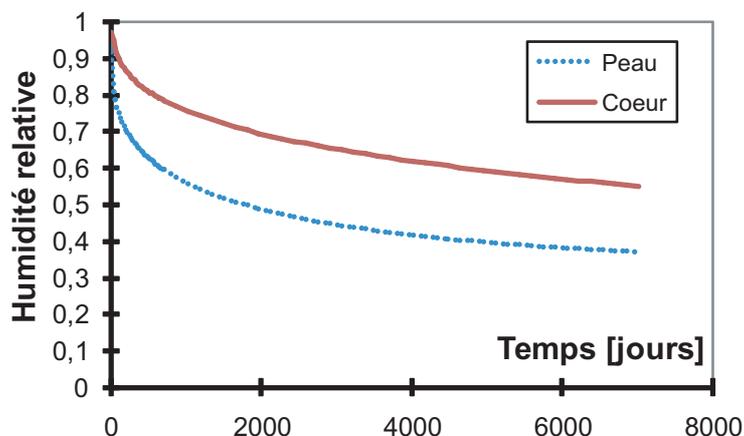


FIG. 3.32: Evolution de l'humidité relative en zone de peau et cœur.

du fluage de dessiccation. Elles sont effectuées à partir des évolutions de la Fig. 3.32. L'humidité relative atteint une valeur de 0,5 à 2070 jours en zone de peau et à 8540 jours en zone de cœur.

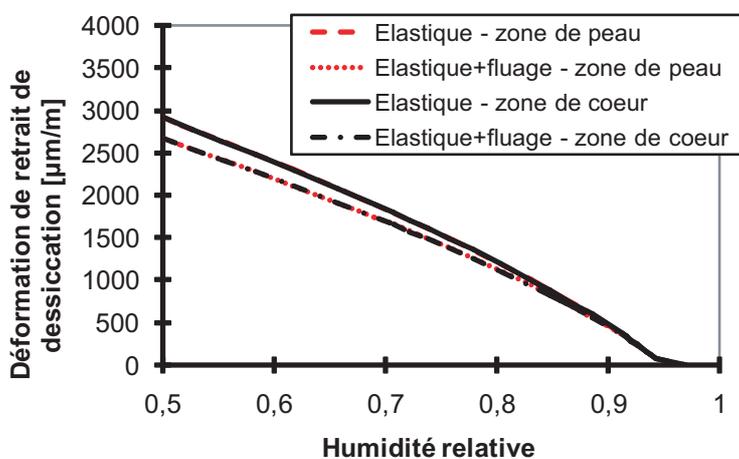


FIG. 3.33: Evolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction du temps en zone de peau et en zone de cœur. Cas de la mésostructure G4-35 uniquement. Les déformations de fluage sont prises en compte.

On constate que les déformations de fluage influencent légèrement la valeur de déformation de retrait de dessiccation (de l'ordre de 9 %). Les valeurs obtenues ne dépendent pas de l'histoire de l'évolution de l'humidité relative, bien que les auto-contraintes générées doivent se relaxer différemment.

### 2.2.6 Modèle mécanique

La fissuration est modélisée uniquement à l'aide du modèle EEI. Des valeurs de paramètres matériaux réalistes sont données dans les Tab. 3.10 et 3.11.

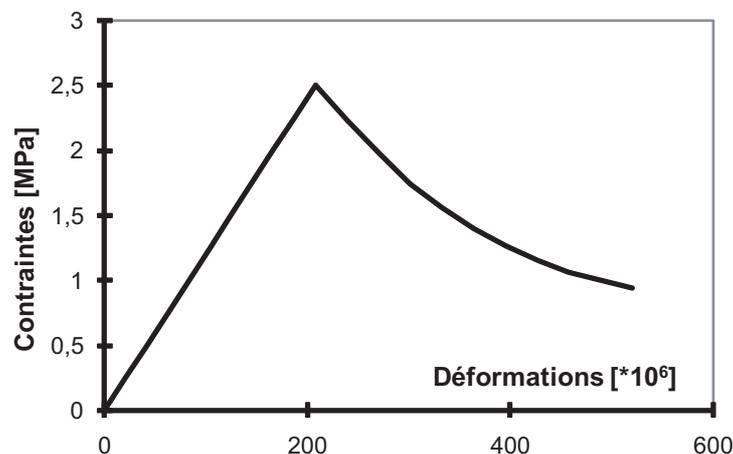
$A_t$	$B_t$	$A_c$	$B_c$	$\kappa_0$	$E$ [GPa]	$\nu$
-1	$10^3$	11,5	600	$2,08 \cdot 10^{-4}$	12	0,2

**TAB. 3.10:** Paramètres matériau du modèle mécanique en traction et compression pour la pâte de ciment.

$A_t$	$B_t$	$A_c$	$B_c$	$\kappa_0$	$E$ [GPa]	$\nu$
-1	$1,2 \cdot 10^3$	9,2	500	$1,5 \cdot 10^{-4}$	60	0,2

**TAB. 3.11:** Paramètres matériau du modèle mécanique en traction et compression pour les billes de verre.

Les évolutions de la contrainte en fonction de la déformation en compression et en traction (uniaxiale), pour la pâte de ciment et les billes de verre sont données dans les Fig. 3.34, 3.35, 3.36 et 3.37.



**FIG. 3.34:**  $\sigma$ - $\epsilon$  en traction pour la pâte de ciment.

Les iso-valeurs d'endommagement sont tracées pour la mésostructure G4-35 en compression et en traction sur la Fig. 3.38.

On observe un faciès de fissuration cohérent : une fissuration horizontale essentiellement dans la pâte de ciment, et une fissuration plutôt orienté verticalement (légèrement en biais) en compression.

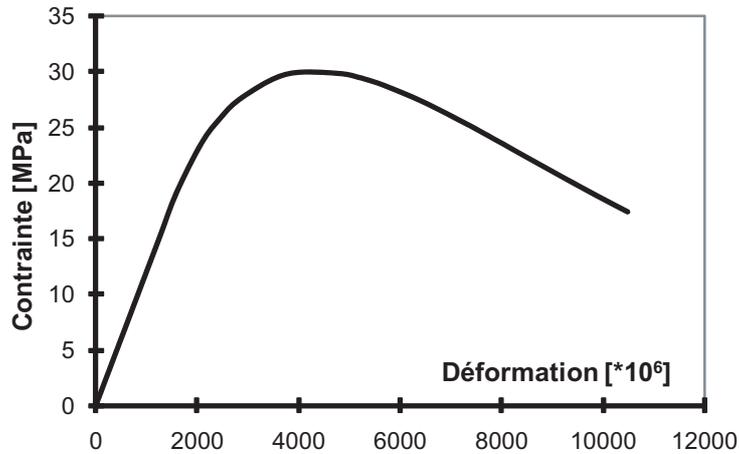


FIG. 3.35:  $\sigma$ - $\epsilon$  en compression pour la pâte de ciment.

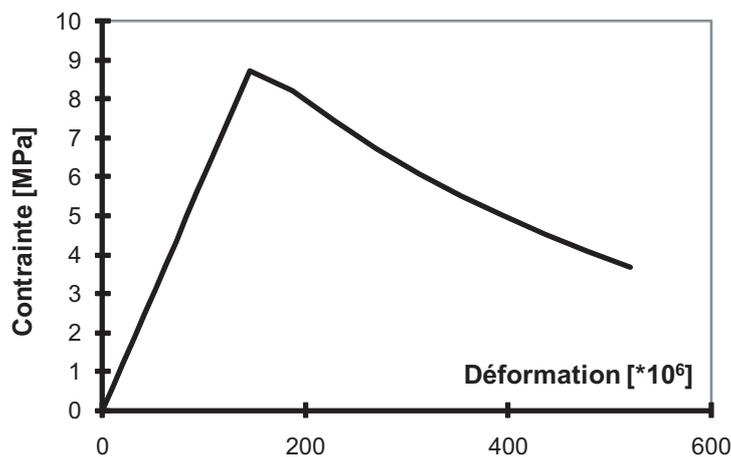


FIG. 3.36:  $\sigma$ - $\epsilon$  en traction pour les billes de verre.

### 2.2.7 Prédiction de la fissuration et des propriétés mécaniques résiduelles

Etant donné qu'il est difficile d'atteindre une humidité relative de l'ordre de 30 % dans les structures (même si l'humidité relative extérieure est de 30 %, c.f. plus haut), nous allons évaluer les **propriétés résiduelles en zone de peau** (5 mm de la surface) **et en zone de cœur uniquement entre 50 et 97 % d'humidité relative**. Nous considérons alors, les valeurs d'humidité relative, et les temps correspondants indiqués dans le Tab. 3.12.

Les évolutions des propriétés mécaniques relatives en compression et en traction (module d'Young et résistance) en fonction de l'humidité relative sont obtenues en effectuant un **essai mécanique virtuel, après la simulation hydro-mécanique correspondante au séchage**.

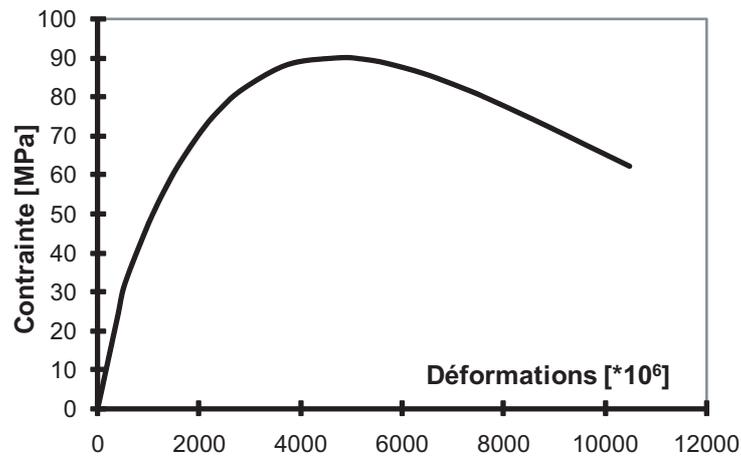


FIG. 3.37:  $\sigma$ - $\varepsilon$  en compression pour les billes de verre.

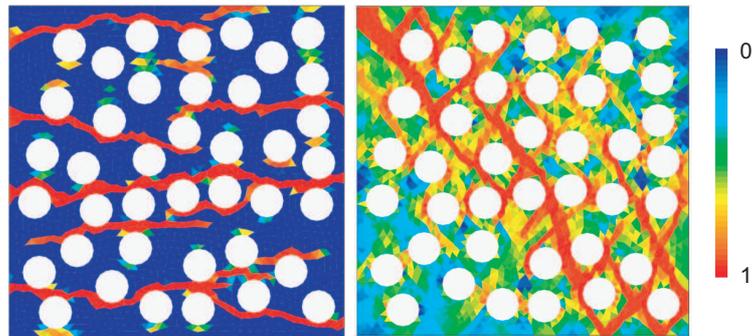


FIG. 3.38: Iso-valeurs d'endommagement pour la mésostructure G4-35 en compression et en traction dans la pâte de ciment.

Humidité relative [%]	Temps [jours] (En cœur)	Temps [jours] (En peau)
90	39,2	0,257
80	619	25,7
70	2120	202
60	4690	761
50	8540	2070

TAB. 3.12: Valeurs de l'humidité relative et temps correspondants en zone de peau et en zone de cœur.

Les iso-valeurs d'endommagement à 50 % d'humidité relative sont tracées sur la Fig. 3.39 pour les 3 mésostructures (zone de cœur, avec prise en compte du fluage).

Il est à noter que **nous n'avons pas relevé d'endommagement dans les inclusions.**

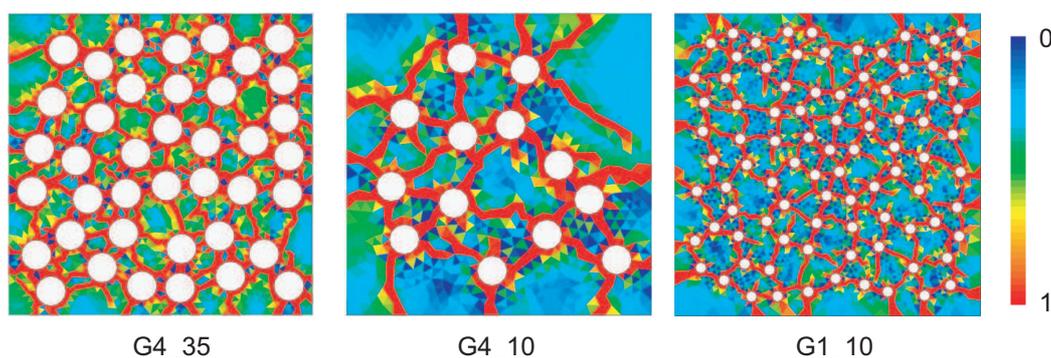


FIG. 3.39: Iso-valeurs d'endommagement à 50 % d'humidité relative (zone de cœur, avec prise en compte du fluage).

On obtient des faciès de fissuration réalistes (cf. Fig. 3.40) : une **fissuration à l'interface pâte de ciment/inclusion** qui correspond à une **décohésion et une fissuration radiale entre les inclusions**. Toutefois, Bisschop et van Mier, n'ont pas observé d'influence des incompatibilités de déformation pour les mortiers contenant des billes de verre de 1 mm (10 % de séchage). Ce n'est pas le cas ici, où la Fig. 3.39 met clairement en évidence, une fissuration importante, ceci étant probablement du au degré beaucoup plus avancé du séchage (supérieur à 20 %).

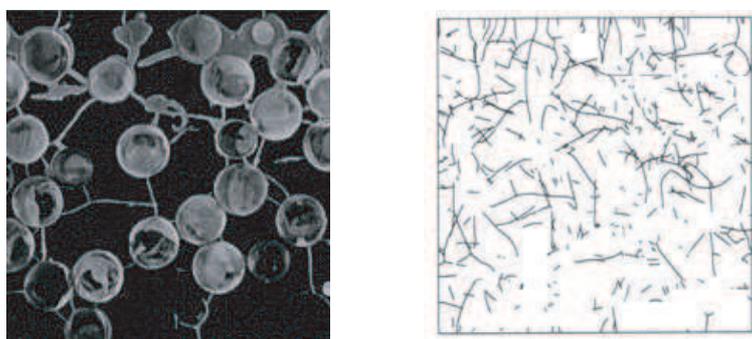


FIG. 3.40: Faciès de fissuration d'un mortier de billes de verre (G6-35, 20 % de séchage [17]).

On pourra remarquer la **localisation de l'endommagement dans un élément**. Toutefois, **le critère de régularisation adopté devrait nous garantir l'unicité de la solution en terme de force/déplacement**. Ainsi, le maillage ne devrait pas influencé les valeurs résiduelles de module d'Young, résistance en compression et résistance en traction calculées. Les simulations montrent que **plus la teneur en granulat est élevée, plus la pâte de ciment est endommagée**. Ainsi, on peut s'attendre à une dégradation plus importante des propriétés mécaniques. L'évolution de la déformation de retrait de dessiccation (apparente) en fonction de l'humidité relative est tracée sur la Fig. 3.41 pour la mésostructure G4-35.

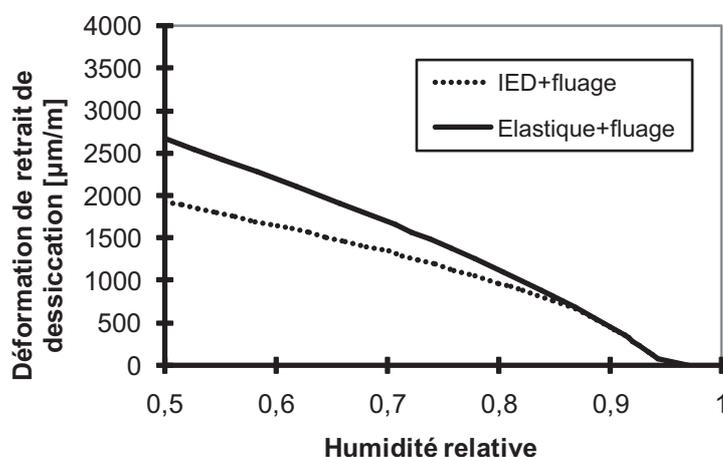


FIG. 3.41: Evolution de la déformation de retrait de dessiccation apparente en fonction du temps en zone de cœur. Cas de la mésostructure G4-35 uniquement. Les déformations de fluage sont prises en compte.

On constate que **la fissuration affecte l'évolution de la déformation de retrait de dessiccation apparente**. Celle-ci est **plus faible** lorsque la fissuration est prise en compte. En effet, cette déformation résulte de la déformation de retrait de dessiccation intrinsèque, des déformations (élastiques) d'extension correspondante à des ouvertures de fissures et les déformations de fluage (d'extension, puisque la pâte de ciment subit des contraintes de traction). L'écart s'accroît au fur et à mesure que l'humidité relative diminue, puisque les valeurs d'endommagement augmentent. Ce résultat est similaire à la présence de la zone " dormante " observée dans la courbe retrait de dessiccation - perte en masse (cf. Fig. 3.6).

On trace sur les Figures 3.42 et 3.43, les propriétés mécaniques relatives en fonction de l'humidité relative et du degré de saturation pour la mésostructure G4-35. Le tab. 3.13 regroupe les valeurs des propriétés mécaniques relatives pour les différentes mésostructures, à 50 % d'humidité relative.

	G4-35 (En peau)	G4-35 (En cœur)	G4-10 (En cœur)	G1-10 (En cœur)
$E/E_0$	0,1	0,09	0,14	0,18
$f_t/f_{t0}$	0,5	0,46	0,5	0,52
$f_c/f_{c0}$	0,2	0,19	0,2	0,2

TAB. 3.13: Propriétés mécaniques résiduelles.

Les résultats obtenus montrent que **les propriétés mécaniques sont peu sensibles à l'histoire d'évolution de l'humidité relative** (en zone de cœur et en zone de peau pour

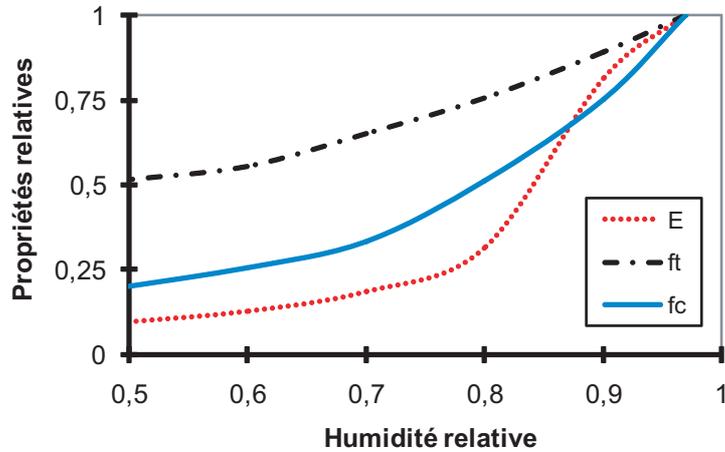


FIG. 3.42: Evolution des propriétés mécaniques relatives en fonction de l'humidité relative. Cas de la méso-structure G4-35 uniquement..

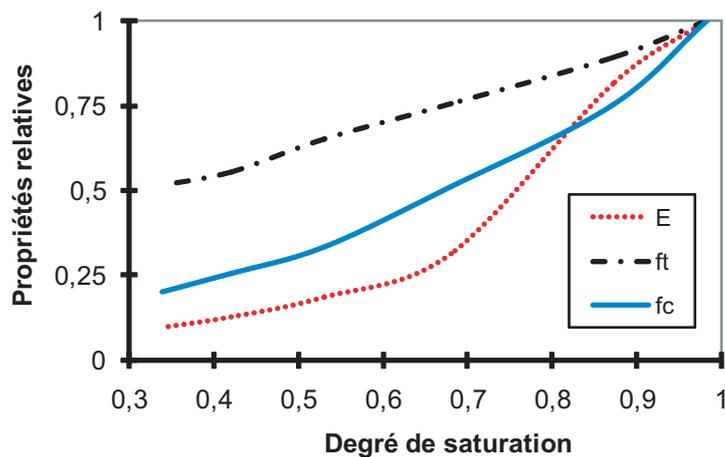


FIG. 3.43: Evolution des propriétés mécaniques relatives en fonction du degré de saturation. Cas de la méso-structure G4-35 uniquement..

la mésostructure G4-35). De même, nous avons obtenu que **les résistances résiduelles en compression et en traction sont peu sensibles à la teneur et au diamètre des inclusions**. Par contre, nous avons noté que **le module d'Young semble sensible à la teneur et au diamètre des inclusions**. En raisonnant, en terme de zone de contact de transition, nous obtenons que seul le module d'Young y semble sensible. Il est à noter que Szcześniak et al. [26] n'ont pas observé également d'influence de la zone de contact de transition sur la résistance en compression. Par contre, ils suggèrent que cette influence existe sur la résistance en traction, ce que nous n'avons pas observé dans nos simulations.

Peu d'auteurs proposent de tenir compte explicitement des incompatibilités de déformation. Hubert [21] proposait de prendre en compte l'endommagement hydrique  $D_h$  (qui

affecte de la même façon le module d'Young et la résistance) à partir de la relation suivante :

$$\dot{D}_h = a.\dot{w} \quad (3.7)$$

**Les résultats des Fig. 3.42 et 3.43 ne sont pas en accord avec l'équation précédente.** D'une part, l'évolution de l'endommagement n'est pas linéaire en fonction du degré de saturation (et donc de la teneur en eau). D'autre part, la **dégradation calculée dépend de la propriété mécanique concernée** (module d'Young, résistance en compression, résistance en traction). Toutefois, les simulations effectuées ne reproduisent pas ce qu'on observe expérimentalement (heureusement). En effet, **les dégradations simulées du module d'Young et de la résistance en traction sont beaucoup plus importantes dans nos simulations.** Par exemple, Szcześniak et al. [26] mesure une dégradation du module d'Young d'un mortier (diamètre des billes de 4 mm, pourcentage de billes égal à 35 %) de l'ordre 65 % pour un degré de saturation de l'ordre de 32 %. Ici, la dégradation prédite est de l'ordre de 90 % ! De plus, on observe, expérimentalement, plutôt une augmentation de la résistance en compression au cours du séchage.

Il est nécessaire de rappeler, que *les effets capillaires ne sont pas pris en compte.* Les contraintes de compression "apportées" par les pressions capillaires augmentent les résistances en compression et en traction du matériau. *Mais, si nous les prenons en compte (c.f. §2.1), nous n'aurions pas pu alors prédire de microfissuration qu'elle soit liée au gradient ou aux incompatibilités de déformation, alors que celles-ci ont bien été observées expérimentalement.*

Ainsi, il semble qu'il est **nécessaire de bien comprendre la retransmission des pressions capillaires sur le squelette solide (pâte de ciment, inclusions) pour tenter de reproduire correctement les évolutions des propriétés mécaniques au cours du séchage.** Une approche telle que nous avons adoptée ou une approche basée sur la mécanique des milieux poreux insaturés semblent insuffisantes. Une approche multi-échelle (du nanomètre au centimètre) permettrait peut-être de répondre à ces questions.

Comme nous l'avons mentionné auparavant, ces résultats sont à confirmer en réalisant plus de simulations numériques, afin d'obtenir des valeurs statiques (moyenne, écart-type) exploitables. Toutefois, il est à noter, que la génération du maillage sous Matlab © peut conduire à des maillages distordus, et qu'une vérification manuelle doit être effectuée. De plus, la convergence nécessite un temps de calcul conséquent (de l'ordre de 1 à 2 jours pour chaque point, sur un PC Intel Core 2 Duo, 2 Ghz, 2 GO de RAM). Ceci complique fortement la réalisation de simulations de Monte Carlo. En outre, les effets tridimensionnels restent à déterminer, puisque les calculs ont été menés avec l'hypothèse des contraintes planes.

### 3 Conclusions du chapitre

Ce chapitre fait le point sur l'étude du comportement mécanique et plus particulièrement de la fissuration et de l'évolution des propriétés mécanique du béton soumis au séchage.

Les simulations montrent que la dégradation des propriétés mécaniques associée au gradient de déformation est très faible (de 1 à 6 % à 50 % HR). En effet, l'épaisseur de la zone micro-fissurée est faible.

On peut conclure dans un premier temps, compte tenu des travaux réalisés à l'échelle macroscopique, comparant les deux modèles d'endommagement, que ceux-ci donnent des résultats similaires, le modèle d'endommagement élastique isotrope étant par contre plus simple et moins riche en paramètres à identifier.

On observe une différence fondamentale entre les deux modèles uniquement lors d'un chargement mécanique perpendiculaire à la zone micro-fissurée.

Pour l'étude à l'échelle mésoscopique, l'identification de la dégradation due aux incompatibilités de déformations entre la pâte de ciment et les granulats a pu être réalisée. Une première étude paramétrique visant à montrer l'influence de la taille et de la teneur en granulat a également été menée, concluant sur une non influence à priori (même si plus de calculs seraient nécessaires sur de nombreuses générations aléatoires de mésostructures) de la taille des granulats. Par contre, les premiers calculs réalisés montrent clairement une influence de la teneur en granulats.

Toutefois, les dégradations prédites sont heureusement fortement surestimées. Ceci est dû sûrement au fait que la pression capillaire n'a pas été prise en compte. Néanmoins, si celle-ci est prise en compte en utilisant les équations de la mécanique des milieux poreux insaturés, aucune fissuration ne serait prédite, ce qui n'est pas en accord avec l'expérience. Ce point reste à éclaircir.

## Chapitre 4

# Etude de la fissuration à hautes températures

*Dans ce chapitre sont présentés les travaux réalisés durant la thèse pour étudier, comprendre et prédire efficacement le comportement du béton à hautes températures.*

*Le premier objectif des travaux réalisés est d'étudier l'effet de différents modèles mécaniques, de la déformation thermique transitoire et de différentes échelles d'études sur le comportement mécanique du béton soumis à des hautes températures (jusqu'à 600°C). Cette étude est réalisée à l'échelle macroscopique sur éprouvette et sur des structures réelles.*

*Le second objectif est d'identifier, séparer et quantifier la part des principaux mécanismes d'endommagement du béton à hautes températures mis en jeu à ces différentes échelles. Les deux approches de modélisation, à l'échelle macroscopique et mésoscopique, sont alors utilisées, l'intérêt de l'échelle mésoscopique pour caractériser l'endommagement dû au caractère hétérogène du béton étant démontré au préalable.*

*Les études souhaitées et les simulations réalisées à cet effet pour chacune de ces approches seront dans un premier temps décrites. L'identification des paramètres est ensuite présentée, puis les résultats obtenus lors de ces simulations, qui sont analysés.*

## Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Etude macroscopique (sur éprouvette)</b> . . . . .	<b>127</b>
1.1	Description des simulations . . . . .	127
1.2	Identification des paramètres matériau . . . . .	128
1.3	Endommagement après montée en température . . . . .	136
1.4	Evolution des propriétés mécaniques après montée en température .	138
1.5	Endommagement après refroidissement . . . . .	140
1.6	Evolution des propriétés mécaniques après refroidissement . . . . .	141
1.7	Analyse de l'orthotropie induite . . . . .	143
<b>2</b>	<b>Etude macroscopique (sur structure)</b> . . . . .	<b>144</b>
2.1	Tunnel sous la Manche . . . . .	144
2.2	Flexion d'une dalle en béton armé . . . . .	148
<b>3</b>	<b>Etude mésoscopique (sur éprouvette)</b> . . . . .	<b>154</b>
3.1	Description des simulations . . . . .	154
3.2	Identification des paramètres du modèle . . . . .	154
3.3	Endommagement après montée en température . . . . .	160
3.4	Identification des mécanismes d'endommagement . . . . .	161
3.5	Etude paramétrique sur l'influence des granulats . . . . .	169
<b>4</b>	<b>Conclusions du chapitre</b> . . . . .	<b>173</b>

---

# 1 Etude macroscopique (sur éprouvette)

## 1.1 Description des simulations

L'objectif lié à ces premiers travaux est d'étudier l'**effet de la Déformation Thermique Transitoire et de différents modèles mécaniques** (isotrope/orthotrope, déformations inélastiques) **sur le faciès de fissuration et les paramètres mécaniques à chaud et résiduels** (module d'Young, résistance en compression et en traction) **après chauffage**. L'effet de la vitesse de montée en température est également étudié.

Les simulations présentées s'appuient donc, comme expliqué dans le chapitre 2, sur *des essais expérimentaux réalisés par Hager [12]*, constituant une *base de données expérimentales relativement complète*. Une brève description de ces expériences est effectuée ci-après (voir chapitre 2 §4.2.1).

### – Matériaux testés :

Les expériences ont été réalisées sur des éprouvettes en **BHP M100C** (avec un **rapport E/C de 0,3** contenant de la **FS**). Les propriétés mécaniques initiales (à 20°C) sont les suivantes : module d'Young  $E_0 = 52 \text{ GPa}$ , coefficient de Poisson  $\nu = 0,2$ , résistances en compression et en traction  $f_{c0} = 100 \text{ MPa}$  et  $f_{t0} = 3,5 \text{ MPa}$ .

### – Expériences réalisées :

Le **chargement thermique** a été imposé à la surface des éprouvettes par l'intermédiaire de **colliers chauffants**. La température du chargement évoluait entre 20 et 600°C (avec une montée en température de 0,5 et 1°C/min). Des tests uniaxiaux de compression et de traction ont été réalisés à 20, 120, 250, 400 et 600°C. Des essais de fluage thermique transitoire ont également été réalisés, avec un chargement mécanique imposé sur la face supérieure des éprouvettes correspondant à 20 ou 40 % de la résistance en compression initiale (à 20°C) des bétons testés.

### – Mesures réalisées :

Les **températures** et les **déplacements** ont été mesurés **au centre des éprouvettes** pour s'affranchir des effets de bord. Les **températures de surface et de coeur** des échantillons ont été mesurées pour avoir accès aux gradients thermiques induits.

Les simulations sont réalisées dans une configuration 2D de **contraintes planes**, en utilisant des **éléments finis rectangulaires à 4 noeuds**. La configuration "contraintes planes" a été choisie initialement pour avoir une "représentation non aberrante" des granulats dans le cas du maillage hétérogène (si l'on utilise alors une configuration axi-symétrique, ceci revient à considérer des granulats toriques en 3D).

Du fait de la symétrie (de la géométrie, des chargements et des conditions aux limites), seul **un quart de l'éprouvette est maillé** (pour des gains de temps de calcul). La discrétisation utilisée et les conditions aux limites sont présentées sur la Fig. 4.1.

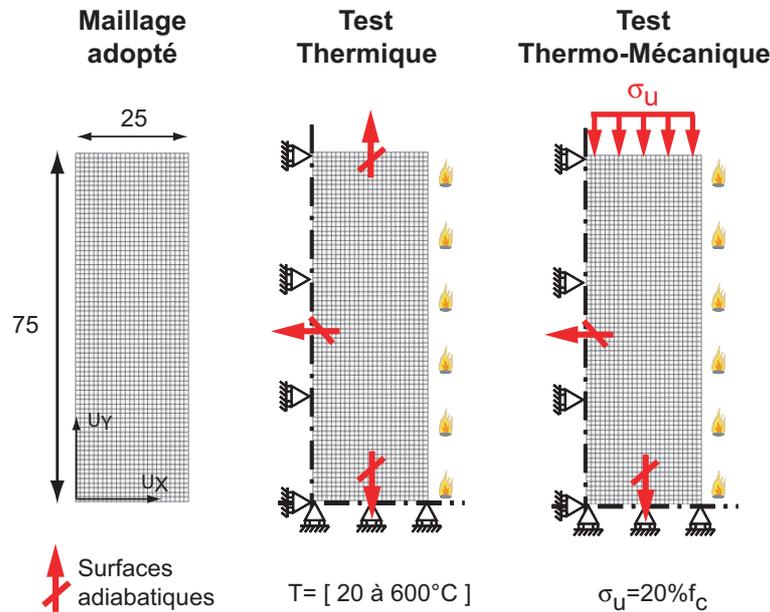


FIG. 4.1: Description des essais [12] et simulations (macroscopiques) sur éprouvette.

## 1.2 Identification des paramètres matériau

Les paramètres thermo-mécaniques sont identifiés à partir des *résultats de thèse de Hager* [12]. Pour optimiser l'identification (en terme de performance et de rapidité de réalisation), l'**algorithme de Levenberg-Marquardt** est utilisé [173].

### 1.2.1 Paramètres thermiques

Les propriétés thermiques identifiées sont la conductivité thermique  $\lambda$  et la capacité calorifique  $C_p$ . Des **lois physiques**, basées sur les résultats expérimentaux de la littérature, sont choisies pour représenter l'évolution de ces propriétés **pour chacune des phases constituant le béton (granulats et pâte de ciment)**.

Il est à noter que la *capacité calorifique massique apparente* inclut aussi l'*énergie perdue/absorbée liée aux changements de phase et aux processus de déshydratation* (nous pouvons ainsi voir sur la Fig. 4.3(a) l'évolution de la capacité calorifique massique avec la température, incluant les deux pics résultants de l'évaporation de l'eau et de la déshydratation de la portlandite et des C-S-H).

Les paramètres de ces lois physiques pour les **phases pâte de ciment et granulats** sont identifiés **par comparaison** à partir des évolutions expérimentales des **gradients thermiques** à  $0,5^\circ\text{C}/\text{min}$ , en utilisant pour nos simulations un **maillage hétérogène** et l'algorithme de Levenberg-Marquardt [173].

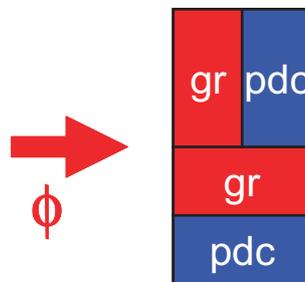
Les propriétés du **béton** sont ensuite déduites en utilisant des **lois d'homogénéisation** [18] (voir eq. 4.1 et 4.2).

$$[C_{app}]_b = \gamma_{gr} \times [C_{app}]_{gr} + \gamma_{pdc} \times [C_{app}]_{pdc} \quad (4.1)$$

Où  $\gamma_x$  représente la fraction volumique de de la phase  $x$ . Les indices  $x = b$ ,  $x = gr$  et  $x = pdc$  représentent respectivement le béton, les granulats et la pâte de ciment. La capacité calorifique du béton ne dépend donc pas de la distribution des granulats dans le béton, mais seulement de la fraction volumique et de la capacité calorifique de chacun des composants.

La loi analytique utilisée est basée sur une moyenne de deux modèles de conductivité : série et parallèle (voir Fig. 4.2).

$$\lambda_b = \frac{1}{2}(\gamma_{gr} \times \lambda_{gr} + \gamma_{pdc} \times \lambda_{pdc}) + \frac{1}{2} \left( \frac{\lambda_{gr} \lambda_{pdc}}{\gamma_{gr} \times \lambda_{gr} + \gamma_{pdc} \times \lambda_{pdc}} \right) \quad (4.2)$$



**FIG. 4.2:** Modèle analytique de détermination de  $\lambda_b$  (macroscopique) [18].

Cette décomposition (pâte de ciment et granulats) a été adoptée pour l'approche macroscopique afin de pouvoir comparer les résultats obtenus à cette échelle avec ceux obtenus à l'échelle mésoscopique (voir §3).

Après identification (voir Fig. 4.3), nous sommes parvenus à un **bon accord** entre les résultats expérimentaux et numériques sur béton (voir Fig. 4.4(a)), à  $0,5^\circ\text{C}/\text{min}$  (vitesse de montée en température avec laquelle a été réalisée l'identification des paramètres de simulation) mais également à  $1,0^\circ\text{C}/\text{min}$  (sans recalage des paramètres pour cette nouvelle vitesse).

Il semble donc que dans ce cas, les *transferts d'eau et d'air* (que nous n'avons pas pris en compte) ont un *faible impact sur l'évolution de la température*. Un résultat similaire avait été d'ores et déjà observé par Dal Pont [142].

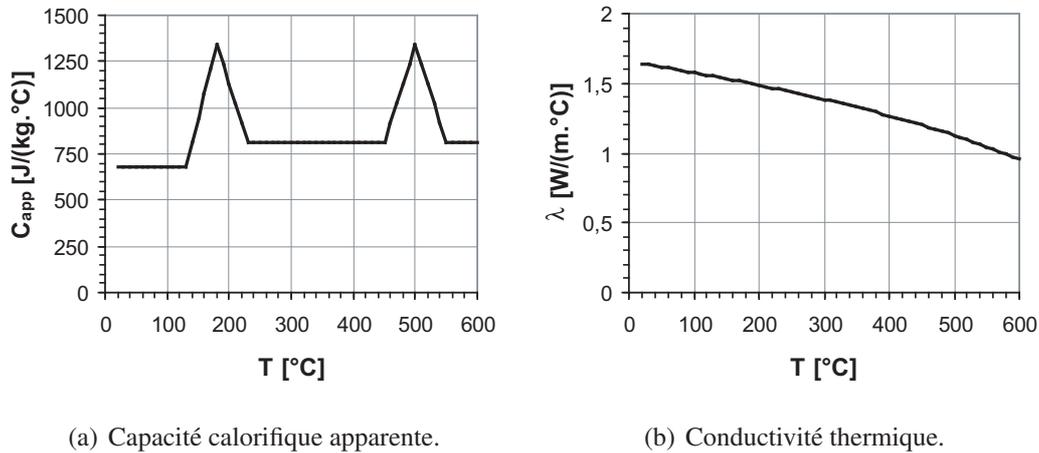


FIG. 4.3: Paramètres thermiques du béton (macroscopiques).

Des simulations numériques ont également été réalisées à  $10^\circ\text{C}/\text{min}$  qui ont conclu à une **forte augmentation du gradient thermique avec la vitesse de montée en température** (voir Fig. 4.4(b)). Pour des vitesses de montée en température importantes ( $\geq 10^\circ\text{C}/\text{min}$ ), la prise en compte des pressions de pores générées lors du chargement thermique (voir chapitre 1 §3.3.4) s'avérerait donc nécessaire.

### 1.2.2 Paramètre de la DT

La déformation thermique libre DT du béton est liée au **coefficient de dilatation thermique** de celui-ci. L'identification est réalisée à partir des essais de **chargement thermiques** de Hager [12]. Les résultats de l'identification sont présentés sur la Fig. 4.5 et le Tab. 4.1.

Les résultats sont présentés pour les deux modèles mécaniques (EEI et EPEO), afin de s'assurer leur même comportement vis à vis de la DT.

T [°C]	20	120	250	400	600
$\alpha_b$ [ $\cdot 10^{-6}$ ]	5,4	5,4	8,4	11	17

TAB. 4.1: Coefficient de dilatation thermique du béton  $\alpha_b$  (macroscopique).

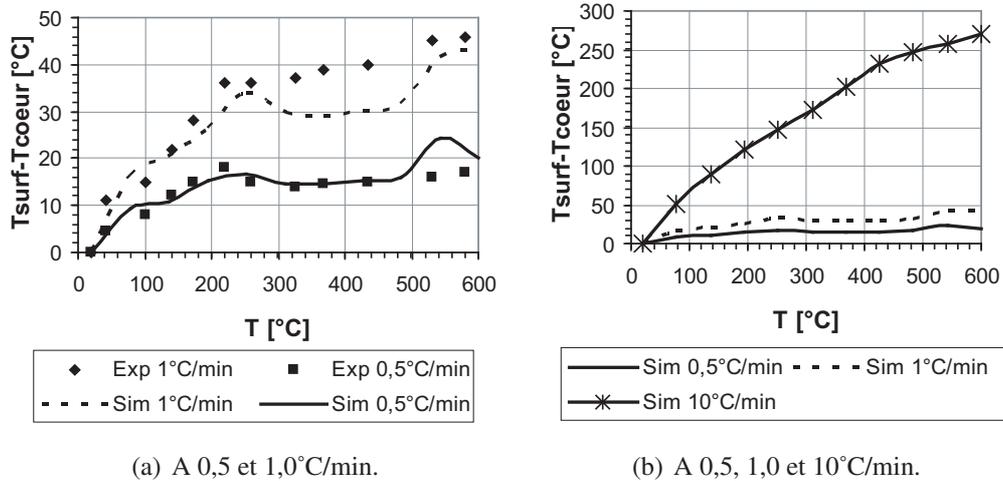


FIG. 4.4: Gradient thermique expérimental et numérique (macroscopique) pour le béton.

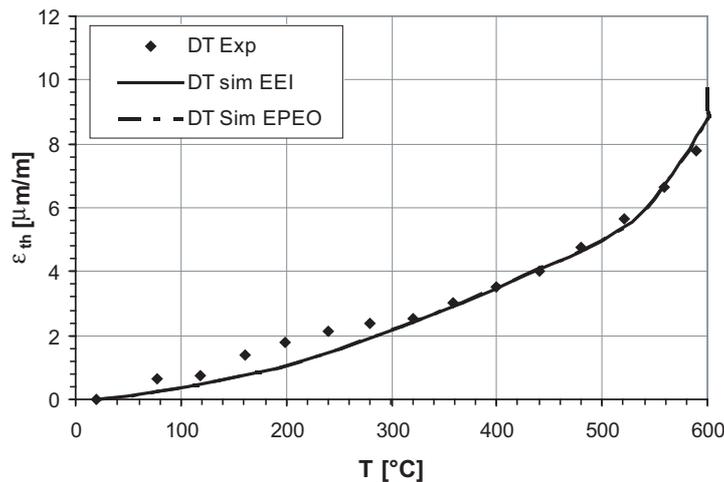


FIG. 4.5: DT expérimentale et numérique (macroscopique, modèles EEI et EPEO).

### 1.2.3 Paramètres de la DTT

Les trois paramètres  $A$ ,  $B$  et  $C$ , gouvernant l'évolution de la Déformation Thermique Transitoire DTT par l'intermédiaire du coefficient  $\beta(T)$  (voir chapitre 2 §2.2.3), sont déterminés à partir des essais thermiques de Hager [12] sous un **chargement mécanique** correspondant à **20 % de la résistance en compression à froid** des éprouvettes testées (voir Fig. 4.6 et Tab. 4.2).

Les résultats sont présentés pour les deux modèles mécaniques (EEI et EPEO), afin de s'assurer leur même comportement vis à vis de la DTT.

A	B	C
$1 \times 10^{-3}$	$4 \times 10^{-4}$	$8,5 \times 10^{-3}$

TAB. 4.2: Paramètres de la DTT du béton (macroscopique, modèles EEI et EPEO).

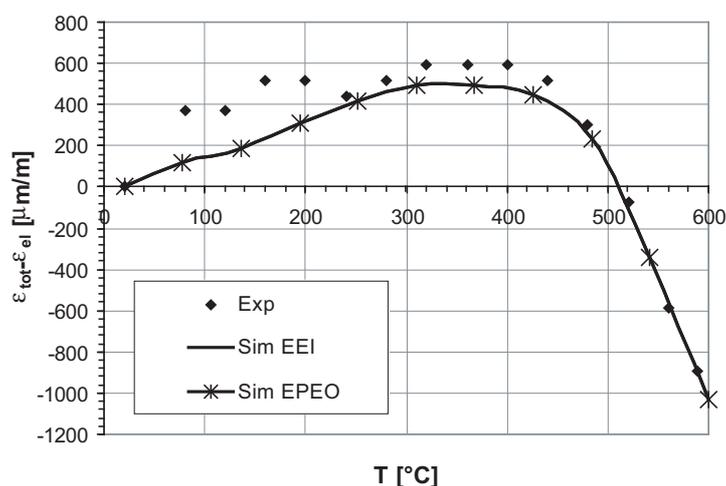


FIG. 4.6: DTSC expérimentale [12] et numérique (macroscopique, modèles EEI et EPEO).

L'influence de la prise en compte de la DTT est visible sur la Fig. 4.7. Les déformations totales observables, pour un chargement thermique seul noté "T", et pour un chargement thermo-mécanique noté "TM", sont comparées.

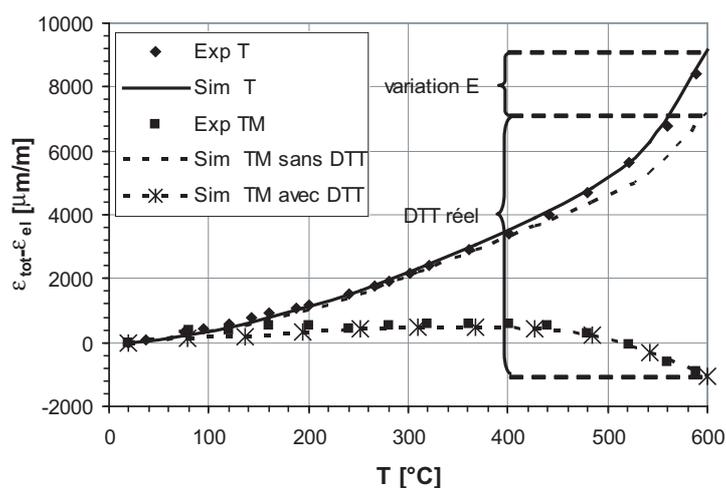


FIG. 4.7: Déformations totales expérimentales [12] et numériques (macroscopique, EEI avec et sans DTT), sous chargement thermique (T) et thermo-mécanique (TM).

Le graphique montre une **légère diminution** entre la courbe indiquée "sim T" et "sim TM sans DTT" correspondant à la **décroissance du module d'Young avec la température**. La **valeur de la DTT est beaucoup plus importante** (décroissance observée entre les courbes indiquées "sim TM sans DTT" et "sim TM avec DTT").

La Fig. 4.8 réunit les courbes de Déformation Thermique DT pour le chargement thermique seul, de Déformation Thermique Sous Charge DTSC pour le chargement thermo-mécanique et de Déformation Thermique Transitoire DTT (correspondant à la différence entre la DT et la DTSC).

On note une **augmentation importante de la DTT avec la température**. On peut également noter une **très bonne prédiction numérique** après identification des paramètres de la DT et de la DTT.

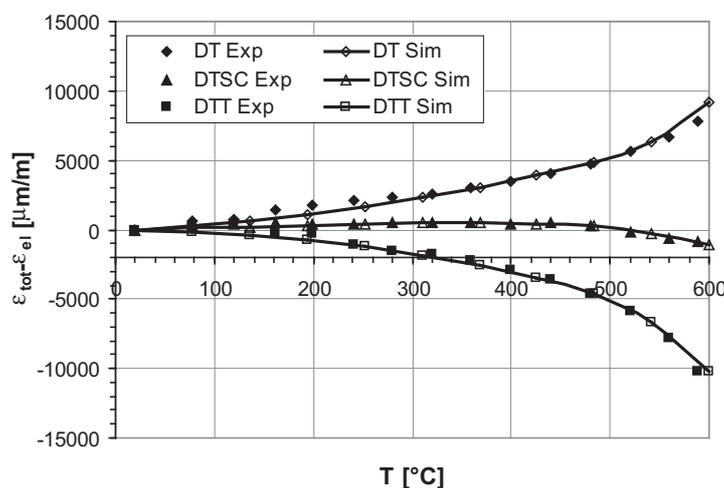


FIG. 4.8: DT, DTSC et DTT expérimentale [12] et numérique (macroscopique).

#### 1.2.4 Paramètres mécaniques

Les conditions des "essais numériques à chaud" employés pour effectuer l'identification des paramètres mécaniques, correspondant aux expériences de Hager [12], sont les suivantes :

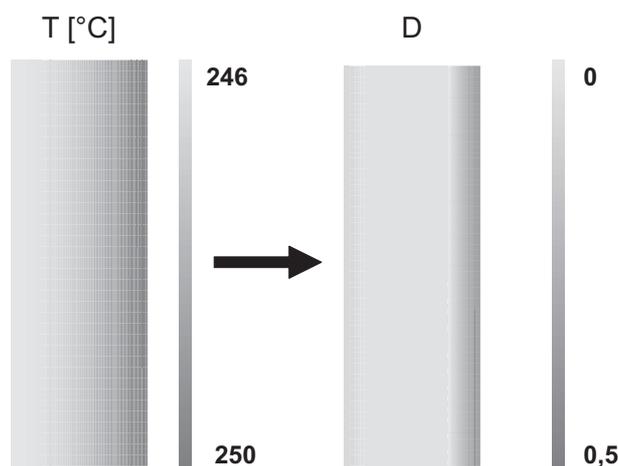
- Un **chargement thermique** est appliqué sur la surface de l'éprouvette des 20°C initiaux **jusqu'à la température désirée de l'essai mécanique**. Un palier de 3h à cette température permet d'atteindre une uniformisation de la température au sein de l'éprouvette. Le calcul mécanique associé est réalisé. Les températures testées sont : 20, 120, 250, 400 et 600°C.

- L'**essai mécanique** est ensuite réalisé, en imposant sur la *face supérieure* de l'éprouvette (à la température d'essai souhaitée) un *déplacement progressif en traction ou en compression*, ceci en vue d'obtenir l'évolution contrainte-déformation  $\sigma$ - $\epsilon$ . Les résultats de cet essai sont alors comparés aux résultats expérimentaux et permettent l'identification des paramètres du modèle mécanique.

L'identification a été réalisée pour les deux modèles EEI et EPEO, avec DTT (en cherchant à obtenir une similitude la plus complète possible entre les deux modèles). Le nombre de paramètres mécaniques identifiés s'avère important (voir Tab. 4.3), ce qui a rendu l'identification compliquée, même en utilisant un algorithme d'optimisation du type Levenberg-Marquardt. De plus, nous ne possédons pas toutes les données expérimentales (évolution de la résistance en bi-compression, de la dilatance, des déformations irréversibles ...) pour identifier correctement tous les paramètres matériaux.

Les principales difficultés rencontrées pour obtenir un accord convenable entre les deux modèles ont concernées la description de la partie post-pic des courbes de traction et de compression.

Il est important de noter que durant la montée en température, les simulations montrent l'*apparition d'un endommagement mécanique (avant même l'essai mécanique)* dû aux gradients thermiques initiés lors de la montée en température (voir Fig. 4.9). La **prise en compte numérique du chargement thermique** expérimental et de la réponse du béton à celui-ci s'avère donc **essentiel**.

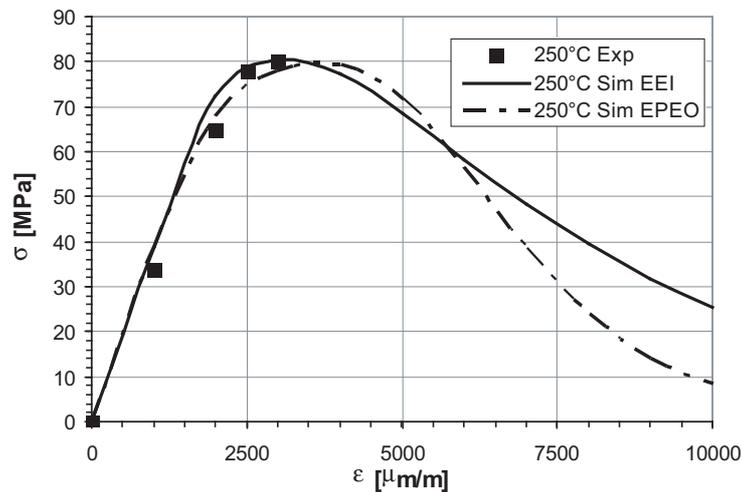


**FIG. 4.9:** Pré-endommagement de l'éprouvette (macroscopique) chargée à 250°C.

Les résultats (voir Fig 4.10) montrent un bon accord entre les deux modèles identifiés mécaniquement et les résultats expérimentaux (malgré quelques différences concernant la courbe post-pic des deux modèles).

<b>T [°C]</b>	20	120	250	400	600
<b>E [GPa]</b>	48	42	42	34	8
<b>v</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<i>Modèle EEI</i>					
<b>A<sub>t</sub></b>	2,4	3,6	3,2	3,8	5,2
<b>B<sub>t</sub></b>	1800	1800	3000	900	1680
<b>A<sub>c</sub></b>	47,21	41	42,24	72	1740
<b>B<sub>c</sub></b>	1142,8	961,75	880	560	2000
<b>κ<sub>0</sub> [.10<sup>-5</sup>]</b>	6,27	5,8	5	4,2	4,5
<i>Modèle EPEO</i>					
<b>a<sub>t</sub></b>	2,397	3,4279	1,888	3,371	0,7
<b>b<sub>t</sub></b>	4940	5500	6050	4200	5250
<b>c<sub>t</sub></b>	0,9.10 <sup>4</sup>				
<b>a<sub>c</sub></b>	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
<b>b<sub>c</sub></b>	373,5	305	410	330	400
<b>c<sub>c</sub></b>	236	236	236	236	236
<b>κ<sub>0</sub> [.10<sup>-5</sup>]</b>	6,27	5,8	5	4,2	4,5
<b>α<sub>f</sub></b>	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
<b>β<sub>f</sub></b>	1	1	0,75	0,92	1
<b>f<sub>c</sub> [MPa]</b>	126	93	82	90	45
<b>f<sub>t</sub> [MPa]</b>	2,988	2,5164	2,66	1,524	1,6

TAB. 4.3: Paramètres mécaniques (macros, modèles EEI et EPEO avec DTT).

FIG. 4.10: Courbe  $\sigma$ - $\varepsilon$  en compression expérimentale et numérique (macroscopique, modèle EEI et EPEO avec DTT) à 250°C.

### 1.3 Endommagement après montée en température

Les paramètres matériaux identifiés préalablement ont été utilisés pour étudier l'**influence du modèle mécanique et de la DTT sur la micro-fissuration prédite après montée en température**. L'**influence de la vitesse de montée en température** est également étudiée.

La Fig. 4.11 représente l'évolution de l'endommagement mécanique avec la température de chargement thermique et le long du rayon de l'éprouvette, pour une vitesse de montée en température de 1°C/min, pour le modèle d'endommagement mécanique EPEO, sans DTT.

Ainsi, même **pour une faible vitesse de montée en température, un endommagement mécanique non négligeable est prédit** (avec des valeurs de  $D$  atteignant presque 1 pour la température de 600°C).

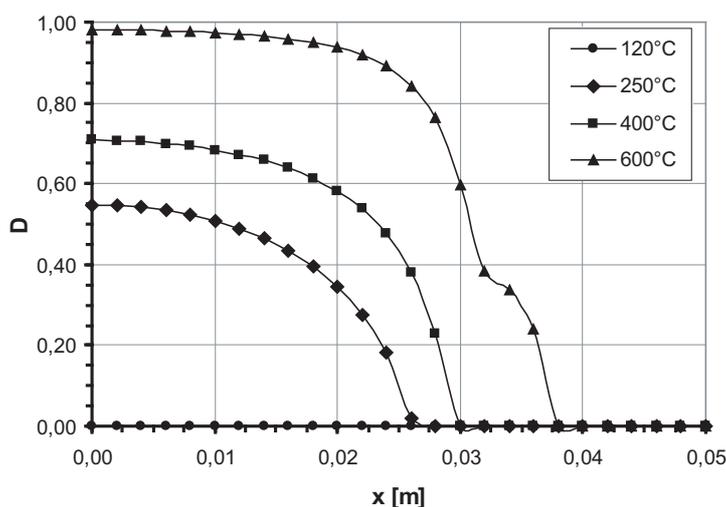


FIG. 4.11:  $D(T,x)$  (EEI sans DTT, à chaud, 1°C/min).

De plus, l'endommagement mécanique semble localisé à cœur, ce qui correspond à l'apparition de **contraintes de traction** (atteignant la résistance en traction) induites par le gradient thermique (apparaissant avec la montée en température à la surface de l'éprouvette) entre le cœur et la surface. Ces contraintes augmentent du fait des **déformations thermiques différentielles**.

Le modèle mécanique adopté influence également la réponse mécanique du béton à un chargement thermique. Deux exemples sont présentés à 250 et 600 °C de simulations réalisées avec le modèle EEI avec et sans DTT et avec le modèle EPEO avec DTT (voir Fig. 4.12).

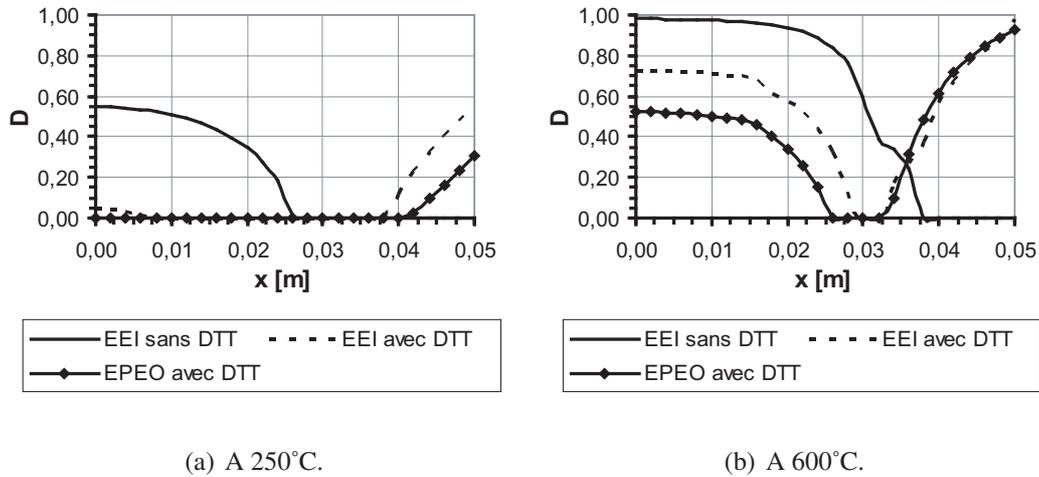


FIG. 4.12:  $D(x)$  (à chaud, EEI sans et avec DTT et EPEO avec DTT, 1°C/min).

Ces résultats montrent des **valeurs d'endommagement mécanique plus faibles pour le modèle EPEO** (différence non négligeable entre les deux courbes pour les modèles EEI avec DTT et EPEO avec DTT à 250°C). La différence observée résulte du **comportement statique différent après le déchargement en traction**. Pour une déformation de traction donnée, l'**endommagement est plus faible si les déformations inélastiques sont prises en compte**.

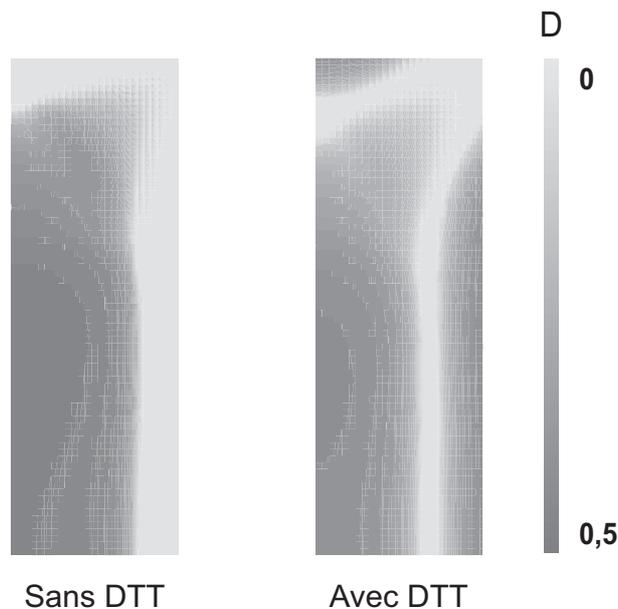


FIG. 4.13: Influence de la prise en compte de la DTT sur l'endommagement.

L'effet de la **DTT** est encore plus significatif. En effet, il **tend à relaxer les contraintes prédites**, ce qui conduit à des **épaisseurs et valeurs d'endommagement plus faibles**. Il est également important de noter que la DTT induit une **redistribution des contraintes** dans l'éprouvette et donc une nouvelle localisation de l'endommagement à la surface (en surface) (voir Fig. 4.13). ce "nouveau" endommagement est lié aux DTT différentielles entre la peau et le cœur. Il est à noter que l'on n'observe pas ce résultat lors des simulations de séchage (voir chapitre 3).

La prise en compte la DTT dans les simulations à hautes températures s'avère donc indispensable pour une prédiction réaliste et fiable du comportement du béton.

Des simulations à 10 °C/min ont également été réalisées pour estimer l'influence de la vitesse de montée en température sur le développement de l'endommagement. **L'endommagement augmente** de manière significative **avec la vitesse de montée en température**, comme on peut le constater sur l'exemple de la Fig. 4.14.

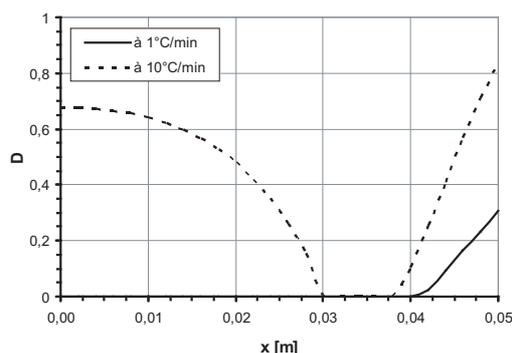


FIG. 4.14:  $D(x)$  (à chaud, EPEO avec DTT, à 250°C, 1 et 10°C/min).

## 1.4 Evolution des propriétés mécaniques après montée en température

Comme vu précédemment, le gradient thermique induit une *micro-fissuration* dans le béton. Nous nous attendons donc à une diminution des propriétés mécaniques après chauffage. Les courbes de compression et de traction résultant des simulations avec le modèle EPEO avec DTT sont fournies sur la Fig. 4.15 et montrent en effet une diminution des résistances de compression et traction et du module d'Young avec la température. Le **comportement du béton** devient plus **ductile avec l'augmentation de la température**.

Un exemple de l'effet du chauffage à 400 °C sur les propriétés mécaniques est donné dans le Tab. 4.4 pour trois modèles mécaniques différents et comparé à des résultats expérimentaux [174] [12].

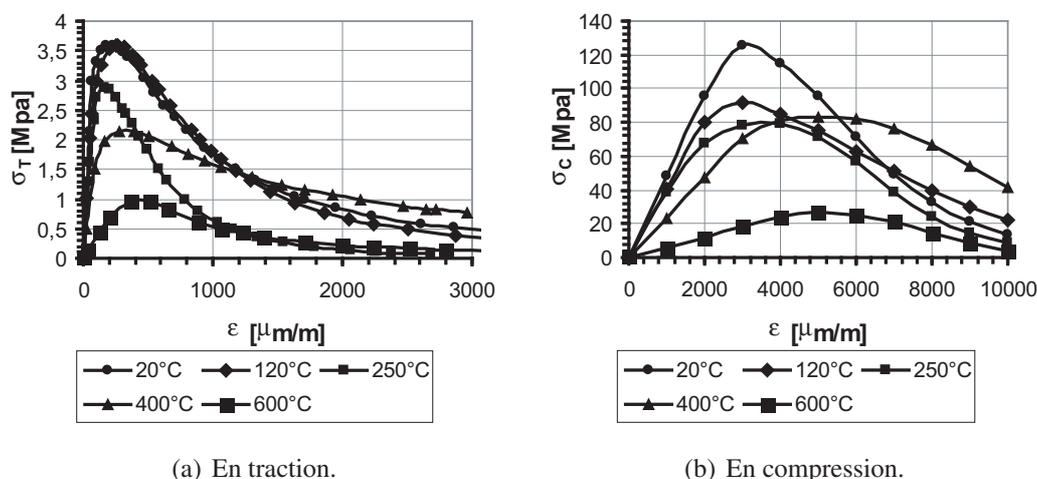


FIG. 4.15:  $\sigma$ - $\varepsilon$  (T) numériques (macroscopique, EPEO avec DTT, à chaud,  $1^\circ\text{C}/\text{min}$ ).

Ceci mène aux remarques suivantes :

- Si la *DTT* n'est pas prise en compte, une forte diminution du module d'Young et des résistances en compression et traction est prédit (de 35 à 65 %). Ces résultats ne sont pas en accord avec les résultats expérimentaux.
- Quand la *DTT* est prise en compte, mais pas les déformations inélastiques ni l'orthotropie induite, une décroissance légèrement plus faible est prédite (de 33 à 63 %).
- Lorsque la *DTT*, les déformations inélastiques et l'orthotropie sont prises en compte, la décroissance prédite est du même ordre de grandeur (de 33 à 66 %) et plus proche des résultats expérimentaux de manière générale.
- Le module d'Young devient axisymétrique en compression et traction après endommagement. Les résultats expérimentaux à notre disposition ne nous permettent pas de confirmer ou contredire ce résultat.

Ces résultats montrent la **nécessité de prendre en compte la DTT** pour prédire correctement l'endommagement induit par le gradient de déformation thermique (même si la différence n'est pas très élevée). Dans ces exemples, un **simple modèle d'endommagement élastique isotrope** semble **suffisant**. Le même résultat a été observé dans le cas du séchage (voir chapitre 3).

L'augmentation expérimentale de la résistance en traction avec la température obtenue par Hager [12] n'est pas confirmée, à notre connaissance, par d'autres études.

	$E/E_0$ en compression	$E/E_0$ en traction	$f_c/f_{c0}$	$f_t/f_{t0}$
EEI sans DTT [%]	46,7	34,9	65,1	60,2
EEI avec DTT [%]	57,7	36,8	67	60,4
EPEO avec DTT [%]	49	33,9	66,7	59,6
Exp Hager [%]	52,9		67	157,5
Exp Phan [%]	30-40		70-80	

TAB. 4.4: Dégradation des propriétés mécaniques à chaud, 1°C/min, à 400°C. Effet du modèle mécanique.

## 1.5 Endommagement après refroidissement

La Fig. 4.16 montre les effets du refroidissement sur l'endommagement mécanique obtenu pour le modèle EPEO avec DTT à 1°C/min, à 250 et 600°C. L'**endommagement résiduel est plus important après refroidissement (en terme d'amplitude et de taille de zone endommagée)**.

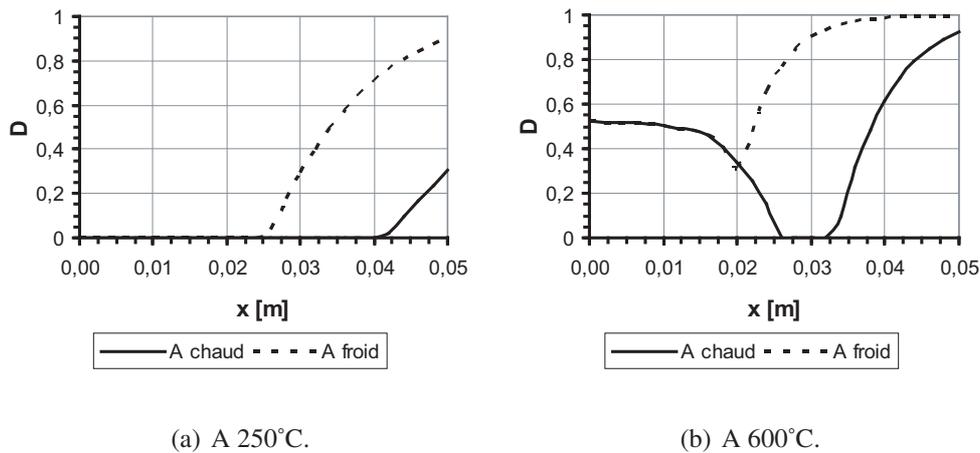


FIG. 4.16:  $D(x)$  (à chaud et à froid, EPEO avec DTT, 1°C/min).

De plus, le modèle d'endommagement a une influence sur la réponse résiduelle du béton (voir Fig. 4.17). Le modèle d'endommagement EPEO semble augmenter l'endommagement résiduel pour les plus hautes températures, alors que pour de plus faibles températures de chargement (i.e. à 250 °C), les réponses sont similaires pour les deux modèles (EEI et EPEO).

Une **influence similaire** (à celle observée à chaud) **de la vitesse de montée en température sur l'endommagement mécanique** est observée **pour des cycles de chauffage/refroidissement** (voir Fig. 4.18).

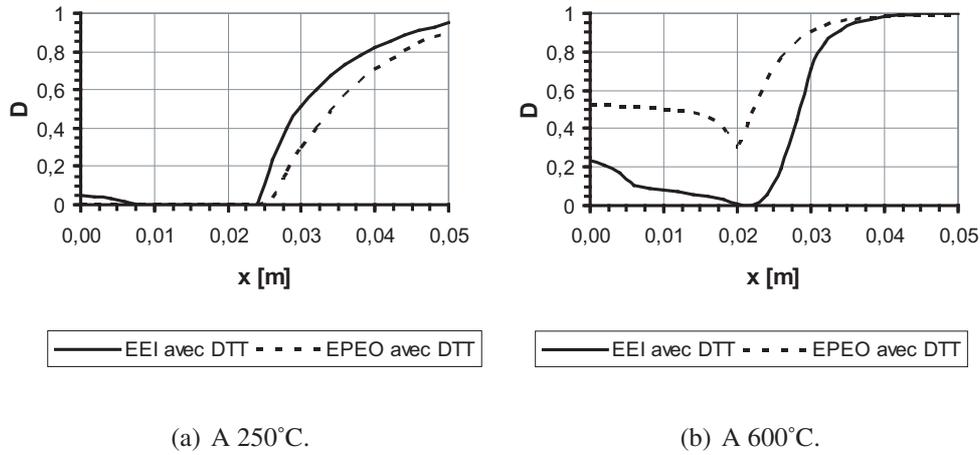


FIG. 4.17:  $D(x)$  (à froid, EEI et EPEO avec DTT, 1°C/min).

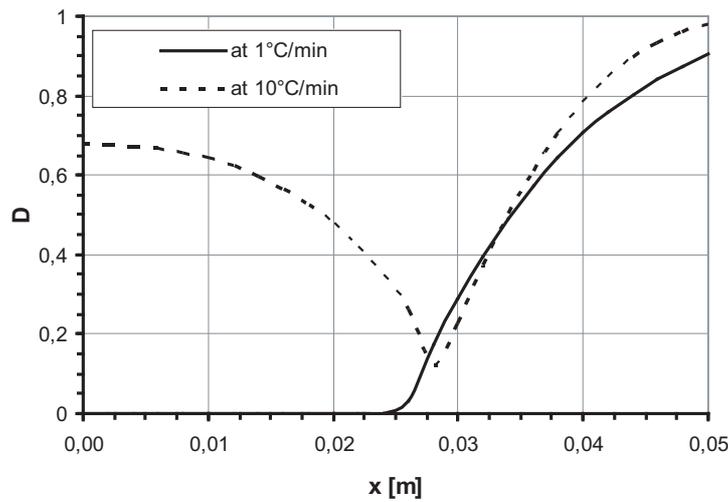


FIG. 4.18:  $D(x)$  (à froid, EPEO avec DTT, à 250°C, 1 et 10°C/min).

## 1.6 Evolution des propriétés mécaniques après refroidissement

Les courbes de compression et de traction résultant des simulations à chaud et en résiduel avec le modèle EPEO avec DTT sont tracées sur la Fig. 4.19 et montrent une décroissance des résistances en traction et en compression et du module d'Young après refroidissement.

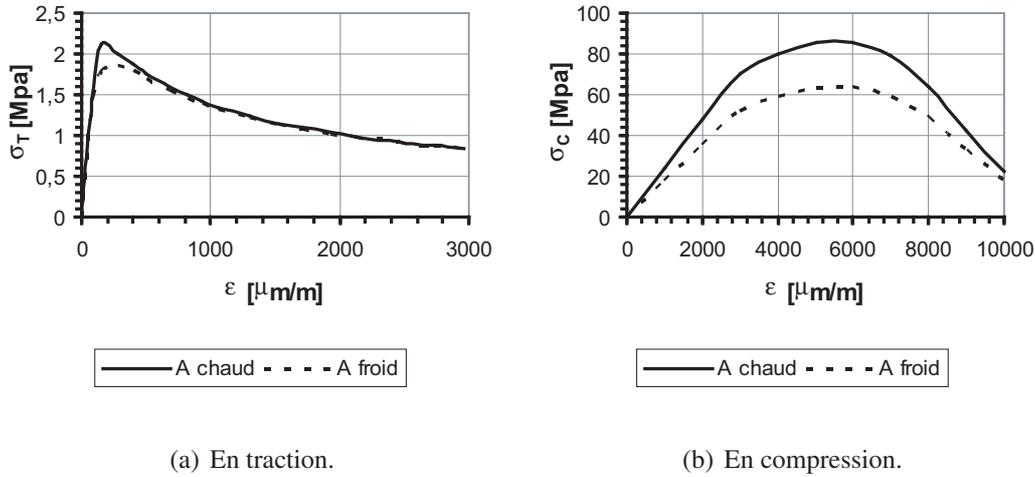


FIG. 4.19:  $\sigma$ - $\varepsilon$  numérique (macroscopique, EPEO avec DTT, à chaud et à froid, à 400°C, 1°C/min).

Un exemple de l'effet du cycle chauffage jusqu'à 400°C et refroidissement jusqu'à 20°C sur les propriétés mécaniques est donné sur le Tab. 4.5 pour le modèle d'endommagement EPEO avec DTT.

	$E/E_0$ en comp.	$E/E_0$ en trac.	$f_c/f_{c0}$	$f_t/f_{t0}$
<b>Après chauffage [%]</b>	49	33,9	66,7	59,6
<b>Après refroidissement [%]</b>	36	33	52	52
<b>Exp Hager après chauffage [%]</b>	43		73	
<b>Exp Hager après refroidissement [%]</b>	20		45	
<b>Exp Phan après chauffage [%]</b>	30-40		70-80	
<b>Exp Phan après refroidissement [%]</b>	20-30		50-60	

TAB. 4.5: Dégradation des propriétés mécaniques, modèle EPEO avec DTT, 1°C/min, à 400°C. Effet du refroidissement [12] [174].

La chute des propriétés mécaniques est beaucoup plus importante après refroidissement (chutes des propriétés variant de 48 à 67 % après refroidissement pour 33,3 à 66,1 % après chauffage). L'effet du refroidissement est plus prononcé en compression qu'en traction.

Ces résultats peuvent aussi être comparés aux résultats expérimentaux de Hager [12] (pour un autre type de béton, le BHP M100C avec des fibres,  $f = 0,9$ ). Ces comparaisons concluent à un bon accord entre nos simulations et les résultats expérimentaux. Cependant, les simulations semblent surestimer les propriétés du matériau après chauffage et surtout après refroidissement.

La différence entre les résultats à chaud et à froid peut résulter de différents phénomènes apparaissant durant la phase de refroidissement [12] :

- Le *gradient thermique induit durant la phase de refroidissement*, qui induit des contraintes thermiques de signe opposé en comparaison avec la phase de chauffage. L'*absence de DTT durant la phase de refroidissement* ne permet pas de relaxer les contraintes entre la pâte de ciment et les granulats.
- L'*augmentation du volume de pâte de ciment, due à la transformation de chaux en portlandite* (voir chapitre 1 §4.2.2) générant de la micro-fissuration.

## 1.7 Analyse de l'orthotropie induite

Des essais numériques de bi-traction ont également été menés pour voir l'effet des modèles mécaniques EEI (isotrope) et EPEO (orthotrope) sur la réponse du béton à un chargement bi-axial. Le maillage utilisé, les chargements mécaniques et les conditions aux limites sont présentées sur la Fig. 4.20.

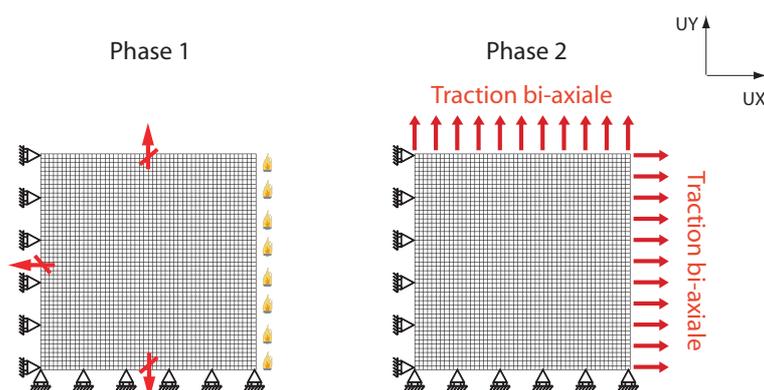


FIG. 4.20: Description des simulations de traction bi-axiale (macroscopique).

Les champs d'endommagement sont tracés sur la Fig. 4.21 pour les deux modèles EEI et EPEO (avec prise en compte de la DTT).

La représentation des isovaleurs d'endommagement à 600°C montrent des **distributions différentes entre les deux modèles**, mais d'**amplitudes similaires**, avec des valeurs atteignant 1 le long de UX. Cependant, **pour le modèle EPEO**, la variable d'endommagement  $D_{xx}$  est **égale à zéro**. Ceci va affecter considérablement la prédiction numérique des propriétés mécaniques résiduelles.

Les courbes  $\sigma$ - $\varepsilon$  sont tracées sur la Fig. 4.22 pour les deux modèles EEI et EPEO. Une évolution  $\sigma$ - $\varepsilon$  différente est prédit pour les deux modèles après chauffage.

En effet, chauffer un béton dans une *direction différentielle* rend le *comportement du béton orthotrope*.

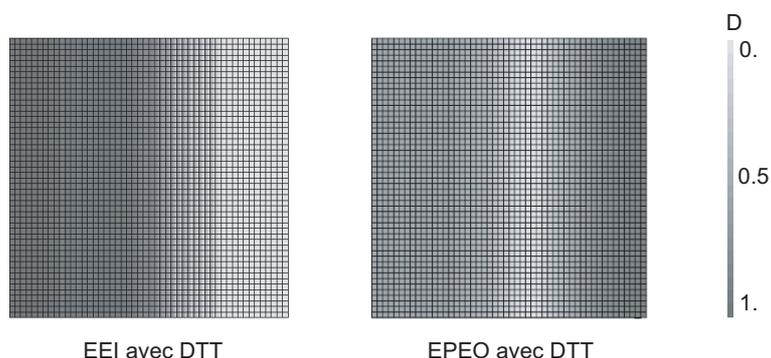


FIG. 4.21: D (bi-traction, 600°C, 1°C/min, modèles EEI et EPEO avec DTT).

Les résultats obtenus avec le **modèle EEI** ne sont **pas physiques**, puisque l'on prédit alors que le matériau ne sera pas apte à résister à un chargement horizontal. Ceci est dû à la présence d'une **bande d'endommagement (isotrope) verticale** pour laquelle le matériau est complètement endommagé (**D** approximativement **égal à 1**).

Avec le **modèle EPEO**, le chargement horizontal n'est **pas autant influencé par la variable d'endommagement  $D_{yy}$**  (la loi initiale  $\sigma$ - $\varepsilon$  est retrouvée) et donc on obtient **deux comportements similaires pour les deux directions de chargement**. ce même résultat a été observé dans le cas du séchage (voir chapitre 3 §1.5).

## 2 Etude macroscopique (sur structure)

Afin de voir si l'*influence du modèle mécanique* (notamment les effets de comportement non isotrope) et de la DTT étaient encore visibles *sur des structures réelles*, des essais numériques ont également été réalisés, basés sur des études expérimentales et/ou numériques de la littérature.

### 2.1 Tunnel sous la Manche

Cette étude s'appuie sur une étude numérique faite préalablement par Ulm et al. [147] sur la voûte du **tunnel sous la Manche ayant subi l'incendie de novembre 1996**.

#### 2.1.1 Description des simulations

Un bref résumé des simulations réalisées, que nous avons reprises partiellement de celles menées par Ulm et al. [147], avec les deux modèles mécaniques EEI et EPEO sont fournies ci-après.

- Pour des raisons de symétrie (de la géométrie, des chargements et des conditions aux limites), seul **un quart de la voûte est maillé** (afin de diminuer les temps de calculs). Une partie du **substratum** est également modélisée afin de s'assurer

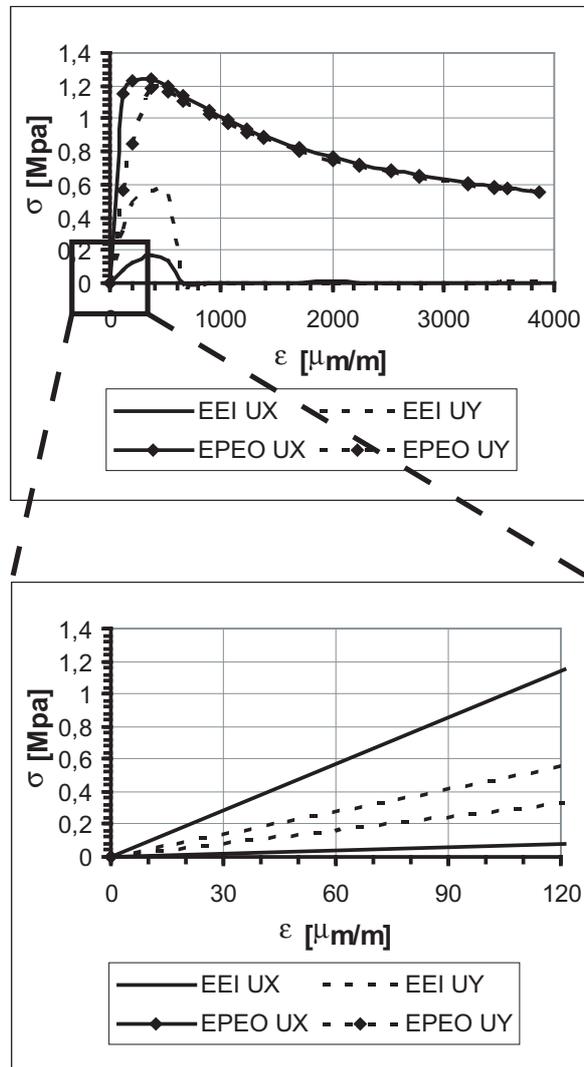


FIG. 4.22:  $\sigma$ - $\varepsilon$  numériques (bi-traction, EEI et EPEO avec DTT,  $1^\circ\text{C}/\text{min}$ ,  $600^\circ\text{C}$ ).

de la non influence des conditions aux limites thermiques et mécaniques sur la température, les déplacements et les contraintes dans les anneaux en béton.

- Le ferrailage n'a pas été pris en compte.
- Concernant les conditions aux limites, les symétries du modèle plan sont considérées, soit un **flux** et un **déplacement nuls le long des axes de symétrie**.
- L'évolution de température choisie pour nos simulations est la même que précédemment : **de 20 à 600°C, avec une vitesse de montée en température de 1°C/min**. Un chargement thermo-mécanique du tunnel est également simulé avec une pression exercée de **pression 2 MPa**.
- Nous avons conservé les **propriétés matériaux de Hager** [12] déterminées lors

des simulations sur éprouvette. En effet, l'objectif est de comparer la réponse des deux modèles, les paramètres matériaux étant identifiés sur les mêmes résultats expérimentaux.

Les conditions des tests numériques réalisés sont fournies sur la Fig. 4.23.

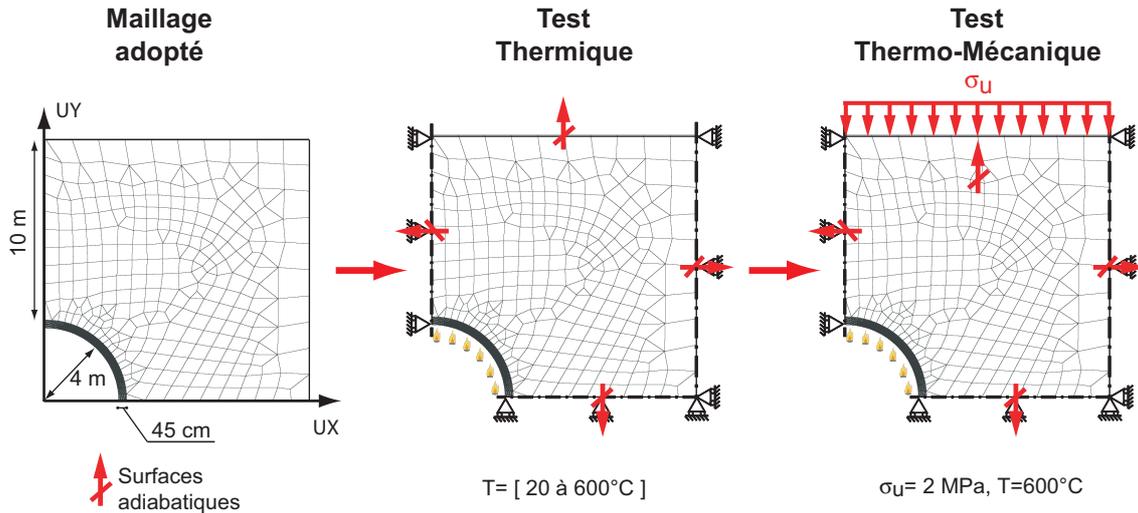


FIG. 4.23: Description des simulations sur tunnel.

### 2.1.2 Endommagement après montée en température

La Fig. 4.24 montre le champ d'endommagement du tunnel après montée en température jusqu'à 600°C.

Pour le **modèle EEI avec DTT**, l'**endommagement est localisé en coeur du tunnel**, comme nous l'avons déjà observé pour les chargements thermiques sur éprouvette. Cet effet est lié au gradient thermique qui engendre des contraintes de traction en coeur dépassant la résistance maximale en traction. Pas ou très peu d'endommagement est observé côté surface chauffée.

Pour le **modèle EPEO avec DTT**, on observe un **champ d'endommagement presque identique dans les deux directions UX et UY, peu différent de celui fourni par le modèle EEI à coeur**. Par contre un endommagement important localisé sur une fine couche proche de la surface chauffée du tunnel est visible pour le modèle EPEO. Cet endommagement ressemble à un endommagement de type **écaillage**. Ceci semble sous-entendre que cet écaillage est dû aux contraintes de traction engendrées par le gradient thermique (les phénomènes de pressions de pores n'étant pas ici pris en compte puisque les transferts hydriques ne sont pas modélisés).

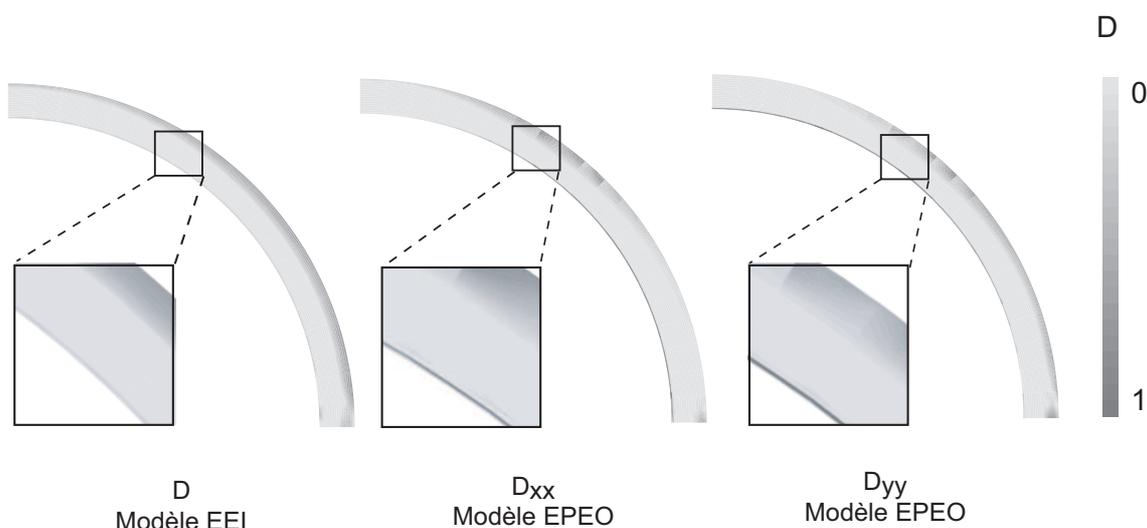


FIG. 4.24:  $D$  (tunnel, 600°C, 1°C/min, modèles EEI et EPEO avec DTT).

On peut voir l'évolution de l'endommagement après la montée en température jusqu'à 600 °C pour les deux modèles mécaniques EEI (sans et avec DTT) et EPEO sur la Fig.4.25. **L'endommagement prédit est plus important pour le modèle EEI sans DTT.** L'ajout de la DTT permet une **relaxation des contraintes** et donc une **diminution de l'endommagement**. La prise en compte du modèle EPEO induit un **endommagement différent suivant les deux directions UX et UY**. Cependant, la valeur d'endommagement  $D_{yy}$  est presque identique à celle prédit par le modèle EEI avec DTT. Il semble donc que le modèle mécanique n'est ici pas beaucoup d'influence.

### 2.1.3 Endommagement après application de la pression

Si l'on applique un chargement mécanique de type **pression sur la partie haute de la structure modélisée**, de 2 MPa, on observe les endommagements pour les différents modèles mécaniques visualisés sur les Fig. 4.26 et 4.27.

On observe des comportements similaires après application de la pression.

Par contre, si l'on observe les évolutions **pression-déplacement suivant UX ou UY** (voir Fig. 4.28), on observe sur UY un **comportement identique entre les deux modèles EEI avec DTT et EPEO** (avec DTT), le modèle EEI sans DTT sous-estimant lui la courbe pression-déplacement (du fait de l'endommagement surestimé).

Par contre, suivant UX, les modèles EEI avec DTT et EPEO (avec DTT) ne fournissent plus les mêmes résultats. Le **modèle EEI prédit un endommagement plus important que le modèle EPEO**.

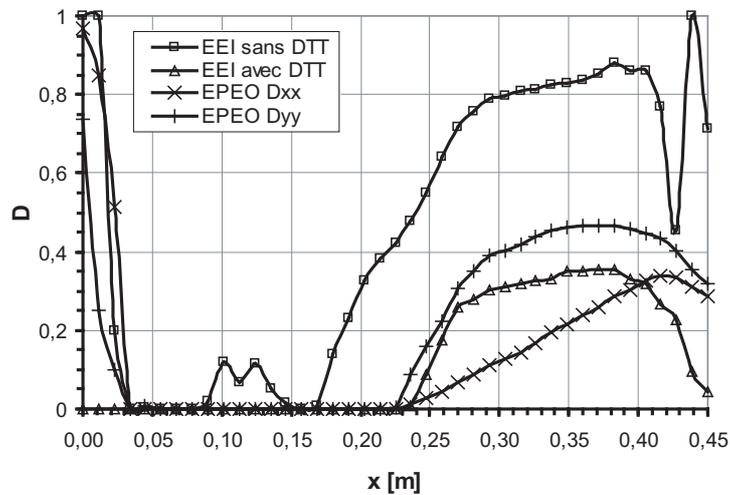


FIG. 4.25:  $D(x)$  (tunnel,  $600^{\circ}\text{C}$ ,  $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ , modèles EEI et EPEO avec DTT, en partie basse du tunnel).

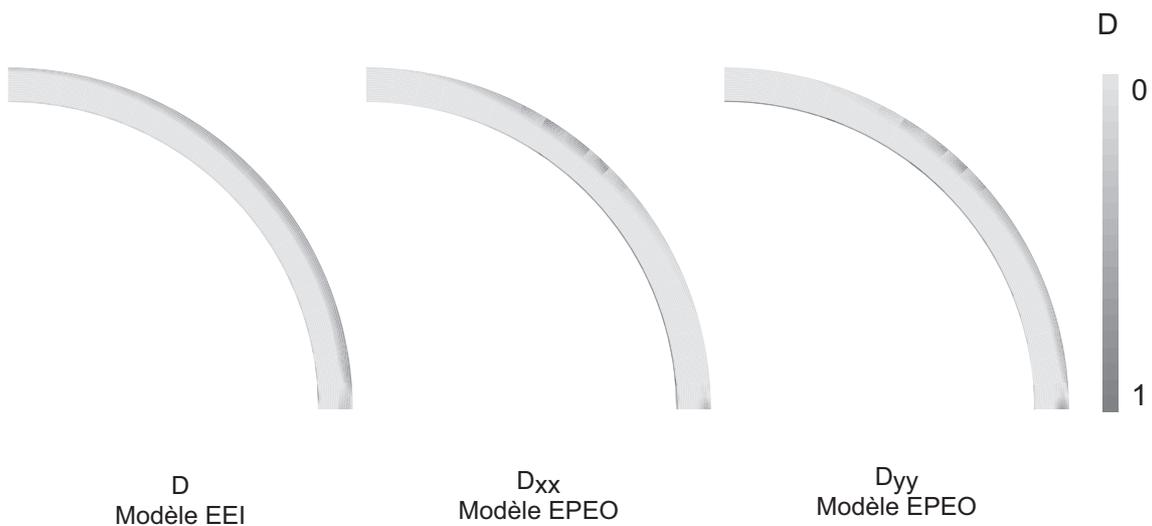


FIG. 4.26:  $D$  (tunnel,  $600^{\circ}\text{C}$ ,  $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ ,  $P=2\text{ MPa}$ , modèles EEI et EPEO avec DTT).

## 2.2 Flexion d'une dalle en béton armé

### 2.2.1 Description des simulations

Des simulations ont également été réalisées sur une dalle en béton armé, afin de regarder l'effet des deux modèles mécaniques sur la réponse de cette dalle à un chargement thermique.

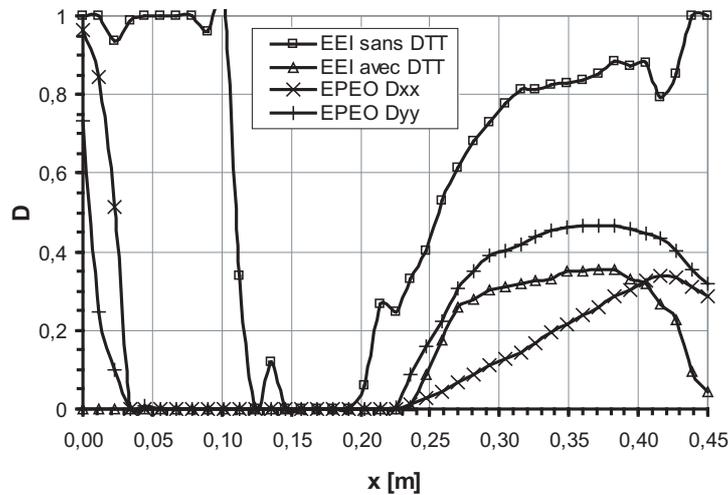
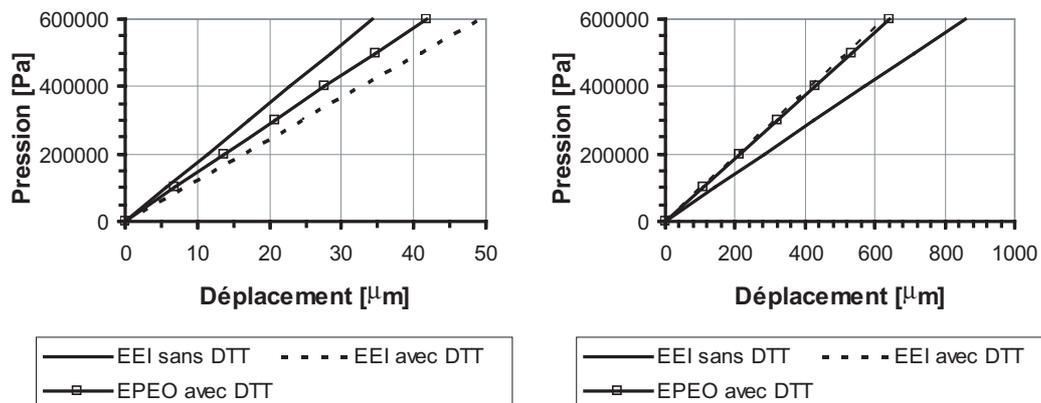


FIG. 4.27:  $D(x)$  (tunnel,  $600^{\circ}\text{C}$ ,  $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ ,  $P=2\text{ MPa}$ , modèles EEI et EPEO avec DTT).



(a) Suivant UX.

(b) Suivant UY.

FIG. 4.28: Pression-déplacement (tunnel,  $600^{\circ}\text{C}$ ,  $P=2\text{ MPa}$ ).

Ces simulations comparant les prédictions de différents modèles peuvent être comparées aux études réalisées dans le cadre du benchmark MECA, qui visaient à comparer différents modèles pour prédire le comportement mécanique de différentes structures (dont des études réalisées sur des poutres en flexion) à température ambiante uniquement [175].

Un résumé des simulations réalisées est fourni ci-après.

- Nous avons repris les mêmes **propriétés matériaux du BHP M100C** de Hager [12]. La **structure testée** est une **dalle en béton armé**.
- Pour des raisons de symétrie et de gain de temps de calcul, l'étude est réalisée en **2D**, en configuration de **contraintes planes**, sur la moitié de la dalle.
- Un **chargement thermique** est tout d'abord simulé, afin de regarder l'évolution de l'endommagement et des propriétés mécaniques sous ce chargement, en fonction du type de modèle mécanique pris en compte (*EEl* ou *EPEO*). La montée en température est imposée sur la **face inférieure de la dalle** (la température augmentant de **20 à 600°C** sur cette face).
- Un **chargement thermo-mécanique** est également testé, avec un chargement thermique identique au précédent, suivi d'un **chargement mécanique** de type **flexion 4 points** (avec un effort de flexion imposé de 14,5 kN).

La description des essais numériques réalisés est effectuée sur la Fig. 4.29.

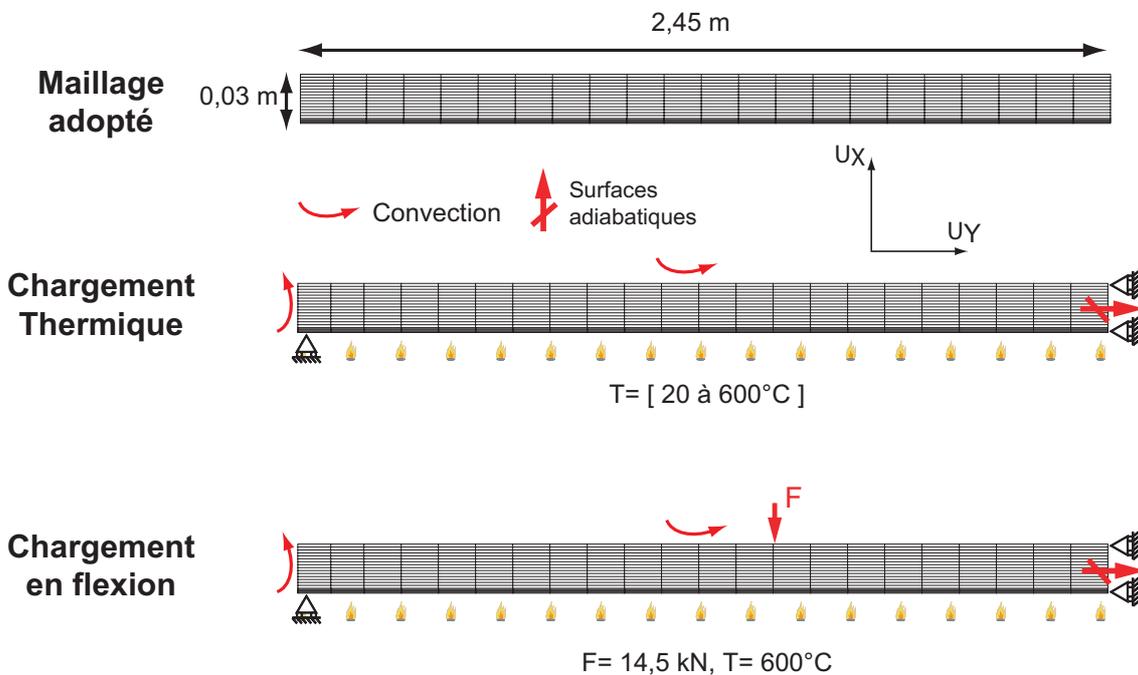


FIG. 4.29: Description des simulations sur dalle.

### 2.2.2 Comportement mécanique à température ambiante

Des simulations ont été réalisées, sans chargement thermique dans un premier temps, pour vérifier que les modèles mécaniques EEI et EPEO fournissaient des réponses mécaniques similaires à température ambiante (voir Fig. 4.30). Les courbes déplacement-effort obtenues montrent des **comportements en effet similaires entre les deux modèles avant chargement thermique de la dalle.**

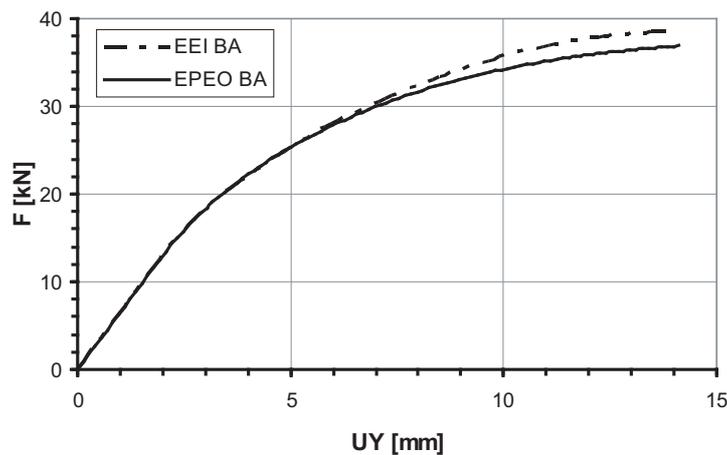


FIG. 4.30: Effort-déplacement (dalle BA, à  $T_{amb}$ , modèles EEI et EPEO).

### 2.2.3 Endommagement après montée en température

Les champs d'endommagement pour les modèles EEI et EPEO sont visualisés sur la Fig. 4.31. Ils montrent un endommagement similaire (en terme de distribution et d'amplitude) entre les deux modèles mécaniques.

On peut également voir l'évolution de l'endommagement après montée en température jusqu'à 600 °C pour les deux modèles mécaniques EEI et EPEO sur la hauteur de la dalle sur la Fig.4.32.

On peut noter un **endommagement important de la structure sur toute l'épaisseur de la dalle**, après le chargement thermique. Pour les deux modèles EPEO et EEI l'endommagement  $D_{xx}$  est presque identique. Par contre, pour le modèle EPEO, on note une non isotropie de l'endommagement, avec un endommagement  $D_{yy}$  plus faible.

### 2.2.4 Endommagement après application de l'effort de flexion

Les champs d'endommagement pour les modèles EEI et EPEO sont visualisés sur la Fig. 4.33. Ils montrent un endommagement légèrement plus important pour le modèle

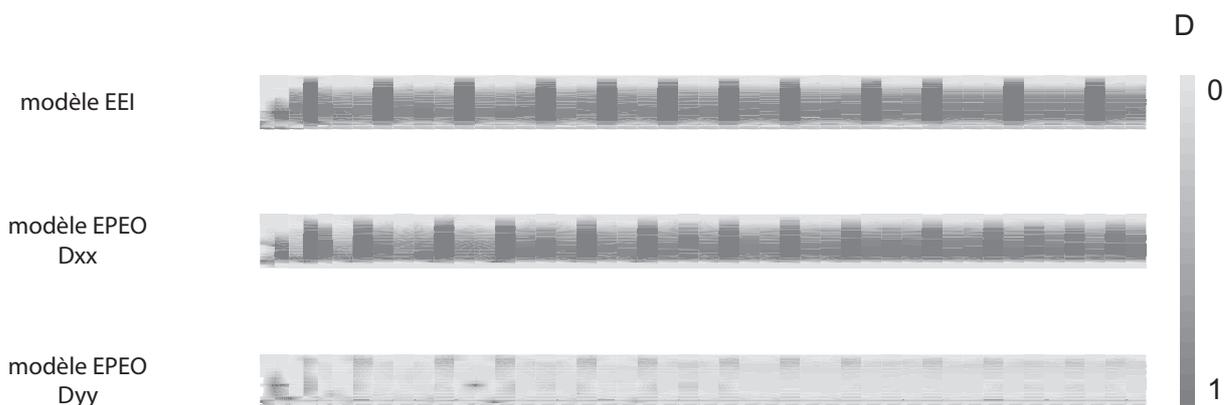


FIG. 4.31: D (dalle BA, 600°C, modèles EEI et EPEO avec DTT).

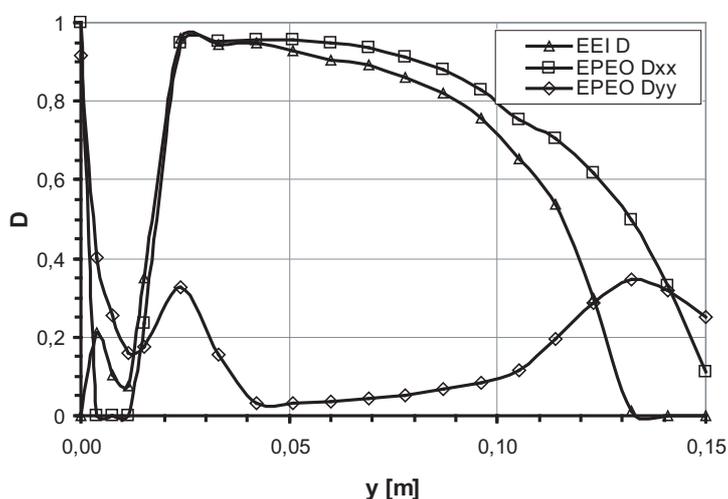


FIG. 4.32: D(y) (dalle BA, 600°C, modèles EEI et EPEO avec DTT).

EEI par rapport au modèle EPEO. Mais la différence de comportement reste faible comme dans le cas du chargement thermique seul.

On peut également voir l'évolution de l'endommagement après montée en température jusqu'à 600 °C pour les deux modèles mécaniques EEI et EPEO sur la hauteur de la dalle sur la Fig.4.34.

Les observations sont les mêmes avec effort de flexion que pour le chargement thermique seul.

Les courbes effort-déplacement sont tracées sur la Fig. 4.35 après chargement thermique pour les deux modèles. On ne note pas de différence fondamentale entre les deux modèles.

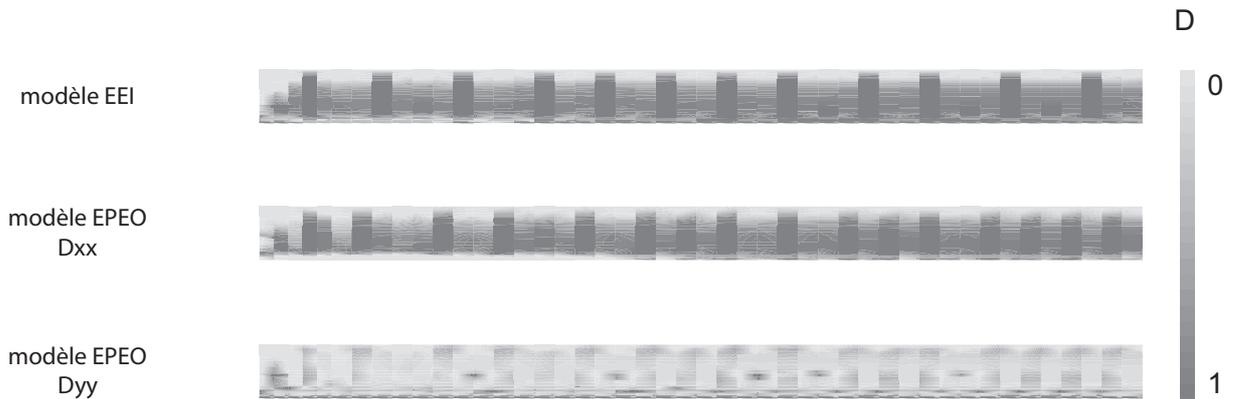


FIG. 4.33: D (dalle BA, flexion, 600°C, modèles EEI et EPEO avec DTT).

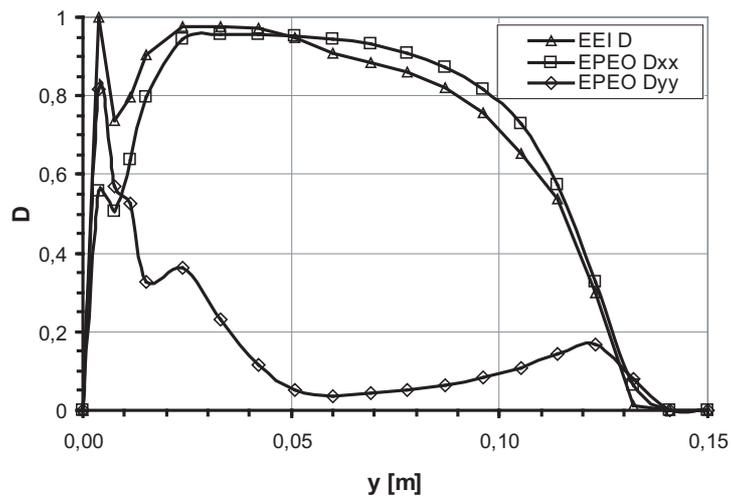


FIG. 4.34: D(y) (dalle BA, flexion, 600°C modèles EEI et EPEO avec DTT).

A l'échelle de la structure, **l'utilisation du modèle mécanique d'endommagement élastique isotrope semble suffisante** pour décrire le comportement de celle-ci lorsqu'elle est soumise à un chargement thermique.

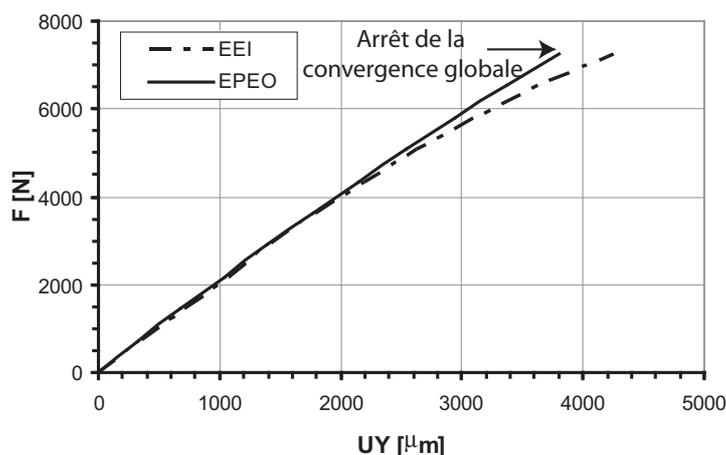


FIG. 4.35: Effort-déplacement (dalle BA, 600°C, modèles EEI et EPEO).

### 3 Etude mésoscopique (sur éprouvette)

#### 3.1 Description des simulations

La description explicite de l'hétérogénéité du matériau est effectuée en utilisant un **maillage conforme aux éléments finis** (voir chapitre 2 §4.2.3).

Les *mêmes données expérimentales* de la thèse de Hager ont été utilisées pour identifier les paramètres de notre modèle dans le cas du maillage hétérogène, pour les phases pâte de ciment et granulats.

Le protocole, les conditions expérimentales respectées lors de nos simulations, et les essais numériques effectués pour l'identification des paramètres sont également les mêmes que ceux dorés et déjà utilisés lors de l'étude macroscopique (voir §1).

Notons aussi que nous utiliserons dans le cadre des études réalisées **à l'échelle mésoscopique** le modèle EEI avec DTT.

#### 3.2 Identification des paramètres du modèle

##### 3.2.1 Paramètres thermiques

Comme nous l'avons déjà expliqué au §1.2.1, les propriétés thermiques, conductivité thermique  $\lambda$  et capacité calorifique  $Cp$ , des deux phases, pâte de ciment et granulats, ont été identifiées à partir des évolutions expérimentales des gradients thermiques à 0,5°C de Hager [12], en utilisant pour l'algorithme d'optimisation de Levenberg-Marquardt.

- Pour la pâte de ciment, des **lois d'évolutions physiques** ont été considérées :
  - La capacité calorifique apparente suit une évolution marquée par **deux pics, correspondant à l'évaporation de l'eau et à la déshydratation de la portlandite et des C-S-H.**
  - La conductivité thermique diminue en température selon une **loi linéaire.**
- Pour les granulats, compte tenu de la **faible variation de leurs propriétés en température** (dans la gamme de température étudiée), nous considérerons des **valeurs constantes** pour les deux paramètres.

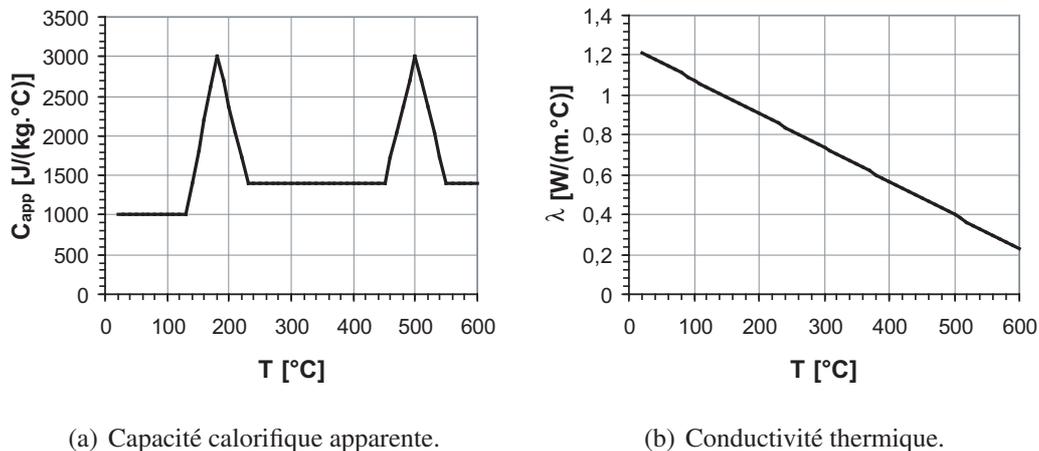


FIG. 4.36: Paramètres thermiques de la pâte de ciment.

Cp [J/(kg.°C)]	λ [W/(m.°C)]
518,23	1,0961

TAB. 4.6: Paramètres thermiques des granulats.

Après identification (voir Fig. 4.36 et Tab. 4.6), nous obtenons un **bon accord entre les résultats expérimentaux et numériques** sur pâte (voir Fig. 4.37), à 0,5°C/min (vitesse de montée en température avec laquelle a été réalisée l'identification des paramètres de simulation) mais également à 1,0°C/min (sans recalage des paramètres pour cette nouvelle vitesse). Les **résultats** sont de plus **similaires entre le modèle macroscopique précédemment étudié et ce modèle mésoscopique.**

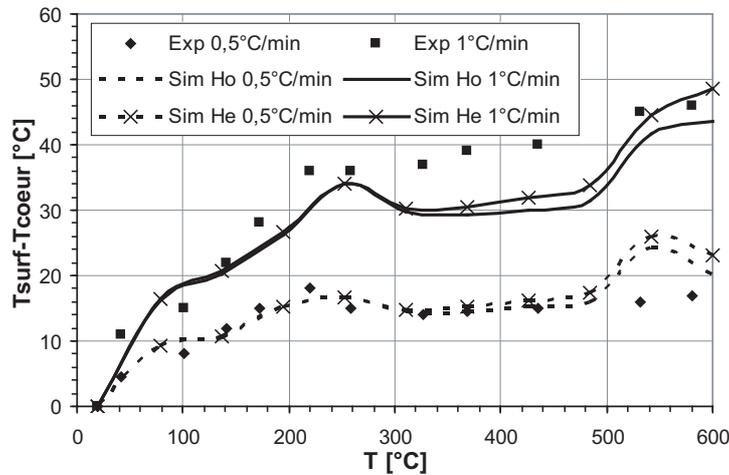


FIG. 4.37: Gradient thermique expérimental et numérique à 0,5 et 1,0°C/min pour la pâte de ciment.

Notons de plus l'importance du bon choix des données expérimentales servant à l'identification des paramètres matériau. En effet si l'on trace, pour les paramètres que nous avons identifiés, l'évolution de la température de cœur de l'éprouvette avec la température (voir Fig. 4.38), on note un accord parfait et peu de différences entre les deux vitesses de montée en température (on a le même constat pour le béton).

Pourtant l'observation des évolutions expérimentales et numériques du gradient montre bien une différence de comportement avec la vitesse de montée en température et une non adéquation totale entre les différents modèles et expériences.

Ceci montre les **limites du choix de l'évolution de la température de cœur comme référence expérimentale** pour l'identification des paramètres thermiques du matériau, méthode qui est pourtant classiquement adoptée dans la littérature. En effet, c'est bien la différence de température entre le cœur et la peau qui est à l'origine de la fissuration.

### 3.2.2 Paramètres de la DT

La déformation thermique du béton est lié aux **coefficients de dilatation thermique** de la pâte de ciment et des granulats. L'identification a été réalisée à partir des essais de **chargement thermiques** de Hager [12]. Les résultats de l'identification sont présentés sur la Fig. 4.39 et les Tab. 4.7 et 4.8.

T [°C]	20	90	130	230	300	350	400	500	600
$\alpha_{\text{pdc}} [ \cdot 10^{-6} ]$	9,48	0,32	0,28	-2	-5	-8	-8	-8	-8

TAB. 4.7: Coefficient de dilatation de la pâte de ciment.

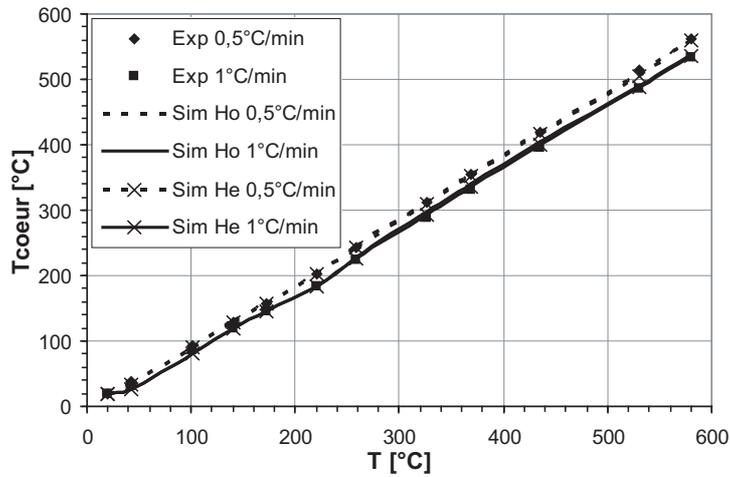


FIG. 4.38: Température de cœur expérimentale et numérique.

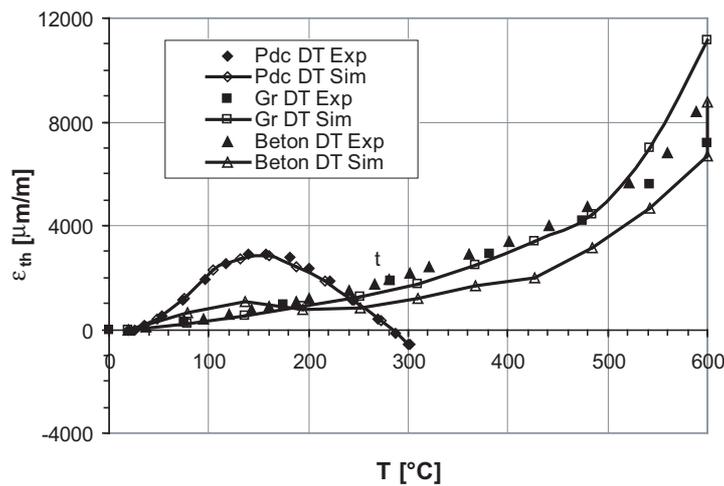


FIG. 4.39: DT expérimentale et numérique (mésoscopique).

T [°C]	20	100	300	500	600
$\alpha_{gr} [ \cdot 10^{-6} ]$	4	4,5	6	0,1	0,2

TAB. 4.8: Coefficient de dilatation des granulats.

### 3.2.3 Paramètres de la DTT

Les paramètres de la Déformation Thermique Transitoire sont déterminés pour la pâte de ciment, cet effet n'apparaissant qu'au sein de la pâte de ciment (et non dans les granulats).

Les trois paramètres  $A$ ,  $B$  et  $C$ , gouvernant l'évolution de la Déformation Thermique Transitoire dans la pâte de ciment par l'intermédiaire du coefficient  $\beta(T)$  (voir chapitre 2 §2.2.3), sont déterminés à partir des essais thermiques de Hager [12] sur des éprouvettes de pâte de ciment sous un **chargement mécanique** correspondant à **20 % de la résistance en compression** des éprouvettes testées (voir Fig. 4.40 et Tab. 4.9).

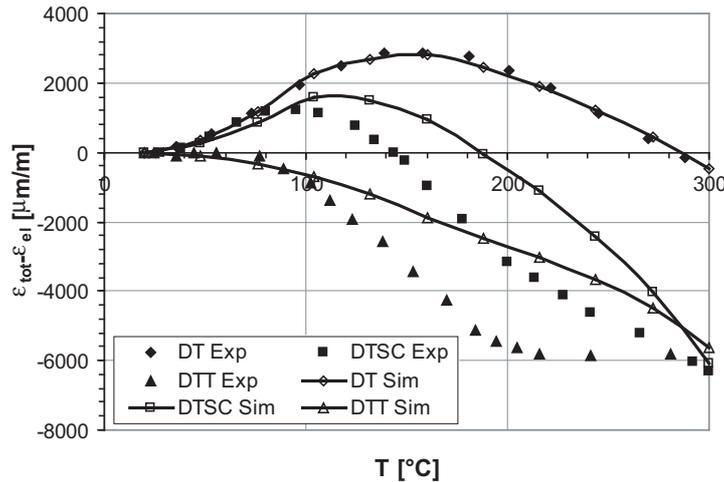


FIG. 4.40: DT, DTSC et DTT expérimentale et numérique de la pâte de ciment.

A	B	C
$3,5 \times 10^{-3}$	$1,5 \times 10^{-4}$	$10 \times 10^{-3}$

TAB. 4.9: Paramètres de la DTT de la pâte de ciment.

On note une **assez bonne prédiction de la DTSC jusqu'à 300°C, mais pas de la DTT**. Le problème est lié à l'utilisation du même modèle de DTT que pour le béton (modèle phénoménologique qui n'est pas adapté à la pâte de ciment).

De ce fait l'identification de la pâte de ciment ne permet pas une très bonne représentation à l'échelle macroscopique du comportement du béton. Ceci est notamment accentué par des problèmes de convergence numériques rencontrés lors des simulations jusqu'à 600°C pour le béton hétérogène.

### 3.2.4 Paramètres mécaniques

Les *conditions des essais numériques et expérimentaux* permettant l'identification des paramètres mécaniques des deux phases pâte de ciment et granulats sont les *mêmes que celles déjà utilisées pour le béton à l'échelle macroscopique*.

Les *données expérimentales référence* pour l'identification sont les *courbes de compression expérimentales* et les *courbes de traction type issues de la littérature*. Les paramètres mécaniques à déterminer pour les deux phases sont :

- L'évolution du module d'Young de la pâte de ciment et des granulats avec la température. Pour simplifier l'étude, le **module d'Young des granulats est considéré constant**, les granulats subissant peu de réactions chimiques durant la montée en température jusqu'à 600°C (voir chapitre 1). Le **module d'Young de la pâte de ciment est lui considéré dépendant de la température**. Son évolution doit donc être identifiée.
- Le **coefficient de Poisson des deux phases** est pris constant **égal à 0,2**.
- Les **paramètres du modèle EEI sont considérés identiques pour les deux phases, évoluant en température**.

Les **essais de compression/traction** réalisés expérimentalement à chaud sont ainsi **reproduits numériquement**, afin de prendre en compte l'éventuel pré-endommagement que peuvent subir les éprouvettes lors du chargement thermique jusqu'à la température souhaitée de l'essai mécanique (voir Fig. 4.9).

Les paramètres mécaniques pour le modèle EEI sont alors identifiés par optimisation avec l'algorithme de Levenberg-Marquardt [173] et aboutissent à un **accord partiel entre les résultats expérimentaux et de simulation**.

En effet, la **description de la phase post-pic** s'avère **impossible pour le béton hétérogène**. Les simulations après identification décrivent donc une **rupture fragile** (non représentative du comportement réel). De plus, des **difficultés de convergence et d'identification des résistances en traction principalement** ont été rencontrées, même à 20°C. Ces problèmes ont déjà été rencontrés par d'autres modélisateurs [94].

Ces difficultés d'identification peuvent être partiellement expliquées par le *nombre de paramètres*, beaucoup plus important (de par l'existence de deux phases) et par la *non prise en compte dans les simulations de la décohésion à l'interface pâte de ciment/granulats*.

La Fig. 4.41 présente deux exemples d'identification des paramètres mécaniques du béton hétérogène, montrant un accord plus ou moins correct entre les résultats expérimentaux et les résultats de simulation.

Le Tab. 4.10 regroupe les paramètres mécaniques identifiés pour l'étude à l'échelle mésoscopique.

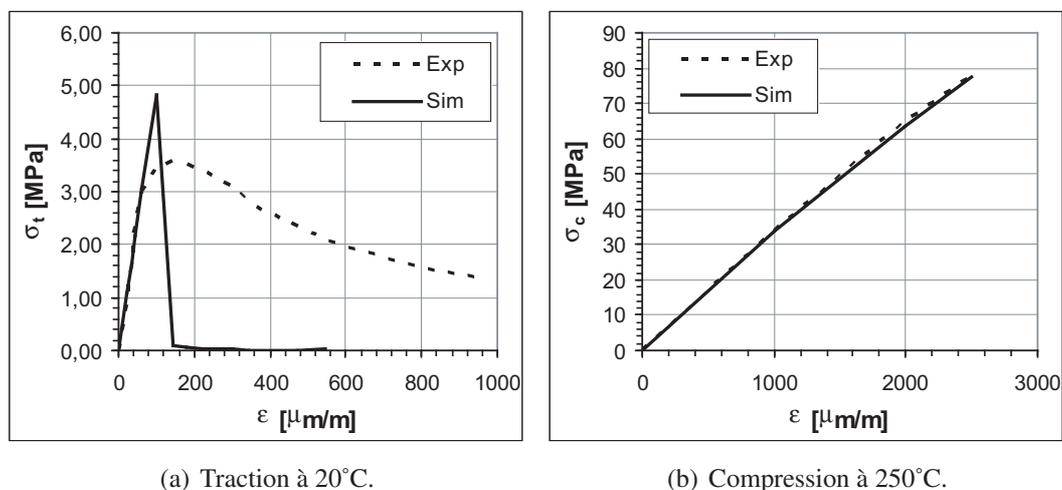


FIG. 4.41: Courbes  $\sigma$ - $\varepsilon$  expérimentale et numérique pour le béton hétérogène.

T	20	120	250	400	600
$E_{gr} [ \cdot 10^9 ]$	70	70	70	70	70
$V_{pdc-et-gr}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$\kappa_{0pdc-et-gr}$	$1,93 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$4,5 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-2}$
$A_{tpdc-et-gr}$	1,4949	2	2,8762	3,3302	2,11
$B_{tpdc-et-gr}$	1728,2	1810,2	2720,7	650,11	459,64
$A_{cpdc-et-gr}$	278,7	68	51,469	100,64	41,9
$B_{cpdc-et-gr}$	1142,8	960	1180,4	865,54	347,26

TAB. 4.10: Paramètres mécanique du béton (mésoscopique, modèle EEI).

### 3.3 Endommagement après montée en température

#### 3.3.1 Comparaison des deux approches macroscopique et mésoscopique

L'endommagement prédit lors de la montée en température est très différent entre le béton considéré homogène et le béton considéré hétérogène.

Les champs d'endommagement prédits numériquement avec le béton homogénéisé et le béton hétérogène sont comparés sur la Fig. 4.42.

On observe des **endommagements très différents**, spécialement **pour les vitesses de montée en température plus faibles** (i.e.  $0,1^\circ\text{C}/\text{min}$ ). Dans le cas du béton homogène, seul le cœur est endommagé alors que dans le cas du béton hétérogène c'est toute l'éprouvette qui est endommagée. Un même résultat est observé lors du séchage (voir chapitre 3). De plus, l'**influence de la vitesse de montée en température est importante pour le béton**

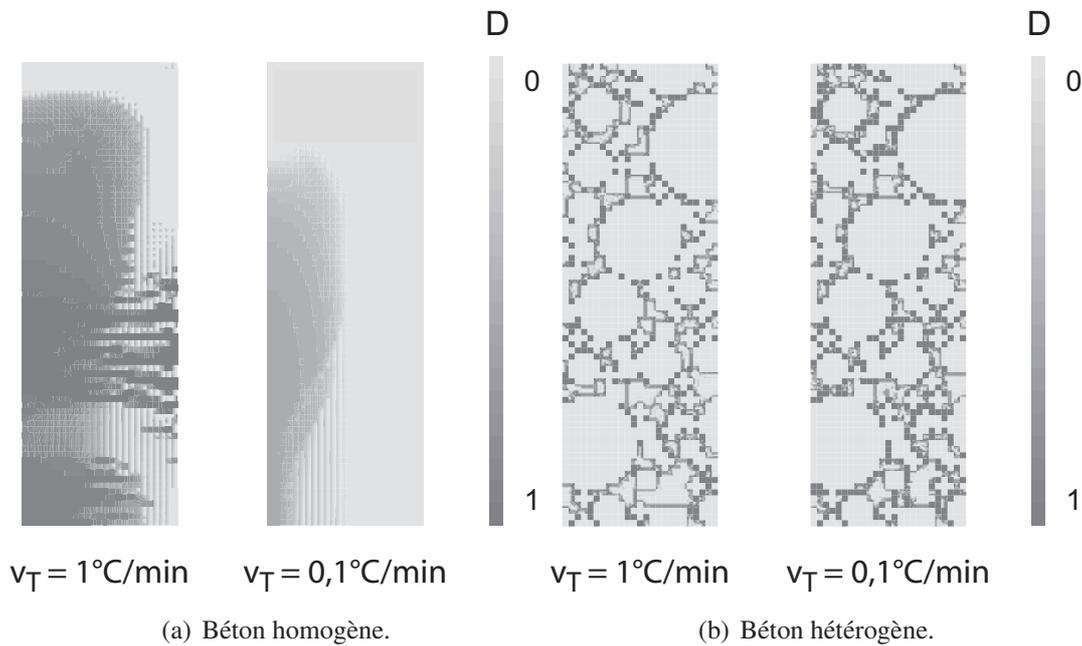


FIG. 4.42: D macroscopique et mésoscopique, à 0,1 et 1°C/min à 600°C.

**homogène**, alors que **pour le béton hétérogène**, cette influence semble **plus faible**.

Il faut noter cependant que l'*endommagement* prédit ici dans le cas du béton hétérogène est *probablement surestimé* du fait de la *non prise en compte des décohésions aux interfaces pâte de ciment/granulats*.

De plus, **au sein des granulats**, l'**endommagement** est **nul ou très faible**. Un modèle élastique non endommageable pour les granulats semble donc suffisant.

L'approche mésoscopique permet la **prédiction non seulement de l'endommagement lié au gradient thermique et aux dégradations physico-chimiques induit au sein de l'éprouvette en béton soumis à un chargement thermique à sa surface, mais également de l'endommagement dû au caractère hétérogène du béton**.

L'objectif de la suite du travail est d'utiliser ces deux approches, macroscopique et mésosocopique, afin de d'identifier la part des différents mécanismes de dégradation du béton.

### 3.4 Identification des mécanismes d'endommagement

#### 3.4.1 Approche adoptée

Comme nous l'avons vu dans le chapitre 1, **à faible vitesse de montée en température** (de l'ordre de 1°C, utilisé pour les études numériques précédentes), **trois mécanismes d'endommagement** du béton à hautes températures peuvent, entre autre, être distingués

à différentes échelles :

- A l'échelle macroscopique, les **gradients thermiques** induisant des dilatations différentielles et de ce fait des contraintes différentielles entre le cœur et la surface de la structure.
- A l'échelle microscopique, la **déshydratation du béton et les dégradations physico-chimiques** observées avec la montée en température (e.g. décomposition de la portlandite, des C-S-H).
- A l'échelle mésoscopique, la **forte incompatibilité de déformations entre la pâte de ciment et les granulats**, dont les coefficients de dilatation thermique apparents évoluent de façon opposée avec la température.

Ces trois mécanismes, liés aux trois échelles d'observation du béton sont **difficilement différenciables expérimentalement**. L'étude réalisée, utilisant les approches macroscopique et mésoscopique vise donc à rendre leur identification et leur séparation possible à l'aide de simulations numériques d'**essais "virtuels" non réalisables expérimentalement**, l'*objectif à long terme* étant d'aboutir à des *lois macroscopiques décrivant ces différents endommagements pour le calcul de structures*.

Pour isoler ces différents mécanismes d'endommagement, des simulations aux éléments finis sont réalisées correspondant à des essais "virtuels" (e.g. essai avec chargement thermique uniforme au sein d'une éprouvette en béton), tenant compte explicitement ou non de la composition hétérogène du béton à l'échelle mésoscopique.

Les *transferts de masse* (eau et air) ne sont toujours *pas considérés*, notre étude étant centrée sur des faibles vitesses de montée en température (de l'ordre de 1°C/min). Ces effets (et plus particulièrement les montées en pression de gaz) sont alors supposés faibles. De plus, l'*auréole de transition* n'est *pas prise en compte* puisque nous étudions un béton à hautes performances contenant de la fumée de silice (voir chapitre 1 §1.3).

L'objectif est de simuler des chargements thermiques à différentes températures sur une éprouvette en béton et de suivre l'évolution induite des propriétés mécaniques. Afin de séparer les différents mécanismes d'endommagement responsables de la dégradation de ces propriétés mécaniques avec la température, les deux maillages homogène et hétérogène ont été utilisés (voir Fig. 2.4) :

- Echelle macroscopique pour caractériser l'endommagement dû au gradient thermique.
- Echelle mésoscopique pour caractériser les endommagements dus aux dégradations physico-chimiques et aux incompatibilités de déformation pâte de ciment/granulats.

### 3.4.2 Description des simulations

Les essais "virtuels" numériques ont été réalisés sur les maillages représentatifs de l'éprouvette aux échelles macroscopique et mésoscopique dont l'identification des paramètres pour les deux échelles pour le modèle EEI a été explicitée dans les paragraphes précédents (voir §1 et §3). Les essais numériques effectués pour identifier les différents mécanismes sont résumés ci-après :

– **Effet du gradient thermique (noté  $\delta$ ) :**

Des simulations pour le béton "homogène", avec les paramètres identifiés auparavant, sont réalisées en imposant un chargement thermique (après comparaison avec les simulations précédentes.

– **Effet des réactions physico-chimiques (noté  $\chi$ ) :**

Des simulations pour le béton hétérogène, avec les paramètres identifiés précédemment, sont dans un premier temps réalisées en considérant un chargement thermique uniforme dans l'éprouvette (et des coefficients de dilatation nuls des constituants), afin d'identifier la part due aux dégradations physico-chimiques et son évolution avec la température.

– **Effet des incompatibilités de déformations pâte de ciment/granulats (noté  $\gamma$ ) :**

Des simulations sont réalisées, considérant un chargement thermique uniforme, mais prenant en compte les coefficients de dilatation connus pour la pâte de ciment et les granulats. Ces simulations à l'échelle mésoscopique permettent d'isoler le mécanisme d'endommagement dû aux incompatibilités pâte de ciment/granulats.

Pour chacune de ces simulations, l'effet de la DTT sur ces trois mécanismes d'endommagement identifiés est également étudié.

### 3.4.3 Effet du gradient thermique

L'effet du gradient thermique est quantifiable grâce aux simulations réalisées avec le maillage "homogénéisé" du béton. Il correspond au rapport des propriétés mécaniques, obtenues lors de l'identification des paramètres (i.e. avec un chargement thermique imposé à la surface de l'éprouvette induisant donc un gradient thermique au sein de l'éprouvette) et de ces mêmes propriétés obtenues pour un essai mécanique réalisé en imposant un chargement thermique uniforme au sein de l'éprouvette.

Les Fig. 4.43, 4.44 et 4.45 représentent l'effet du gradient thermique sur l'évolution des propriétés mécaniques du béton en température.

L'introduction de la DTT (à prendre en compte pour décrire le comportement "réel" du béton en température) induit une relaxation des contraintes au sein de l'éprouvette (voir Fig. 4.13) d'où une **réduction importante de l'endommagement due au gradient**

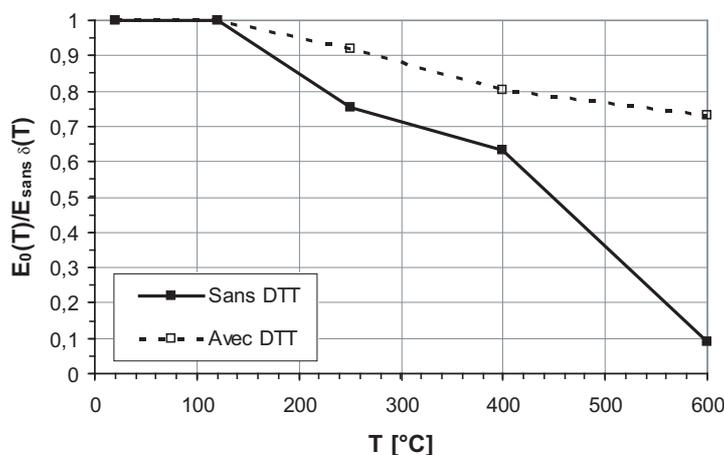


FIG. 4.43: Dégradation du module d'Young due au gradient thermique ( $\delta=$  tous les phénomènes sont pris en compte, sans  $\delta=$  gradient thermique non pris en compte : température uniforme).

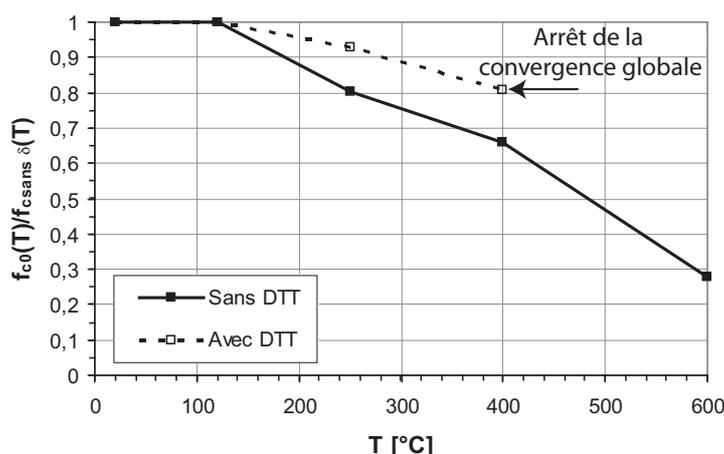
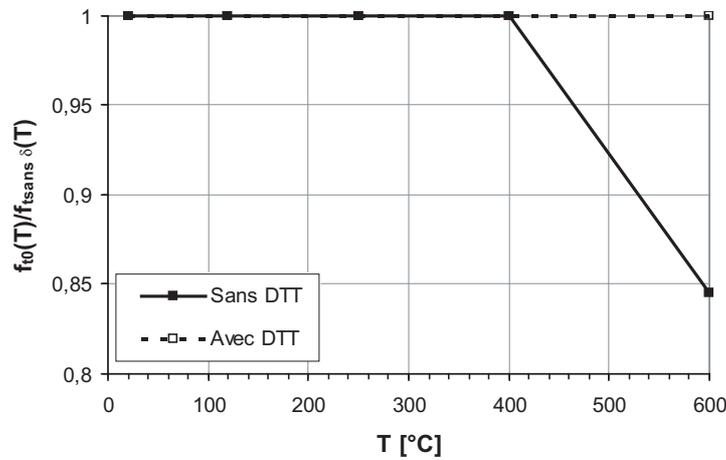


FIG. 4.44: Dégradation de la résistance en compression due au gradient thermique ( $\delta=$  tous les phénomènes sont pris en compte, sans  $\delta=$  gradient thermique non pris en compte : température uniforme).

**thermique.** Néanmoins, on remarque que la *vitesse de montée en température* n'est pas assez faible pour éliminer complètement la contribution du gradient thermique dans les mécanismes d'endommagement.

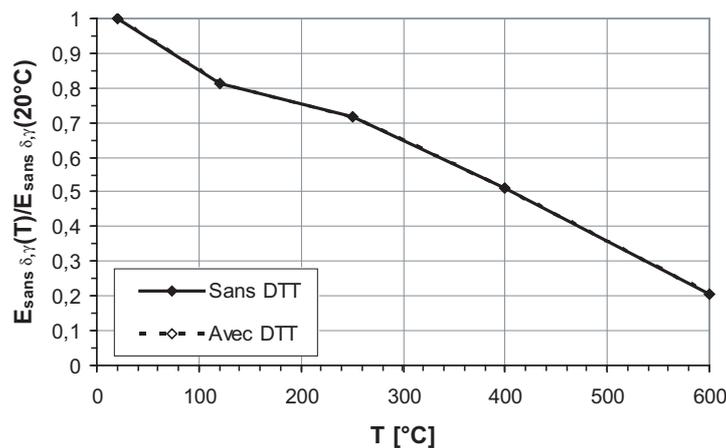
La *vitesse de montée en température de 1°C/min préconisée par la RILEM* (vitesse dépendant aussi de la taille de l'éprouvette) pour caractériser les propriétés intrinsèques d'une éprouvette en béton *semble donc encore trop importante* pour se prémunir des effets du gradient thermique.



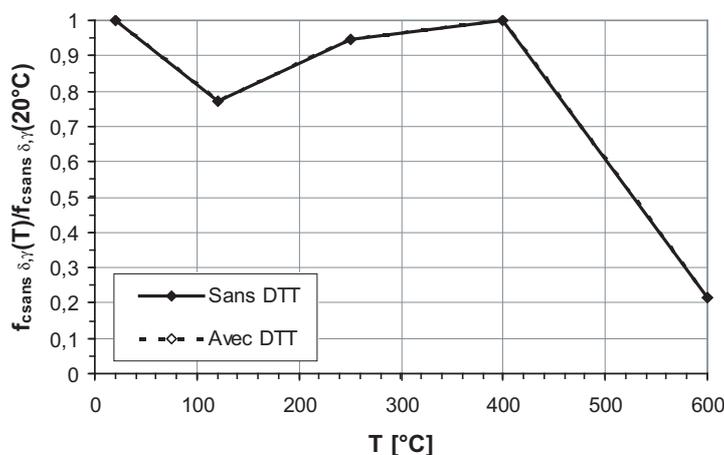
**FIG. 4.45:** Dégradation de la résistance en traction due au gradient thermique (0= tous les phénomènes sont pris en compte, sans  $\delta$ = gradient thermique non pris en compte : température uniforme).

### 3.4.4 Effet des dégradations physico-chimiques

Des simulations avec le maillage hétérogène, avec chargement thermique uniforme, mais considérant des coefficients de dilatation nuls pour la pâte de ciment et les granulats, sont réalisées, afin de ne rendre compte que de la dégradation des propriétés mécaniques due aux réactions de déshydratation et de décomposition du béton avec la température (voir Fig. 4.46 et 4.47).



**FIG. 4.46:** Dégradation du module d'Young due aux dégradations physico-chimiques (sans  $\delta, \gamma$ = dégradations physico-chimiques uniquement : Température uniforme et coefficients de dilatation nuls).



**FIG. 4.47:** Dégradation de la résistance en compression due aux dégradations physico-chimiques (sans  $\delta$ ,  $\gamma$  = dégradations physico-chimiques uniquement : Température uniforme et coefficients de dilatation nuls).

La **DTT** étant lié au gradient thermique, son introduction n'a ici **aucune influence sur l'endommagement lié à la déshydratation et aux réactions chimiques** induites lors de la montée en température (le gradient thermique étant nul).

On peut noter **pour la résistance en compression** une **diminution puis réaugmentation de sa valeur aux alentours de 150-300°C**. Cette valeur n'est pas expliquée. Elle a été retrouvée sur plusieurs calculs réalisés.

Des données de la littérature font acte d'une évolution de ce type en température trouvée sur des essais réalisés. Nous ne savons néanmoins pas justifier de manière claire les résultats numériques observés.

### 3.4.5 Effet de l'hétérogénéité du béton

La comparaison des propriétés liées aux dégradations physico-chimiques et des propriétés déterminées en imposant toujours un chargement thermique uniforme, mais en considérant les coefficients de dilatation respectifs de la pâte de ciment et des granulats permettent d'obtenir la part due à l'endommagement lié aux incompatibilités de déformations entre ces deux constituants du béton (voir Fig. 4.48 et 4.49).

Cet endommagement n'apparaît **qu'aux environs de 400°C**, température à partir de laquelle les coefficients de dilatation thermique apparents de la pâte de ciment et des granulats diffèrent de manière significative. A partir de ce niveau de température, cet effet devient non négligeable pour la description des propriétés mécaniques du béton.

Par contre, son apparition tardive semble éliminer toute contribution de cet effet sur les phénomènes d'écaillage du béton observés à des températures de l'ordre de 200°C habituellement.

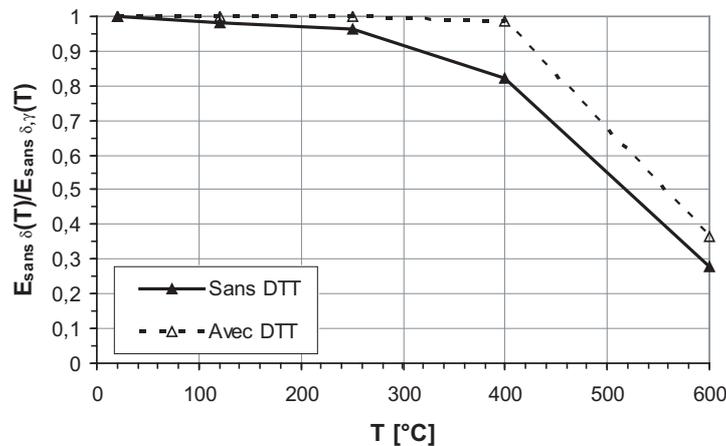


FIG. 4.48: Dégradation du module d'Young due aux incompatibilités de déformations pâte de ciment/granulats (sans  $\delta$ ,  $\gamma$ = dégradations physico-chimiques uniquement : Température uniforme et coefficients de dilatation nuls ; sans  $\delta$  dégradations physico-chimiques et incompatibilité : Température uniforme et coeff. de dilatation non nuls).

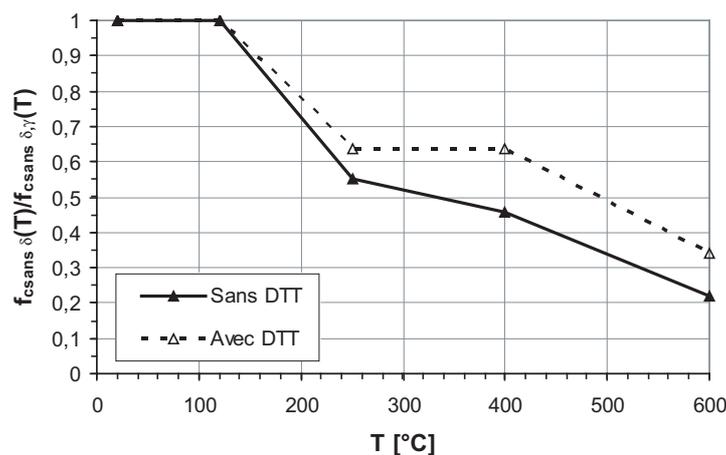


FIG. 4.49: Dégradation de la résistance en compression due aux incompatibilités de déformations pâte de ciment/granulats (sans  $\delta$ ,  $\gamma$ = dégradations physico-chimiques uniquement : Température uniforme et coefficients de dilatation nuls ; sans  $\delta$  dégradations physico-chimiques et incompatibilité : Température uniforme et coeff. de dilatation non nuls).

La fig. 4.50 permet de comparer les trois mécanismes d'endommagement du béton observés précédemment sur la dégradation du module d'Young. **L'effet des réactions chimiques intervenant au sein de la pâte de ciment et des granulats est prépondérant, le caractère hétérogène du matériau ayant un effet non négligeable pour les hautes températures.**

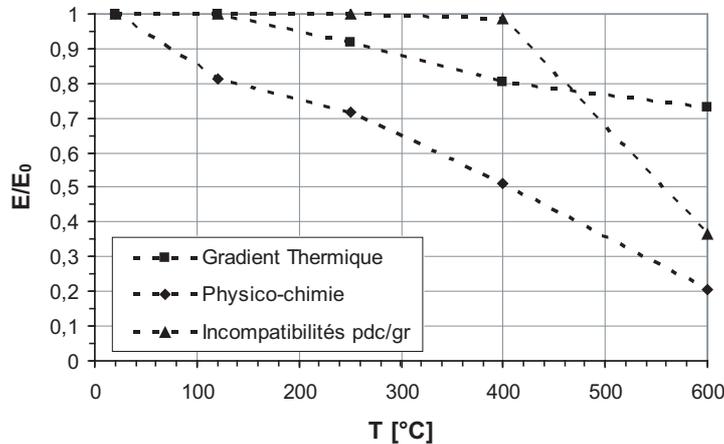


FIG. 4.50: Comparaison des trois mécanismes d'endommagement sur la dégradation du module d'Young.

Le travail réalisé et les résultats obtenus démontrent la **possibilité de séparer numériquement, de manière quantitative, les différents mécanismes d'endommagement** du béton avec la température. Néanmoins, ceci n'est possible rigoureusement que si l'on dispose de résultats expérimentaux (rigidité, résistances, DT, DTT, conductivité thermiques...) pour le béton, la pâte de ciment et les granulats.

De plus, l'identification des dégradations dues au **caractère hétérogène** du matériau permet de conclure sur son caractère **non négligeable** pour la description du comportement du béton à hautes températures.

L'évolution de ces types d'endommagement est cependant dépendante de la vitesse de montée en température. Ainsi, les gradients thermiques observés seront plus importants pour des vitesses de montée en température élevées (e.g. 10°C/min). Dès lors la part de l'endommagement dû au gradient thermique deviendra prépondérante.

Ce travail met en évidence la possibilité de décrire ces différents endommagements à l'échelle macroscopique. Les lois macroscopiques à mettre en place doivent par contre tenir compte de l'influence différente de chacun de ces mécanismes d'endommagement sur les différentes propriétés mécaniques affectées ( $E$ ,  $f_c$  et  $f_t$ ).

Les lois d'évolution de ces lois macroscopiques pourront être déterminées à l'aide notamment d'**études paramétriques sur l'effet de la distribution granulaire, de la teneur en granulats, de la morphologie de ces granulats.**

### 3.5 Etude paramétrique sur l'influence des granulats

#### 3.5.1 Description des simulations

Une première étude paramétrique sur la distribution granulaire et la teneur en granulats vis à vis de la réponse du béton à hautes températures est réalisée, s'appuyant sur les mêmes mésostructures déjà utilisées pour l'étude en séchage (voir chapitre 3 §2.2.2).

Trois mésostructures sont donc considérées dont les différences sont rappelées dans le Tab. 4.11.

Nom	% gr	% pdc	Diamètre bille [mm]
<b>G4-10</b>	90	10	4
<b>G4-35</b>	65	35	4
<b>G1-10</b>	90	10	1

TAB. 4.11: Caractéristiques des mésostructures générées.

Afin d'étudier plus particulièrement l'**influence sur l'endommagement dû aux incompatibilités de déformations entre pâte de ciment et granulats** (lié au caractère hétérogène du béton), des simulations ont été réalisées soumettant ces 3 mésostructures à une *montée en température uniforme* sur tout le maillage jusqu'à 600°C.

Il est à noter que l'endommagement lié aux incompatibilités des granulats n'a été observé sur ces mésostructures qu'à 600°C, il aurait fallu effectuer des simulations pour des températures comprises entre 400 et 600°C pour voir l'endommagement lié aux incompatibilités à leur apparition entre 400 et 600°C.

Cette observation nous amène à conclure qu'il ne nous semble pas, contrairement à l'approche proposée par Mounajed [22], que la déformation thermique transitoire s'explique en deçà de 400°C par les incompatibilités de déformation. En effet, en deçà de 400°C, nous n'observons pas de d'endommagement lié à ces incompatibilités.

Il faut noter que la déformation thermique transitoire de la pâte de ciment (important) relaxe les contraintes de traction de la pâte de ciment, si on suppose que cette déformation thermique transitoire dans la pâte en traction est identique à celui en compression. Ces résultats nécessitent donc une validation expérimentale.

#### 3.5.2 Influence de la taille des granulats

La Fig. 4.51 montre les champs d'endommagement observés après montée en température uniforme jusqu'à 600°C pour deux mésostructures présentant la même teneur en granulats, mais de taille différente.

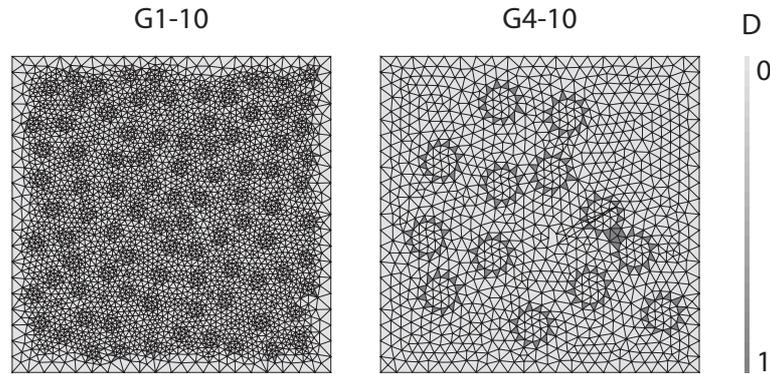


FIG. 4.51: Influence de la taille des granulats sur l'endommagement à 600°C.

On observe un **endommagement localisé plutôt à l'interface pâte de ciment/granulat**. L'endommagement est plus légèrement localisé et restreint pour la taille de granulats plus importante (i.e. mésostructure notée "G4-10"). On n'observe pas, comme dans le cas du séchage (voir chapitre 3) de fissuration entre granulats. L'explication probable est donnée par la suite.

Le Tab. 4.12 permet de visualiser l'influence de la taille des granulats sur la dégradation des propriétés mécaniques du béton due aux incompatibilités de déformations entre pâte de ciment et granulat. Ces résultats ont été obtenus en réalisant des simulations avec montée en température uniforme et prise en compte ou non de la dilatation des granulats et de la pâte de ciment (coefficients de dilatation nuls ou non).

Mésostructure	$E/E_0$	$f_c/f_{c0}$	$f_t/f_{t0}$
<b>G4-10</b>	91,8	57,4	28,5
<b>G1-10</b>	91,2	57	20,8

TAB. 4.12: Dégradation des propriétés mécaniques. Effet de la taille des granulats.

La **dégradation des propriétés mécaniques est légèrement plus importante pour les tailles de granulats plus faibles** (surtout pour la résistance en traction), bien que l'effet ne soit pas très prononcé en terme de dégradation observée. Les incompatibilités de déformations entre pâte de ciment et granulats ont de plus une **influence importante sur les résistances en compression et en traction, par rapport au module d'Young**. Ce résultat est à l'inverse de ce qui est observé lors du séchage (voir chapitre 3).

### 3.5.3 Influence de la teneur en granulats

La Fig. 4.52 montre les champs d'endommagement observés après montée en température uniforme jusqu'à 600°C pour deux mésostructures présentant la même taille de granulats, mais une teneur différente.

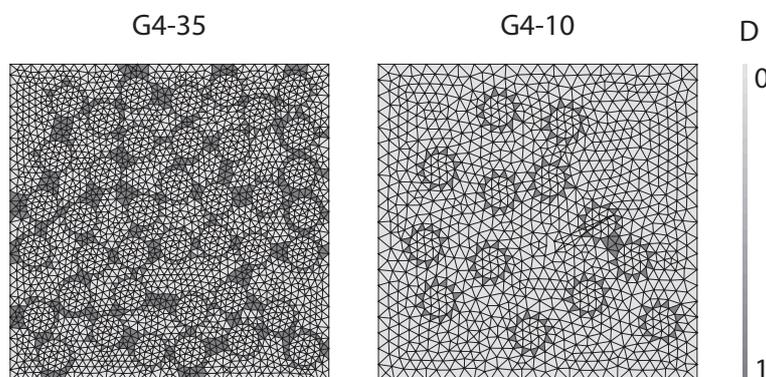


FIG. 4.52: Influence de la teneur en granulats sur l'endommagement à 600°C.

Ces champs d'endommagement montrent clairement un **endommagement plus important pour la teneur en granulats la plus importante** (i.e. mésostructure notée "G4-35"). On observe cette fois-ci comme dans le cas du séchage l'apparition de fissures entre les granulats pour cette mésostructure.

Le Tab. 4.13 permet de visualiser l'influence de la teneur en granulats sur la dégradation des propriétés mécaniques du béton due aux incompatibilités de déformations entre pâte de ciment et granulat.

Mésostructure	$E/E_0$	$f_c/f_{c0}$	$f_t/f_{t0}$
<b>G4-10</b>	91,8	57,4	28,5
<b>G4-35</b>	38,3	12,1	13,5

TAB. 4.13: Dégradation des propriétés mécaniques. Effet de la teneur en granulats.

La **dégradation des propriétés mécaniques** est **très affectée par la teneur en granulats**, avec une dégradation très importante du module d'Young et des résistances en compression et en traction.

La **teneur en granulats** a donc, par comparaison des Tab. 4.12 et 4.13, un **effet bien plus important que la taille des granulats**. Ce résultat est similaire à ce qui a été observé lors du séchage (voir chapitre 3). Par contre, contrairement aux résultats observés lors du séchage, on note ici une dégradation plus importante des résistances, par rapport au module d'Young.

Cet écart peut s'expliquer par plusieurs facteurs :

- Les déformations mises en jeu sont différentes.
- Dans le cas du séchage, nous n'avons pas considéré une évolution des propriétés mécaniques en fonction du degré de saturation. Dans le cas des simulations à hautes températures, le module d'Young de la pâte de ciment se dégrade avec la température, du fait des transformations physico-chimiques. Par conséquent, il est logique de trouver une fissuration moins importante liée aux incompatibilités de déformations à haute température, ce qui explique la faible dégradation du module d'Young des mésostructures G4-10 et G1-10.
- Le module d'Young des granulats restant élevé, il reprend une partie des contraintes mécaniques subies. Ceux-ci n'étant pas "interconnectés", la fissuration, conduisant à la rupture, traverse plutôt la pâte de ciment, ce qui explique la dégradation plus importante des résistances.

Il est à noter que la dégradation du module d'Young obtenue sur la méso G4-35 est proche de celle obtenue précédemment sur le béton de Hager (voir Fig. 4.48).

## 4 Conclusions du chapitre

Ce chapitre fait le point sur l'étude du comportement mécanique et plus particulièrement de la fissuration et de l'évolution des propriétés mécanique du béton soumis aux hautes températures.

On peut conclure dans un premier temps, compte tenu des travaux réalisés à l'échelle macroscopique, comparant les deux modèles d'endommagement, que ceux-ci donnent des résultats similaires, même pour l'étude de "structures" (poteaux, poutres, dalles, tunnels,...), le modèle d'endommagement élastique isotrope étant par contre plus simple et moins riche en paramètres à identifier. Les principales différences constatées sont liées en fait à des chargements de type bi-axiaux, pour lesquels l'intérêt du modèle orthotrope est alors observé.

Pour l'étude à l'échelle mésoscopique, l'identification de la dégradation due aux incompatibilités de déformations entre la pâte de ciment et les granulats a pu être réalisée. Une première étude paramétrique visant à montrer l'influence de la taille et de la teneur en granulat a également été menée, concluant sur une non influence à priori de la taille des granulats. Néanmoins, nous devrions mettre en œuvre des simulations numériques de Monte Carlo, en générant beaucoup plus de mésostructures pour pouvoir s'assurer de nos bonnes conclusions sur la non influence de la taille des granulats. Par contre, les premiers calculs réalisés montrent clairement une influence de la teneur en granulats.

On peut donc remarquer le même type de conclusions que pour le cas du séchage, hormis le fait que l'on observe ici une plus grande dégradation des résistances par rapport à celle du module d'Young.



# Conclusion & Perspectives

## CONCLUSIONS :

Les travaux menés et explicités dans ce mémoire visaient donc à séparer les effets intrinsèques physico-chimiques des autres effets (gradients et incompatibilités de déformation) dans l'étude du comportement mécanique du béton lors du séchage et de la montée en température (jusqu'à 600°C), cette séparation étant difficile, voire impossible à réaliser expérimentalement.

Ce type de travaux montre donc la possibilité d'effectuer de manière numérique la séparation de ces différents endommagements, afin de mieux appréhender la part réelle de chacun de ces mécanismes sur le comportement mécanique du béton. Néanmoins, cette approche nécessite un travail expérimental lourd : la caractérisation précise du comportement du béton, ainsi que de ces différentes phases.

Ainsi, le rôle des incompatibilités s'avère important pour le séchage et les températures. Concernant le séchage, nous observons une dégradation du comportement mécanique assez rapidement lorsque l'humidité relative décroît, alors qu'en température, la dégradation des propriétés mécaniques est n'observée qu'au delà de 400°C). Dans le cas du séchage, la dégradation des propriétés mécaniques ne semble pas être liée, de façon proportionnelle, au degré de saturation ou à l'humidité relative. L'étude paramétrique nous suggère que la fissuration est fortement dépendante de la teneur en inclusions. Par contre, nous n'avons pas noté d'effet significatif de la taille des inclusions (et donc du rapport surface de contact/volume). Toutefois, il faut souligner que l'étude sur le séchage a révélé des résultats en contradiction avec l'expérience (heureusement !). Les dégradations calculées sont très importantes !

Les effets des gradients s'avèrent eux négligeables pour le séchage, dès que les déformations de fluage sont prises en compte. Si celles-ci ne sont pas considérées, une plus grande épaisseur endommagée ainsi qu'une dégradation associée des propriétés mécaniques plus importante sont observées. L'étude thermo-mécaniques montre elle-aussi une influence importante des déformations thermiques transitoires, mais également de la vitesse de montée en température. En effet, les déformations différées ont tendance à relaxer les contraintes générées.

De plus, les études menées sur le modèle de fissuration répartie mènent aux résultats suivants : les deux modèles d'endommagement élastique isotrope et d'endommagement élasto-plastique orthotrope donnent des résultats similaires dans plusieurs cas, que ce soit à l'échelle de l' "éprouvette" comme à l'échelle de la "structure". Les seules différences de comportement observées entre ces deux modèles concernaient l'étude de chargements bi-axiaux forts, qui ne sont rencontrés que rarement en réalité.

D'une manière générale, ces deux modèles fournissent des résultats similaires, alors que le modèle EEI s'avère beaucoup plus simple au niveau de son implantation numérique (toutes les équations locales sont analytiques), de la rapidité de calcul et de l'identification des paramètres matériaux (relativement peu de données sont à introduire).

Cette comparaison entre ces 2 modèles nous semble pertinente, car nous n'avons pas trouvé de comparaisons de modèle de fissuration dans la littérature, lors d'étude du comportement du béton soumis au séchage ou à des hautes températures.

Cette étude réalisée sur les modèles mécaniques adaptés à la prédiction du comportement en séchage ou à hautes températures est une des premières réalisées, même si d'autres travaux avaient été menés auparavant sur la prédiction du comportement mécanique du béton sans sollicitation environnementale particulière [175].

### **PERSPECTIVES :**

On peut distinguer deux voies de perspectives possibles pour la poursuite de ces premiers travaux réalisés sur l'approche mésoscopique pour l'étude en séchage et à hautes températures.

Du point de vue expérimental, il est nécessaire pour identifier au mieux les paramètres des modèles de disposer de beaucoup plus d'informations sur le béton, la pâte de ciment et les granulats pour un même ciment (courbe complète contrainte-déformation, séchage, retrait, fluage ...). Cette démarche est surtout essentielle pour l'étude de séchage, pour laquelle nous disposons de moins d'informations qu'à hautes températures.

Il serait également judicieux de transposer l'approche proposée par Biscchop et van Mier [17], Szcześniak et Burlion [26], concernant l'utilisation de matériaux modèles à l'étude hautes températures. Ceci permettrait de mettre en évidence l'effet des granulats sur la fissuration, et notamment l'effet de la teneur, de la taille et de la distribution granulaire et de valider les résultats obtenus numériquement durant cette thèse. Des premières études pour mettre en place cette expérimentation sont en cours et devraient aboutir dans les prochains mois à la réalisation de ces expériences au LMT.

De plus, pour l'étude de la déformation thermique transitoire en température, les simulations effectuées nous amènent à penser que la déformation thermique transitoire ne s'explique pas en deçà des 400°C par les incompatibilités. En effet, aucun endommagement lié aux incompatibilités n'est observé en deçà des 400°C. La déformation thermique transitoire de la pâte de ciment relaxe les contraintes de traction de la pâte de ciment, si on suppose que la déformation thermique transitoire dans la pâte en traction est identique à celui en compression. Ces résultats nécessitent donc d'être validés expérimentalement.

Dans notre travail nous avons fait l'hypothèse que toutes les déformations différées étaient identiques en compression et en traction. Ainsi, les déformations de fluage permettent alors effectivement de relaxer les contraintes. Cette hypothèse nous semble correcte. Toutefois, elle nécessite une validation expérimentale (pas disponible à notre connaissance actuellement à température ambiante pour des bétons matures). De plus, aucun résultat concernant les déformations thermiques transitoires n'est disponible dans la littérature.

Du point de vue de la modélisation du séchage et de la température, il nous paraît judicieux de modéliser la fissuration macroscopique induite au sein du matériau, par une approche discrète (tout en gardant une approche fissuration répartie pour les microfissures). En effet, ceci permettrait un couplage naturel entre la fissuration et les transferts de fluide (perméation).

De plus, dans ces travaux l'influence de l'auréole de transition n'a pas été étudiée. Il

s'avère donc nécessaire d'intégrer cette troisième phase dans notre étude. Etant donné la faible épaisseur de cette auréole, il nous paraît pertinent d'utiliser des éléments d'interface, avec un critère de type Mohr-Coulomb. Ceci permettrait également de rendre compte des décohésions aux interfaces de façon plus réaliste. Des premiers travaux ont démarré sur ce sujet.

Il est aussi nécessaire pour être plus prédictif d'envisager des calculs 3D (e.g. comme ceux réalisés pour des études comparables sur la RAS [23]), ainsi qu'une approche probabiliste, étant donné que les mésostructures sont générées aléatoirement. Ce type de simulations nécessite des moyens de calcul assez importants. Cette approche semble encore délicate, à l'heure actuelle.

Pour le cas de l'étude à hautes températures, il est nécessaire de prendre en compte les transferts de phase et de prendre en compte la physico-chimie de façon plus réaliste (par l'intermédiaire d'un degré de déshydratation, dépendant de la vitesse de montée/descente de la température).

Dans le cas du séchage, nous avons souligné le manque de représentativité de nos résultats. Les effets capillaires n'ont pas été pris en compte explicitement. Toutefois, à partir de nos connaissances actuelles, la prise en compte de ces effets, via une approche mécanique des milieux poreux insaturés ne constitue pas une approche viable, car dans ce cas, aucune fissuration par gradient ou incompatibilité de déformation ne serait prédite, ce qui n'est pas non plus en accord avec l'expérience. Il faudrait, à notre avis, analyser plus précisément la répartition des contraintes à l'échelle microscopique, générées par l'apparition des contraintes capillaires. Cette étape nécessite la prise en compte (lors du maillage, si un calcul élément fini est envisagé) de la distribution de la taille des pores, et d'y appliquer la pression capillaire, sur les pores "concernés" uniquement (en fonction de la taille et de l'humidité relative). Ce type d'approche nécessite une quantité de travail conséquente.

Enfin, les mésostructures générées sont encore éloignées de l'image d'un béton réel à cette échelle. Une approche réellement multi-échelle reste à développer. Toutefois, nous soulignerons, que même sous un chargement statique à température ambiante, la modélisation mésoscopique peut conduire à des résultats aberrants : i.e une diminution des résistances mécaniques lorsque la teneur en granulats augmente, liée probablement aux concentrations de contraintes !

# Annexe A : Algorithme de résolution numérique

L'ensemble des simulations réalisées durant la thèse sont effectuées sur le logiciel de calcul aux Eléments finis Cast3M, développé par le Commissariat à l'Energie Atomique.

L'algorithme de résolution numérique utilisé dans le cadre du comportement des bétons à température ambiante est le même que celui utilisé dans [63]. Il n'est pas détaillé ici. De même, la résolution numérique des équations non linéaires pour le modèle EPEO (algorithme de Newton) est présenté dans [63].

L'objectif de la résolution mécanique incrémentale est de déterminer  $\sigma_{n+1}$  et  $D_{n+1}$ , les contraintes apparentes et l'endommagement au pas de temps  $n + 1$  pour chaque point de Gauss des éléments finis connaissant les mêmes données au pas de temps  $n$ .

L'algorithme de résolution numérique adopté est explicité ci-après, en prenant pour exemple l'étude à hautes températures (pour la détermination des déformations intervenant dans le calcul).

## 1. Détermination de $\Delta\varepsilon_{n+1}^t$ :

L'incrément de déformation thermique libre est obtenu comme suit :

$$\Delta\varepsilon_{n+1}^t = \alpha(T_{n+1}) \cdot (T_{n+1} - T_0) - \alpha(T_n) \cdot (T_n - T_0) \quad (4.3)$$

Où  $T_0$  est la température initiale ambiante.

## 2. Détermination de $\Delta\varepsilon_{n+1}^{tm}$ :

L'incrément de déformation thermique sous charge (DTT) est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$\Delta\varepsilon_{n+1}^{tm} = \mathbf{M} \cdot \Delta T_{n+1} \cdot \tilde{\sigma}_{n+1}^* \quad (4.4)$$

$$\text{avec} \quad \tilde{\sigma}_{n+1}^* = (1 - \eta) \cdot \tilde{\sigma}^n + \eta \cdot \tilde{\sigma}^{n+1}$$

Où  $\tilde{\sigma}^n$  et  $\tilde{\sigma}^{n+1}$  représentent les contraintes effectives aux pas de temps  $n$  et  $n + 1$ , et  $0 \leq \eta \leq 1$  ( $\eta = 0$  pour un schéma numérique explicite,  $\eta = 1$  pour un schéma implicite). On prendra  $\eta = 1$  par la suite.

Ceci revient donc à résoudre l'équation suivante :

$$\begin{aligned}\Delta \epsilon_{n+1}^{tm} &= \mathbf{M} \cdot \Delta T_{n+1} \cdot [(1 - \eta) \cdot \tilde{\sigma}_n + \eta \cdot \tilde{\sigma}_{n+1}] \\ \Delta \epsilon_{n+1}^{tm} &= \mathbf{M} \cdot \Delta T_{n+1} \cdot (\tilde{\sigma}_n + \eta \cdot \Delta \tilde{\sigma}_{n+1})\end{aligned}\quad (4.5)$$

### 3. Détermination de $\Delta \tilde{\sigma}_{n+1}$ :

Cet incrément est recalculé à partir de la relation suivante :

$$\Delta \tilde{\sigma}_{n+1} = \mathbf{E}(T_{n+1}) \cdot \Delta \epsilon_e^{n+1} \quad (4.6)$$

En utilisant l'expression des déformations élastiques dépendant des déformations totales, les déformations thermiques et les déformations thermiques sous charge (déformations thermiques transitoires), nous pouvons en déduire l'équation suivante :

$$\Delta \tilde{\sigma}_{n+1} = \mathbf{E}(T_{n+1}) \cdot (\Delta \epsilon_{n+1} - \Delta \epsilon_{n+1}^t - \Delta \epsilon_{n+1}^{tm}) \quad (4.7)$$

En remplaçant les variables des déformations thermiques libres et des DTT par les expressions précédemment données (voir eq. 4.3 et 4.5), l'équation 4.7 peut être résolue pour obtenir l'incrément de contraintes effectives  $\Delta \tilde{\sigma}_{n+1}$  à la fin du pas de temps  $n$  :

$$\Delta \tilde{\sigma}_{n+1} = f_1 \cdot (\Delta \epsilon_{n+1} - f_2 - f_3 \cdot \tilde{\sigma}_n) \quad (4.8)$$

avec :

$$\begin{aligned}f_1 &= (1 + \eta \cdot \mathbf{E}(T_{n+1}) \cdot \mathbf{M} \cdot \Delta T_{n+1})^{-1} \cdot \mathbf{E}(T_{n+1}) \\ f_2 &= \alpha(T_{n+1}) \cdot (T_{n+1} - T_0) - \alpha(T_n) \cdot (T_n - T_0) \\ f_3 &= \mathbf{M} \cdot \Delta T_{n+1}\end{aligned}\quad (4.9)$$

#### 4. Détermination de $\tilde{\sigma}_{n+1}$ :

Les contraintes effectives au pas de temps  $n + 1$  sont obtenues en utilisant l'expression suivante :

$$\tilde{\sigma}_{n+1} = \tilde{\sigma}_n + \Delta\tilde{\sigma}_{n+1} \quad (4.10)$$

#### 5. Détermination of $\epsilon_{n+1}^e$ :

Les déformations élastiques au pas de temps  $n + 1$  sont obtenues grâce à l'équation suivante :

$$\epsilon_{n+1}^e = \mathbf{E}(T_{n+1})^{-1} \cdot \tilde{\sigma}_{n+1} \quad (4.11)$$

#### 6. Détermination de $D_{n+1}$ :

La variable d'endommagement au pas de temps  $n + 1$  est obtenue à partir de  $\epsilon_{n+1}^e$ , en utilisation la description du modèle mécanique adoptée (équations du modèle EEI ou EPEO).

#### 7. Détermination de $\sigma_{n+1}$ :

Les contraintes apparentes au pas de temps  $n + 1$  sont obtenues à partir des contraintes effectives.

$$\sigma_{n+1} = (1 - D_{n+1}) \cdot \tilde{\sigma}_{n+1} \quad (4.12)$$

Les algorithmes de résolution généraux pour les deux modèles sont fournis sur les figures 4.53 et 4.54.

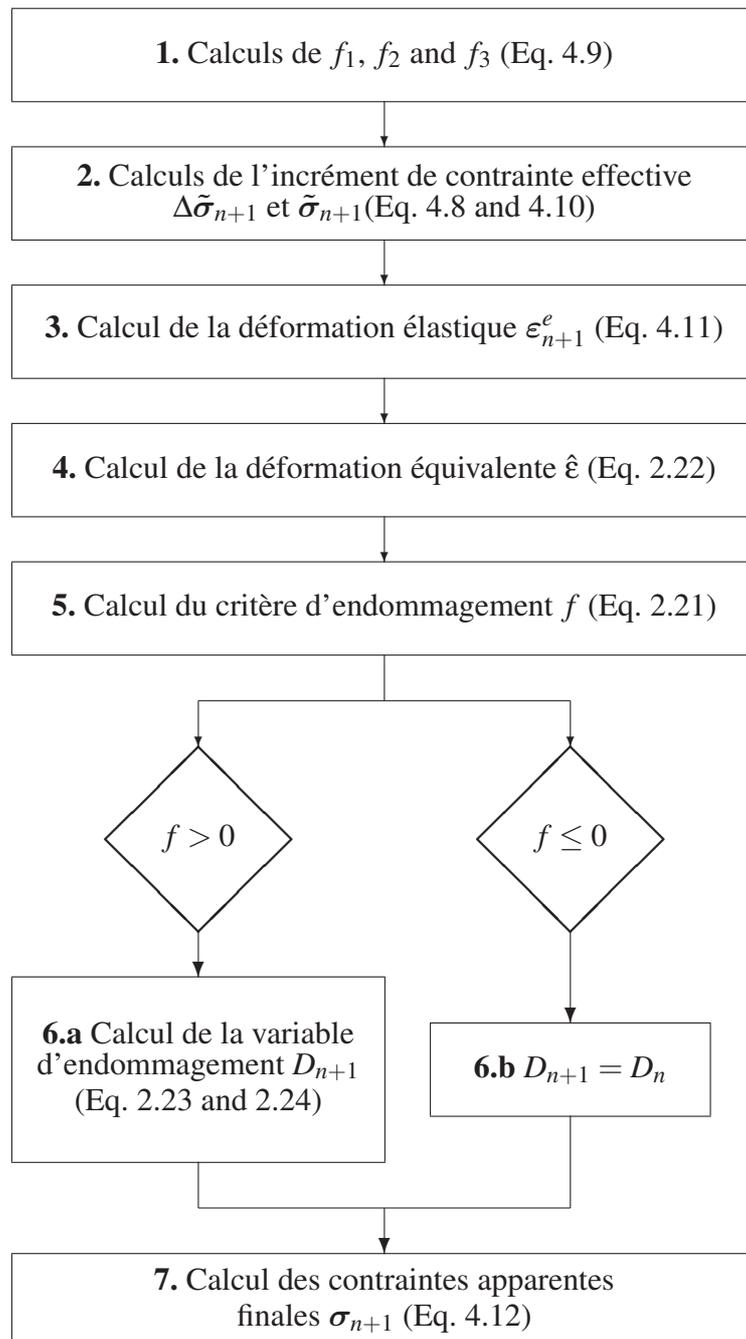


FIG. 4.53: Algorithme de résolution numérique pour le modèle d'endommagement élastique isotrope EEI.

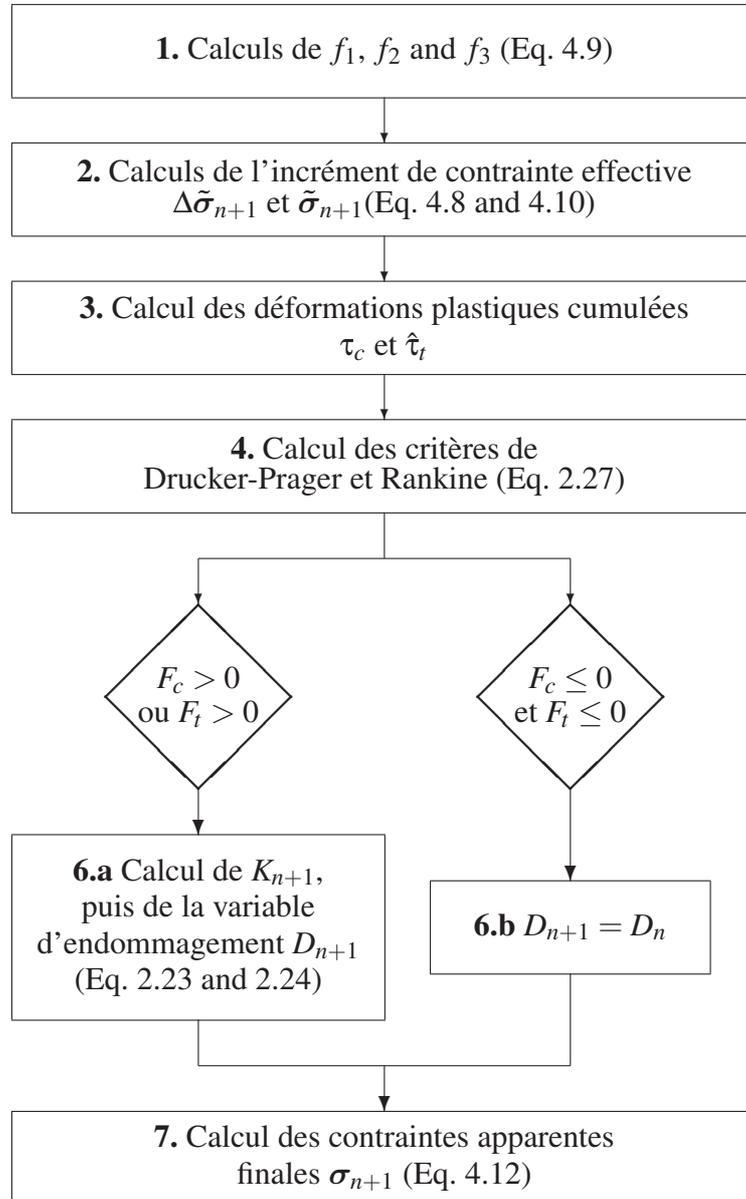


FIG. 4.54: Algorithme de résolution numérique pour le modèle d'endommagement élasto-plastique orthotrope EPEO.



# Bibliographie

- [1] R.F. Feldman and P.J. Sereda. The model for hydrated portland cement as deduced from sorption-length change and mechanical properties. *Materials and Construction*, 1 :509–520, 1968.
- [2] P.K. Mehta. Concrete, structure, properties and materials. In *Englewood Cliff, New Jersey : Prentice-Hall*, 1986.
- [3] M. Regourd. *Le béton hydraulique*, chapter L'eau. Presse de l'ENPC, 1982. 59–68.
- [4] J. Stark and B. Wicht. Dauerhaftigkeit von beton der baustoff als werkstoff. Weimar, 2001. Bau Praxis.
- [5] I. Soroka. Portland cement paste and concrete. Londres, 1979. Macmillan.
- [6] F.J. Ulm, F. Le Maou, and C. Boulay. Creep and shrinkage coupling : new review of some evidence. *Revue Française de Génie Civil*, 3 :21–37, 1999.
- [7] J. Piasta. Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste. In *Materials and structures : research and testing, RILEM*, volume 17, pages 415–420, Paris, 1989.
- [8] Y. Collet. Etude des propriétés du béton soumis a des températures élevées entre 200 et 900 ° c. *Annales des Travaux Publics Beiges*, (4) :332–338, 1977.
- [9] M. Castellotea, C. Alonsoa, C. Andradea, X. Turrillasa, and J. Campoc. Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. *Cement and Concrete Research*, 34 :1633–1644, 2004.
- [10] Z. P. Bažant and W.J. Raftshol. Effect of cracking in drying and shrinkage specimens. *Cement and Concrete Research*, 12 :209–226, 1982.
- [11] A.N. Noumowe. *Effet des hautes températures (20-600 ° C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances*. PhD thesis, INSA, Lyon, 1995.
- [12] I. Hager. *Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées & Ecole Polytechnique de Cracovie, 2004.
- [13] G. Mounajed and W. Obeid. Modélisation du comportement thermo-hygro-mécanique des bétons à hautes températures - rapport intermédiaire pour le livre bhp 2000. Technical report, CSTB, division MOdélisation CALcul et Développement MOCAD, Juin 2001.

- [14] C. La Borderie, C. Lawrence, and A. Menou. Approche mésoscopique du comportement : Apport de la représentation géométrique. *Revue Européenne de Génie Civil*, 2007. Soumis après sélection à RUGC'2006.
- [15] F.A. Grondin. *Modélisation multi-échelles du comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux hétérogènes. Applications aux matériaux cimentaires sous sollicitations sévères*. PhD thesis, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2005.
- [16] R. Le Roy. *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [17] J. Bisshop and J.G.M. van Mier. Effect of aggregates on drying shrinkage microcracking in cement-based composites. *Materials and Structures*, 35 :453–461, 2002.
- [18] T.Z. Harmathy. Fire safety design. 1993.
- [19] E. Schlangen, G. Leegwater, and E.A.B. Koenders. *Modelling of autogenous shrinkage of concrete based on paste measurements*. Quebec city, Canada, September 2006.
- [20] P.E. Roelsfra, H. Sadouki, and H. Wittmann. Le béton numérique. *Materials and Structures*, 18 :309–317, 1985.
- [21] F.-X. Hubert, N. Burlion, and J.-F. Shao. Drying of concrete : modelling of a hydric damage. *Materials and Structures*, 36 :12–21, 2003.
- [22] G. Mounajed. Exploitation du nouveau modèle "béton numérique" dans symphonie - concept, homogénéisation du comportement thermomécanique des bhp et simulation de l'endommagement thermique. Technical report, CSTB, division MODélisation CALcul et Développement MOCAD, septembre 2002.
- [23] I. Comby Peyrot. *Development and validation of a 3D computational tool to describe damage and fracture due to alkali silica reaction in concrete structures*. PhD thesis, Ecole des Mines de Paris, 2006.
- [24] D. Cianco, C.M. Lopez, I. Carol, and M. Cuomo. *New results in mesomechanical modelling of concrete using fracture-based zero-thickness interface elements*, chapter Computational Modelling of Concrete Structures ; Proc. intern. symp. St. Johann im Pongau, Balkema, March 2003.
- [25] M.G.A. Tijssens, L.J. Sluys, and E. van der Giessen. Simulation of fracture of cementitious composites with explicit modelling of microstructural features. *Engineering Fracture Mechanics*, 68 :1245–1263, 2001.
- [26] M. Szcześniak, N. Burlion, and J.F. Shao. An experimental study of the roles of water saturation degree and aggregate size in the mechanical response of cement based composites. Italy, 2007. FraMCoS-6.
- [27] A.N. Noumowe, S. Aggoun, and R. Cabrillac. Influence du type de granulats sur les propriétés de bétons à matrice hautes performances soumis à une température élevée. *Annales du bâtiment et des travaux publics*, 2001.

- [28] P. Acker and F.-J. Ulm. Creep and shrinkage of concrete : physical origins and practical measurements. *Nuclear Engrg. Des.*, 203 :143–158, 2001.
- [29] F.H. Wittmann. *Creep and shrinkage of concrete structures*, chapter Creep and shrinkage mechanisms. Londres, Londres, 1982.
- [30] J. Mazars. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. PhD thesis, Univ. Paris 6, ENS Cachan, 1984.
- [31] L.M. Kachanov. *Introduction to continuum damage mechanics*. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht (The Netherlands), 1986.
- [32] J.C. Maso. La liaison entre les granulats et la pâte de ciment hydraté. In *7ème Congrès International de la chimie des ciments, Rapport principal*, Paris, 1980.
- [33] H. Viallis-Terrisse. *Interaction des Silicates de Calcium Hydratés, principaux constituants du ciment, avec les chlorures d'alcalins. Analogie avec les argiles*. PhD thesis, Université de Bourgogne, 2000.
- [34] T.C. Powers. The thermodynamics of volume change and creep. *Materials and Constructions*, 1(6), 1968.
- [35] I. Guénot-Delahaie. *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1997.
- [36] F.H. Wittmann. Fundamental principles of a model describing the characteristic properties of concrete. *Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, 290, 1977.
- [37] J. Baron and J.P. Ollivier. *La durabilité des bétons*. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1992.
- [38] V. Baroghel-Bouny. *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Méthodes, analyse, interprétation*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994.
- [39] T.C. Hansen. Physical structure of hardened cement paste. a classical approach. *Materials and Structures*, 19(114) :423–436, 1986.
- [40] Z. P. Bažant. Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete. *Cement and Concrete Research*, 2 :1–16, 1972.
- [41] G. Dreux. *Guide pratique du béton*. Collection de l'ITBTP, 1970.
- [42] F. de Larrard. *Structure granulaire et formulation des bétons*. LCPC, 2000.
- [43] P.J.M. Monteiro. Modélisation unidimensionnelle des transferts couplés de chaleur, air et eau dans un milieu poreux : le béton soumis à un processus de déshydratation. In *8th ICCO*, volume 3, page s.433, Rio de Janeiro, 1986.
- [44] R. Zimbelman. *Cement and Concrete Research*, 17(4) :S.651, 1987.
- [45] S. Diamond. The microstructure of cement paste in concrete. In *VII International Cong. Chem. Cem.*, volume 1, pages 113–121, Rio de Janeiro, 1986.

- [46] Y. Malier. *Les bétons hautes performances : caractérisation, durabilité, applications*. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2ème édition, 1992. 673 p.
- [47] P.C. Aitcin. The durability characteristics of high performance concrete : a review. *Cement and Concrete Composites*, 25 :409–420, 2003.
- [48] A.M. Brandt. Cement-based composites : materials, mechanical properties and performance. In *E & FN Spon*, London, UK, 1995.
- [49] O. Coussy, V. Baroghel-Bouny, P. Dangla, and M. Mainguy. Evaluation de perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage. *Revue Française de Génie Civil*, pages 269–284, Mai 2001.
- [50] M. Mainguy, O. Coussy, and V. Baroghel-Bouny. Role of air pressure in drying of weakly permeable materials. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 127(6) :582–592, 2001.
- [51] P. Acker. *Comportement mécanique du béton : apport de l'approche physicochimique*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LCPC n°152, 1988.
- [52] J.F. Daïan. Evaluation des propriétés de transfert dans les matériaux cimentaires. *Revue Française de Génie Civil*, pages 179–202, Mai 2001.
- [53] V. Baroghel-Bouny, M. Mainguy, T. Lassabatere, and O. Coussy. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 29 :1225–1238, 1999.
- [54] A. Alnajim. *Modélisation et simulation du comportement du béton sous hautes températures par une approche thermo-hygro-mécanique couplée. Application à des situations accidentelles*. PhD thesis, Université de Marne-La-Vallée, 2004.
- [55] D. Gawin, F. Pesavento, and B.A. Schrefler. Modelling creep and shrinkage of concrete by means of effective stresses. *Materials and Structures*, 40 :579–591, 2007.
- [56] M. Thiery, V. Baroghel-Bouny, N. Bourneton, G. Villain, and C. Stéfani. Modélisation du séchage des bétons - analyse des différents modes de transfert hydrique. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11(5) :541–577, 2007.
- [57] M. Mainguy. *Modèles de diffusion non-linéaires en milieux poreux. Applications à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [58] Z. P. Bažant. Thermodynamics of interacting continua with surfaces and creep analysis of concrete structures. *Nuclear engineering and design*, 20 :477–505, 1972.
- [59] Z. P. Bažant and J.K. Kim. Consequences of diffusion theory for shrinkage of concrete. *Materials and Structures*, 24 :323–326, 1991.

- [60] Y. Xi, Z.P. Bažant, L. Molina, and H.M. Jennings. Moisture diffusion in cementitious materials : moisture capacity and diffusivity. *Advanced Cement Based Materials*, 1 :258–266, 1994.
- [61] F.H. Wittmann. Le séchage et le retrait de dessiccation du béton. pages 15–26, Strasbourg, France, 1997. Expérimentation et Calcul en Génie Civil EC97. Recueil de publications.
- [62] R. Witasse. *Contribution à la compréhension du comportement d'une coque d'aéroréfrigérant vieilli : définition d'un état initial, influence des effets différés sous sollicitations hydromécaniques*. PhD thesis, INSA de Lyon, 2000.
- [63] F. Benboudjema. *Modélisation du comportement différé du béton sous sollicitations biaxiales. Applications aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*. PhD thesis, Université de Marne-La-Vallée, 2002.
- [64] Z. P. Bažant and L.J. Najjar. Non linear water diffusion in non saturated concrete. *Materials and Structures*, 5(25) :3–20, 1972.
- [65] O. Coussy, V. Baroghel-Bouny, P. Dangla, and M. Mainguy. Evaluation de perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage. In *actes du séminaire Transferts 2000*, pages 97–108, Paris, France, 2000.
- [66] R. Mensi, P. Acker, and A. Attolou. Séchage du béton : analyse et modélisation. *Materials and Structures*, 21 :3–10, 1988.
- [67] S. Brunauer, J. Skalny, and E.E. Bodor. Adsorption on nonporous solids. *Journal of Colloid and Interface Science*, 30(4) :546–552, 1969.
- [68] M. Th. van Genuchten. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America*, 44 :892–898, 1980.
- [69] P. Aitcin, A. Neville, and P. Acker. Les différents types de retrait du béton. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 215 :41–51, 1998.
- [70] F.H. Wittmann. Surface tension, shrinkage and strength of hardened cement paste. *Materials and Structures*, 1(6) :547–552, 1968.
- [71] W. Obeid, G. Mounajed, and A. Alliche. Experimental identification of biot's hydro-mechanical coupling coefficient for cement mortar. *Materials and Structures*, 35 :229–236, 2002.
- [72] Z. P. Bažant and Y. Xi. Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Materials and Structures*, 27 :3–14, 1994.
- [73] L. Granger. *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Analyse et modélisation*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [74] F. Meftah, J.M. Torrenti, W. Nechnech, F. Benboudjema, and C. De Sa. An elastoplastic damage approach for the modelling of concrete submitted to the mechanical induced effects of drying. In ed. Rilem, editor, *recueil de publications de Shrinkage 2000*, 2000.

- [75] Schrefler B.A., Simoni L., and Majorana C.E. A general model for the mechanics of saturated-unsaturated porous materials. *Materials and Structures*, pages 323–334, 1989.
- [76] O. Coussy. *Mechanics of porous continua*. Edition John Wiley and Sons, 1995.
- [77] W.G. Gray and B.A. Schrefler. Thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media. *European Journal of applied Mechanics in Solids*, 20 :521–538, 2001.
- [78] A.W. Bishop and G.E. Blight. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, 13 :177–197, 1963.
- [79] L. Dormieux. Application des méthodes d’homogénéisation au transport des milieux poreux. In *Transfert2006*, Lille, France, 2006.
- [80] W. Ruetz. *An hypothesis for the creep of the hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage*. Londres, 1968. 365–387.
- [81] F.J. Ulm and P. Acker. Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées spécial XX*, pages 73–82, 1998.
- [82] R.P. Lohia. Mechanism of creep in concrete. *Roorkee University Research Journal*, 1-2(12) :37–47, 1970.
- [83] Z. P. Bažant, A.B. Huggaard, S. Baweja, and F.J. Ulm. Microprestress-solidification theory for concrete creep. i : Aging and drying effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(11) :1188–1194, 1997.
- [84] Z. P. Bažant and J.C. Chern. Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism. *Materials and Structures*, 18(103) :1–20, 1985.
- [85] F. Benboudjema, F. Meftah, J.M. Torrenti, and G. Heinfling. Analyse des essais de fluage propre réalisés sur des pâtes de ciment, mortiers et bétons, avec mesures des déformations principales. *Rapport interne EDF*, page 88 p., octobre 2000.
- [86] R. Le Roy and L. Granger. Calcul des déformations instantanées et de fluage propre du béton à partir de celles de la pâte de ciment. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, pages 67–78, 1995.
- [87] G. Pickett. The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load. *J. of the Am. Concrete Inst.*, 38 :333–355, 1942.
- [88] M. Buil. Etude numérique simplifiée de l’influence de l’effet de fissuration superficielle du béton dans des essais de fluage de desiccation récents. *Materials and Structures*, 23 :341–351, 1990.
- [89] A. Gens and S. Olivella. Thm phenomena in saturated and unsaturated porous media. In *RFGC*, 5(6), *Environmental Geomechanics*, pages 693–717, 2001.
- [90] T.Z. Harmathy. Thermal properties of concrete at elevated temperatures. *ASTM Journal of Materials*, 5 :132–142, 1970.
- [91] U.-M. Jumppanen. Effect of strength on fire behavior of concrete. *Nordic Concrete Research*, 8 :116–127, 1989.

- [92] G.A. Houry. Strain components of nuclear-reactor-type concretes during first heat cycle. *Nuclear Engineering and Design*, 156 :313–321, 1995.
- [93] J. Sliwinski and W. Ehrenfeld. Déformation thermiques des pâtes et des mortiers avec ajout de fumée de silice à haute température. pages 83–88, University of Zilina, Slovaquie, 1998. Concrete and Concrete Structures.
- [94] A. Menou. *Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche multi-échelles de l'endommagement thermique*. PhD thesis, Université de Pau et des pays de l'Adour, 2004.
- [95] S.L. Meyres. Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete. In *Proceedings of the Highway Research Board*, volume 30, pages 193–203, 1950.
- [96] L.J. Mitchell. Thermal properties. In *ASTM Special Technical Publication*, number 169, pages 129–135, Philadelphia, 1953.
- [97] Z. P. Bažant and M.F. Kaplan. Concrete at high temperatures, material properties and mathematical models. *Concrete Design and Construction Series*, ©Longman Group Limited, 1996.
- [98] G.A. Houry, B.N. Grainger, and G.P.E. Sullivan. Strain of concrete during first heating to 600 ° c under load. *Magazine of concrete research*, 37 :195–215, 1985.
- [99] F. Lea and R. Stradling. The resistance of fire of concrete and reinforced concrete. *Engineering*, 110 :293–298, 1922.
- [100] G.A. Houry, P. Sullivan, and B. Grainger. Transient thermal strain of concrete : literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. *Magazine of Concrete Research*, 37 :131–144, 1985.
- [101] U. Schneider. Concrete at high temperatures : A general review. *Fire Safety Journal*, 13 :55–68, 1988.
- [102] Y. Anderberg and S. Thelandersson. Stress and deformation characteristics of concrete at high temperature. Internal rep. number alba15/04-01, Lund Institute of Technology (Sweden) : Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, 1973.
- [103] U. Schneider. Behaviour of concrete at high temperatures. Technical report, RILEM, Report to Committee n°44-PHT, Paris, 1982.
- [104] T.C. Hansen and L. Eriksson. Temperature change on behavior of cement paste, mortar and concrete under load. *Journal of American Concrete Institute*, 63(4) :489–504, 1966.
- [105] L.T. Parrot. A study of transitionnal thermal creep in hardened cement paste. *Magazine of Concrete Research*, 31(107) :99–103, 1979.
- [106] U. Diederichs, U. Jumppanen, and V. Fenttala. Behaviour of high strength concrete at elevated temperatures. In *Report 92*, page 72, Helsinki University of technology, Departement of structural Engineering, 1992.

- [107] P. Kalifa and M. Tsimbrovska. Comportement des bhp à hautes températures, etat de la question et résultats expérimentaux. *Cahier de CSTB*, 3078, 1998.
- [108] Y. Anderberg, L.T. Phan, N. J. Carino, D. Duthinh, and E. Garboczi. Spalling phenomena of hpc and oc. Technical report, International Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete, NIST Special Publication 919, February 1997.
- [109] N. Hearn. Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete. *ACI materials journal*, pages 234–241, 1999.
- [110] J. Bisshop, L. Pel, and J.G.M. van Mier. Effect of aggregate size and paste volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites. In Z.P. Bažant eds F. Ulm and F.H. Wittmann, editors, *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, pages 75–80, MIT, Boston, USA, 2001. Proc. of CONCREEP-6 @MIT.
- [111] D. Perraton and P.C. Aïtcin. Perméabilité du béton de peau. le choix du granulats peut-il s'avérer un élément plus déterminant que le rapport e/c ? *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 232 :59–72, 2001.
- [112] F.H. Wittmann. Einflu ? des feuchtigkeitsgehaltes auf das kriechen des zementsteines. *Rheologica Acta*, 9(2) :282–287, 1970.
- [113] J.J Brooks and A.M. Neville. A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. *Magazine of Concrete Research*, 29(100) :131–141, 1977.
- [114] P. Dantec and G. Terme. Séchage et comportement différé du béton : influence de la cinétique de dessiccation sur le comportement mécanique des bétons. Technical report, Rapport 1.41.02.5 du LCPC, 88 p., 1996.
- [115] V. Kanna, R.A. Olson, and H.M. Jennings. Effect of shrinkage and moisture content on the physical characteristics of blended cement mortars. *Cement and Concrete Research*, 18(10) :1467–1477, 1998.
- [116] N. Burlion, F. Bourgeois, and J.-F. Shao. Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete. *Cement & Concrete Composites*, 27 :367–379, 2005.
- [117] I. Yurtdas, H. Peng, N. Burlion, and F. Skoczylas. Influences of water by cement ratio on mechanical properties of mortars submitted to drying. *Cement and Concrete Research*, 36 :1286–1293, 2006.
- [118] S.E. Pihlajavaara. A review of some of the main results of a research on the aging phenomena of concrete : effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete. *Cement and Concrete Research*, 4(5) :761–771, 1974.
- [119] J.M. Torrenti. *Comportement multiaxial du béton : Aspects expérimentaux et modélisation*. PhD thesis, ENPC, 1987.
- [120] J.A. Hanson. Effects of curing and drying environments on splitting tensile strength of concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, 65(7) :535–543, 1968.

- [121] B. Fouré. Note sur la chute de résistance à la traction du béton léger consécutive à l'arrêt de la cure humide. Technical report, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 1985.
- [122] F. de Larrard and J.L. Bostvirronois. On the long term losses of silica fume high strength concretes. *Magazine of Concrete Research*, 43(155), 1991.
- [123] P. Pimienta. Evolution des caractéristiques des bhp soumis à des températures élevées (tranche 1), résistances en compression et modules d'élasticité. Technical report, Rapport BHP 2000, 1999.
- [124] J.C. Maréchal. Variations of the modulus of elasticity and poisson's ratio with temperature. In *Concrete for nuclear reactors*, volume 1, pages 495–503, Detroit, 1972. American Concrete Institute SP.
- [125] Z. P. Bažant and C. Prat. Effect of temperature and humidity on fracture energy of concrete. *ACI Materials Journal*, 1988. Technical paper Title no 85-M32.
- [126] G. Heinfling. *Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermomécaniques à hautes températures*. PhD thesis, INSA Lyon Univ. Lyon I., 1998.
- [127] T. Harada, J. Takeda, S. Yamane, and F. Furumura. Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. In *Concrete for nuclear reactors*, number 39, pages 179–203, Detroit, 1996. American Concrete Institute SP.
- [128] J. Lemaitre and J.-L. Chaboche. *Mécanique des matériaux solides*. 2ème édition Dunod, 1988.
- [129] J.W. Ju. On energy-based coupled elastoplastic damage theories : constitutive modeling and computational aspects. *Int. J. Solids Struct.*, 25(7) :803–833, 1989.
- [130] C. La Borderie. *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. PhD thesis, Univ. Paris VI, 1992.
- [131] F. Benboudjema, F. Meftah, and J.M. Torrenti. A viscoelastic approach for the assessment of the drying shrinkage behaviour of concrete. *Materials and Structures*, 40(2) :163–253, 2007.
- [132] Petersson P. E. Hillerborg A., Modeer M. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6 :773–782, 1976.
- [133] N. Moes, J. Dolbow, and T. Belytschko. A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal of for Numerical Methods in Engineering*, 46 :131–150, 1999.
- [134] E.L. Wilson, R.L. Taylor, W.P. Doherty, and J. Ghaboussi. *Numerical Computer Models in Structural Mechanics*, chapter Incompatible displacement models. Academic Press, New York, 1973.

- [135] E. Schlangen and J.G.M. Van Mier. Simple lattice model for numerical simulation of fracture of concrete materials and structures. *Mater. Struct.*, 25 :534–542, 1992.
- [136] S. Melnyk, M. Hautefeuille, J.B. Colliat, and A. Ibrahimbegovic. Failure model for heterogeneous structures using structured meshes and accounting for probability aspects. *Comp. & Struct.* accepté pour publication.
- [137] L. Granger and Z.P. Bažant. Effect of composition on basic creep of concrete and cement paste. *Journal of Engineering Mechanics*, 121(11) :1261–1270, 1995.
- [138] Y. Xi and H.M. Jennings. Shrinkage of cement paste and concrete modeled by a multiscale effective homogeneous theory. *Materials and Structures, RILEM*, 30 :329–339, July 1997.
- [139] A.M. Alvarado and F.H. Wittmann. *Shrinkage as influenced by strain softening and crack formation, Creep and Shrinkage of Concrete*. E & FN Spon, London, 1993.
- [140] G. Meschke and S. Grasberger. Numerical modelling of coupled hygromechanical degradation of cementitious materials. *Journal of engineering mechanics*, 4 :383–392, 2003.
- [141] D. Gawin, C.E. Majorana, and B.A. Schrefler. Numerical analysis of hygro-thermal behavior and damage of concrete at high temperature. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.*, 4 :37–74, 1999.
- [142] S. Dal Pont. *Lien entre la perméabilité et l'endommagement dans les bétons à haute température*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004.
- [143] Schrefler B.A., Brunello P., Gawin D., Majorana C., and Pesavento F. Concrete at high temperature with application to tunnel fire. *Computational Mechanics*, 29 :43–51, 2002.
- [144] W. Nechnech. *Contribution à l'étude numérique du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : Une approche thermo-élasto-plastique endommageable*. PhD thesis, INSA, Lyon, 2000.
- [145] H. Sabeur. *Etude du comportement du béton à hautes températures. Une nouvelle approche thermo-hygro-mécanique couplée pour la modélisation du fluage thermique transitoire*. PhD thesis, Univ. de Marne-La-Vallée, 2006.
- [146] A. Feraille Fresnet. *Le rôle de l'eau dans le comportement à haute température des bétons*. PhD thesis, ENPC, 2000.
- [147] F.J. Ulm, O. Coussy, and Z.P. Bažant. The "chunnel" fire. 1 : Chemoplastic softening in rapidly heated concrete. the "chunnel" fire. 2 : Analyses of concrete damage. *Journal of Engineering Mechanics* ©ASCE, 125(3) :272–289, 1999.
- [148] Z. P. Bažant and S.T. Wu. Rate-type creep law of ageing concrete based on maxwell chain. *Materials and Structures*, pages 45–60, 1974.
- [149] S. Thelandersson. Modelling of combined thermal and mechanical action in concrete. *ASCE J. Engng. Mech. Div.*, 113 :893–906, 1987.

- [150] C.J. Pearce, C.V. Nielsen, and N. Bicanic. Gradient enhanced thermo-mechanical damage model for concrete at high temperatures including transient thermal creep. *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2004.
- [151] F. Benboudjema, F. Meftah, and J.M. Torrenti. Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete. *Engineering Structures*, 27 :239–250, 2005.
- [152] Z. P. Bažant and B. Oh. Crack band theory for fracture of concrete. *RILEM Materials and Structures*, 16 :155–177, 1983.
- [153] J.G. Rots. Computational modeling of concrete fracture. Technical report, Dissertation, Delft University of Technology, Pays-Bas, 1988.
- [154] P.H. Feenstra and R. de Borst. A composite plasticity model for concrete. *Int. J. Solids Struct.*, 33(5) :707–730, 1996.
- [155] D.P. Bentz. Guide to using cemhyd3d : A three-dimensional cement hydration and microstructure development modelling package. Technical report, NISTIR 5977, 1997.
- [156] R. Hill. *Journal of the Mechanics and Physics of Solides*, 11 :357–372, 1963.
- [157] M.F. Thorpe and I. Jasiuk. *Proc. Roy. Soc. London*, A(438) :531–544, 1994.
- [158] Z. Vegard. *Phys.*, 5(17), 1921.
- [159] J.N. Goodier. *Phil. Mag. Series*, 7(23) :1017–1032, 1937.
- [160] S.E. Pihlajavaara. An analysis of the factors exerting effect on strength and other properties of concrete at elevated temperature. In *Temperature and concrete*, volume 1, pages 347–354, Detroit, 1972. American Concrete Institute SP.
- [161] J. Bisshop and J.G.M. van Mier. How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy? *Cement and Concrete Res.*, 32 :279–287, 2002.
- [162] V. Sicard, R. François, E. Ringot, and G. Pons. Influence of creep and shrinkage on cracking in high strength concrete. *Cement and Concrete Res.*, 22 :159–168, 1992.
- [163] H. Colina and P. Acker. Drying cracks : kinematics and scale laws. *Materials and Structures*, (33) :101–107, 2000.
- [164] F. Bourgeois, N. Burlion, and J.F. Shao. *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials*, chapter Elastoplasticity and anisotropic damage due to drying shrinkage in concrete, pages 171–177. Elsevier, Cambridge, 2001.
- [165] J. Marchand. Résistance et module des pâtes de ciment à hautes performances. Technical report, rapport interne LCPC, 1992.
- [166] V. Baroghel-Bouny and P. Mounanga. Effects of self-dessiccation on autogeneous deformations, microstructure and hygral behavior. In *Proceedings of the 4th Int. Seminar on Self-dessiccation and its importance in concrete technology*, pages 21–48, Gaithersburg, USA, 20 juin 2005 2005. Ed. B Persson, D. Bentz, L. O Nilsson.

- [167] B. Bissonnette, P. Pierre, and M. Pigeon. Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 29(10) :1655–1662, 1999.
- [168] G. Pickett. Effect of aggregate on shrinkage of concrete and a hypothesis concerning shrinkage. *Journal of ACI*, 27(5) :581–590, 1956.
- [169] D. Gawin, F. Pesavento, and B.A. Schrefler. Hygro-thermo-chemo-mechanical modelling of concrete at early ages and beyond. part ii : shrinkage and creep of concrete. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 67(3) :332–363, 2006.
- [170] N.S. Martys and E.J. Garboczi. Length scales relating the fluid permeability and electrical conductivity in random two-dimensional model porous media. *Physical Review B* 46, pages 6080–6090, 1992.
- [171] T. Kanstad. Evaluation of material models for shrinkage and creep of concrete. *Nordic concrete research*, 10 :93–104, 1991.
- [172] Day R.L., P. Cuffaro, and J.M. Illston. The effect of drying on the drying creep of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, 14(3) :329–338, 1984.
- [173] W.H Press, S.A. Tenkolsky, W.T. Vetterling, and R.P. Flannery. *Numerical recipes in Fortran : The art of scientific computing*. Cambridge University Press, second edition edition, 1994. 963 p.
- [174] L.T. Phan and N.J. Carino. Effects of test conditions and mixture proportions on behavior of high-strength concrete exposed to high temperature. *ACI Materials Journal*, 99(1) :54–66, 2002.
- [175] A. Delaplace and S Ghavamian. *Modèles de fissuration de béton - projet MECA*, vol 7(5). Revue Française de Génie Civil, 2003.