



HAL
open science

APPORT DE L'ÉMISSION ACOUSTIQUE DANS LA COMPRÉHENSION ET LA MODÉLISATION DU COUPLAGE FLUAGE-ENDOMMAGEMENT DU BÉTON

Jacqueline Saliba

► **To cite this version:**

Jacqueline Saliba. APPORT DE L'ÉMISSION ACOUSTIQUE DANS LA COMPRÉHENSION ET LA MODÉLISATION DU COUPLAGE FLUAGE-ENDOMMAGEMENT DU BÉTON. Matériaux. Ecole Centrale de Nantes (ECN), 2012. Français. NNT: . tel-00779962

HAL Id: tel-00779962

<https://theses.hal.science/tel-00779962>

Submitted on 22 Jan 2013

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.

Ecole Centrale de Nantes

ÉCOLE DOCTORALE

SCIENCES POUR L'INGENIEUR, GEOSCIENCES, ARCHITECTURE

Année 2012

N° B.U. :

Thèse de DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Présentée et soutenue publiquement par :

JACQUELINE SALIBA

le 30 mai 2012
à l'École Centrale de Nantes

TITRE

**APPORT DE L'ÉMISSION ACOUSTIQUE DANS LA COMPRÉHENSION ET LA
MODÉLISATION DU COUPLAGE FLUAGE-ENDOMMAGEMENT DU BÉTON**

JURY

Président :	Frédéric Ragueneau	Professeur des universités, ENS Cachan
Rapporteurs :	Christian Laborderie Jean-Michel Torrenti	Professeur des universités, Université de Pau et des Pays de l'Adour Professeur, Ecole Nationale des ponts et Chaussées
Examineurs :	Hocine Boussa Frédéric Grondin Ahmed Loukili Mohammed Matallah	Chargé de recherche, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment Maître de Conférences, Ecole Centrale de Nantes Professeur des universités, Ecole Centrale de Nantes Maître de Conférences, Université Aboubekr Belkaid Tlemcen

Directeur de thèse : Ahmed LOUKILI, Professeur des universités
Laboratoire : Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, GeM, UMR CNRS 6183
Co-encadrant : Frédéric GRONDIN, Maître de conférences
Laboratoire : Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, GeM, UMR CNRS 6183

N° ED 498

Table des Matières

Remerciements.....	6
Publications de l'auteur	8
Résumé.....	10
Abstract.....	11
Introduction	12
1 Etat de l'art.....	16
1.1 Déformations différées du béton sous une charge soutenue.....	16
1.1.1 Définition du fluage du béton.....	16
1.1.2 Théories de fluage	19
1.1.3 Fluage en flexion.....	20
1.1.4 Fluage en traction.....	20
1.1.5 Couplage fluage-endommagement.....	22
1.1.6 Fluage tertiaire	25
1.2 Mécanismes de rupture du béton	27
1.2.1 Principes de la mécanique non-linéaire de la rupture.....	27
1.2.2 Calcul des paramètres de rupture du béton.....	28
1.3 Apport de la technique d'émission acoustique	30
1.3.1 Application aux matériaux cimentaires	31
1.3.2 Analyse des signaux acoustiques	32
1.4 Modélisation du fluage du béton.....	34
1.4.1 Présentation	34
1.4.2 Comment le couplage fluage-endommagement est modélisé?.....	35
1.5 Intérêt de l'étude	38
2 Techniques et méthodes expérimentales	39
2.1 Matériaux et méthodes	39
2.1.1 Formulation des matériaux : béton et mortier	39
2.1.2 Géométrie des éprouvettes et conservation du matériau	40
2.1.3 Propriétés mécaniques du béton.....	41
2.1.4 Dispositif d'essais de fluage en flexion trois points	41
2.1.5 Dispositif d'essais de rupture en flexion 3 points.....	42
2.2 Présentation de la technique de l'émission acoustique (EA).....	43
2.2.1 Principe de la technique d'EA.....	43
2.2.2 Caractéristiques des signaux d'EA.....	44
2.2.3 Localisation des sources d'endommagement	46
2.3 Mise en pratique de la technique d'EA.....	47
2.3.1 Dispositifs de mesure d'émission acoustique.....	47
2.3.2 Procédure expérimentale	48
2.4 Bilan	51
3 Résistance résiduelle du béton après fluage.....	52
3.1 Méthodologie de l'étude du comportement différé du béton.....	53
3.1.1 Protocole expérimental.....	53
3.1.2 Détermination des paramètres à la rupture.....	54
3.2 Mesures du fluage et de la rupture du béton.....	55
3.2.1 Comportement à la rupture du béton avant fluage	55
3.2.2 Analyse des essais de fluage propre en flexion	56
3.2.3 Résistance résiduelle du béton après fluage	59

3.3	Application de la technique d'EA aux essais de rupture en flexion trois points	60
3.3.1	Principe d'utilisation de la technique	60
3.3.2	Localisation des EA dans le béton à la rupture	64
3.3.3	Analyse de la signature acoustique des EA durant la rupture	67
3.4	Exploitation de la technique d'EA pour évaluer l'endommagement et la rupture du béton 72	
3.4.1	Détermination des paramètres de rupture du béton par la technique d'EA : largeur et longueur de la zone de microfissuration.....	72
3.4.2	Corrélation entre la longueur de fissuration et l'énergie de fissuration.....	76
3.4.3	Calcul de l'endommagement.....	78
3.5	Analyse des essais de fluage et des essais de rupture sur poutres de mortier.....	79
3.5.1	Essais de rupture en flexion trois points.....	79
3.5.2	Fluage propre	80
3.5.3	Effet du fluage propre sur le comportement à la rupture du mortier	81
3.5.4	Traitement des données d'EA dans la matrice mortier.....	82
3.6	Bilan	86
4	<i>Suivi de l'endommagement du béton sous fluage par l'émission acoustique.....</i>	87
4.1	Analyse de l'activité acoustique au cours du fluage propre en flexion	87
4.2	Suggestion d'explication du processus de rupture sous fluage à l'aide des essais en dessiccation	89
4.2.1	Essais de fluage propre et de dessiccation combinés	89
4.2.2	Suivi des essais de fluage combinés propre – dessiccation par la technique d'EA	92
4.2.3	Essais de fluage de dessiccation.....	94
4.2.4	Détermination de l'endommagement au cours du fluage.....	97
4.2.5	Bilan sur les essais de dessiccation sur béton.....	98
4.3	Essais de fluage de dessiccation sur des poutres de mortier	98
4.4	Effet du fluage de dessiccation sur le comportement à la rupture du béton	101
4.4.1	Analyse de la résistance résiduelle.....	101
4.4.2	Fluage en flexion trois points sur des poutres endommagées.....	102
4.5	Identification des mécanismes d'endommagement.....	104
4.5.1	Présentation de l'analyse statistique multi-variable	104
4.5.2	Classification des mécanismes d'endommagement durant le fluage.....	108
4.6	Bilan	113
5	<i>Modèle mésoscopique viscoélastique non-linéaire</i>	114
5.1	Objectifs de la modélisation	114
5.2	Formulation du problème non-linéaire viscoélastique	115
5.2.1	Ecriture du problème	115
5.2.2	Algorithme numérique	118
5.2.3	Génération du maillage mésoscopique.....	118
5.2.4	Définitions des paramètres du modèle	120
5.3	Détermination expérimentale et numérique des paramètres mécaniques des phases du béton 120	
5.3.1	Identification expérimentale des propriétés du béton en traction directe	120
5.3.2	Identification numérique des propriétés des phases du béton	123
5.4	Validation du modèle par des essais sur béton en traction	126
5.4.1	Influence de la distribution aléatoire des granulats	126
5.4.2	Comparaison de la simulation aux essais de fluage propre	129
5.5	Analyse des champs locaux en traction.....	130
5.5.1	Pertinence de la localisation de l'endommagement dans le béton.....	130
5.5.2	Localisation de l'endommagement dans le béton sous fluage de traction.....	133

5.6	Simulation des poutres de béton sous fluage en flexion.....	136
5.6.1	Première validation du calcul par la rupture.....	136
5.6.2	Modélisation du fluage du béton en flexion	138
5.7	Bilan sur la modélisation	140
Conclusions et Perspectives		142
Références bibliographiques		145
6	Annexes.....	158
6.1	Modélisation du fluage par un comportement visqueux	158
6.1.1	Viscosité linéaire et analyse des déformations de fluage	158
6.1.2	Principe de superposition de Boltzman	159
6.1.3	Formulation incrémentale	159
6.1.4	Modèles de fluage règlementaires	161
6.1.5	Modélisation du fluage de dessiccation intrinsèque	162
6.2	Mécanique de la rupture : Choix de la méthode d’analyse des essais de rupture.....	163
6.3	Calcul de la contrainte nette sous flexion.....	167
6.4	Essais préliminaires de traction directe : effet de la vitesse et du mode de pilotage..	169

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse Monsieur Ahmed Loukili, Professeur à l'Ecole Centrale de Nantes, et mon encadrant Monsieur Frédéric Grondin, Maître de conférences à l'Ecole Centrale de Nantes, pour m'avoir proposé ce sujet et pour m'avoir accompagné durant mes années de thèse. Je leur exprime ma gratitude pour leurs nombreux conseils et leurs relectures des articles et du présent rapport.

Je ne saurais oublier Monsieur Jean-Pierre Regoin, Ingénieur de Recherches à l'Ecole Centrale de Nantes. Ses conseils précieux, son soutien et sa gentillesse m'ont été une aide inestimable. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

J'exprime ma profonde gratitude à Monsieur Frédéric Ragueneau, Professeur à l'ENS Cachan, pour avoir accepté de présider mon jury.

J'exprime toute ma gratitude envers les rapporteurs, Monsieur Jean-Michel Torrenti, Professeur à l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, et Monsieur Christian Laborderie, Professeur à l'Université de Pau et des Pays de l'Adour pour leurs lectures attentives du manuscrit et leurs remarques constructives.

Mes sincères remerciements à Monsieur Mohammed Matallah, Maître de Conférences à l'Université Aboubekr Belkaid Tlemcen, pour ses remarques pertinentes et son aide précieuse.

Je remercie également Monsieur Hocine Boussa, Chargé de recherche au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, pour sa participation à l'évaluation de cette thèse et les discussions enrichissantes que l'on a pu avoir.

Merci à tous pour les commentaires que vous avez fait sur ce travail.

Je remercie aussi Jean Yves le Touzo, Patrick Denain et Vincent Wisiniewski pour l'aide qu'ils m'ont offerte durant tout le travail expérimental.

J'adresse également mes remerciements pour le stagiaire Ali Rachid Dekkiche et les étudiants qui ont travaillé avec moi.

Merci à toute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce travail sans oublier Monsieur Laurent Gornet, Syed Yasir Alam...

De plus, je remercie l'Ecole Centrale de Nantes ainsi que le GEM pour leur accueil chaleureux et pour l'atmosphère à la fois calme et rassurante qu'ils m'ont offerte pour

donner à ce travail le mieux de moi-même. Je remercie de surcroît tous les membres permanents et non-permanents, chercheurs, doctorants, ingénieurs, stagiaires, personnel, pour leur bonne humeur et leur bienveillance.

Un grand merci à tous mes amis pour leur soutien sans faille. Je remercie énormément Sary pour avoir tout partagé avec moi : les instants de joie, de stress, de doute... et pour ses encouragements.

Je dois aussi un grand merci à ma famille surtout mes parents Gisèle et Joseph, mes frères Geryes, Imad, Nader, Jean, Michel et ma sœur Jinane.

Publications de l'auteur

A. Articles dans des Revues Internationales avec comité de lecture (4)

- **J. Saliba**, E.Rozière, F. Grondin, A. Loukili, « Influence of shrinkage-reducing admixtures on plastic and long-term shrinkage », *Cements & Concrete Composites*, Vol.33, pp.209-217, 2011.
- **J. Saliba**, A. Loukili, F. Grondin, J-P.Regoin, «Influence of basic creep on cracking of concrete shown by the Acoustic Emission technique», *Materials and Structures*, Vol. 45, pp.1389-1401, 2012.
- **J. Saliba**, F. Grondin, M. Matallah, A. Loukili, H. Boussa, « Relevance of a mesoscopic modelling for the coupling between creep and damage in concrete », *Mechanics of Time-Dependent Materials*, accepté.
- **J. Saliba**, A. Loukili, F. Grondin, J-P.Regoin, « Identification of damage mechanisms in concrete under creep by the acoustic emission technique », soumis.

B. Articles dans des Revues Nationales avec comité de lecture (1)

- **J. Saliba**, E.Rozière, F. Grondin, A. Loukili, « Effets d'un agent réducteur de retrait sur la microstructure et les déformations libres des bétons », *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, N°6, pp.20-26, 2009.

C. Communication dans des Congrès Internationaux avec Actes Publiés (3)

- **J. Saliba**, F. Grondin, A. Loukili, « Coupling creep and damage in concrete under high sustained loading », *Framcos-7*, 23-28 May 2010, Jeju, Korea.
- **J. Saliba**, F. Grondin, A. Loukili, « Coupling creep and damage in concrete under high sustained loading: experimental investigation on bending beams and application of Acoustic Emission technique », *ICEM-14*, 4 -9 July, 2010, Poitiers, France.
- **J. Saliba**, F.Grondin, M.Matallah, A.Loukili, H.Boussa, «Modelling of basic creep effect on concrete damage at a mesoscale level», *YIC2012, First ECCOMAS Young Investigators Conference*, 24-27 Avril, 2012, Aveiro, Portugal.

D. Communication orale sans actes dans un Congrès International (1)

- **J. Saliba**, F.Grondin, A.Loukili, H.Boussa, «Mesoscopic modelling of creep and damage in concrete», *CFRAC*, June 6~8, 2011, Barcelona, Spain.

D. Communication dans des Congrès Nationaux avec Actes Publiés (5)

- **J. Saliba**, E.Rozière, F. Grondin, A. Loukili, « Effets d'un agent réducteur de retrait sur la microstructure et les déformations libres des bétons », *27èmes Rencontres de l'Association Universitaires de Génie Civil*, 3-5 juin, 2009, Saint Malo, France.
- **J. Saliba**, F. Grondin, A. Loukili, J-P. Regoin, « Analyse multi-échelles de l'influence du fluage propre sur le comportement à la rupture du béton », *28èmes Rencontres de l'Association Universitaires de Génie Civil*, 2-4 juin, 2010, La Bourboule, France.
- **J. Saliba**, A. Loukili, F. Grondin, J-P. Regoin, « Analyse quantitative et qualitative par émission acoustique de l'endommagement du béton sous chargement de fluage », *29èmes Rencontres de l'Association Universitaires de Génie Civil*, 29-31 Mai 2011, Tlemcen, Algérie.
- Y. Zhang, O. Abraham, F. Grondin, V. Tournat, **J. Saliba**, A. Loukili, A. Le Duff, B. Lascoup, O. Durand, « Suivi du fluage par interférométrie de la coda : illustration expérimentale lors d'un essai de flexion trois points », *Journées COFREND*, 24-27 Mai 2011, Dunkerque, France.
- **J. Saliba**, « Apport de l'émission acoustique dans la compréhension et la modélisation du couplage fluage-endommagement du béton », *Prix Jeunes Chercheurs « René Houpert »*, 6-8 juin, 2012, Chambéry, France.

E. Communication orale sans actes (3)

- **J. Saliba**, F. Grondin, A. Loukili, J-P. Regoin, « Etude du couplage fluage-endommagement du béton par la technique d'émission acoustique », Les journées scientifiques de l'université de Nantes, Colloque 4 - ECND-PdL- 7 juin 2010, Nantes, France.
- **J. Saliba**, F. Grondin, A. Loukili, « Analyse multi-échelles du couplage fluage propre - endommagement du béton », Poster présenté aux entretiens du RGC&U le 9 mars 2011, Paris, France.
- **J. Saliba**, A. Loukili, F. Grondin, J-P. Regoin, « Analyse quantitative et qualitative par émission acoustique de l'endommagement du béton sous chargement de fluage », Journée scientifique SHM, l'instrumentation au service du suivi des structures, Université de Nantes, 22-23 Mars, 2012, Nantes, France.

F. Rapports de recherche (3)

- Synthèse bibliographique sur les essais complémentaires de fluage du béton réalisés au GeM et sur les essais de retrait restreint au LMT, Maîtrise durable de la Fissuration des Infrastructures en béton « MEFISTO », Livrable GT2-1, Juillet 2009
- Etude bibliographique pour une modélisation du comportement viscoélastique endommageable du béton, Rapport au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment « CSTB », Mars 2010.
- Développement d'un modèle numérique pour le couplage fluage-endommagement du béton, Rapport au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment « CSTB », Février 2010.

Résumé

La prédiction des déformations différées est d'une très grande importance pour l'étude de la durabilité des structures en béton. En effet, elles peuvent être à l'origine de la fissuration, de pertes de précontrainte, d'une redistribution des contraintes et même, plus rarement, de la ruine de l'ouvrage. L'objectif de cette étude est de mieux comprendre l'interaction entre les déformations de fluage et l'évolution de la fissuration dans le béton.

Une investigation expérimentale sur l'évolution des propriétés de rupture de poutres en béton soumises à des hauts niveaux de fluage en flexion a été menée. L'influence du fluage sur la résistance résiduelle et l'énergie de fissuration du béton a été étudiée. En parallèle, la technique d'émission acoustique (EA) a été exploitée afin de suivre l'évolution de l'endommagement. Les résultats confirment une diminution de la zone de microfissuration caractérisant un comportement à la rupture plus fragile pour les poutres ayant subi le fluage. L'EA indique que ceci peut être dû au développement des micro-fissures observées pendant le fluage.

L'ensemble de ces résultats conduit à proposer une approche de modélisation à l'échelle mésoscopique couplant un modèle d'endommagement basé sur la théorie des microplans et un modèle de fluage viscoélastique de type Kelvin-Voigt afin de mieux comprendre le processus de fissuration sous fluage. Le volume de béton est représenté par deux phases distinctes : une matrice, définie par le mortier, et les granulats qui sont introduits dans le volume de façon aléatoire à l'aide d'un algorithme de génération, tout en respectant la granulométrie réelle. Les calculs du fluage d'éprouvettes de béton en traction directe et de poutres en flexion trois points ont confirmé la formation de micro-fissures pendant le fluage aux interfaces entre le mortier et les granulats.

Mots-clés: Béton, Fluage, Endommagement, Emission Acoustique, Béton numérique.

Abstract

In order to design reliable concrete structures, prediction of long term behaviour of concrete is important. In fact, creep deformation can cause mechanical deterioration and cracking, stress redistribution, loss in prestressed members and rarely ruin the structure. The aim of this research is to have a better understanding of the interaction between creep and crack growth in concrete.

An experimental investigation on the fracture properties of concrete beams submitted to creep bending tests with high levels of sustained load is reported. The influence of creep on residual capacity and fracture energy of concrete is studied. In parallel, the acoustic emission technique (AE) was used to monitor crack development. The results give wealth information on damage evolution and show a decrease in the width of the fracture process zone (FPZ) characterizing a more brittle behaviour for beams subjected to creep. The AE shows that this may be due to the development of microcracking detected under creep

Based on those experimental results, a mesoscopic numerical study was proposed by coupling a damage model based on the microplan theory and a viscoelastic creep model defined by several Kelvin-voigt chains. The concrete volume was presented by two distinct phases: the matrix, defined by the mortar, and the aggregates introduced randomly with a specific generation algorithm while respecting their granulometry. The numerical results on concrete specimens in tension and in bending confirm the development of microcracks during creep at the mortar-aggregate interface.

Keywords: Concrete, Creep, Damage, Acoustic Emission, Digital concrete.

Introduction

Les déformations différées des bétons, qu'elles soient d'origine physico-chimique, comme le retrait endogène et de dessiccation, ou d'origine mécanique, comme le fluage, peuvent mettre en cause la durabilité des ouvrages. En effet, ces déformations sont à l'origine de la fissuration, de pertes de précontrainte, d'une redistribution des contraintes et même, plus rarement, de la ruine de l'ouvrage.

Le risque de rupture par fluage a été observé dans plusieurs ouvrages d'art. On peut citer l'effondrement du terminal 2E de l'aéroport international de Roissy, la rupture de plusieurs barrages en béton en Chine (Xiluodu (278m), Xiaowan (292m) et le Jinping (305m)), ainsi que la rupture des ouvrages dans le cas d'appareillage des éléments de maçonnerie comme la rupture de la tour de Pavia Civic en 1989, la tour de Saint Magdalena à Goch (Allemagne) en 1993, la rupture partielle de la cathédrale Noto (Italie) en 1996 et la rupture sévère de la tour de la Cathédrale Monza (Italie) à cause d'anomalies liées au comportement différé.

L'évolution des déformations différées du béton constitue aussi un problème majeur dans les enceintes de confinement des centrales nucléaires. La pression interne dans les centrales nucléaires peut atteindre une valeur de l'ordre de 0,5 MPa lors des épreuves d'enceintes et peut induire des contraintes de traction verticale et ortho-radiale dans des zones spécifiques de la structure interne. Si le fluage est sous-estimé, ces contraintes peuvent être proches de la résistance à la traction du béton et par conséquent initier ou étendre des fissures déjà existantes. Ces nouvelles fissures sont responsables des pertes de précontrainte et de l'augmentation de la perméabilité et de la diffusivité de l'enceinte, susceptible de libérer des éléments radioactifs dans l'environnement. La prédiction des déformations différées est alors primordiale pour l'étude de l'aptitude à la fonctionnalité pérenne des structures en béton surtout lorsqu'elles sont soumises à des taux de chargement élevés.

Le fluage est conditionné par les déformations induites par la viscoélasticité de la pâte de ciment et l'évolution des fissures (Mazzotti et Savoia, 2002). Pour des faibles niveaux de sollicitation, la viscoélasticité peut être considérée comme linéaire et, en cas de déchargement, le matériau retrouve sa position initiale. Par contre, pour des niveaux élevés, la microfissuration se développe et interagit avec la viscoélasticité avec une déviation de la linéarité de la réponse mécanique instantanée. Les premiers résultats expérimentaux ont montré que la résistance du béton diminue avec le temps sous fluage jusqu'à la rupture (Rüsch, 1960). Ce phénomène est connu sous le nom de fluage non-linéaire ou fluage tertiaire (Freudenthal et Roll, 1958 ; Mazzotti et Savoia, 2002). Les essais de fluage sont longs et les résultats obtenus sont fortement influencés par l'âge du béton au moment du chargement, le type et le niveau de contrainte appliquée et les conditions d'environnement (température, hygrométrie, ...). Malgré le nombre important d'études réalisées, les mécanismes mis en jeu lors du fluage du béton ne sont toujours pas bien connus jusqu'à maintenant et en particulier le fluage de traction qui est une problématique importante dans les structures en béton (Cook, 1972). Par-ailleurs, la modélisation de l'interaction entre la viscoélasticité et l'endommagement a été abordée en couplant des modèles de fluage linéaire avec des modèles

d'endommagement (Omar, 2004 ; Challamel et al., 2005 ; Reviron et al., 2007 ; Benboudjema et Torrenti, 2008) ou en plaçant un modèle de plasticité en série (Ruiz et al., 2007). Des modèles de fissuration discrète ont été aussi développés ; les fissures évoluent et interagissent ainsi avec les déformations différées du matériau (Masuero et Creus, 1995). Mais ces modèles macroscopiques nécessitent pour la plupart la calibration d'un grand nombre de paramètres ou l'utilisation de paramètres artificiels pour pondérer la part de la viscoélasticité dans l'évolution de l'endommagement.

Dans ce contexte, l'objectif de cette étude est de réaliser une analyse fine de l'interaction entre les déformations de fluage et l'évolution de la fissuration dans le béton tant au niveau expérimental que numérique. Une campagne expérimentale est d'abord proposée afin de déterminer l'effet du fluage sur les propriétés de rupture du béton. Comme il a été énoncé plus haut, la prédiction du comportement en traction du béton est primordiale pour la tenue des ouvrages spéciaux. Afin de mettre en relation le fluage du béton et l'évolution de ses propriétés de rupture, l'essai le plus pertinent est la mise en charge de poutres de béton en flexion avec des chargements soutenus à différents taux pendant plusieurs mois. Puis, ces mêmes poutres sont chargées jusqu'à la rupture. Les propriétés mécaniques sont déterminées avant et après fluage afin d'évaluer son influence sur le comportement du béton. En parallèle, l'endommagement des poutres est suivi à l'aide de la technique de l'émission acoustique (EA). C'est une méthode de contrôle non-destructif de plus en plus utilisée dans l'exploitation et la détermination des évolutions liées aux phénomènes structuraux (Mihashi et Nomura, 1996 ; Otsuka et Date, 2000 ; Wu et al., 2000). La technique d'EA permet de localiser les événements liés à l'apparition et l'évolution de l'endommagement dans la microstructure et ainsi d'évaluer l'état du matériau au cours des chargements. L'analyse de la signature acoustique des événements enregistrés permet de caractériser les phases d'évolution des modifications de la microstructure.

L'analyse du comportement du béton sous chargement peut aussi être modélisée avec les méthodes numériques. La modélisation mésoscopique du béton a montré un intérêt particulier dans l'analyse des interactions entre la matrice cimentaire (pâte de ciment, mortier) et les granulats (Grondin, 2005). La modélisation du comportement mécanique du béton à cette échelle permet de s'affranchir de certains paramètres artificiels généralement utilisés pour tenir compte implicitement de l'interaction entre les phases du béton. Dans ce travail, une modélisation du fluage du béton à l'échelle mésoscopique est proposée. Le mortier et les granulats sont explicitement distincts : le volume du béton est d'abord constitué de la matrice mortier dans lequel les granulats de diamètres différents (suivant la granulométrie réelle du béton) sont ensuite placés des plus gros aux plus petits selon un processus aléatoire. Le comportement du béton est modélisé en couplant un modèle viscoélastique linéaire, défini par des chaînes de Kelvin-Voigt, et un modèle d'endommagement, basé sur la théorie des microplans (Fichant et al., 1997). Le modèle est implémenté dans le code de calcul aux éléments finis Cast3m. Cette approche nécessite de définir deux lois de comportement pour le mortier et les granulats. Les propriétés mécaniques du mortier sont ici caractérisées expérimentalement par des essais de traction directe réalisés à l'aide d'un dispositif original développé pour cette étude. Il permet d'effectuer des essais de fluage en traction directe sur

des éprouvettes de mortier et de béton. Ces essais sont alors exploités pour la validation du modèle.

Le mémoire de thèse est composé de cinq chapitres. Le premier chapitre présente une analyse bibliographique sur le fluage du béton en général et plus particulièrement en traction. Différentes méthodes expérimentales et modèles numériques pour l'analyse du couplage fluage-endommagement sont exposés. Les principales applications de la technique d'EA sur les matériaux cimentaires ainsi que la discrimination des sources d'EA au sein du matériau sont abordés.

Ensuite, la campagne expérimentale est proposée et les matériaux testés ainsi que les différents dispositifs utilisés sont présentés. Ce second chapitre décrit ces dispositifs choisis pour les essais de fluage et de rupture de flexion trois points. La technique d'EA est aussi expliquée pour montrer son intérêt et sa place dans ce travail.

Les essais sont traités et analysés dans le troisième chapitre. Le comportement à la rupture des poutres de béton en fonction d'un historique de chargement soutenu est caractérisé par les mesures mécaniques et acoustiques.

Dans l'optique de mieux comprendre les mécanismes associés au fluage et à la rupture, mais aussi pour comparer très finement les différences relatives entre les poutres chargées à différents niveaux, les signaux acoustiques sont analysés qualitativement et quantitativement par une méthode de classification multivariable. Dans ce quatrième chapitre la méthode K-moyenne (K-means) et une analyse en composantes principales sont exploitées. Des signatures acoustiques provenant des différents modes d'endommagement peuvent être identifiées. Une tentative de suivi des EA durant le chargement de fluage de dessiccation est aussi proposée dans ce chapitre dans le but de mieux comprendre les différents comportements à la rupture.

Suite à cette étude expérimentale et ces analyses 'microstructurelles' assistées par la technique d'EA, le modèle couplé viscoélastique non-linéaire est décrit pour proposer une étude comparative sur l'évolution de l'endommagement. Ce cinquième chapitre présente alors une comparaison entre des mesures obtenues par des essais de fluage en traction directe et indirecte (flexion) des calculs réalisés à l'échelle mésoscopique suivant les mêmes conditions de chargement.

Des conclusions sur les analyses expérimentales et numériques présentées dans ce travail viennent terminer ce mémoire et ensuite des perspectives sont suggérées pour la suite de cette recherche.

1 Etat de l'art

Le béton est un matériau composite constitué de grains de sable, de granulats, de ciment et d'eau (ces derniers formant la pâte de ciment) dont les propriétés dépendent des caractéristiques de ses différentes phases et de leur interaction. Les granulats représentent généralement 70% du volume du béton et sont considérés comme des renforts mécaniques. La matrice cimentaire forme une structure poreuse complexe à l'origine des déformations différées du béton. Parmi ces déformations, on peut citer les réductions de volume au jeune âge dues au retrait chimique (le Chatelier, 1900), au retrait thermique (Bjontegaard et Sellevold, 2001), au retrait d'auto-dessiccation (Lura et al., 2003), au retrait plastique (Morris et Dux, 2005, Saliba et al., 2011) et au retrait de dessiccation.

Lorsque le béton est soumis à un chargement constant au cours du temps, une déformation différée ou déformation de fluage est observée. Ce phénomène est connu depuis longtemps et plusieurs chercheurs se sont focalisés sur la compréhension des mécanismes et la maîtrise du taux de fluage en contrôlant les proportions du béton et la qualité de ses constituants afin d'en tenir compte dans le calcul des éléments de structures.

1.1 Déformations différées du béton sous une charge soutenue

1.1.1 Définition du fluage du béton

Après plusieurs années sous chargement constant, le béton continu de se déformer et les déformations de fluage atteignent typiquement des valeurs deux à six fois plus grandes que la déformation élastique initiale (Bazant, 2001). Par l'application d'une charge sur un spécimen en béton, on mesure tout d'abord une déformation élastique qui prend place au moment de l'application de la charge, et qui est instantanément recouvrable. Durant la durée d'application de la charge, des déformations différées ou viscoélastiques, associées au mouvement de l'eau dans la microstructure, apparaissent également. Ces déformations sont asymptotiquement recouvrables quand la charge est enlevée. Des déformations viscoplastiques ou visqueuses apparaissent aussi avec le temps et augmentent avec la durée d'application de la charge. Ces déformations sont dues à l'écoulement visqueux dans le matériau comme le glissement ou le cisaillement des hydrates 'lubrifiés' par des couches d'eau adsorbées et sont généralement non recouvrables sauf éventuellement par inversion des contraintes. Finalement, une partie des déformations est due au développement des microfissures dans le matériau. Ce type de déformation est non recouvrable et dépend du niveau de chargement dans le matériau (**Figure 1-1**).

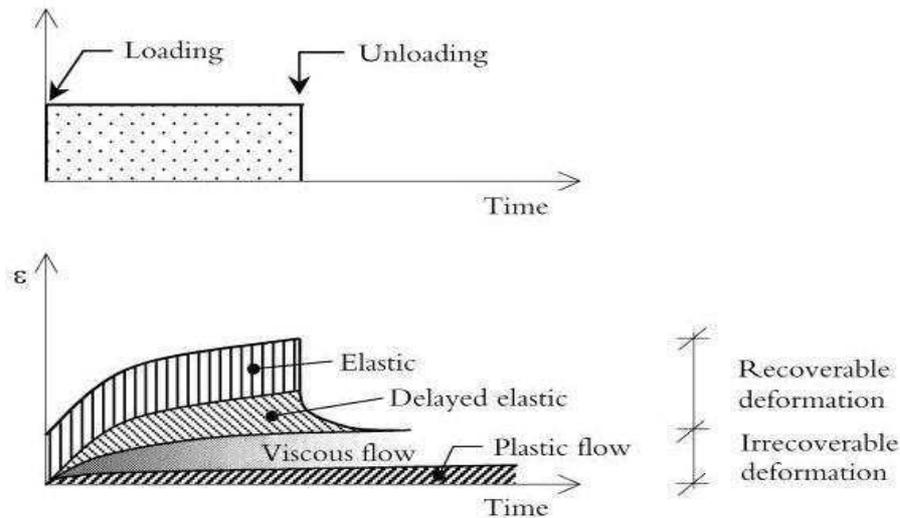


Figure 1-1: Les différents types de déformations du béton sous charge constante (Emborg, 1989).

La recouvrance du fluage peut être expliquée par la libération graduelle de l'énergie de déformation stockée dans les silicates de calcium hydratés (C-S-H) durant le fluage à cause de la retenue visqueuse de l'eau adsorbée. A noter que la recouvrance de fluage dépend de l'état de déformation au moment du déchargement et de la magnitude de la recouvrance de la déformation élastique (Gopalakrishnan et al., 1970 ; Guénot-Delahaie, 1997).

Une conséquence du fluage est la relaxation qui se traduit par la diminution graduelle des contraintes dans l'élément soumis à des déformations imposées maintenues constantes dans le temps. Comme pour le fluage, plus l'âge du béton au moment du chargement est avancé plus la relaxation sera faible. Généralement, on dispose de très peu de données expérimentales concernant la relaxation du béton du fait de la difficulté de mise en œuvre d'un essai représentatif. Pour cela, les expressions proposées pour la relaxation du béton dépendent à chaque fois du fluage qui est plus facile à déterminer en laboratoire (Klug et Wittman, 1970).

La déformation de fluage est conventionnellement décomposée en une déformation de fluage propre et de fluage de dessiccation. Chacune de ces composantes correspond à une configuration d'ambiance de conservation différente (en humidité relative). Cette décomposition est nécessaire car le fluage du béton est très sensible à l'humidité relative (Hannant, 1968). Le fluage propre évolue suivant deux phases successives : le fluage à court terme, dû à un processus de micro-diffusion de l'eau capillaire (Ghosh, 1973 ; Wittman, 1982 ; Bazant et Chern, 1985 ; Ulm et Acker, 1998), et le fluage à long terme, dû au phénomène de rupture potentielle des liaisons atomiques dans les C-S-H, indépendamment du type du béton, et dont l'origine se trouve dans les pores d'hydrates (Bazant et Li, 1997; Tamtsia et Beaudoin, 2000). Dans le cas du fluage de dessiccation, les éprouvettes en cours de séchage fluent plus que les éprouvettes protégées qui restent quant à elles à une hygrométrie élevée (effet Pickett). Le fluage de dessiccation peut s'expliquer par deux phénomènes distincts : une part structurelle sous chargement en compression liée à la réduction des microfissures générées par la dessiccation (Bazant et Chern, 1985 ; Bazant et Yunping 1994) et une part intrinsèque due aux mécanismes physico-chimiques résultant de la concentration

des contraintes sur le gel de C-S-H et l'augmentation de la dépression capillaire (Brooks, 2001 ; Kovler, 2001). Il est généralement admis que le fluage est la combinaison de ces mécanismes avec un effet plus important à l'échelle des hydrates du ciment.

Plusieurs paramètres présentent une influence sur la magnitude et la cinétique des déformations différées. Le fluage propre est d'autant plus faible que le degré hygrométrique interne du matériau est faible (Glucklich et Ishai, 1962 ; Bazant et Chern, 1985 ; Tamtsia et Beaudoin, 2000 ; Vanderwalle, 2000 ; Acker et Ulm, 2001). Le potentiel de fluage augmente avec la teneur en eau ou le rapport eau-sur-ciment (E/C), et diminue avec l'accroissement de la résistance mécanique de la pâte de ciment (Reinhardt et Rinder, 1998). De plus, selon le type de ciment, la quantité relative des espaces de gel C-S-H vides varie et influence le comportement des C-S-H (Neville, 1959 ; Pane et Hansen, 2002). La viscosité de la pâte de ciment et la désorption de l'eau de la surface de gel est par-ailleurs sensible à la température (Nasser et Neville, 1965 ; Westmen, 1999). Les caractéristiques microstructurales des granulats, leur granulométrie et la qualité des grains influencent aussi l'évolution de la déformation en influençant la raideur, la porosité à l'interface pâte-granulats et la microfissuration (Belarbi et al., 1997).

Le fluage est aussi fonction des conditions de chargement comme l'âge au moment d'application de la charge, le taux et la durée du chargement (Rossi, 1958) et la géométrie des éprouvettes. Plus l'âge du béton, ou plutôt le degré d'hydratation du ciment, est avancé au moment de la première mise en charge, plus le fluage diminue (Timusk et Ghosh, 1971). Le rapport volume sur surface (V/S) est un paramètre valable à utiliser dans le dimensionnement des structures pour estimer l'influence de la géométrie et des dimensions sur les déformations de fluage et de retrait (L'hermite et Mamillan, 1969 ; Hansen et Eriksson, 1966).

Les mécanismes successifs, décrits plus haut, s'observent macroscopiquement par une décomposition de l'évolution du fluage suivant trois phases qui possèdent des caractéristiques différentes en termes d'amplitude, de vitesse et d'accélération (**Figure 1-2**) :

- Phase primaire : cette phase est caractérisée par une accélération négative et une stabilisation de la déformation à un seuil de contrainte aux alentours de 45% de la résistance maximale pour les bétons ordinaires. Pendant cette phase, la déformation de fluage est viscoélastique (Li et Shah, 1994 ; Mazzotti et Savoia, 2003).

- Phase secondaire : pendant cette phase, l'accélération devient quasi nulle avec une évolution constante de la déformation à un seuil de contrainte de 75% de la résistance maximale pour les bétons ordinaires.

- Phase tertiaire : cette phase est caractérisée par une accélération positive et une forte interaction entre l'endommagement et la progression des déformations. La rupture survient alors subitement (Li et Shah, 1994) avec une croissance rapide des fissures (Mazzotti et Savoia, 2003). Une augmentation rapide des déformations et du coefficient de Poisson, qui fournit une indication intéressante sur la valeur du seuil de contrainte, est également observée.

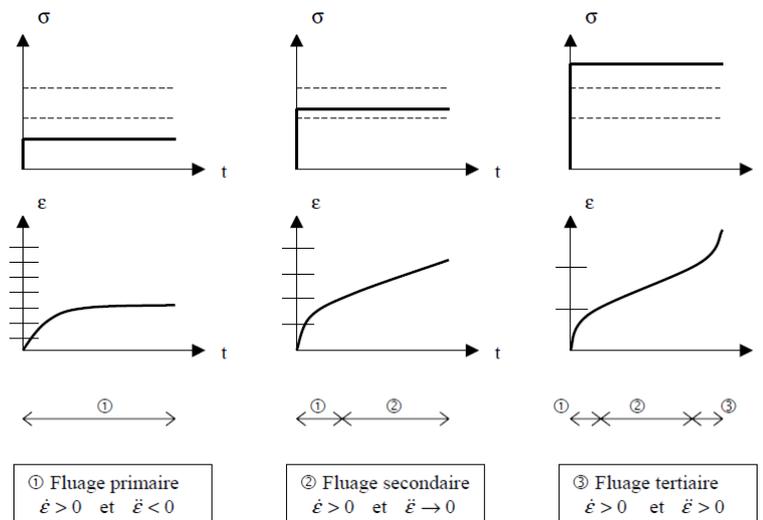


Figure 1-2. Courbes de la déformation de fluage ϵ et allures des cinétiques associées au dépassement des seuils de contrainte σ (Bertholt, 2003).

Il est important de noter ici la ressemblance entre les mécanismes de fluage et des chargements cyclique en fatigue. En effet, les chargements cycliques vont forcer les microfissurations et les trois phases obtenues dans le cas du fluage sont retrouvées en fonction de l'évolution du nombre de cycles (Shah et Chandra, 1970 ; Raithby, 1979 ; Zhang et al., 1999 ; Ruiz et al., 2007). Les chargements en fatigue montrent une diminution de la résistance résiduelle et du module élastique sécant (Xianhong et Yupu, 2007).

Généralement dans une structure, l'état de contraintes global reste relativement faible. Dans cette gamme de contraintes, le fluage ne présente pas de risques de rupture. Le fluage tertiaire n'est observé que lorsque le palier de contraintes est proche de la résistance maximale (Liniers, 1987 ; Bissonnette et Pigeon, 2000). Dans ce cas, le seuil de non-linéarité varie en fonction de la résistance du béton (Smadi et al., 1987).

1.1.2 Théories de fluage

Plusieurs théories sont proposées pour expliquer le phénomène de fluage du béton : la théorie de déformation mécanique (Freyssinet, 1951), la théorie plastique (Glanville et Thomas, 1939), la théorie de viscosité (Reiner, 1949, Bernal et Megaw, 1935), la théorie de suintement et de l'eau adsorbée (Glücklich et Ishai, 1962) et enfin la théorie de solidification et de consolidation (Bazant et Prasannan, 1988 ; Bazant et Prasannan, 1989). La plupart de ces théories trouvent leur origine dans la présence de l'eau au sein du matériau. La théorie du flux visqueux postule que le fluage apparaît dans la pâte de ciment hydratée soumise au chargement constant. La théorie plastique suggère que le fluage du béton peut être dû au flux cristallin, ce dernier étant le résultat du glissement entre les différents plans des feuillets cristallins. La théorie de suintement requiert que le ciment hydraté est un gel rigide et le fluage est dû au suintement de l'eau du gel sous la pression. Ainsi, l'application d'une charge produit un départ des composants visqueux vers les vides du squelette. Généralement le fluage est considéré comme étant la combinaison de plusieurs mécanismes qui agissent simultanément. Le mécanisme réel du fluage du béton est généralement associé à la pâte de ciment hydratée et peut être considéré comme une propriété intrinsèque du matériau. Le

développement des microfissurations est un mécanisme de fluage apparent et contribue aussi à la déformation observée.

La majorité des études expérimentales sur le fluage du béton ont porté sur le fluage en compression, mais peu sur le fluage en traction. La comparaison entre le fluage en compression et en traction montre des similitudes (Pane et Hansen, 2002) et quelques différences (Neville, 1955 ; Brooks et al., 1978 ; Atrushi, 2003 ; Kristiawan, 2006 ; Bissonnette et al., 2007). Ces auteurs expliquent ces différences (magnitude, cinétique, recouvrance,...) par des mécanismes différents et par plusieurs facteurs :

- l'indépendance entre le fluage endogène, mais aussi d'autodessiccation, et les déformations induites par le chargement ;
- l'utilisation du principe de superposition (de Boltzman) ;
- les conditions liées aux dispositifs de mesures, aux dimensions des éprouvettes et aux conditions de chargement comme la température...

Mais le peu d'essais en traction sur béton ne permet pas de donner une conclusion sur les mécanismes. Par conséquent, on va s'intéresser dans ce travail au fluage en traction directe et indirecte (par un essai de flexion trois points).

1.1.3 Fluage en flexion

Peu d'études existent sur le fluage en flexion du béton à cause de la difficulté d'identification du fluage spécifique en flexion. Des travaux réalisés au GeM ont porté sur une analyse expérimentale de l'effet d'échelle sur le comportement à la rupture du béton soumis auparavant à un fluage en flexion (Omar, 2004 ; Omar et al., 2009). L'évolution du fluage propre du béton a été étudiée sur des poutres de tailles différentes et pour différents niveaux de chargement. Les résultats ont montré que l'amplitude et la cinétique du fluage propre augmentent avec le niveau de chargement et ont souligné la non-proportionnalité du fluage des poutres de différentes tailles avec le même niveau de chargement.

Les essais de fluage en flexion donnent une idée du comportement structurel du béton mais ne permettent pas d'identifier les différents mécanismes concernés (Bazant et Yunping, 1994) à cause des effets combinés de compression et de traction observés dans ce type d'essai. Le comportement du béton en traction doit alors être caractérisé par un essai de traction directe qui sera plus représentatif.

1.1.4 Fluage en traction

Le comportement viscoélastique du béton en traction est très mal connu. Selon la composition du béton et les conditions de chargement, le fluage en traction fait apparaître un comportement complexe.

En termes de composition du béton, les études ont montrées que les déformations augmentent avec le rapport E/C (Bissonnette et Pigeon, 1995). Ceci est dû à l'augmentation de la porosité capillaire et à la diminution de la résistance du béton. La composition de la pâte de ciment étant traditionnellement reconnue comme responsable du fluage, le fluage en compression et le retrait de séchage du béton diminuent généralement avec la réduction du

volume de la pâte à cause de l'effet restrictif accru du squelette granulaire. Par-contre, l'augmentation du pourcentage de granulats dans le béton, et par-conséquent la diminution du volume de pâte, a tendance à augmenter les déformations de fluage en traction (Bissonnette et Pigeon, 2000). Cette tendance opposée pour le fluage en traction a été expliquée par un champ de contraintes soutenu en traction qui favorise l'ouverture et la croissance de la microfissuration aux interfaces pâte-granulats orientées perpendiculairement à l'axe de chargement. L'augmentation sensible de la quantité d'interface masquerait l'effet attendu de la réduction du volume de pâte.

Les additions minérales peuvent aussi influencer le taux de fluage selon différents mécanismes. La fumée de silice augmente le taux de fluage au jeune âge (Bissonnette et Pigeon, 1995 ; Kovler et al., 1999) ; ce qui peut être expliqué par leur forme. Mais on observe un effet opposé pour les bétons matures à cause d'une microstructure plus dense (Bissonnette et Pigeon, 1995 ; Kovler et al., 1999 ; Tao et Weizu, 2006 ; Bissonnette et al., 2007). L'ajout de fibres a tendance à augmenter ou à diminuer le taux de fluage en fonction de la microstructure et la qualité des interfaces pâte-fibres (Garas, 2009).

Comme pour le fluage en compression, les conditions de chargement ont aussi un effet significatif sur les déformations de fluage en traction. Le fluage du béton en traction augmente clairement sous l'effet de la dessiccation et diminue avec l'âge de chargement (Bissonnette et al., 2007). Le fluage propre en traction représente environ 50 % de la déformation de fluage totale en condition de dessiccation mesurée à 50 % d'humidité relative (Bissonnette et al., 2007). Les résultats de Bissonnette (2007) montrent que le fluage varie linéairement avec le chargement jusqu'à 50 % de la force maximale en condition endogène (fluage propre) et de séchage. Tandis que les résultats de Domone (Domone, 1974) montrent que le fluage spécifique augmente fortement à partir d'une contrainte appliquée dépassant 60 % de la résistance en traction du matériau en fluage propre et 40% quand l'éprouvette est sèche. A noter qu'au très jeune âge, le béton présente un taux élevé de fluage (Ostergaard et al., 2001 ; Tao et Weizu, 2006) avec un effet non négligeable de la dilatation thermique initiale.

Le fluage en traction dans des conditions de chargement normales dépend largement de l'évolution des microfissures en fonction du temps (Cook, 1972 ; Boshoff et Van Zijl, 2007). Pour un matériau séché à 105°C les déformations de traction sont plus importantes que celles en compression (quasi-négligeables) (Cook, 1972). De plus, les études de Boshoff (Boshoff et Van Zijl, 2007) ont montré que sous un chargement de 50 %, le taux de fluage augmente fortement après l'initiation des fissures. D'où la constatation que le fluage en traction est en étroite relation avec l'accroissement des microfissures (Cook, 1972). Celles-ci peuvent induire du retrait qui résulte de l'adsorption de l'eau au point des fissurations qui existent déjà ou causées par le chargement.

Le fluage propre est défini comme étant une propriété intrinsèque du béton dès que l'humidité relative reste constante. Tandis que le fluage de dessiccation est décomposé en deux mécanismes principaux : les microfissurations et le retrait induit par les contraintes (Altoubat et Lange, 2003). Une méthodologie pour séparer le fluage propre en traction, le

retrait induit par les contraintes et les microfissurations a été développée par (Altoubat et Lange, 2002) en soumettant les éprouvettes au même chargement mais dans différentes conditions environnementales.

L'étude du fluage en traction a montré deux effets opposés sur le comportement du béton avec, parfois, des contradictions entre les différents paramètres étudiés. D'une part, dans le cas de réparations superficielles du béton, le fluage peut soulager les contraintes de traction interne générées par le retrait restreint et donc diminuer le risque de détérioration potentielle en augmentant la capacité de déformation à la rupture. D'autre part, le mécanisme principal du fluage en traction est dû aux développements des microfissures qui peuvent être responsables de la diminution de la résistance résiduelle du béton et du changement de comportement à la rupture du béton. Cette énigme sur l'effet du fluage en traction ainsi qu'en compression sur le comportement du béton a attiré plusieurs chercheurs qui ont essayé, à partir de différentes méthodes, de quantifier la part d'endommagement dans les déformations de fluage.

1.1.5 Couplage fluage-endommagement

La formation et le développement des fissures ont une influence importante sur les propriétés mécaniques des bétons. Depuis les essais de Rüsh (1960), plusieurs chercheurs présentent l'hypothèse que les déformations de fluage vont causer un endommagement interne dans le béton. Pour mieux comprendre ce couplage fluage-endommagement et les facteurs qui causent l'endommagement, plusieurs études ont été réalisées.

Le chargement en fluage diminue les fissures sous chargement biaxial et uniaxial de compression au jeune âge (**Figure 1-3**) (Liu et al., 2002 ; Tamtsia et al., 2004). En effet, la charge va aider au compactage du gel C-S-H de la pâte de ciment et à l'augmentation de l'hydratation. Ces nouveaux produits d'hydrates peuvent restaurer les fissures. De plus, les microfissures qui apparaissent à cause du chargement facilitent la migration de l'eau dans les couches de C-S-H autour du clinker de ciment qui le protège pendant les premières heures d'hydratation et accélèrent ainsi la réaction avec les parties non réagies du clinker (Zhou et Beaudoin, 2003 ; Tamtsia et al., 2004). D'autres chercheurs (Shah et Shankar, 1987) ont expliqué l'augmentation de la résistance par la consolidation de la pâte de ciment. Ainsi, la diminution de la distance entre les particules de ciments hydratées augmente les bonds de résistance et les forces de Van der Waals.

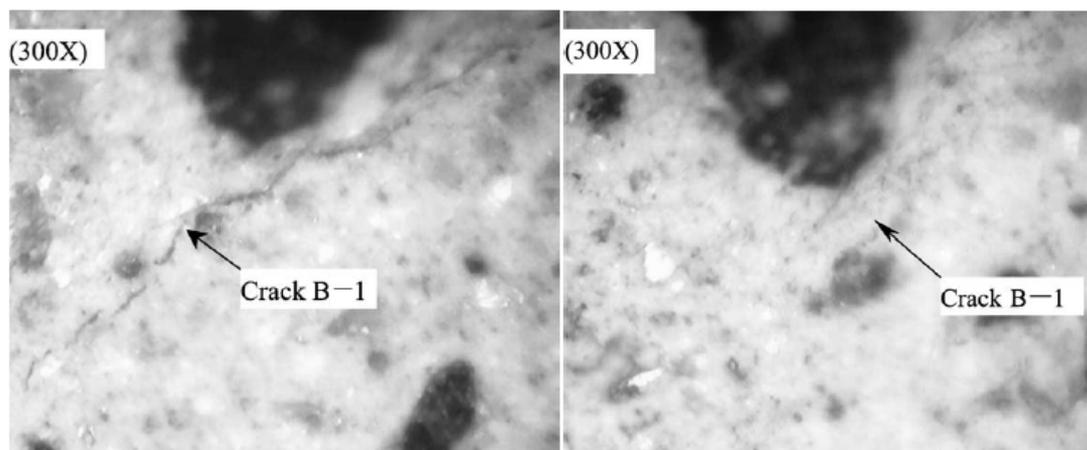


Figure 1-3. Evolution des fissures sous chargement biaxial : a) fissure originale au moment du chargement à l'âge de 6 jours b) fissure après 40 jours de chargement (Liu et al., 2002).

Pour les essais de fluage en traction au jeune âge, la résistance mesurée avant et après le fluage propre ne montre aucun endommagement dans le matériau et, même, une augmentation du module d'Young a été observée (Bissonnette et Pigeon, 1995). Une augmentation de la résistance à la traction a été aussi obtenue dans le cas du fluage de dessiccation avec un fort rapport E/C. Ces observations ont été attribuées à la formation continue des produits d'hydratation. De plus, le fluage en traction relaxe les contraintes de retrait de l'ordre de 50% et double la capacité de déformation à la rupture (Altoubat et Lange, 2001). Des essais de fluage en traction sur des bétons à haute performance mûres, ont aussi montré une augmentation de la résistance résiduelle avec une résistance relative moyenne de 1,1 pour les spécimens chargés, contre une résistance relative égale à 1 pour les spécimens non chargés (Reinhardt et Rinder, 1998 ; 2006). Ce phénomène a été expliqué par la théorie de Powers (Powers, 1968) ou la théorie de suintement : le changement de volume différé est dû au changement de la pression de vapeur interne et par conséquent de la présence de l'eau dans les pores des gels. Powers écrit : « les soudaines contraintes de traction créent un déficit d'énergie libre soudain dans les régions de chargement ; en conséquence, un retrait et un suintement en fonction du temps apparaissent et permettent au spécimen de s'allonger sous le chargement constant en traction ». Par suite, le spécimen chargé en fluage sèche plus, se rétrécit plus et s'hydrate mieux que les spécimens non chargés.

Par contre, le fluage en traction est extrêmement sensible aux microfissurations préexistantes et les microfissurations provoquées par des cycles de sorption-désorption (Shah, 1970 et Chandra ; Ostergaard, 2003). Une diminution de 80 % de la résistance à la traction et de 30 % de la résistance à la compression a été observée lors de la resaturation des éprouvettes séchées et soumises au fluage (Cook et Haque, 1974). Les fissurations internes sont ainsi initiées par l'adsorption de l'eau et par conséquent la réduction de la résistance. L'aide de l'eau à la propagation et l'évolution des fissures est le mécanisme majeur du fluage en traction ou la rupture des matériaux séchés. Cette diminution de la résistance à la traction a été aussi observée sur des spécimens chargés en compression au dessus de 40 % de la

résistance maximale (Liniers, 1987) et des éprouvettes soumises au fluage de dessiccation en traction (Reviron, 2009).

Afin de mieux comprendre l'interaction entre le fluage et les microfissurations, des essais de fluage en traction et en flexion ont été réalisés sur des éprouvettes de béton partiellement endommagées suivant deux modes opératoires expérimentaux. Dans le premier mode, l'endommagement a été réalisé en chargeant les éprouvettes à un point donné de la branche descendante de la courbe force-déplacement, de manière à ce que sa capacité de chargement soit inférieure à la charge maximale (**Figure 1-4**). Dans ce cas, la réduction de la capacité de chargement due à l'endommagement a entraîné une durée de vie plus courte jusqu'à la rupture et un niveau inférieur de charge critique pour le fluage (Carpinteri et al., 1997).

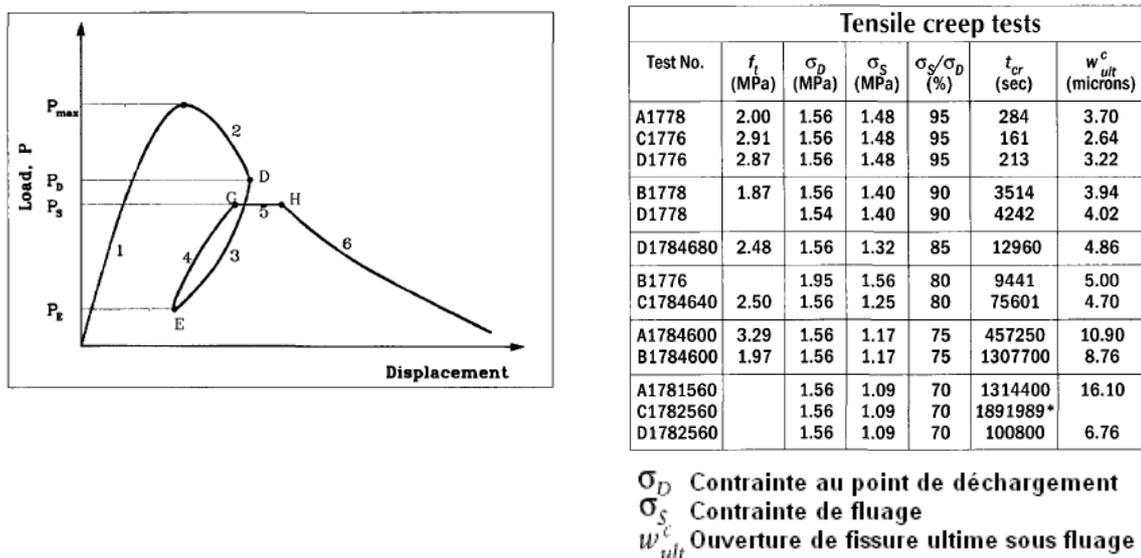


Figure 1-4. Illustration schématique de la procédure de chargement (gauche) et mesure du temps critique de rupture en fonction du taux de chargement (droite) (Carpinteri et al., 1997).

Dans le deuxième mode, les poutres sont endommagées localement en créant une fissure des deux côtés des éprouvettes prismatiques à l'aide d'une pièce métallique (**Figure 1-5**). Dans ce cas, les mesures de l'ouverture des fissures créées ont montré qu'au moment de l'application de la charge les fissures s'ouvrent et continuent à se déformer pour les six premières heures où la fissuration maximale est mesurée. La déformation des fissures reste ensuite constante pendant toute la période de l'essai avec un taux de fluage mesuré, soit supérieur avec les éprouvettes endommagées, soit égal au taux de fluage mesuré sur les éprouvettes saines (Garas, 2009). Ceci est en accord avec les résultats de (Ostergaard, 2003) qui a expliqué ce fait par le vieillissement du béton qui change l'enveloppe de rupture. Il se trouve donc du côté sécuritaire de l'état de contrainte initial et loin de provoquer la rupture.

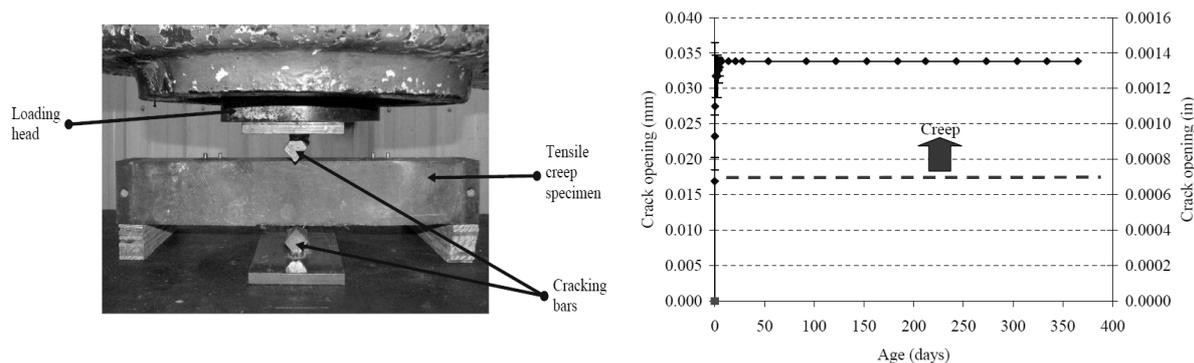


Figure 1-5. Dispositif de pré-fissuration (gauche) et Evolution de l'ouverture de fissure en fonction du temps après la pré-fissuration (droite) (Garas, 2009).

L'effet du fluage n'est pas seulement limité à la résistance résiduelle mais aussi à la loi de comportement à la rupture. Les travaux d'Omar (2004) ont montré un comportement à la rupture plus fragile du béton soumis au fluage en flexion. Par contre, la résistance résiduelle des poutres ne semble pas être modifiée.

En plus des essais mécaniques, le développement des fissures au cours du fluage a été mis en évidence expérimentalement dans le béton au niveau microscopique à l'aide des techniques non destructives comme la technique d'EA, l'ultrasonique (Shah et Chandra, 1970 ; Denarié et al., 2006)... Une déviation du comportement viscoélastique linéaire à partir de 50% de la charge maximale a été observée avec un comportement différent de la relaxation après le pic de chargement (Denarié et al., 2006). Denarié a proposé d'utiliser la technique d'EA comme une solution pour isoler la propagation des microfissurations du comportement viscoélastique linéaire du béton. Sinon, l'effet de la viscoélasticité dans le comportement à long terme des structures en béton peut être surestimé.

1.1.6 Fluage tertiaire

Le fluage en traction est dépendant du taux de contraintes et le temps à la rupture lui est inversement proportionnel. Parmi les propriétés importantes dans le calcul du fluage, la résistance à la rupture sous fluage qui est définie comme étant la contrainte maximale qu'un matériau peut supporter pendant une durée de temps sans avoir une déformation excessive ou une rupture. Certains chercheurs fixent une valeur entre 60 et 70 % de la résistance maximale (Garas, 2009 ; Bissonnette et al., 2007). D'autres fixent une valeur de 75 % comme limite de contraintes (Liniers, 1987) tandis que d'autres arrivent à une valeur de 95 % sans atteindre la rupture (Ostergaard, 2003). Le chargement critique en fluage varie ainsi d'une étude à l'autre et le temps de rupture varie de quelques minutes à quelques années avec un même niveau de chargement (Reinhardt et Rinder, 2006).

La grande variété des constituants entrant dans la composition du béton ne permet pas de conclure sur les différents mécanismes mis en jeu dans la rupture du béton sous fluage. D'après Bazant (Bazant et Li, 1997), cette non linéarité de fluage est apparente et le fluage tertiaire n'existe pas, mais il est le résultat de l'augmentation des microfissurations en fonction du temps. Le fluage non linéaire peut être aussi lié à la redistribution des contraintes sous chargement et la non homogénéité de la distribution de l'endommagement (Ozbolt, 2001). En effet, la fissuration dans le béton est hétérogène et apparaît dans des zones

localisées. La redistribution des contraintes prend ainsi place entre les zones les plus endommagées et les zones les moins endommagées. La contrainte moyenne à travers la surface du ligament (zone « saine » comprise entre la pointe de fissure et le bord de l'éprouvette sollicitée par la charge) étant plus petite que la contrainte au front des fissures, les microfissures relaxent la contrainte au front des macrofissures par la formation de nouvelles surfaces. Les observations générales établies sur les mécanismes de rupture sont donc fortement liées à la présence des discontinuités, comme les microfissurations, qui provoquent des concentrations et des redistributions de contraintes, dépendant fortement du niveau de chargement. La contrainte modifie alors la formation des microfissures et provoque une augmentation lente et stable des fissures jusqu'à ce que la condition instable soit atteinte.

Deux méthodes principales sont généralement utilisées pour prédire la résistance à la rupture sous fluage qui détermine donc la durée de vie des structures sous chargement constant dans leur environnement :

- plusieurs spécimens sont testés simultanément à différents niveaux de chargement ; le temps pour atteindre la déformation critique est enregistré pour chaque spécimen et la contrainte en fonction du temps est tracée ; puis, à partir de cette courbe, la durée de vie des spécimens peut être déterminée,
- la deuxième méthode est basée sur le taux de fluage secondaire (**Figure 1-6**) ; en connaissant la déformation critique à la rupture ε_1 , la déformation élastique ε_0 et la durée de vie t_1 , le taux de fluage minimal permis peut être déterminé à partir de l'équation suivante : $V_0 = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_0}{t_1}$; ainsi, chaque essai est réalisé à différents niveaux de chargement jusqu'à ce que le taux de fluage minimal soit bien établi et les résultats seront ainsi présentés avec V_0 en fonction de la contrainte.

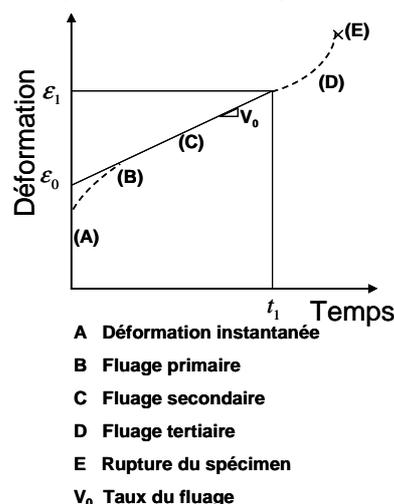


Figure 1-6: Courbe schématique du fluage (Walkinshaw, 1969)

Dans de nombreux cas, le taux de déformation de fluage n'est pas le seul facteur qui influence la durée de vie des structures. En effet, plusieurs études ont montré que la rupture est parfois atteinte après une très faible déformation et le temps à la rupture est plus court que

le temps nécessaire pour atteindre la déformation critique. Afin de comprendre le mécanisme de fluage dans ces matériaux, il est nécessaire d'approfondir les études sur les microstructures des matériaux. Pour cela, la matrice étant surtout responsable de la déformation de fluage, des études plus fines ont été réalisées sur la matrice cimentaire à l'aide de la nanoindentation. Cette technique permet d'avoir un accès aux propriétés micromécaniques des matériaux et d'identifier les effets mécaniques des composants chimiques élémentaires (Constantinides et al., 2003 ; Constantinides et Ulm, 2004 ; Garas, 2009). Le fluage est une propriété intrinsèque au C-S-H et le taux du fluage ($\sim 1/t$) est dû au réarrangement des particules de C-S-H et est fonction du vieillissement des C-S-H (Vandamme, 2008). Trois phénomènes ont été distingués (Thomas et Jennings, 2006) : l'augmentation du degré d'hydratation, la précipitation et la polymérisation des silicates dans le C-S-H et les contraintes internes locales dans la microstructure introduites par la température et l'humidité relative. Ces essais ne tiennent pas compte de la présence des microfissurations et sont donc limités pour l'analyse des dégradations dues au fluage. D'où la nécessité de compléter ces essais par des mesures des paramètres de rupture du béton.

1.2 Mécanismes de rupture du béton

1.2.1 Principes de la mécanique non-linéaire de la rupture

L'utilisation de la mécanique linéaire de la rupture est limitée pour décrire le comportement à la rupture des matériaux cimentaires (Griffith, 1920). Ceci est dû à la présence d'une zone de microfissuration en pointe de la fissure qui est importante pour ce type de matériau. Hillerborg (Hillerborg, 1985) ont été parmi les premiers à proposer un modèle non linéaire pour le béton, basé sur la mécanique de la rupture. Ils se sont appuyés sur les développements menés par Dugdale (Dugdale, 1960) et Barenblatt (Barenblatt, 1962) concernant la zone plastique en pointe de fissure. Ils ont introduit la notion de fissure fictive avec un comportement non linéaire entre la contrainte appliquée et l'ouverture de fissure mesurée à l'aide d'un essai de traction ou de flexion (Figure 1-7).

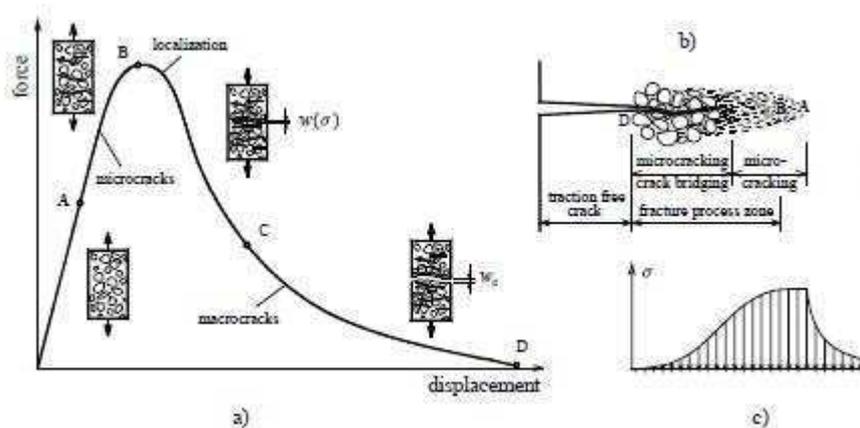


Figure 1-7: Evolution d'une zone non linéaire dans un matériau quasi-fragile- a) courbe force-déplacement pour un spécimen en traction, b) illustration schématique du processus dans la zone non linéaire, c) distribution des contraintes le long de la fissuration dans la zone non linéaire (Karihaloo, 1995).

La courbe force-déplacement caractéristique d'un spécimen de béton chargé en traction-flexion est divisé en :

- une partie initiale linéaire jusqu'au point (A) où le matériau se comporte comme un matériau élastique linéaire sans changement dans la microstructure des matériaux,
- une partie non-linéaire (AB) qui correspond à l'initiation et la propagation des micro-fissures internes et des défauts qui existent dans le matériau ; ces microfissures sont isolées et distribuées au hasard dans l'échantillon et plus on s'approche du pic plus les fissures commencent à se localiser,
- après le pic de chargement (BC), la partie d'adoucissement correspond à la propagation importante de la fissure,
- la dernière partie (CD) représente la surface de microfissuration, ainsi la zone de microfissuration (Fracture Process Zone : FPZ) est créée et la surface de rupture est créée.

1.2.2 Calcul des paramètres de rupture du béton

L'énergie de fissuration, selon Hillerborg, peut être calculée à partir de ce qu'il appelle la fissure fictive, pour laquelle la contrainte est non nulle et dépend de l'ouverture de fissure. La fonction donnant la contrainte transmise en fonction de l'ouverture de fissure fictive est appelée fonction d'adoucissement du matériau (**Figure 1-8**). Cette fonction d'adoucissement, considérée comme étant une propriété du matériau, est caractérisée par la résistance à la traction f_t , la pente initiale définie par f_t/w_1 , l'ouverture critique de fissure w_c pour laquelle la contrainte devient égale à zéro, et l'énergie de rupture spécifique qui représente le travail nécessaire pour séparer les deux surfaces par unité de surface (Ostergaard, 2003).

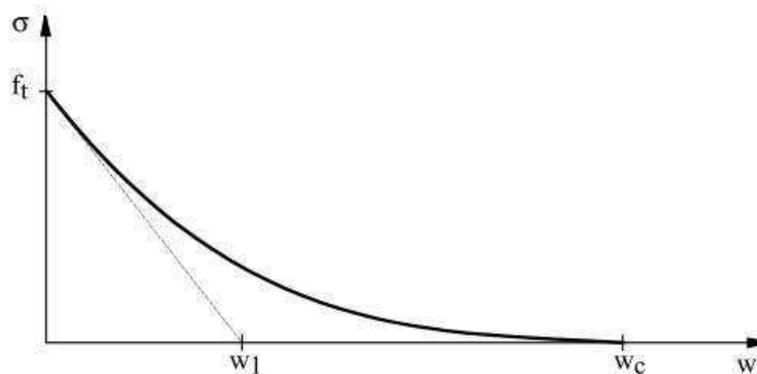


Figure 1-8: Fonction d'adoucissement avec une première approximation linéaire (Elices et al., 2002)

Ainsi, l'énergie de fissuration est définie par l'équation suivante :

$$G_h = \frac{W_0 + mg \delta_0}{A_{lig}}$$

1-1

où W_0 [N.m] représente l'aire limitée par la courbe force-flèche, $m = m_1 + 2 m_2$ avec m_1 [kg] la masse de la partie de la poutre entre appuis, m_2 [kg] la masse des éléments du dispositif de chargement susceptibles de suivre la poutre dans sa déformation jusqu'à la rupture, g [m/s^{-2}] l'accélération de la pesanteur, δ_0 [m] la flèche maximale à la rupture totale,

A_{lig} [m²] l'aire du ligament défini comme la projection de la zone de la rupture sur un plan perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre et G_h [N.m⁻¹] l'énergie à fournir à la poutre pour atteindre la rupture. A noter ici, qu'il existe d'autres méthodes à partir desquelles l'énergie de fissuration peut être déterminée comme la méthode d'effet d'échelle de Bazant et la méthode de Jenq et Shah (Jenq et Shah, 1985) (voir annexe 2)

Le processus d'adoucissement, ou le mécanisme de propagation des fissures, dans les matériaux cimentaires est un processus tridimensionnel qui débute en surface et progresse vers l'intérieur de l'éprouvette. L'énergie totale est considérée être utilisée sous deux formes. La première forme d'énergie qui correspond à la partie descendante de la courbe contrainte-déformation jusqu'au point de rupture, est caractérisée par la rupture de la matrice du béton (mortier ou pâte de ciment) et de son interface avec les granulats. Tandis que la deuxième forme d'énergie suivant l'asymptote $\sigma = 0$ est attribuée aux forces cohésives (Rao et Prasad, 2002 ; Wittman et al., 1987 ; Krstulovic-Opara, 1990 ; Shah et Ouyang, 1994).

Selon le type de composants choisis dans la formulation du béton, les liaisons entre les phases du béton peuvent être fortes ou faibles et conditionnent le comportement à la rupture du béton. Lorsque les liaisons sont fortes, la rupture se fait de façon brutale, traduisant une rupture fragile. Ce type de rupture est aussi mesuré dans les éléments dont les dimensions sont très grandes devant la zone de fissuration. Par-contre, lorsque les liaisons entre composants sont plus faibles, la fissuration progresse avec les séparations interphases et intraphases (pour les phases dont les liaisons atomiques sont faibles). Le comportement à la rupture est alors dit quasi-fragile ou ductile.

Par ailleurs, la fragilité augmente avec la résistance du béton (Shah, 1990 ; Zhou et al., 1995 ; Gettu et al., 1990 ; Bocca et Crotti, 2003), l'ajout de fumée de silice (Tasdemir et al., 1996) et l'âge du béton (Gettu et al., 1998). Ceci a été attribué à l'augmentation de la résistance de la pâte de ciment ainsi qu'à son interface avec les granulats qui conduit à une diminution des bords de fissure et une augmentation de rupture des granulats durant la phase d'adoucissement. La fragilité peut être calculée à partir de l'extension de la fin de la courbe d'adoucissement et est considérée comme étant le pourcentage de la déformation, ou CMOD, à la rupture, à celle au point de non linéarité (Prasad et al., 2001) :

$$\text{Facteur de ductilité} = \frac{(CMOD)_{failure}}{(CMOD)_{yield}} \quad 1-2$$

Autrement, la fragilité peut être définie comme le rapport entre l'énergie de déformation irréversible due à l'endommagement sur l'énergie de déformation élastique réversible. Un essai de rupture avec un déchargement puis un rechargement après le pic de force permet d'identifier ces énergies tel que (Figure 1-9) :

$$B = \frac{\text{surface}S_{II}}{\text{surface}S_I} \quad 1-3$$

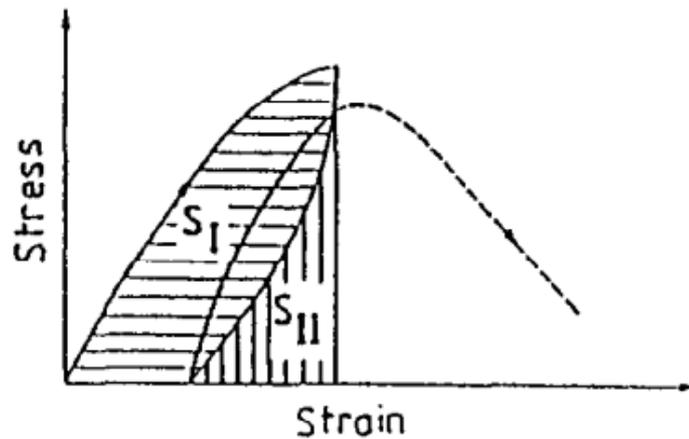


Figure 1-9: Courbe de rupture du béton avec déchargement en post-pic (Tasdemir et al., 1996).

Cette fragilité du béton est généralement exprimée dans les modèles par la longueur caractéristique l_{ch} introduite par Hillerborg. Elle est interprétée comme une mesure de l'énergie de déformation élastique nécessaire pour la propagation de la fissure par unité de mesure et est définie par :

$$l_{ch} = \frac{E \times G_H}{f_t^2} \quad 1-4$$

Cette longueur est modifiée par Rao et Prasad (Rao et Prasad, 2002) en tenant en compte de la résistance à la compression du béton (f_c) :

$$l_{ch} = \frac{E \times G_H}{f_c f_t} \quad 1-5$$

La longueur caractéristique calculée par l'expression de Hillerborg est comprise entre 150 et 300 mm pour les bétons à hautes performances (Prasad et al., 2001). Plus elle diminue, plus le béton est fragile.

En plus des essais mécaniques de rupture, plusieurs méthodes de contrôle non destructif ont été développées ces dernières années afin d'avoir plus d'informations sur les mécanismes à l'échelle de la microstructure. Parmi ces méthodes, la technique d'EA s'est trouvée une méthode pertinente et les études de l'EA se sont révélées très concluantes pour surveiller le développement des microfissures dans les structures en béton.

1.3 Apport de la technique d'émission acoustique

Les méthodes utilisées pour le suivi et l'évaluation de l'endommagement dans le béton peuvent être divisées en deux parties : les méthodes directes et les méthodes indirectes. Dans les premières, les fissures sont examinées visuellement et analysées suivant des observations optiques (pétrographie, méthode de pénétration et inspection visuelle ou traitement d'image...). Cependant, seulement une petite section de l'échantillon est examinée et la population des fissures et des zones inaccessibles restent toujours inconnues. Les méthodes indirectes permettent de localiser les fissures par l'interprétation et l'analyse des données enregistrées sous forme de signaux (EA, rayon X, ultrasonique...). Des sections complètes

peuvent être alors analysées en étudiant les différents signaux dans leurs positions propres dans l'éprouvette. De plus, une évaluation complète de l'endommagement dans les parties hors d'atteinte peut être effectuée.

La technique d'EA est couramment utilisée dans le domaine du génie civil avec ses premières applications dès 1964. C'est une méthode passive qui permet d'identifier les défauts quand ils se développent sous chargement. L'avantage majeur de cette technique réside dans l'observation du processus de l'endommagement dans le matériau testé sans avoir à déplacer le spécimen et est fortement utilisée dans l'étude des structures sous chargement réel (Roget, 1988). Il faut souligner ici la propriété d'irréversibilité, désignée sous le terme d'effet Kaiser (influence de l'histoire antérieure de la structure), qui distingue l'EA des méthodes habituelles de contrôle non destructif. Plusieurs facteurs favorisent l'intensité de l'EA (Grosse et Ohtsu, 2008) : résistance à la rupture élevée, grande vitesse de déformation, anisotropie de la structure, hétérogénéité, forte épaisseur, présence de défauts évolutifs, basses températures, matériaux fragiles...

Un inconvénient de la technique d'EA est le manque de reproductibilité à cause de la nature des signaux sources qui est due à la formation aléatoire et parfois soudaine de la fissure. La nature des signaux étant dépendante des hétérogénéités, le béton hétérogène ne donne pas des résultats d'EA répétables ; Un second inconvénient est la présence de bruit dans le milieu environnant ; ce qui peut empêcher la détection des signaux acoustiques très faibles et rendre difficile l'interprétation des résultats. L'élimination et la réduction du bruit constitue une étape très importante et très difficile pour le bon traitement des données.

1.3.1 Application aux matériaux cimentaires

La technique d'EA est utilisée pour étudier plusieurs phénomènes agissant dans les matériaux cimentaires comme la compaction dynamique, le retrait de séchage (McClaskey et Glaser, 2007), le fluage (Rossi et al., 1994 ; Omar, 2004), l'autocicatrisation du béton (Granger et al., 2007), la fatigue (Berbaoui, 2010), les méthodes de cure, l'endommagement, ainsi que le suivi de la corrosion des bétons renforcés (Uddin et al., 2004) ...

Plusieurs auteurs se sont intéressés tout particulièrement à la progression de l'activité acoustique pendant la rupture du matériau et plus précisément au développement de la zone de microfissuration. Les différentes phases d'évolution de la zone de microfissuration (Hadjab et al., 2004) et l'analyse des signaux acoustiques détectés durant l'évolution de l'endommagement du béton ont été étudiées (Mihashi et Nomura, 1996 ; Otsuka et Date, 2000 ; Wu et al., 2001 ; Landis et Baillon, 2002). Les événements liés directement à la création des fissures sont considérés situés dans une zone de 95 % de l'énergie totale ou zone de microfissuration, dont 70 % sont représentés par les événements d'énergie élevée situés au cœur de la zone de microfissuration (Otsuka et Date, 2000) (**Figure 1-10**).

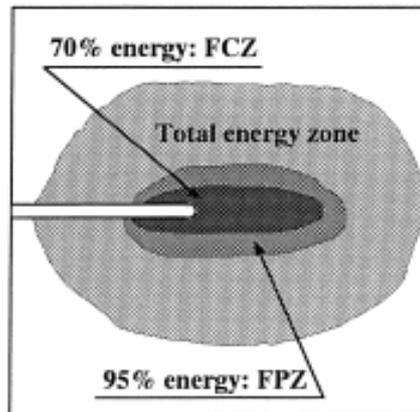


Figure 1-10: Plan schématique de la zone de microfissuration (Otsuka et Date, 2000).

La technique d'EA a aussi permis d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la rupture : les dimensions des granulats (Wu et al., 2001 ; Otsuka et Date, 2000 ; Mihashi et Nomura, 1996 ; Chen et Liu, 2004 (a)), la présence de fibres (Kim 2003 ; Chariton 2002), l'interface pâte-granulats (Chen et Liu, 2004 (a)), la hauteur de l'entaille (Chen et Liu, 2004 (b)), les caractéristiques géométriques (Otsuka et Date, 2000 ; Labuz et al., 2001), le type de chargement (Labuz et al., 2001), la porosité (Haidar et al., 2005) ... Les signaux d'EA sont alors collectés et analysés afin de suivre et de comprendre les différents mécanismes de propagation de fissures.

1.3.2 Analyse des signaux acoustiques

Les systèmes d'acquisition disponibles ont tous la possibilité de collecter les données, soit sur une base paramétrique, soit sur la forme des signaux. L'analyse peut être classée en deux catégories : qualitative et quantitative. L'analyse qualitative permet de suivre l'évolution de l'endommagement en fonction de l'évolution de l'activité acoustique avec le temps. Parmi les analyses quantitatives, on peut trouver les analyses d'intensité de l'endommagement (Nair, 2006) qui permettent d'évaluer les signatures structurales des signaux d'EA enregistrés durant le processus d'endommagement sur l'intégrité du spécimen. Un autre critère d'analyse quantitative, basé sur l'effet Kaiser, est proposé par Ohtsu et al. (Ohtsu et al., 2002) en calculant deux nouveaux paramètres d'EA : « Calm ratio » et « Load ratio ». D'autres propositions comme l'analyse « b-value » et l'analyse statistique multivariées sont aussi très pertinentes et seront développées plus loin dans le chapitre 4.

La nature de la source d'endommagement et le mode de fissuration peuvent être déterminés à partir des formes d'ondes détectées. Cette technique est connue sous le nom d'analyse du tenseur des moments et montre bien la capacité quantitative de la technique d'EA. Les sources de l'activité acoustique sont fortement corrélées au mode de rupture. Les fissures en mode I apparaissent même si le chargement est de type cisaillement pur. Les fissures en mode II suivent généralement les fissures de mode I du fait que les fissures d'interfaces sont soumises au cisaillement (Suaris et van Mier, 1995 ; Soulioti et al., 2009 ; Grosse et Fink, 2006 ; Fink et al., 2003). Et plus le taux de chargement augmente, plus l'effet

du cisaillement contrôle le comportement à la rupture (Aggelis et al., 2009). Les fissures de traction sont générées dans la région extérieure à la FPZ, tandis que les fissures de cisaillement sont observées dans la zone intérieure et à la surface de rupture (Ohtsu et al., 1998). Dans tous les cas, il est confirmé que la fissure finale microscopique est formée par des fissures visibles de cisaillement. Les forces interactives entre le béton et l'acier peuvent être aussi identifiées (Grosse et al., 1997 ; Ohtsu et al., 1998). Une classification simple des différents modes de rupture peut être réalisée à partir des paramètres acoustiques comme la fréquence moyenne, le rapport du temps de montée sur l'amplitude et l'énergie de rupture qui ont montré une grande sensibilité au mode de rupture (Aggelis et al., 2009). Pour les signaux qui proviennent des événements de cisaillement, le temps de montée est plus long (Ohtsu et al., 2002 ; Shiotani et al., 2001) (Figure 1-11).

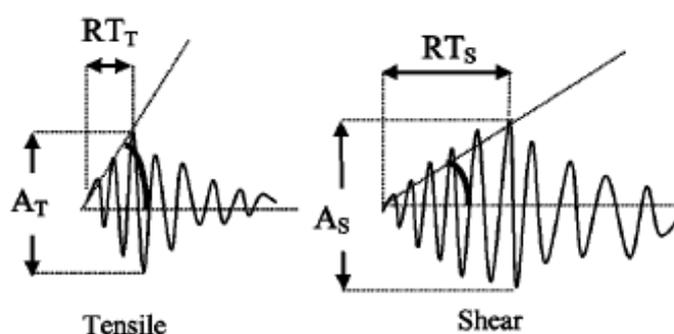


Figure 1-11: Signaux d'émission acoustique typiques dus aux différents types de rupture (Aggelis et al., 2009)

Une relation importante entre le comportement physique et le degré d'inhomogénéité est observée (Landis et Shah, 1995 ; Landis, 1999). En effet, le nombre total des EA augmente avec l'hétérogénéité du matériau (Rossi et al., 1989). L'arrêt d'une fissure sera d'autant plus probable pour une forte concentration d'inclusions. Les fissurations dans la matrice sont associées aux fissurations de traction et de mode mixte (au pic de chargement). Les fissurations aux interfaces dans la phase d'adoucissement (cisaillement) sont plus importantes dans le mortier que dans la pâte de ciment. Les microfissurations peuvent être caractérisées par trois paramètres : les fissurations de volume ou en d'autres termes le volume dissipé par la discontinuité, l'angle de glissement ou la direction de l'ouverture de la fissure par rapport au plan de la microfissuration et l'orientation du plan de fissuration. En réalisant plusieurs filtres sur la durée des signaux acoustiques, les signaux peuvent être divisés en plusieurs sections (Wu et al., 2000). Chaque section correspond aux caractéristiques des signaux pour les différents mécanismes de rupture. Des essais de rupture sur des roches sous contraintes en compression ont permis par exemple de classer les différents paramètres des événements en quatre groupes α , β , γ et δ , qui caractérisent les phases des micros et des macros fissures (Rao et al., 1999) (Tableau 1-1).

Phase	Event Type	Peak Amplitude (dB)
Micro-crack Initiation	α	44-60dB
Micro-crack Extension	β	61-70dB
Macro-crack Initiation	γ	71-80dB
Macro-crack Extension	δ	81-100dB

Tableau 1-1 : Détermination du type des évènements sur la base des amplitudes (Rao et al., 1999).

La grande variabilité des résultats obtenus sur des essais à la rupture et en fluage du béton ont amené les chercheurs à développer des outils alternatifs aux approches expérimentales pour étudier ces mécanismes. La modélisation numérique est l'un de ces outils qui propose des solutions peu coûteuses et rapides à mettre en œuvre. Selon les exigences attendues en termes de résultats, différents modèles ont vu le jour. Voici dans ce qui suit un tour d'horizon de ces modèles.

1.4 Modélisation du fluage du béton

1.4.1 Présentation

La prédiction des déformations différées du béton et le comportement à long terme des structures en béton (ponts, enceintes de confinement, ...) nécessite l'élaboration de modèles prédictifs identifiés à partir d'études expérimentales. Des équations de base sont établies pour chacun des phénomènes caractérisant les effets différés du béton. L'exploitation et l'extrapolation des résultats des études de laboratoire présentent certaines difficultés relatives liées à la nature même du matériau béton : matériau hétérogène dont la microstructure a un impact direct sur la dispersion des mesures macroscopiques obtenues par les essais du fait de l'occurrence d'effets structuraux dû à la fissuration. A ceci s'ajoutent les difficultés récurrentes aux passages d'une éprouvette de faible dimension à une structure réelle de dimension importante. Tous ces facteurs rendent difficile l'identification expérimentale du comportement intrinsèque du matériau et donc de proposer des lois constitutives pour ces phénomènes. Jusqu'à ce jour, le mécanisme physique et la modélisation sont toujours en débat.

Plusieurs modèles de prévision du fluage du béton sont proposés dans la littérature : des modèles réglementaires (Le Roy et al., 1996 ; Bazant, 1995 ; Bazant et Baweja, 1995 ; Gardner et Zhao, 1993), des modèles mathématiques (Bazant, 1972 ; Bazant et Osman, 1976 ; Bazant et al., 1976) et des modèles basés sur les théories du fluage (Bazant et Prasnnan, 1988 ; Lee et al., 2006 ; Zreiki, 2009 ; Benboudjema, 2002 ; Bazant et Chern, 1985) (voir annexe 1). Ces modèles se limitent à une description globale de la cinétique de la déformation primaire et secondaire. Ils sont aussi limités à la modélisation du fluage tertiaire et ne permettent pas la considération des mécanismes micro-structurels dépendant des contraintes internes, ou de la microfissuration localisée.

1.4.2 Comment le couplage fluage-endommagement est modélisé?

L'effet du fluage sur le comportement à long terme du béton est important non seulement au niveau des déformations différées mais aussi au niveau de la résistance résiduelle du matériau. Rüş (1960) a été le premier à étudier ce sujet en identifiant deux régimes pour le béton soumis au chargement constant : la limite de rupture, quand le béton se rompt après une période d'application de chargement, et la limite de fluage au-dessous de laquelle les déformations de fluage linéaire et non-linéaire se développent sans rupture du béton (Figure 1-12).

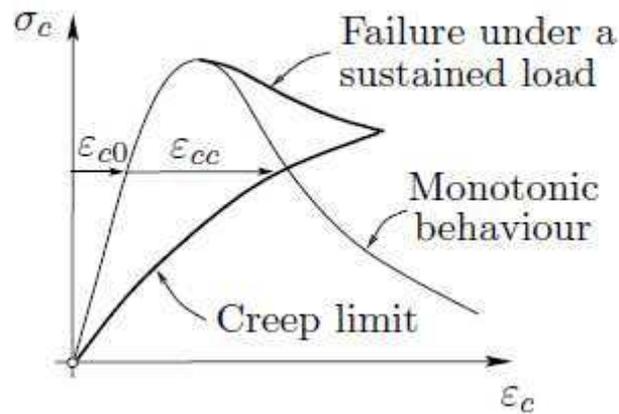


Figure 1-12: Enveloppe de chargement constant du béton en chargement uniaxiale en compression (limite de rupture et limite de fluage) (Rüş, 1960)

Les déformations de fluage sont directement reliées aux contraintes dans le béton et aux microfissurations. Pour des niveaux de contraintes inférieurs à 40 % de la résistance, les déformations de fluage sont proportionnelles à la contrainte et le coefficient de fluage peut être décrit à l'aide d'une formulation indépendante de la contrainte. Pour des niveaux de contrainte assez élevés, cette linéarité est perdue et le coefficient de fluage n'est plus indépendant de la contrainte (Figure 1-13). Finalement pour des niveaux de contrainte supérieurs à 70 % de la force maximale, des fissures incontrôlées se propagent rapidement jusqu'à la rupture (fluage tertiaire).

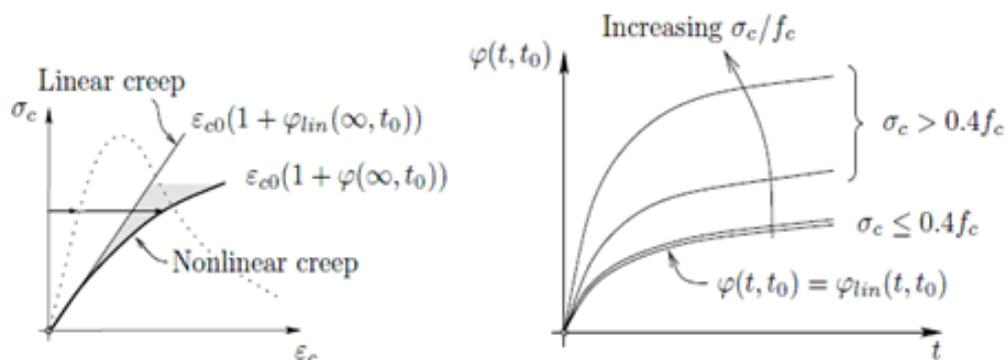


Figure 1-13: a) Déformations de fluage linéaire et non linéaire b) coefficient de fluage pour différentes valeurs du taux de contrainte sur la résistance maximale

Les tentatives de couplage entre la viscoélasticité et l'endommagement ont apporté des modifications, soit dans le calcul du fluage, soit dans le calcul de l'endommagement. Dans le premier cas, certains auteurs ont proposé une modification du comportement viscoélastique en y introduisant une variable d'endommagement (Challamel et al., 2005), ou encore en proposant une loi de comportement viscoélastique-viscoplastique afin de reproduire le comportement non-linéaire du béton relatif à l'effet de la vitesse (Berthollet, 2003). Dans le second cas, les possibilités d'intégrer une variable de fluage dans le calcul de l'endommagement ou d'identifier une variable commune ont été étudiées (Ozbolt, 2001). Par exemple, une relation entre la viscoélasticité et l'endommagement a été considéré par l'intermédiaire de la contrainte effective (Omar et al., 2004 ; Torrenti, 2008 et al. ; Reviron et al., 2007). Le fluage est ainsi modélisé par une loi viscoélastique sous la forme :

$$\sigma^t(t) = R(t_0, t) \cdot \varepsilon(t_0) + \int_{t_0}^t R(\tau, t) \cdot \dot{\varepsilon}(\tau) d\tau \quad \mathbf{1-6}$$

où $\sigma^t(t)$ représente la contrainte effective, t_0 l'âge de chargement et R la fonction de relaxation.

Ces approches ont fait l'objet d'une attention particulière car elles permettent de travailler directement sur la définition des seuils d'endommagement en tenant compte de l'influence du comportement viscoélastique. Les modèles suggèrent une extension de l'écriture de la déformation équivalente qui est définie à partir des valeurs propres positives du tenseur des déformations et qui permet de traduire un état triaxial par une équivalence à un état uniaxial. Les déformations de fluage constituent une partie des déformations totales et elles sont pondérées en introduisant un facteur d'intensité β dans l'écriture de la déformation équivalente (Mazzotti et Savoia, 2003) :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\langle \varepsilon^e \rangle_+ : \langle \varepsilon^e \rangle_+ + \beta \langle \varepsilon^{fl} \rangle_+ : \langle \varepsilon^{fl} \rangle_+} \quad \mathbf{1-7}$$

où $\langle \cdot \rangle_+$ représente la partie positive du champ de déformation, ε^e la déformation élastique et ε^{fl} la déformation de fluage. Le coefficient β permet de contrôler les effets viscoélastiques de la matrice sur l'endommagement et peut être identifié à partir de données sur le fluage non-linéaire. Il est généralement compris entre 0 et 1. Pour $\beta = 1$ les calculs montrent que le fluage tertiaire apparaît très rapidement même pour de faibles niveaux de chargement (Dufour, 2007). Mazzotti et Sovia (2003) ont distingué des valeurs comprises entre 0,1 et 0,2 tandis que Reviron et al. (2007) ont trouvé une valeur de 0,24.

Avec la même idée d'introduire le calcul du fluage dans un modèle d'endommagement, des modèles ont aussi été développés en considérant l'effet du fluage sur l'ouverture des fissures et les mécanismes d'adoucissement. Trois approches ont été considérées : le concept d'activation d'énergie (Bazant, 1995 ; Bazant et Li, 1997), l'introduction des modèles de fluage dans des modèles cohésifs pour contrôler l'ouverture des fissures (Carpinteri et al., 1997 ; Barpi et Valente, 2005) et finalement la combinaison entre des modèles micromécaniques pour le comportement d'adoucissement du béton et des modèles de fluage

(Barpi et Valente, 2004). Une procédure numérique a été aussi développée par Masuero (Masuero et Creus, 1995) pour analyser les conditions critiques des fissures dans un élément en vieillissement viscoélastique sous chargement constant.

A noter ici que dans le cas de la rupture en fluage de compression, seulement une partie des déformations différées est due aux développements des microfissures Ruiz et al. (Ruiz et al., 2007) ont développé un modèle couplant le fluage, l'endommagement et la plasticité afin d'expliquer la nature et le rôle des déformations du fluage non linéaire en compression en déterminant un critère de rupture du béton sous chargement constant. Pour exprimer cette non-linéarité, une hypothèse d'affinité a été proposée et les déformations de fluage linéaire et non-linéaire sont ainsi reliées à travers le pourcentage de contrainte actuel σ/f_c . La déformation totale sous fluage est ainsi décomposée en une déformation viscoélastique ($\Delta\varepsilon_{cv}$) et une déformation non linéaire ($\Delta\varepsilon_{cc}$) avec :

$$\Delta\varepsilon_c = \Delta\varepsilon_{cv} + \underbrace{\Delta\varepsilon_{cp}}_{\Delta\varepsilon_{cc}} + \left(\frac{1}{E_B} - \frac{1}{E_A} \right) \sigma_{c0} \quad 1-8$$

où E_A et E_B représentent respectivement le module élastique avant et après endommagement et σ_{c0} la contrainte imposée. Le comportement non-linéaire du fluage est dû à la déformation plastique (ε_{cp}) et à un terme fonction du module d'Young changé dû à l'augmentation de l'endommagement lors du développement des microfissurations. La **Figure 1-14 (a)** présente le modèle d'endommagement, représenté par la rupture du ressort, couplé à la plasticité et aux déformations viscoélastiques. Si la capacité de déformation inélastique est atteinte, le béton rompt sous le fluage (**Figure 1-14 (b)**).

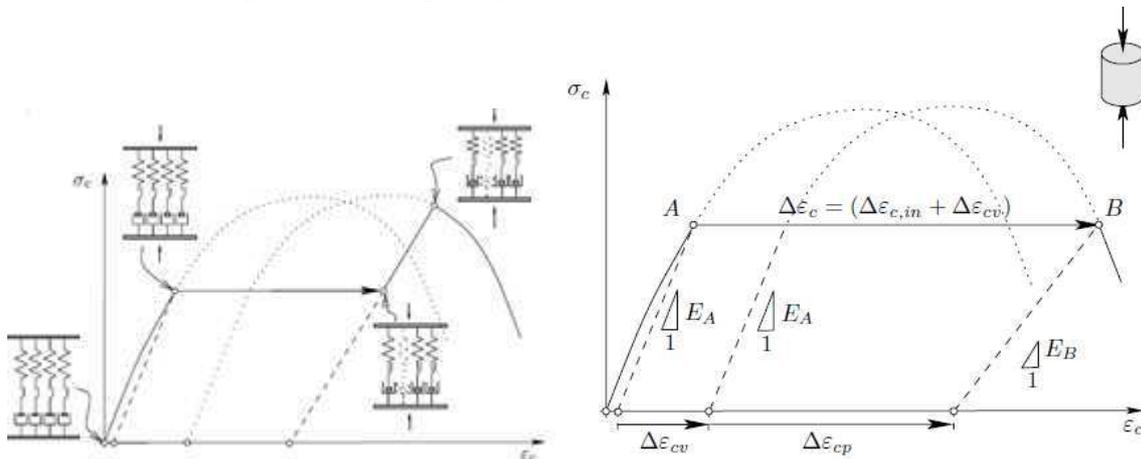


Figure 1-14: a) Réponse du modèle mécanique aux différents états de chargement b) rupture sous chargement constant (Ruiz et al., 2007)

Enfin d'autres modèles de couplage entre le fluage et l'endommagement ont été développés en utilisant le modèle de glissement des fissures. Ainsi, le taux de propagation de la fissure est proportionnel au facteur d'intensité de contrainte normalisée en considérant une évolution stable de la fissure sous chargement constant (Zheng et Li, 2010). La déformation totale sous chargement constant est divisée en trois composantes : la déformation de fluage

linéaire en fonction du temps, due à la déformation de la matrice dans le béton en fonction du temps ; la déformation d'endommagement, due à l'évolution des microfissurations sous chargement constant ; et la déformation due à l'effet non-linéaire des contraintes sur le coefficient de fluage déterminé par (Ruiz et al., 2007).

1.5 Intérêt de l'étude

Cet état de l'art sur le fluage du béton montre que jusqu'à présent aucune conclusion définitive n'a pu être proposée concernant l'effet du fluage sur le comportement du béton. Certaines études ont montré une augmentation de la résistance résiduelle et du module d'Young tandis que d'autres ont observé le contraire. Les mécanismes de fluage sont ainsi divisés en deux aspects : bénéfiques et préjudiciables.

Ces contradictions dans les résultats peuvent être dues à plusieurs raisons : les différents dispositifs de mesure, le type des essais de fluage, le type de formulation du béton, les conditions environnementales (fluage propre ou de dessiccation), l'âge de chargement....

Et la question reste toujours posée : quel est l'effet du fluage sur le comportement à la rupture du béton ? Est-ce que la viscoélasticité de la matrice est vraiment responsable de l'évolution de l'endommagement du béton ? Quel est l'effet des différents paramètres et comment agissent-ils sur le taux de fluage ? Nous allons donc tenter dans ce travail d'apporter des éléments de réponses à ces questions en étudiant l'effet du fluage sur le comportement à la rupture du béton et en suivant l'évolution de l'endommagement sous fluage à l'aide de la technique d'EA.

En ce qui concerne la modélisation, la plupart des modèles présentés couple le fluage à l'endommagement : soit à travers un coefficient empirique β qui prend en compte la part de la viscoélasticité dans l'endommagement, soit à travers des déformations ajoutées (déformations plastiques, déformations dues aux microfissurations où à l'effet des contraintes non linéaires) au niveau macroscopique pour représenter le fluage non-linéaire. Cet effet de la microstructure peut être modélisé en tenant compte de l'interaction entre la matrice et les inclusions. Pour cela, une modélisation couplant un modèle d'endommagement à un modèle viscoélastique à l'échelle mésoscopique semble être intéressante. Cette technique permet de suivre l'évolution et la localisation de l'endommagement en fonction du temps.

2 *Techniques et méthodes expérimentales*

Comme nous l'avons évoqué dans le premier chapitre, les plupart des études visant à étudier le couplage fluage-endommagement dans les bétons sont basées sur des essais mécaniques. L'objectif de notre campagne expérimentale est de disposer d'une nouvelle base de données à l'échelle microscopique permettant de caractériser le couplage entre l'endommagement et le fluage. Pour cela, la technique d'émission acoustique qui permet de suivre l'évolution de l'endommagement dans la microstructure du matériau a été utilisée.

L'échelle d'étude considère ici le béton comme un matériau bi-phasique constitué d'une matrice représentée par le mortier et des granulats. Les moyens mis en œuvre dans l'analyse de ce travail ne permettent pas de distinguer les différentes phases du mortier et encore moins celles de la pâte de ciment. L'échelle de mesure est relative aux méthodes de détermination des paramètres de rupture du béton tels qu'ils sont exploités dans les outils dédiés à la construction des ouvrages (règles de construction, codes de calculs, ...). Afin d'être suffisamment pertinent dans l'analyse du comportement, deux matériaux ont été testés : le béton et le mortier (constituant la matrice du béton). En effet, le fluage étant traditionnellement défini par des modifications de la matrice cimentaire, il semblait intéressant d'étudier son comportement et d'en déduire l'influence des granulats dans le béton.

2.1 Matériaux et méthodes

Le béton étudié dérive du B11 utilisé pour la tranche 1 de la centrale nucléaire de Civaux. Le comportement de ce béton vis à vis du fluage a déjà été évalué à de nombreuses reprises : par Granger en 1996 en compression (Granger, 1996), Omar en 2004 en flexion (Omar, 2004) et Reviron en 2009 en traction (Reviron, 2009). La formulation du béton choisie ici est très peu différente de celle présentée dans (Omar, 2004) avec une diminution du diamètre maximal des granulats de 20 mm à 12,5 mm, pour qu'il soit inférieur de cinq fois l'épaisseur des poutres testées, et un changement de ciment ayant des caractéristiques très proches, pour des raisons d'arrêt de production de l'ancien ciment.

2.1.1 Formulation des matériaux : béton et mortier

Le béton est composé de granulats calcaires concassés de Civaux ayant un coefficient d'absorption de 1,5%, du sable avec un coefficient d'absorption de 1,07%, d'un ciment CEM II 42,5 de La Couronne, d'un superplastifiant (Glenium 21) et de l'eau. Les granulats ont une porosité mesurée au porosimètre à mercure de 3,67%, une résistance moyenne de 111 MPa, un module élastique de 61,4 GPa avec un coefficient de Poisson de 0,28 et ne présentent pas

de fluage mesurable (Granger, 1996). Le ciment utilisé a une surface spécifique de 3720 cm²/g.

Le Tableau 2-1 présente la composition du béton et la masse volumique de ses constituants. Cette formulation est caractérisée par un rapport eau/ciment de 0,56 et un affaissement du béton de 90 mm (mesuré au cône d'Abrams). Le rapport gravier sur sable (G/S) est égal à 1,2.

<i>Constituants</i>	<i>Dosage (kg/m³)</i>	<i>Masse volumique (kg/m³)</i>
Granulat : 5/12,5 mm	936,0	2570
Sable : 0/5 mm	780,0	2620
Ciment : CEM II 42,5	350,0	3080
Eau	219,5	1000
Superplastifiant : Glenium	1,9	-

Tableau 2-1 : Formulation du béton testé.

La composition du mortier dérive de celle du béton. Une partie des granulats est remplacée par une masse égale de sable de la classe inférieur tout en conservant le même rapport E/C. La composition du mortier est donnée dans le Tableau 2-2.

<i>Constituants</i>	<i>Dosage (kg/m³)</i>
Sable : 0/5 mm	1270,0
Ciment : CEM II 42,5	550,0
Eau	330,0

Tableau 2-2 : Formulation du mortier testé.

Tous les mélanges ont été préparés dans les mêmes conditions en utilisant un malaxeur classique Courvot de capacité 100 L et en suivant successivement les étapes suivantes :

- les granulats et le sable sont versés dans la cuve et malaxés pendant 35 secondes à sec,
- une petite quantité d'eau est ensuite additionnée pour « mouiller » les granulats et le sable et un nouveau malaxage est lancé pendant encore 35 secondes,
- le ciment est ensuite versé dans la cuve et l'ensemble est malaxé à sec pendant 1 min,
- le reste de l'eau est ensuite ajoutée tout en malaxant pendant 2 min,
- le superplastifiant est ensuite introduit, suivi d'un malaxage pendant 1 min.

2.1.2 Géométrie des éprouvettes et conservation du matériau

Les essais de flexion sont réalisés sur des poutres de dimensions 10x20x80 cm³ (largeur x hauteur x longueur). La géométrie employée respecte les recommandations de la Rilem pour la caractérisation des poutres à la rupture (Rilem, 85).

Le mélange (béton ou mortier) est coulé dans des moules en bois et vibré quelques secondes sur une table vibrante. Les éprouvettes sont conservées pendant 24 heures en conditions endogènes (protégées du séchage) dans une salle climatisée à $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. Après démoulage, elles sont placées dans un bassin rempli d'eau à 20°C saturé en chaux pour éviter la lixiviation des hydrates, jusqu'à la date des essais de fluage ou de rupture en flexion trois points. C'est le mode de conservation le plus facilement reproductible au niveau des conditions aux limites. Avant de réaliser les essais, une entaille est effectuée au centre de la partie inférieure de l'éprouvette de largeur 5 mm et de hauteur 4 cm. Cette entaille représente 1/5 de la hauteur de la poutre, ce qui est recommandée par la Rilem (Rilem, 85) (Figure 2-1). Ensuite, les poutres qui doivent être soumises au fluage propre sont enveloppées dans du papier aluminium adhésif pour éviter le séchage.

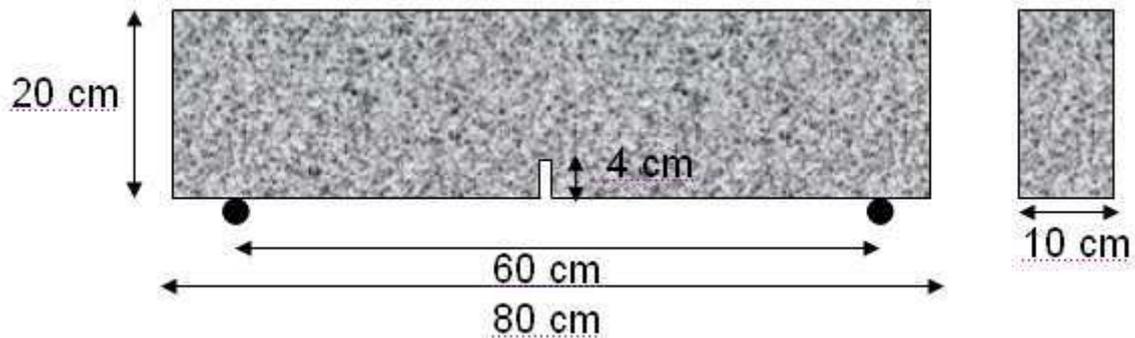


Figure 2-1: Dimensions des éprouvettes utilisées.

2.1.3 Propriétés mécaniques du béton

La détermination des propriétés mécaniques est menée sur des éprouvettes cylindriques $\phi 11 \times 22 \text{ cm}^2$ qui sont fabriquées et conservées dans les mêmes conditions que les poutres. Pour la mesure de la résistance à la compression (f_{c28}), les éprouvettes sont rectifiées à 28 jours à l'aide d'un disque diamanté pour obtenir 2 faces planes et parallèles. Le module d'Young (E_{dyn}) est déterminé sur ces mêmes éprouvettes avant l'essai de compression par une méthode non-destructive (Grindosonic). La résistance à la traction (f_{t28}) est mesurée par l'essai brésilien sur le même type d'éprouvette.

Toutes les mesures sont réalisées sur trois échantillons et les valeurs moyennes des propriétés mécaniques sont données dans le Tableau 2-3.

Propriétés mécaniques	$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$f_{t28} \text{ (MPa)}$	$E_{dyn} \text{ (MPa)}$
	$42,6 \pm 0,64$	$3,8 \pm 0,36$	35000 ± 2000

Tableau 2-3 : Propriétés mécaniques du béton.

2.1.4 Dispositif d'essais de fluage en flexion trois points

Les essais de fluage en flexion sont réalisés sur les éprouvettes prismatiques entaillées $10 \times 20 \times 80 \text{ cm}^3$ en utilisant quatre bancs spécifiques développés au GeM (Omar, 2004 ; Omar, 2009) placés dans une salle régulée en température à $20^{\circ}\text{C} (\pm 2^{\circ}\text{C})$ et en hygrométrie à 50 %

($\pm 5\%$). Chaque banc est composé d'un bâti sur lequel sont montés les appuis (un simple et un double), d'un portique, et d'une poutre support sur laquelle est fixé un capteur LVDT d'une course de mesure $\pm 0,5$ mm (**Figure 2-2**). Le réglage de la charge appliquée sur la poutre se fait en positionnant une masse de 500 kg le long de la poutre constituant le support.

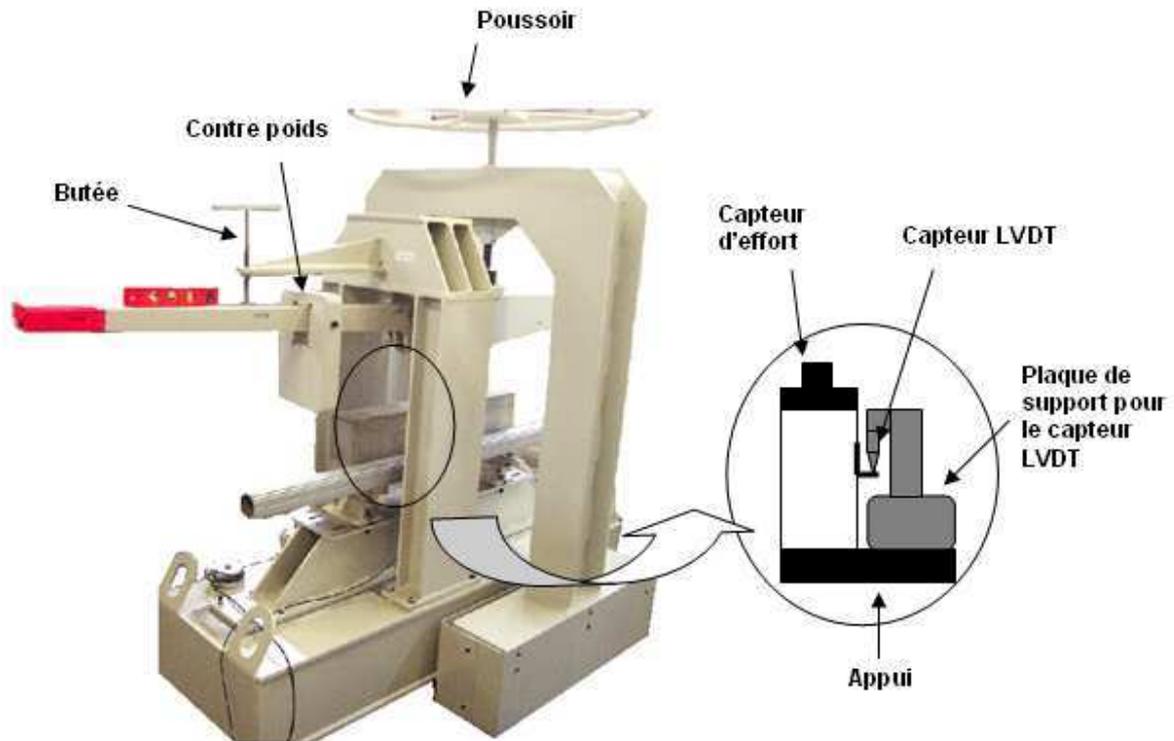


Figure 2-2: Banc de fluage en flexion développé au GeM.

2.1.5 Dispositif d'essais de rupture en flexion 3 points

Les essais de rupture en flexion trois points sont menés sur les poutres prismatiques entaillées à l'aide d'une presse Instron de capacité 160 KN (course de ± 125 mm). La presse est équipée d'un servo-contrôle en boucle fermée permettant d'effectuer des essais stables. Le montage retenu pour mesurer la flèche au milieu de la poutre consiste en deux étriers placés au niveau des deux appuis linéiques et reliés à leurs extrémités par une règle destinée à supporter en son milieu un capteur sans contact de type laser qui permet de mesurer le déplacement du point situé sur la fibre neutre de la poutre (**Figure 2-3**, **Figure 2-4**). Ce dispositif permet de s'affranchir des problèmes liés au tassement des deux appuis. Un plot collé sur le béton au milieu de la poutre réfléchit le rayon émis par le capteur laser.



Figure 2-3: Dispositif d'essai de flexion trois points

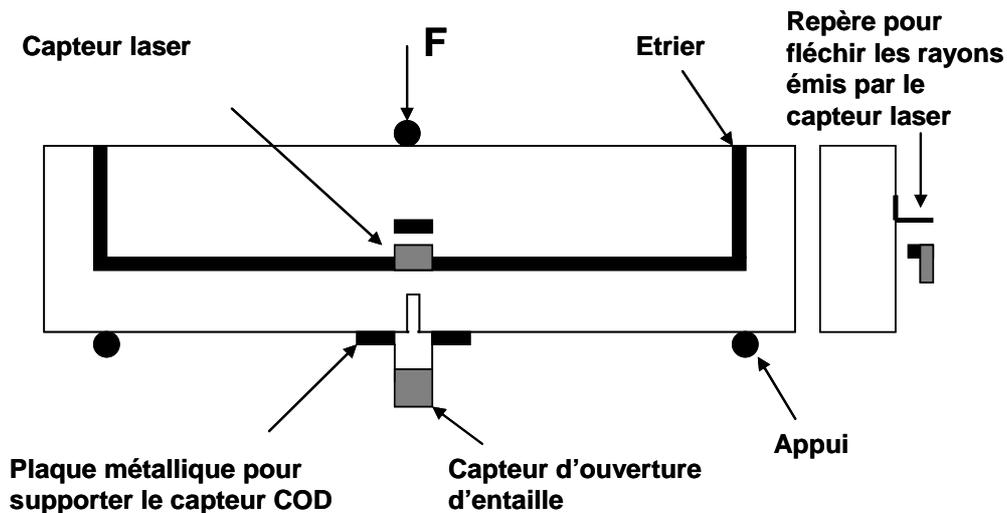


Figure 2-4: Dispositif du montage de l'essai de flexion trois points

Les essais sont pilotés par l'ouverture d'entaille CMOD (Crack Mouth Opening Displacement) avec une vitesse constante de $0,3 \mu\text{m/s}$ pour atteindre la force maximale après environ quelques minutes selon les recommandations de Rilem (Hillerborg, 1985). Dans ce type d'essai, la fissure s'amorce en pointe de l'entaille et se propage lentement dans la section centrale. Ceci est assuré par un capteur (type Instron Code 2670-116) d'une course de ± 4 mm. Le montage de ce capteur sur l'éprouvette consiste à positionner les deux lames du capteur de part et d'autre de l'entaille à une paire de plaques métalliques collées sur l'éprouvette. Le collage est assuré avec une colle très rigide après solidification, garantissant une parfaite stabilité des plaques et par conséquent du capteur d'ouverture d'entaille.

2.2 Présentation de la technique de l'émission acoustique (EA)

2.2.1 Principe de la technique d'EA

La technique d'émission acoustique est connue depuis longtemps sous sa forme audible et a été développée par Kaiser en 1950. L'EA est un phénomène de création d'ondes élastiques transitoires résultantes de micro-déplacements locaux internes à un matériau. Les sources d'EA peuvent être liées à de nombreux phénomènes : mécanismes de déformation plastique, mécanismes de rupture, corrosion, frottements, impacts mécaniques, transformation de phase,

micro-fissuration.... Ces phénomènes d'endommagement, sous formes d'évènements aléatoires, transitoires et d'énergie importante, délivrent des signaux sous forme d'ondes sinusoïdales amorties désignées sous le terme de salves.

Le principe d'émission acoustique peut être décrit par trois fonctions essentielles :

- Détection de l'onde élastique et conversion en un signal électrique à l'aide d'un capteur piézoélectrique.
- Conditionnement du signal : les signaux obtenus en sortie de capteur ont un niveau très faible, d'où la nécessité de la mise en œuvre d'amplifications importantes pour pouvoir les traiter et les analyser correctement.
- Traitement de signal : plusieurs techniques sont utilisées dont l'évolution est permanente.

2.2.2 Caractéristiques des signaux d'EA

On peut distinguer deux types d'EA : l'EA continue et l'EA discontinue ou discrète. L'émission dite continue est un ensemble d'émissions discrètes dont les salves sont très rapprochées et ne peuvent pas être séparées les unes des autres. Elle est principalement liée à des phénomènes constamment actifs durant la déformation comme, par exemple, dans le cas des déformations plastiques. Le signal issu de l'émission discrète, nommé sous le terme de salve ou d'évènement, se présente sous forme sinusoïdale amortie. Ce type d'émission est associé à des mécanismes très énergétiques comme les phénomènes d'amorçage et de propagation des fissures conduisant à la rupture ; ce qui serait notre cas.

2.2.2.1 Les paramètres d'émission acoustique discrète

Plusieurs paramètres peuvent être extraits des salves détectées à l'aide de la technique d'EA (**Figure 2-5**). En analysant ces paramètres, on peut identifier le type de l'évènement physique au sein du matériau. Les salves sont bornées par le premier et le dernier dépassement du seuil d'acquisition fixé à l'avance en fonction du bruit de fond. Les paramètres classiques des salves sont :

- le seuil de détection en dB (paramètre bornant de la salve),
- le temps d'arrivée,
- le temps de montée en microsecondes : correspond au temps entre le premier dépassement de seuil et le pic d'amplitude du signal,
- l'amplitude en dB,
- le nombre de coups : c'est le nombre d'alternances qui dépasse le seuil de détection sur toute la durée du signal,
- le nombre de coups pendant la montée : c'est le nombre d'alternances qui franchissent le seuil entre le premier dépassement et l'amplitude maximale,
- la durée de la salve exprimée en microsecondes, correspond au temps qui sépare le premier et le dernier dépassement de seuil,
- la fréquence moyenne exprimée en kHz : correspond au nombre de coups d'une salve divisé par sa durée,

- la fréquence au pic exprimée en kHz : c'est le rapport entre le nombre de coups au pic et le temps de montée,
- la fréquence maximale en kHz : fréquence du maximum de la transformée de Fourier discrète de la salve,
- l'énergie du signal en Volt par seconde,
- l'énergie absolue en atto-joule (10^{-18}) : décrit à la fois l'évolution de l'amplitude et la durée des signaux, c'est l'énergie vraie qui est l'intégrale du signal au carré sur la durée de la salve :

$$E_{abs} = \int_{t_{initial}}^{t_{final}} (Amplitude)^2 dt$$

2-1

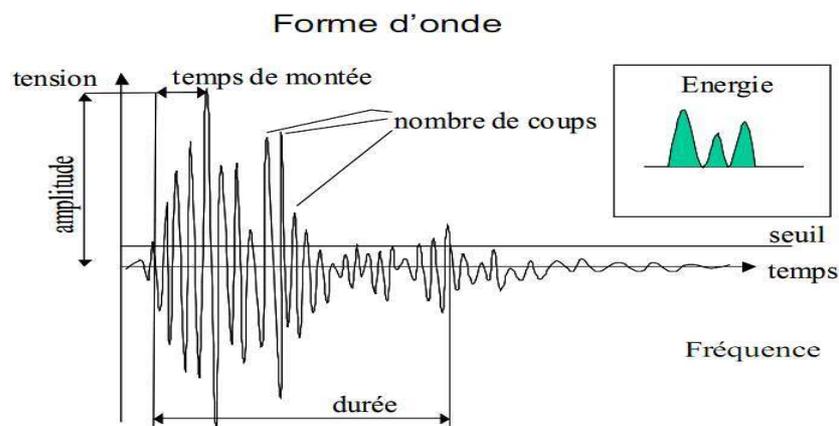


Figure 2-5: Représentation d'une salve et calcul des paramètres de formes.

L'initiation et la propagation des fissures dans le béton sont généralement corrélées à l'amplitude des signaux d'EA. Des études approfondies ont montré que l'énergie absolue est aussi un paramètre important pour caractériser un évènement (Muralidhara et al., 2010). En effet, pour le même niveau d'énergie absolue on peut avoir différentes amplitudes et vice versa (Figure 2-6).

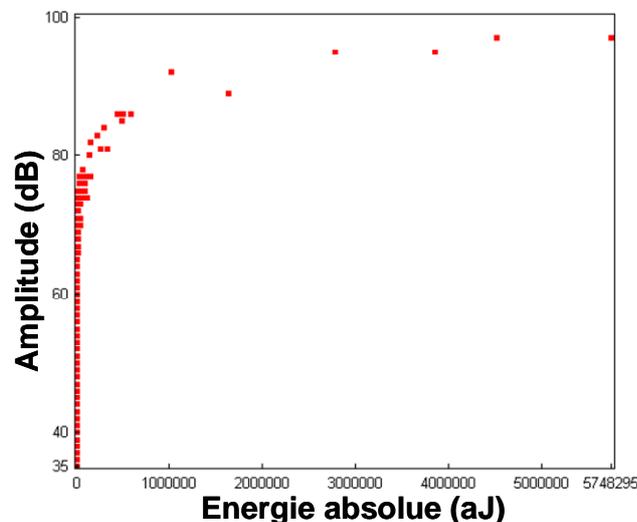


Figure 2-6: Corrélation entre l'amplitude et l'énergie absolue.

2.2.2.2 Pertes d'énergie acoustique

Le béton contient différents constituants qui constituent différentes phases (granulats, matrice cimentaire, porosité). Le pourcentage d'énergie transmis d'une phase à une autre dépend de l'impédance acoustique dans chaque phase. L'impédance acoustique d'un matériau est définie comme le produit de la densité du matériau par la vitesse de propagation des signaux dans cette phase. A noter que les signaux peuvent changer de mode de propagation plusieurs fois. Les signaux longitudinaux génèrent des ondes de cisaillement ou même des ondes de surface à cause des différents phénomènes de réfraction et réflexion lors de la propagation dans les différentes phases et vice versa. La perte d'énergie des signaux dans une phase donnée est différemment considérée pour les problèmes à deux ou trois dimensions. En 2D, la perte d'énergie est proportionnelle à la distance linéaire parcourue à partir de la source, tandis qu'en 3D la perte d'énergie est proportionnelle au carré de cette distance.

Contrairement aux matériaux homogènes, le béton tend à atténuer fortement les signaux acoustiques. Le suivi de la progression de l'endommagement dans ces matériaux en utilisant la technique d'EA n'est donc pas aisé. Il faut prendre en considération la configuration, le nombre et le type des capteurs choisis pour observer l'endommagement. En effet, l'énergie enregistrée par chaque capteur varie car elle dépend de la distance du capteur de la source d'EA. Plus le capteur est proche de la source plus l'énergie calculée est élevée. L'énergie enregistrée par les capteurs est liée à l'énergie réelle émise par l'évènement telle que :

$$E_{\text{capturé}} \propto \frac{E}{r_i^2} \quad 2-2$$

Avec $i = 1, 2, 3 \dots$ et r_i la distance entre le i ème capteur et l'évènement.

On note qu'un seul niveau d'énergie est associé à un évènement. Même si les différents capteurs enregistrent différents niveaux d'énergie selon leur proximité à la source de l'évènement, il n'existe pas de méthode directe pour mesurer l'énergie de cet évènement. Une façon indirecte pour connaître cette énergie est de choisir l'énergie maximale mesurée par les capteurs correspondant à cet évènement, ce capteur étant le capteur le plus proche de la position de l'évènement.

2.2.3 Localisation des sources d'endommagement

La localisation des sources d'EA constitue une méthode de traitement très importante en pratique. Elle a pour but de déterminer les coordonnées du point ou de la zone où s'est produit l'évènement acoustique. Cette localisation peut être linéaire, bidimensionnelle ou tridimensionnelle. La méthode de localisation consiste à mesurer les différences de temps d'arrivée d'un même signal aux différents capteurs utilisés (Δt), répartis sur la structure de façon à constituer une maille de localisation. Les mesures de Δt sont déclenchées par l'arrivée de l'onde d'EA au premier capteur atteint et clôturée par son passage au dernier capteur. Une fois Δt connu, on peut déterminer la position de la source d'EA à partir de l'équation suivante :

$$V \cdot \Delta t = d \quad 2-3$$

V étant la vitesse de propagation de l'onde supposée constante quelque soit la direction et d la distance de la propagation (matériau isotrope et homogène). Cette vitesse est une valeur

d'entrée dans les calculs de localisation et dépend des conditions de propagation des ondes dans la structure examinée. Une analyse préliminaire doit être effectuée afin d'optimiser la localisation. Pour cela des tests simples par cassé de mines de crayon sont réalisés pour simuler les « craquements » en surface du béton.

Plusieurs sources d'erreurs peuvent être observées dans la localisation. Ces erreurs dépendent du temps d'acquisition de chaque signal (Kurz et al., 2005), de la qualité de détermination du temps d'arrivée, de la vitesse de propagation des signaux fixée au début du test, de l'homogénéité du béton, du couplage entre le béton et les capteurs, de l'endommagement ou en d'autres termes de l'atténuation des signaux... La localisation dépend aussi de la position des capteurs. Plus on est loin de la zone centrale, plus l'angle à laquelle la branche de l'intersection de l'hyperbole avec la surface change (Figure 2-7). Par suite, les erreurs liées aux mesures de Δt sont amplifiées dans le calcul de localisation (Rossi et al., 1990). A noter que la précision du suivi du processus de détérioration diminue avec l'augmentation du taux d'endommagement dans les dernières phases (Schechinger et Vogel, 2007).

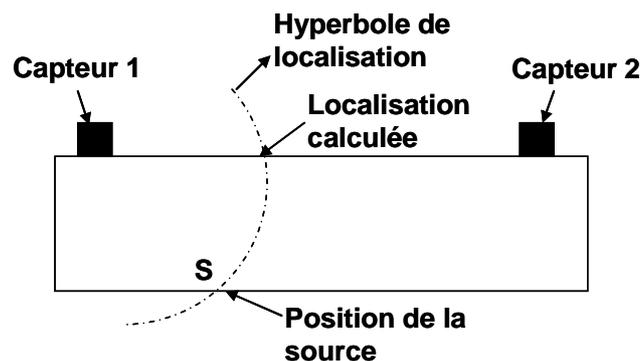


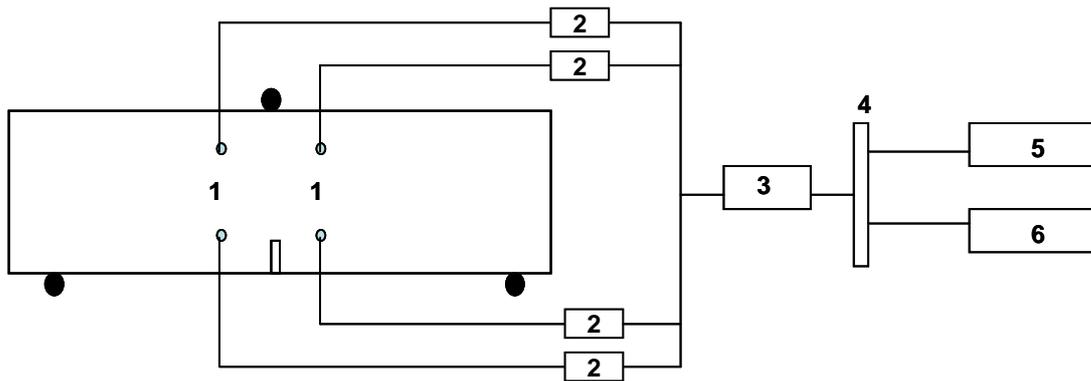
Figure 2-7: Distorsion d'épaisseur de la location des signaux acoustiques (Rossi et al., 1990).

2.3 Mise en pratique de la technique d'EA

2.3.1 Dispositifs de mesure d'émission acoustique

Le matériel d'acquisition et de traitement des signaux des EA utilisé dans ce travail est composé des éléments suivants (Figure 2-8) :

- un système d'acquisition MISTRAS comprenant huit voies,
- deux cartes PCI-DSP4 et un micro-ordinateur (pc-celeron-600 MHz),
- huit capteurs piézoélectriques de type R15, ayant une résonance à 150 kHz et une surface de contact de 10 mm pour une détection de l'onde élastique en surface du matériau. Ces capteurs dits résonnants, ayant une bande passante moins large, présentant un pic de réponse aux alentours d'une fréquence de 150 kHz. Le choix de ces capteurs, ayant une fréquence de résonance proche de la fréquence du signal des EA, permet de détecter les faibles sources.



1. Capteurs R15/C (150 kHz)
2. Préamplificateur 1220 A (40 ou 60 dB de gain – fréquence [20 – 1200] kHz)
3. Carte PCI – DSP4 (extraction des paramètres d'EA)
4. Bus PCI
5. 10 – 100 Base T – extension
6. Micro-ordinateur (stockage et post traitement)

Figure 2-8: Synoptique du système d'émission acoustique.

Les capteurs R15/C assurent la conversion des ondes en des signaux électriques qui sont ensuite reliés à des préamplificateurs de type 1220 A, avec un gain de 40 ou 60 dB, dans une bande de fréquence comprise entre 20 et 1200 kHz. Les signaux sont ensuite numérisés par la carte PCI-DSP4, qui procède à l'extraction des paramètres des signaux. Les données sont transmises à l'ordinateur qui permet l'affichage en temps réel, le stockage et le post traitement. Deux logiciels ont été utilisés pour étudier l'émission acoustique: AEWIn et Noesis. AEWIn sert à l'acquisition des données et à la localisation des événements. Il permet aussi de suivre l'évolution temporelle des différents paramètres. Noesis est spécialement conçu pour l'analyse plus avancée et la classification des données des EA à l'aide des méthodes des méthodes statistiques d'analyses multi-variables en post-traitement.

2.3.2 Procédure expérimentale

Quatre capteurs piezoelectriques sont placés sur les poutres entaillés autour de la zone où la propagation de la fissuration aura lieu. Deux capteurs sont positionnés au niveau de l'entaille située à 4 cm, la même distance est respectée par rapport au bord supérieur de l'éprouvette formant ainsi une maille de localisation rectangulaire ($12 \times 12 \text{ cm}^2$) sur une face (**Figure 2-9**). Un algorithme de localisation planaire (2D) du logiciel AEWIn est utilisé pour la localisation des sources d'EA. Cet algorithme est basé sur la triangulation des différences de temps de propagation sur chacun des quatre capteurs. Pour qu'une source soit localisée, il suffit qu'une salve atteigne au moins trois capteurs dans notre cas.

Les capteurs sont positionnés sur les éprouvettes avec une faible couche de graisse de silicone chassée d'air. Cette technique permet de garantir un bon couplage entre les capteurs et l'éprouvette, et par conséquent d'assurer une bonne transmission des signaux des EA.

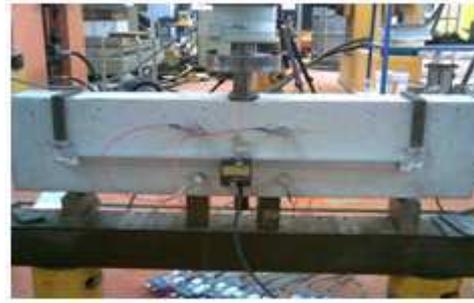
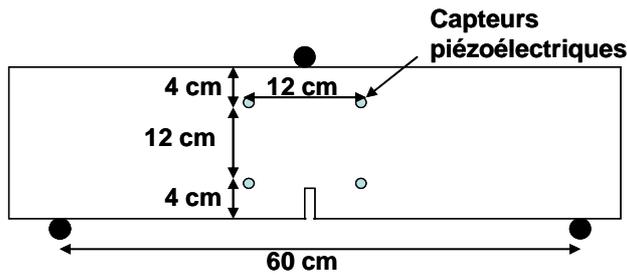


Figure 2-9: Géométrie de la poutre et position des capteurs d'EA.

Le seuil de détection est réglé à 35 dB pour détecter le temps d'arrivée et de fin des salves. Cette valeur est ajustée en fonction du bruit de fond existant dans la salle d'essai (RILEM TC212-ACD). Un seuil d'acquisition trop faible peut entraîner un déclenchement continu et donc une saturation du système d'acquisition. Par contre, un seuil d'acquisition trop élevé réduit le nombre de signaux détectables et donc la précision de la localisation. Les amplitudes sont comprises dans l'intervalle 0 - 100 dB.

Le couplage de l'acquisition des signaux est validé avant chaque essai en utilisant la source HSU-NIELSEN (Norme NF EN 1330). Ainsi, on peut vérifier si la localisation d'un événement imposé (par exemple par le cassé de mine d'un crayon) en une position donnée est confondue avec sa position réelle. Dans le cas contraire, on vérifie le couplage des capteurs jusqu'à aboutir à une meilleure localisation. Cette procédure permet d'estimer d'une part, la vitesse de propagation et d'autre part, l'atténuation des ondes acoustiques dans le matériau. La vitesse de propagation, qui est un paramètre important pour la localisation des sources d'endommagement, mesurée dans notre étude est de 38000 m/s. La précision de localisation est évaluée ± 5 mm (Figure 2-10).

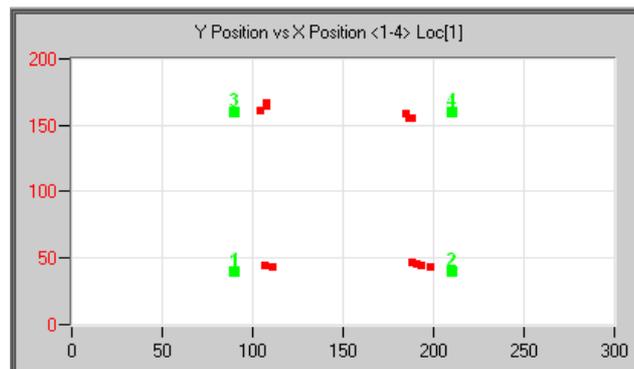


Figure 2-10: Précision de localisation en 2D

L'atténuation est calculée en variant la distance des cassés de mine au capteur fixe et est exprimée en fonction de la diminution de l'amplitude A (Figure 2-11) avec :

$$A = e^{-\alpha d}$$

2-4

Où d est la distance de propagation et α le coefficient d'atténuation du matériau.

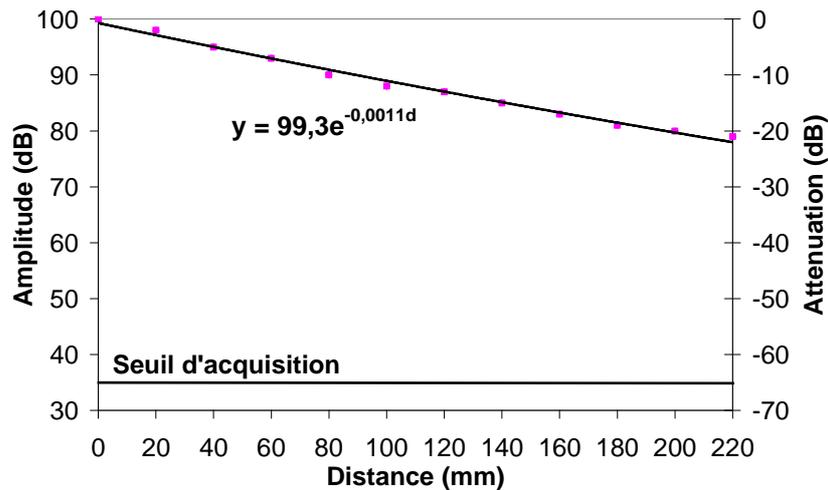


Figure 2-11: Courbe d'atténuation

Les réglages préliminaires du système d'acquisition, effectués à l'aide de la source HSU-NIELSEN, permettent de déterminer les paramètres d'acquisition des salves acoustiques. Parmi ses paramètres de réglage, on trouve les fenêtres d'acquisition temporelles glissantes suivantes (Figure 2-12) :

- Peak Definition Time (PDT) : permet la mesure du temps de montée et l'amplitude maximale de la salve ou, en d'autres termes, la détermination du maximum de la salve ; il est fixé à 100 μ s.

- Hit Definition Time (HDT) : définit la durée d'acquisition d'une salve ou la détermination de la fin de la salve. Il est utilisé pour individualiser les salves et les séparer d'éventuels échos. Ainsi, le HDT doit être suffisamment long pour assurer la mesure d'une salve entière et le plus petit possible pour permettre l'acquisition d'un grand nombre de salves successives et réduire ainsi le risque que deux événements séparés soit traités comme une seule salve ; il est fixé à 200 μ s.

- Hit Lockout time (HLT) : définit le temps de non-acquisition d'une salve ou temps de réarmement. Il permet d'empêcher toute mesure de réflexions ou d'activités tardives d'un événement ; il est fixé à 400 μ s.

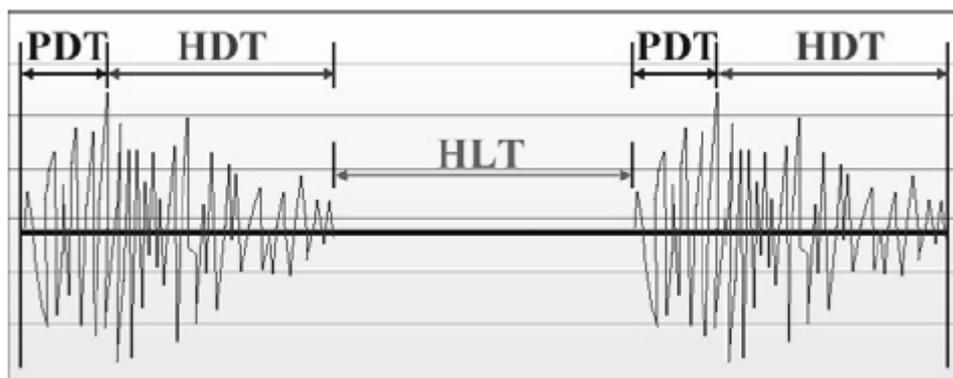


Figure 2-12: Paramètres d'acquisition des salves acoustiques

L'utilisation d'un plus grand nombre de transducteurs piézo-électriques placés sur la même poutre nous permet de mieux localiser l'endommagement ou de suivre l'évolution de la fissuration du matériau sous chargement. Pour cela, une étude plus approfondie est réalisée en 3D afin de mieux comprendre les mécanismes de fissuration. Les essais sont alors réalisés à l'aide de huit capteurs piézoélectriques où quatre capteurs sont positionnés proches de l'entaille sur chaque face verticale de l'éprouvette (**Figure 2-13**).

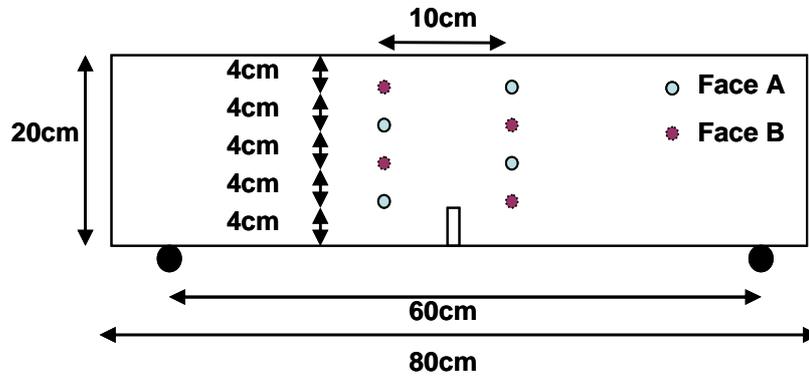


Figure 2-13: Position des capteurs en 3D

2.4 Bilan

Les formulations et les caractéristiques du béton B11 et du mortier, utilisés afin d'étendre l'étude et analyser l'influence de la composition sur le phénomène, sont présentés. Puis, les différents dispositifs expérimentaux des essais de rupture et des essais de fluage sont exposés. Finalement, la troisième partie de ce chapitre développe les procédés de la technique d'émission acoustique mis en œuvre et rappelle les principes de base de cette technique.

3 *Résistance résiduelle du béton après fluage*

Dans le cas des enceintes de confinement, le béton armé précontraint joue un rôle structural et de protection de l'environnement. Périodiquement, chaque enceinte est soumise à un test en air sec à température ambiante à sa pression de dimensionnement de l'ordre de 0,5 MPa en pression absolue afin de vérifier la capacité de l'enceinte à assurer un taux de fuite inférieur à 1,5 % / 24 h de la masse totale des fluides contenus dans l'enceinte (**Figure 3-1**). Des contraintes de traction et des déformations différées comme le fluage en traction peuvent ainsi apparaître et qui, en conséquence, peuvent générer des fissures.

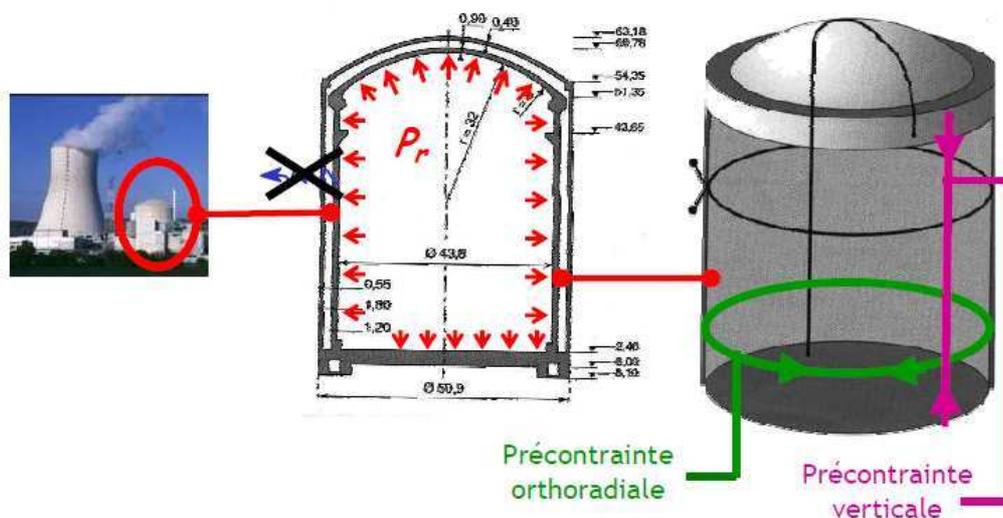


Figure 3-1: Enceintes de confinement : prédiction du comportement différencié.

L'objectif de ce chapitre est de mettre en évidence, expérimentalement, les effets de couplage entre le fluage et l'endommagement du béton. Les essais de fluage ont été réalisés en conditions endogènes, l'état représentatif du cœur d'une enceinte de confinement (fluage propre, sans échanges hydriques des éprouvettes avec le milieu extérieur).

3.1 Méthodologie de l'étude du comportement différé du béton

3.1.1 Protocole expérimental

Cette partie de l'étude expérimentale caractérise le comportement différé et le comportement à la rupture du béton pour différentes histoires de chargement à travers des essais en flexion. Pour l'étude du fluage, des éprouvettes âgées d'un mois, de deux mois et de huit mois ont été soumises à des charges constantes en flexion trois points à 70% et 85% de la résistance maximale (F_{max}), déterminée au-préalable par des essais de rupture en flexion trois points. En parallèle, des poutres ont été conservées dans les mêmes conditions mais sans chargement afin d'évaluer l'influence du vieillissement sur le comportement. Après quelques mois de chargement, les éprouvettes sont soumises à un essai de rupture en flexion trois points selon la méthode de la Rilem (Hillerborg, 1985 ; RILEM, 1985). L'effet du fluage sur le comportement du matériau est évalué par l'analyse des différents paramètres liés à l'énergie de rupture et la longueur caractéristique des éprouvettes. Ces paramètres sont comparés avec ceux obtenus pour les poutres non chargées. Afin que notre programme expérimental soit clair pour le lecteur, la **Figure 3-2** présente les différentes étapes de réalisation des essais et le **Tableau 3-1** rappelle les essais réalisés selon les âges des éprouvettes de béton.

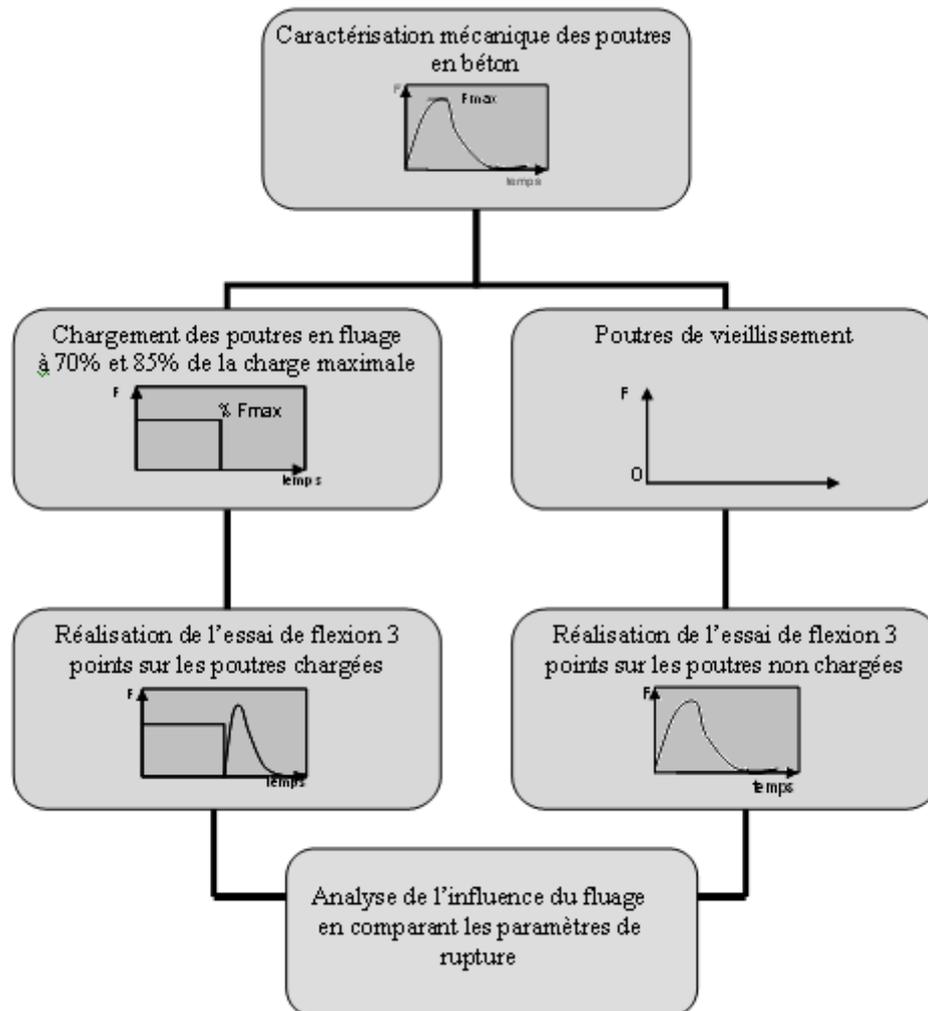


Figure 3-2: Organigramme des essais.

<i>Nom</i>	<i>Nombre de poutres</i>	<i>% F_{max}</i>	<i>Age de chargement</i>	<i>Durée de chargement</i>	<i>Essais de rupture</i>
Détermination de la force maximale (F_{max})					
BR*	3	---	----	----	1, 2 et 8 mois
Fluage propre / Détermination de la résistance résiduelle des poutres soumises au fluage					
BF70*	2	70% F _{max}	2 mois	4 mois	6 mois
BF85*	2	85% F _{max}	2 mois	4 mois	6 mois
Fluage propre					
BFC85	1	85% F _{max}	1 mois	4 mois	----
BFC70	1	70% F _{max}	1 mois	4 mois	----
BFL85	2	85% F _{max}	8 mois	1 an	----
Détermination de la résistance résiduelle des poutres en vieillissement					
BV*	3	0%	2 mois	4 mois	6 mois

Tableau 3-1 : Récapitulatif des essais sur les poutres de béton. (*BR : béton de référence, *BF70 : béton chargé à 70 % de F_{max} *BF85 : béton chargé à 85% de F_{max} *BV : béton non chargé)

3.1.2 Détermination des paramètres à la rupture

Les paramètres mesurés au cours des essais sont : le temps en seconde, la force en kN, l'ouverture de l'entaille (CMOD) en μm et la flèche en μm . Ces mesures permettent ensuite de calculer les paramètres caractérisant la rupture du matériau. Les résultats des essais de flexion trois points sont présentés en traçant l'évolution de la force en fonction de l'ouverture de l'entaille. Le développement de la résistance à la traction est souvent employé comme étant un critère d'initiation de fissuration pour les bétons. Ainsi, quand la contrainte interne atteint la résistance en traction, des fissures apparaissent. La propagation des fissures est contrôlée par l'énergie de rupture $G_f(t)$ et la forme de la courbe contrainte-ouverture de fissure $\sigma_w(t)$, une fonction qui décrit le transfert des contraintes dans la fissure en fonction de son ouverture.

L'énergie de fissuration est un paramètre du matériau qui définit l'énergie nécessaire pour que la fissure se propage dans une surface. Elle est calculée à l'aide de la courbe force-flèche définie par le modèle de fissuration cohésive de Hillerborg (Hillerborg, 1980) (Voir équation (1-1)).

La contrainte nette de flexion au chargement maximal est calculée à l'aide de l'équation suivante (Giaccio et al., 2007) :

$$f_{net} = \frac{6(F_{max} + (mg/2))l}{4bh^2} \quad 3-1$$

avec b l'épaisseur de la poutre, h la hauteur du ligament au dessus de l'entaille, l la portée et F_{max} la force maximale (Voir Annexe 3).

Le module élastique est calculé à partir de la courbe force-CMOD à l'aide de l'équation proposée par (Jenq et Shah, 1985) :

$$E = \frac{6Sa_0V_1(\alpha)}{C_i d^2 b} [Nm^{-2}] \quad 3-2$$

avec C_i [mN^{-1}] la pente initiale calculée d'après la courbe force-CMOD, S la distance entre les deux appuis, b et d la hauteur et l'épaisseur de la poutre, a_0 la hauteur de l'entaille, et $V_1(\alpha)$ une fonction dépendante de la géométrie de la poutre et des conditions aux limites :

$$V_1(\alpha) = 0,76 - 2,28\alpha + 3,78\alpha^2 - 2,04\alpha^3 + \frac{0,66}{(1-\alpha)^2} \quad 3-3$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{(a_0 + HO)}{(d + HO)} \quad 3-4$$

où HO est la hauteur des plaques qui permettent de mesurer l'ouverture de l'entaille collées à la poutre.

Finalement, la longueur caractéristique l_{ch} est calculée à partir de l'équation déterminée par Hillerborg (Hillerborg, 1985) :

$$l_{ch} = \frac{E \times G_H}{f_t^2} \quad 3-5$$

3.2 Mesures du fluage et de la rupture du béton

3.2.1 Comportement à la rupture du béton avant fluage

Avant chaque essai de fluage, plusieurs essais de rupture en flexion trois points sur des poutres de béton ont été réalisés afin de déterminer la résistance maximale. Les courbes moyennes force-CMOD pour les poutres âgées de 1, 2 et 8 mois sont présentées sur la **Figure 3-3**.

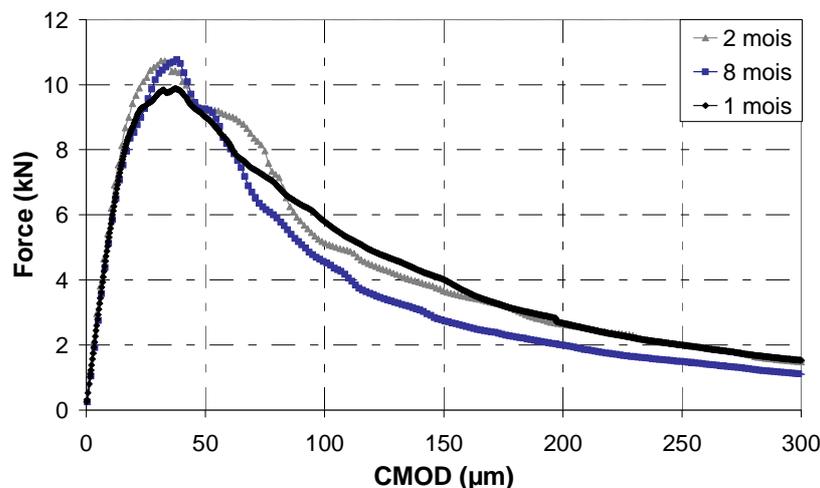


Figure 3-3: Courbes force-CMOD moyennes pour les poutres BR.

Le Tableau 3-2 récapitule les moyennes des différentes valeurs caractéristiques mesurées sur les poutres. La rigidité sécante donnant le module d'Young est calculée à partir de la pente de la courbe force-CMOD en pré-pic entre 10% et 50% de l'effort maximal dans chaque essai. Le calcul des écart-types montre la bonne répétabilité des essais.

	<i>1 mois</i>	<i>2 mois</i>	<i>8 mois</i>
F_{max} (kN)	9,9	10,7	10,8
CMOD_{pic} (µm)	34,8	33,2	37,9
E (Gpa)	29,1	29,3	28,1
G_f (N/m)	53,9	65,5	67,7
f_{net} (MPa)	3,5	3,8	3,9
l_{ch} (mm)	131,4	131,3	129,2

Tableau 3-2 : Résultats caractérisant la rupture des poutres BR.

La comparaison entre les différentes poutres montre une légère augmentation de la force maximale à l'âge de deux mois et qui se stabilise avec le temps. Les poutres étant assez âgées, les réactions d'hydratation sont presque terminées et l'effet de l'âge n'est plus significatif avec des résistances en flexion assez proches. Nous utiliserons plus loin ces données comme valeurs de référence du béton en flexion.

3.2.2 Analyse des essais de fluage propre en flexion

Le déplacement total mesuré sous chargement combine le déplacement instantané, le fluage propre et le retrait endogène. Compte tenu du fort rapport E/C du béton étudié (0,56), le retrait endogène est faible au moment du chargement (âge > 1 mois). Le fluage est ainsi défini comme étant la différence entre la flèche totale sous chargement et la flèche élastique instantanée. La déformation instantanée (élastique) est difficile à extraire des déformations totales mesurées lors d'un essai de fluage. En effet, la déformation instantanée n'est pas toujours égale à σ/E (Bazant et Li, 2008) et certains chercheurs (Parrott, 1974) ont choisi une déformation élastique mesurée après quelques minutes. Dans notre étude, la mise en charge étant mécanique, le déplacement instantané est considéré égal au déplacement enregistré cinq minutes après le début du chargement. Ceci montre la difficulté de faire une étude à court terme car la déformation instantanée est d'autant plus importante que celle due au fluage.

Chaque essai de fluage a été réalisé sur au moins deux poutres afin de vérifier la répétabilité des mesures. La **Figure 3-4** présente le fluage propre mesuré pour les deux poutres de béton chargées à 70 de F_{max} (BF70-1 et BF70-2). La reproductibilité des essais est satisfaisante, avec une différence en amplitude entre deux essais inférieure à 10% et une cinétique d'évolution très proche. L'incertitude entre les différents essais est liée à l'incertitude sur la valeur de la contrainte appliquée, l'étanchéité des éprouvettes, la variabilité sur le fluage... Des artefacts ont été parfois détectés dans les mesures des déplacements. Ces effets peuvent être dûs à deux phénomènes principaux : d'une part la sensibilité des capteurs

de mesure de la flèche et d'autre part la variation de température. Une faible variation de la température peut provoquer une contraction des poutres de fluage et par suite une diminution de la flèche ou une dilatation et par conséquent une augmentation de la flèche (Hansen et Mattock, 1966). Le fluage a été corrigé en fonction de la variation de température par le biais du coefficient de dilatation thermique. A noter que la déformation des capteurs LVDT est aussi légèrement dépendante de la température (Atrushi, 2003).

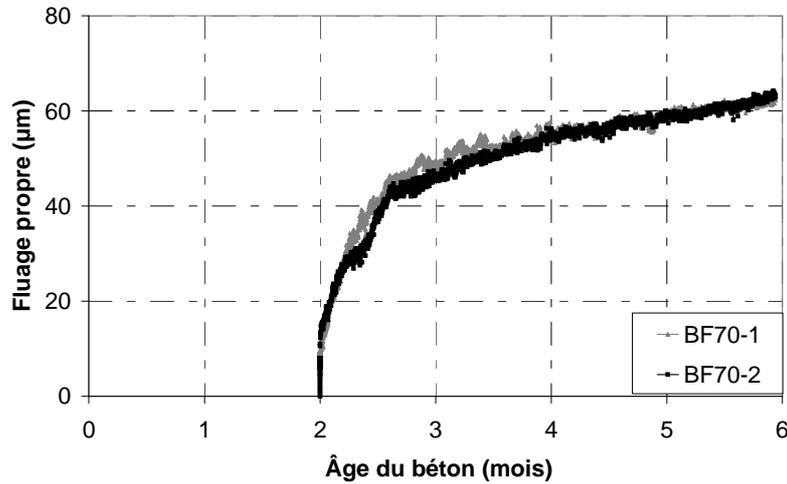


Figure 3-4 : Fluage propre des poutres BF70-1 et BF70-2.

Tout d'abord, l'effet de l'âge du béton au moment du chargement en fluage a été étudié. Des poutres ont été chargées à l'âge de un, deux et huit mois à 85% de F_{max} (BF85, BFC85 et BFL85) (Figure 3-5).

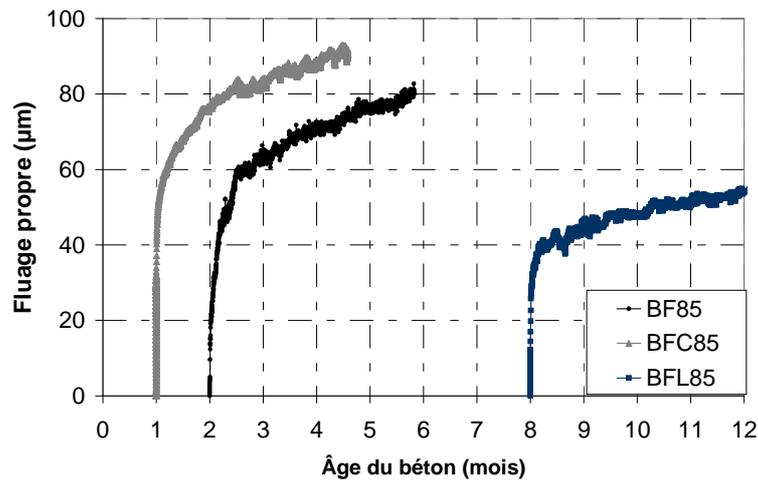


Figure 3-5: Effet de l'âge sur le fluage propre des poutres chargées à 85% de F_{max} .

Deux types de vieillissement sont distingués : un vieillissement en amplitude, ainsi l'éprouvette soumise tardivement au chargement présente un déplacement différé moins important avec une grande influence surtout au niveau du fluage primaire, et un vieillissement en cinétique, avec une évolution de fluage propre ralentie à long terme. Le degré d'hydratation varie très peu entre ces âges de chargement et le caractère vieillissant de fluage

ne peut pas donc s'expliquer par le durcissement du matériau. Certains auteurs ont expliqué ce vieillissement par l'épuisement des sites de fluage au niveau des zones interfoliaires où règne une pression de disjonction (Bazant et Prasannan, 1988), tandis que d'autres ont proposé que le vieillissement du fluage à long terme soit lié à la polymérisation spontanée ou sous charge des silicates SiO_4 des CSH (Parrott, 1973). Ces résultats laissent aussi penser que le couplage fluage-endommagement peut être aussi différent selon l'âge de chargement.

La **Figure 3-6** présente les courbes de fluage propre obtenues pour les différents niveaux de chargement à 70 % et 85 % de F_{\max} (BF70 et BF85). Les résultats montrent que le fluage propre se développe très rapidement pendant les premiers jours du chargement (phase primaire) et se stabilise par la suite (phase secondaire). De plus, l'amplitude et la cinétique des déformations différées augmentent avec le taux de chargement. Une différence de 25 % environ entre l'amplitude du fluage propre de la poutre BF70 et BF85 est observée. Au moment d'application de la force, un certain nombre de processus liés à la microdiffusion de l'eau et aux réarrangements localisés au sein de la microstructure de la pâte et plus précisément au glissement des feuillettes de CSH, sont initiés pour atteindre un nouveau état d'équilibre. Ces processus seront déterminants sur l'amplitude et la cinétique de fluage, surtout au niveau de la zone en compression (Hope et Brown, 1975). De plus, vu que le niveau de chargement est assez élevé dans la zone en traction par rapport à la résistance du béton en traction, cela peut s'expliquer aussi par la nucléation de microfissures qui modifient le taux de fluage (Ngab et al., 1981 ; Rossi et al., 1994). En effet, les microfissurations initiées par la charge appliquée commencent à augmenter et forment un chemin de fissuration (Myers et Slate, 1969 ; Bazant et Gettu, 1992).

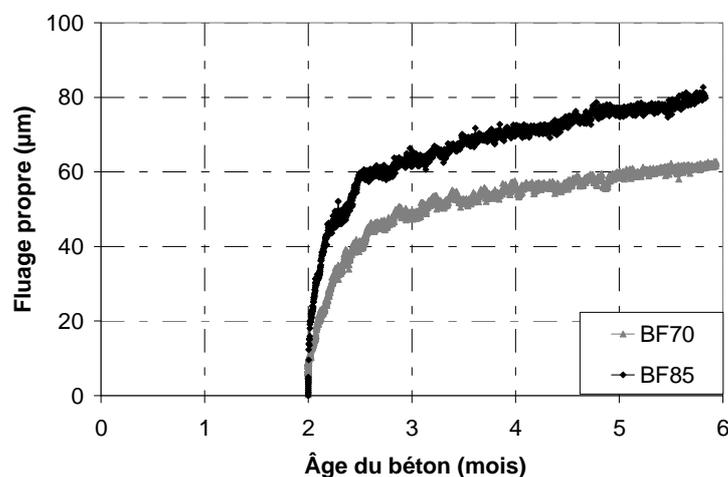


Figure 3-6: Fluage propre des poutres chargées à 70% et 85% de F_{\max} .

L'ensemble des mesures faites sur le fluage propre du béton montre donc un effet du niveau de chargement couplé à l'âge du matériau. Par contre, même avec de forts niveaux de chargement, aucune éprouvette n'a atteint le fluage tertiaire sous fluage propre. Afin de déterminer l'influence du fluage propre sur le comportement à la rupture, les différentes poutres ont été menées jusqu'à la rupture (en flexion trois points).

3.2.3 Résistance résiduelle du béton après fluage

Afin d'évaluer la résistance résiduelle et les paramètres de rupture des poutres soumises au fluage, les résultats des essais de rupture sont comparés à ceux trouvés pour les poutres non chargées. La Figure 3-7 présente les courbes moyennes force-CMOD obtenues pour les poutres en vieillissement (BV) et les poutres chargées en fluage pendant quatre mois à 70% et 85% de F_{\max} (BF70 et BF85).

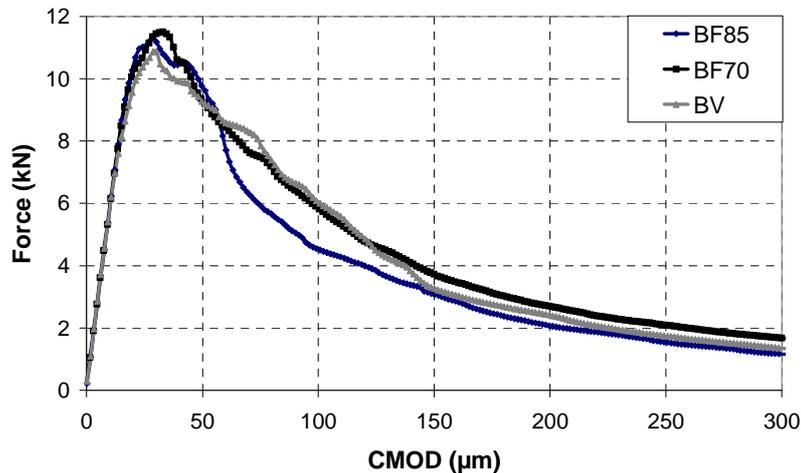


Figure 3-7: Courbes force-CMOD moyennes pour les poutres BV, BF70 et BF85.

Le Tableau 3-3 regroupe la moyenne des paramètres à la rupture des éprouvettes testées pendant cette campagne d'essais.

	<i>BV</i>		<i>BF70</i>		<i>BF85</i>	
	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
F_{\max} (kN)	10,8	0,1	11,5	0,2	11,3	0,3
$CMOD_{pic}$ (µm)	28,7	1,9	34,4	3,9	28,7	1,5
E (Gpa)	29,6	0,2	30,3	0,8	30,7	0,4
G_f (N/m)	73,1	5,7	88,4	11,3	80,2	7,2
f_{net} (MPa)	3,8	0,04	4,1	0,06	4,0	0
l_{ch} (mm)	146,8	13,6	158,1	8,4	151,9	10,1

Tableau 3-3 : Comparaison des paramètres à la rupture des poutres BV, BF70 et BF85.

En considérant l'incertitude de mesure, l'influence du fluage sur le comportement à la rupture du béton n'est pas distinctement observée, même si une légère augmentation de la résistance et de la contrainte nette de flexion semble apparaître sur les poutres ayant subi le fluage. Le niveau de chargement en fluage ne présente pas non plus une réelle influence sur la résistance résiduelle. L'augmentation de résistance ne peut pas être due seulement à l'évolution de l'hydratation durant le fluage et peut être expliquée par l'augmentation de la résistance des liaisons entre les particules des gels C-S-H de la pâte de ciment, à cause de la diminution de la distance inter-particulaires résultant de la consolidation dans la partie en

compression (Shah et Chandra, 1970). En effet, cette partie est chargée avec un taux très faible par rapport à la résistance du béton en compression, ce qui est susceptible d'augmenter la résistance. Une attention plus particulière doit être prêtée à la zone en traction surtout au niveau de la pointe de l'entaille qui est soumise à une contrainte assez élevée.

Les résultats montrent une légère augmentation de l'énergie de fissuration pour les poutres ayant subi le fluage (80,24 N/m pour BF85, 88,43 N/m pour BF70 contre 73,08 N/m pour BV). Ceci peut être en relation avec la plus grande résistance (Rao et Prasad, 2002 ; Zhou et al., 1995), mais cette différence n'est pas vraiment significative (Saliba et al., 2012). Le même résultat a été montré par (Hansen, 1991) qui a rapporté que l'énergie de fissuration est indépendante de la durée de chargement en fluage pour des spécimens âgés de trois mois. L'aire sous les courbes force-flèche mesurées par (Omar, 2004) a aussi légèrement augmenté après le fluage propre avec des poutres de différentes tailles mais sans aucune influence considérable sur la résistance résiduelle.

L'approche mécanique, décrite ci-dessus, ne permet pas de caractériser finement le comportement du matériau. En effet, le fluage entraînant des modifications microstructurales, il est nécessaire d'avoir recours à des méthodes plus sophistiquées pour l'analyser.

3.3 Application de la technique d'EA aux essais de rupture en flexion trois points

3.3.1 Principe d'utilisation de la technique

Le comportement à la rupture du béton peut être expliqué en termes de micro et de macrofissuration. L'augmentation de la contrainte provoque le développement des microfissures qui tendent vers des fissures de plus en plus visibles, responsables de la rupture. Par contre, plusieurs questions restent en suspens : à quel niveau de contrainte les microfissures commencent à se développer ; à quel niveau de contrainte la microfissuration commence à se transformer en des macrofissures ; quelle est la nature des microfissures (cisaillement, traction, ...) ?

Pour cela, l'analyse des essais précédents est réalisée à l'aide de la technique d'EA qui permet :

- 1) la localisation des microfissures naissantes et l'évaluation de l'intensité de l'endommagement,
- 2) la détermination de la zone d'endommagement et le suivi de son développement,
- 3) la corrélation entre le niveau de contrainte lors du développement de l'endommagement et l'évolution de l'activité acoustique,
- 4) la détermination des différents mécanismes d'endommagement.

Une analyse des différents paramètres de la signature acoustique des EA a été réalisée sur chaque essai. Nous présentons ici la méthode choisie, appliquée à une poutre de vieillissement. La **Figure 3-8** présente l'énergie acoustique cumulée enregistrée par les différents capteurs durant le chargement. A partir de 80% de la charge au pic, l'énergie des

signaux captés commence à augmenter. Après le pic de chargement une augmentation rapide de l'activité acoustique est observée et cette augmentation est surtout détectée par les capteurs 1 et 2. Tandis que les capteurs 3 et 4 enregistrent une énergie plus faible. Ensuite le taux d'énergie capté par les capteurs 3 et 4 augmente, indiquant la propagation de la fissure qui évolue à ce moment vers les capteurs 3 et 4. L'énergie mesurée par le capteur 1 étant la plus importante, cela signifie que la fissure est proche de ce capteur.

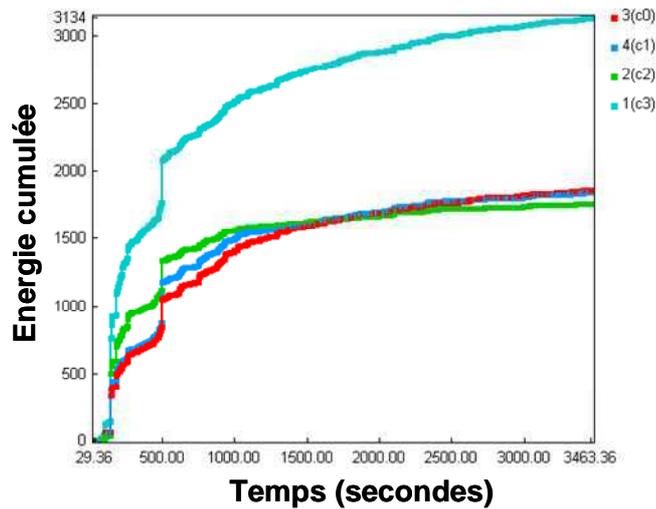


Figure 3-8: Energie cumulée pour chaque voie.

La Figure 3-9 présente les cartes de localisation des évènements dans le cas de la localisation en 3D. Les évènements sont localisés tout le long du ligament au-dessus de l'entaille ((b) et (c)) et bien répartis sur toute la surface de fissuration (d).

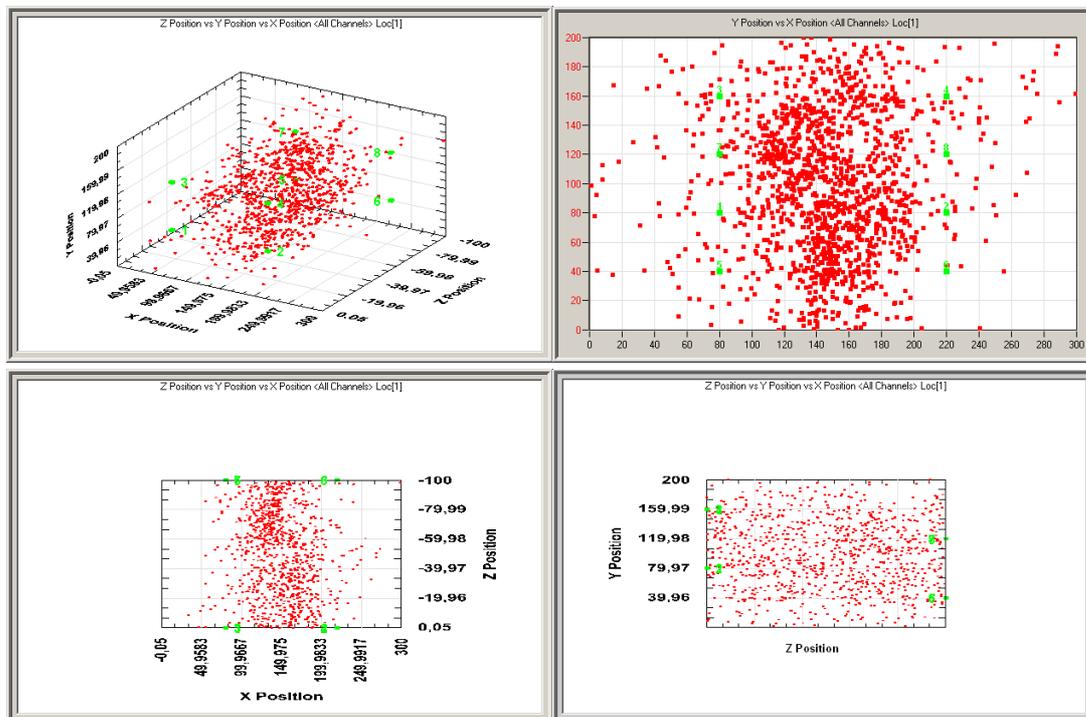


Figure 3-9: Carte de localisation des évènements acoustiques en 3D (a), dans les plans : XY (b), XZ (c) et YZ (d).

Peu de microfissures apparaissent dans la poutre pour de faibles niveaux de chargement. Avec l'augmentation du niveau de contrainte, les microfissures coalescent pour se localiser en des macrofissures. Cette zone de microfissuration se traduit par une bande d'endommagement. A noter ici que certains évènements acoustiques peuvent être éliminés à cause du seuil de 35 dB choisi pour éliminer le bruit de fond.

L'évolution du nombre cumulé de hits acoustiques est corrélée avec la courbe force-CMOD (**Figure 3-10 (a)**). Pour les niveaux de chargement jusqu'à 80% de la force maximale, une faible activité acoustique est détectée. Puis, le nombre de hits commence à augmenter. A partir du pic de chargement et jusqu'à 50% en partie post-pic, dans la phase d'adoucissement, une augmentation rapide des hits est observée. Le nombre de hits continue ensuite à augmenter mais avec une pente plus faible. L'intensité de l'activité acoustique peut être ainsi déterminée en traçant les différentes pentes des hits cumulés dans les différentes phases détectées précédemment. Le même comportement est observé en traçant l'évolution de l'énergie cumulée des signaux (**Figure 3-10 (b)**).

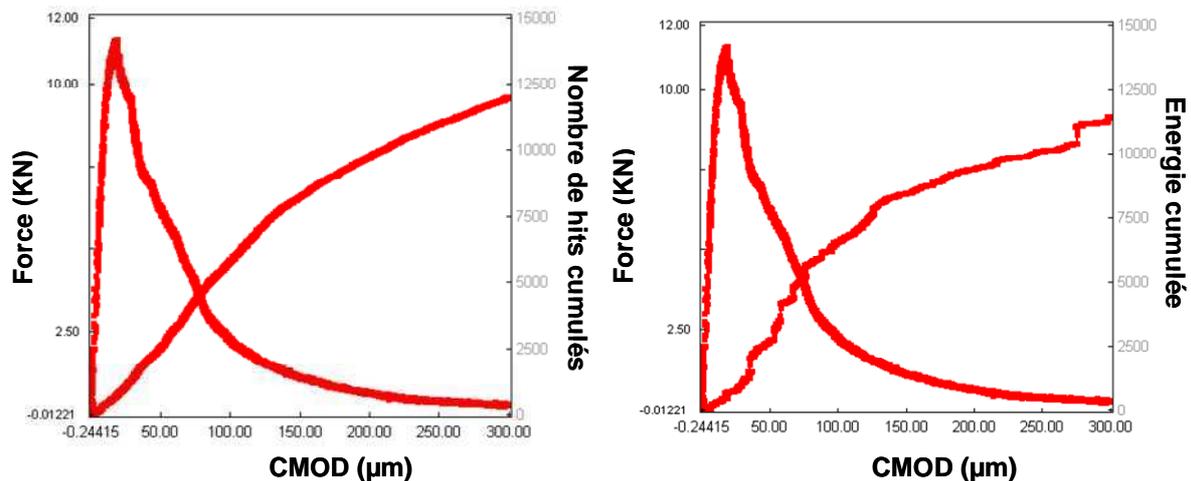


Figure 3-10: Evolution de l'activité acoustique (a) et de l'énergie cumulée (b) en corrélation avec la réponse force-CMOD.

Pour identifier les sources des évènements acoustiques émis à différents niveaux de chargement, les caractéristiques des hits ont été aussi étudiées pendant le chargement. L'amplitude et la durée des évènements acoustiques sont en corrélation avec la courbe force-CMOD (**Figure 3-11**). Les amplitudes sont faibles dans la partie élastique et commencent à augmenter (> 80 dB) à partir du pic lorsque des déformations importantes sont atteintes. Ceci confirme l'idée que les plus petites fissures (de faibles niveaux d'amplitude) apparaissent pour de faibles niveaux de chargement tandis que les fissures les plus importantes (hauts niveaux d'amplitude) apparaissent pour de hauts niveaux de chargement. Les évènements de faibles durées apparaissent pendant toute la durée du chargement et plus la force s'approche du pic, plus la durée des évènements augmente.

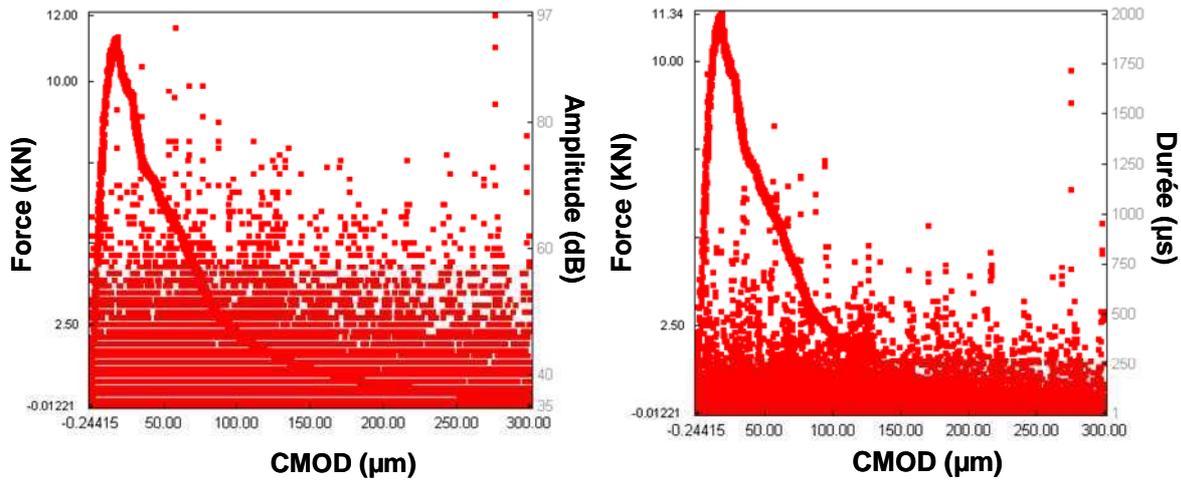


Figure 3-11: Amplitude (a) et durée (b) des hits acoustiques vs. la réponse force-CMOD.

La répartition des amplitudes montre une densité d'évènements importante aux alentours du pic et dans la première partie de la phase d'adoucissement (Figure 3-12). Cette distribution n'est pas constante et montre des densités d'émission de hits différents au cours de temps. Ceci correspond aux différents mécanismes physiques de propagation de la fissure comme le contournement des granulats ainsi que d'autres mécanismes liés au chemin de la fissure selon l'épaisseur de la poutre.

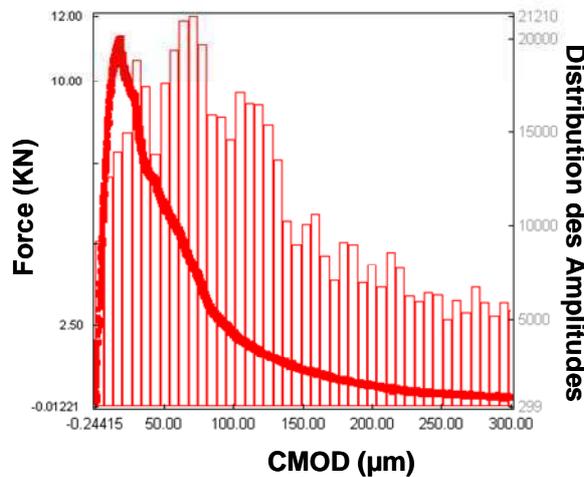


Figure 3-12: Distribution des amplitudes des hits acoustiques vs. la réponse force-CMOD

La différence des signatures acoustiques indique que des mécanismes différents se produisent dans le béton pendant les différentes phases de rupture. D'autres caractéristiques des signaux acoustiques tels que le temps de montée, la fréquence, le nombre de coups peuvent être aussi analysées... Ces paramètres, étant corrélés entre eux, présentent des évolutions similaires en fonction de l'endommagement (Figure 3-13 (a)). La plupart de ces hits présentent des amplitudes comprises entre 35 dB et 50 dB (Figure 3-13 (b)).

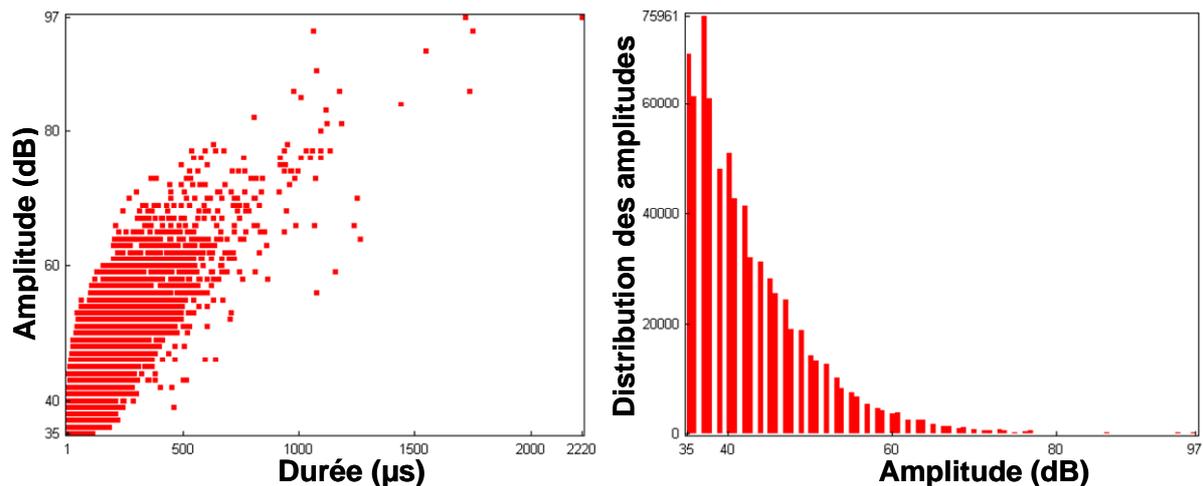


Figure 3-13: Corrélation entre l'amplitude et la durée des signatures acoustiques (a) et répartition des amplitudes (b).

3.3.2 Localisation des EA dans le béton à la rupture

Le comportement mécanique du béton est régi par ces défauts initiés et leur propagation au cours du chargement. Le processus de propagation des fissures qui apparaissent dans les matériaux quasi-fragiles peut être divisé en quatre phases (Shah et Shankar, 1987; Karihaloo, 1995; Shah et al., 1995). Ces quatre phases se distinguent par quatre comportements microstructuraux différents basés sur l'initiation et la propagation des fissures internes. La localisation des événements cumulés durant l'essai de flexion trois points est présentée dans la Figure 3-14 pour une poutre de vieillissement (BV) et une chargée en fluage à 70% de F_{\max} (BF70). Les points représentent les sources d'EA détectées sur une fenêtre d'observation de $300 \times 200 \text{ mm}^2$ centrée autour de l'entaille. Chaque point est interprété par une microfissure localisée. L'activité acoustique est supposée être proportionnelle à la densité de la microfissuration. La variation de la zone de microfissuration est clairement observée dans les différents plans de localisation des sources d'EA. Les microfissurations sont bien distribuées à travers le ligament de la poutre en formant une bande relativement large qui encadre la fissure centrale. La valeur de l'énergie absolue des événements est aussi représentée.

Jusqu'à 80% de la charge au pic, le matériau a un comportement élastique linéaire. Une très faible activité acoustique y est enregistrée. Les amplitudes des événements émis durant cette phase sont faibles. L'activité acoustique correspond aux quelques événements dûs à des microfissurations dispersées, pouvant être localisées aux interfaces matrice-granulats. Des EA sont observées au bord supérieur de la poutre, résultant du contact entre le vérin et la poutre au début du test. Durant cette phase, le matériau emmagasine de l'énergie sans subir d'endommagement significatif. La comparaison entre les poutres BV et BF70 montre quelques événements qui commencent à se créer dans la poutre BV au niveau de l'entaille au contraire de BF70.

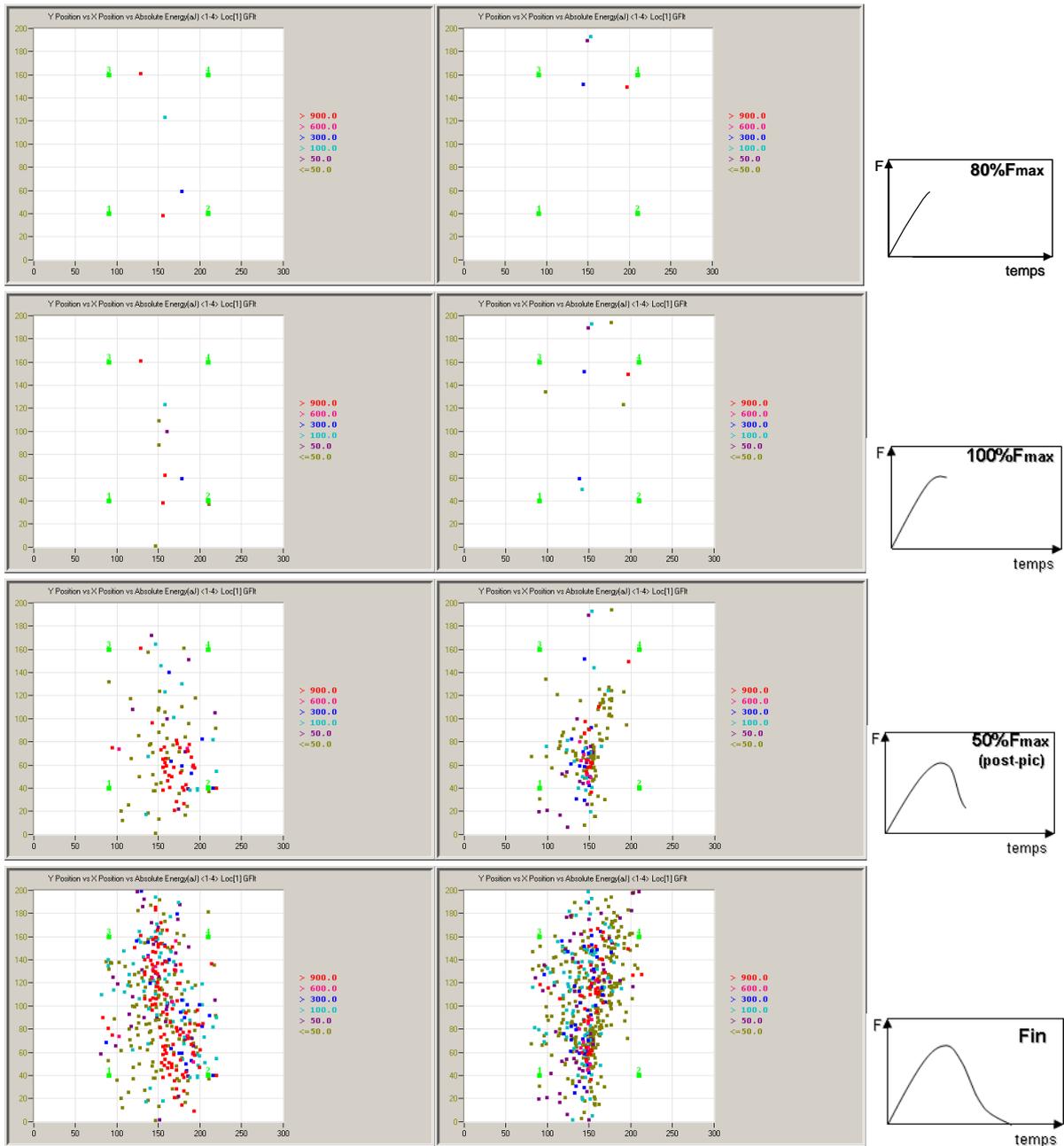


Figure 3-14: Plan des sources d'EA localisées sur les quatre phases de chargement pour les poutres BV (a) et BF70 (b).

Dès que l'on dépasse 80% de F_{max} , le comportement du béton devient non-linéaire jusqu'au pic de chargement. L'activité acoustique devient plus intense. La contrainte de traction étant maximale dans la face opposée au plan de chargement, l'endommagement et la formation d'une bande de microfissuration commencent à se localiser autour de l'entaille indiquant le début de la fissuration. Cette zone correspond aussi au début de l'émission des évènements de fortes amplitudes et d'énergies indiquant que les microfissurations se développent dans la matrice (Rossi et al., 1989). De même dans cette phase, le nombre d'évènements émis dans BV est plus important que BF70. Une étude récente réalisée par (Alam, 2011) a montré que les fissures commencent à se développer plus tôt dans les poutres de petite taille tandis qu'elle commence à se développer juste avant le pic pour les tailles les

plus grandes. Ses observations montrent que le comportement des poutres soumises au fluage s'approche du comportement des poutres de plus grande taille.

Au-delà du pic de force ou pendant la phase d'adoucissement (observée ici jusqu'à 50% en post-pic), l'activité acoustique augmente nettement. La pente du nombre d'évènements en fonction de l'ouverture de l'entaille est maximale. Cette augmentation correspond à la propagation et la coalescence des microfissures initialement développées durant la phase précédente. Le processus d'endommagement en pointe de fissure est caractérisé par plusieurs mécanismes complexes dans le béton qui absorbent de l'énergie de façon significative durant la propagation de la fissure. Cette absorption d'énergie apparaît surtout dans la zone non-linéaire du comportement force-déplacement ainsi que dans la zone d'adoucissement. Les évènements acoustiques tendent à être distribués d'une façon arbitraire à travers la poutre au début. Plus le chargement augmente, plus la zone de microfissuration relevée en émission acoustique se développe sur le front de l'entaille. La zone d'endommagement devient de plus en plus large et se développe de façon conique loin de l'extrémité de l'entaille. Ceci correspond à la localisation des microfissurations en une seule fissure critique qui devient visible pendant cette phase. L'activité acoustique étant proportionnelle à la densité des microfissurations, la largeur de la zone d'endommagement montre clairement une zone de localisation plus réduite et plus forte en intensité dans la poutre ayant subi un fluage.

Au-delà de 50% en post-pic, la fissure est déjà créée et le nombre d'évènement continue à augmenter durant la propagation stable de la fissure. L'activité acoustique est plus faible. On enregistre à ce moment-là des EA associées à différents mécanismes générés dans la zone d'adoucissement comme le frottement, la présence de discontinuités et des ponts des granulats non cassés entre les deux lèvres de la macro-fissure, ainsi que d'autres changements inélastiques et irréversibles dans le matériau qui peuvent dissiper de l'énergie (Shah et Choi, 1999). Au moment de la rupture totale, une forte émission acoustique est détectée, correspondant aux chocs entre les deux surfaces de la fissure. Le chemin de fissuration, pour chaque poutre à la fin de l'essai, peut être déterminé en traçant sur le même graphique la ligne qui relie les évènements les plus énergétiques, représentant ainsi les signaux au cœur de la zone de microfissuration.

La **Figure 3-15** illustre bien l'évolution du nombre d'évènements en fonction du temps et en fonction des positions x et y . On peut bien voir que le nombre maximal d'évènements se trouve au niveau de l'entaille au début de la partie post-pic et au moment de rupture où il y a de nouveau une forte émission.

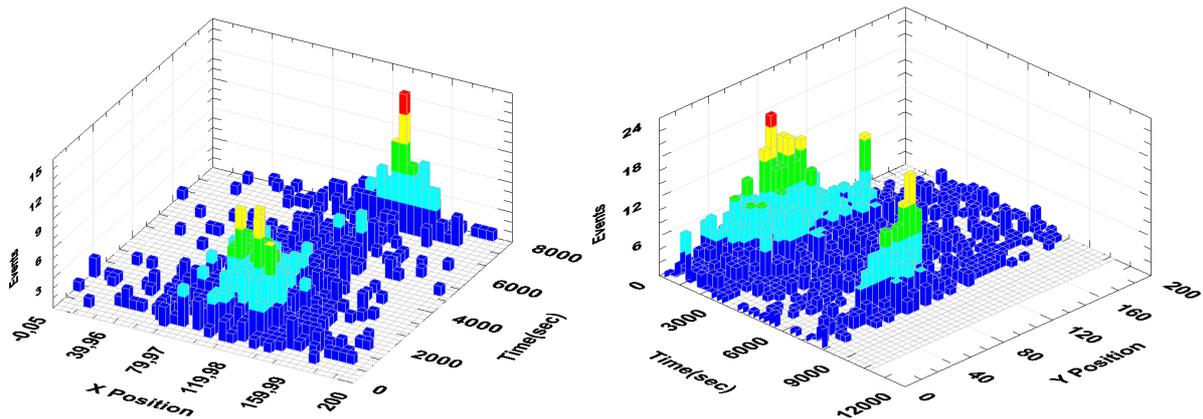


Figure 3-15: Evolution du nombre d'évènements en fonction du temps et de la position x (a) et y (b).

Sur la base de ces observations, la rupture du béton est caractérisée par le phénomène de localisation d'efforts, la résistance à la traction du béton étant d'environ 8 ou 15% de sa résistance à la compression. La localisation des évènements cumulés montre une augmentation significative de leur nombre dans les poutres ayant fluées. Les poutres ayant subi le fluage nécessitent alors une énergie plus importante pour la création de la fissure (Mihashi et Nomura, 1996). Les observations sont identiques pour des bétons à hautes performances en comparaison avec des bétons ordinaires (Carasquillo et al., 1981). Ce résultat renforce l'hypothèse de consolidation du béton pendant le fluage. L'analyse en amplitude et en énergie doit permettre de caractériser l'intensité des dommages.

3.3.3 Analyse de la signature acoustique des EA durant la rupture

La Figure 3-16 présente la distribution du nombre des hits enregistrés à différents instants du chargement des poutres BV et BF70. Une différence significative est observée durant la phase 3. La distribution des EA dans la poutre soumise au fluage présente un pic puis diminue brutalement, tandis que la distribution des hits dans la poutre vieillie est plus régulière et diminue par paliers durant toute cette phase. A noter ici que le même résultat est obtenu avec les autres poutres de vieillissement et de fluage à 85% (Figure 3-17).

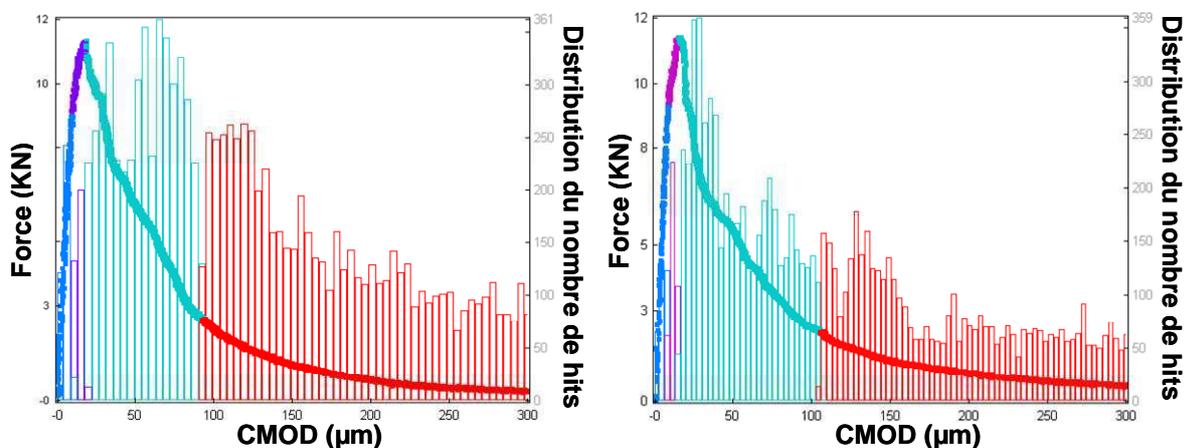


Figure 3-16: Corrélation de la courbe force-CMOD avec la distribution du nombre de hits pour les poutres BV (a) et BF70 (b).

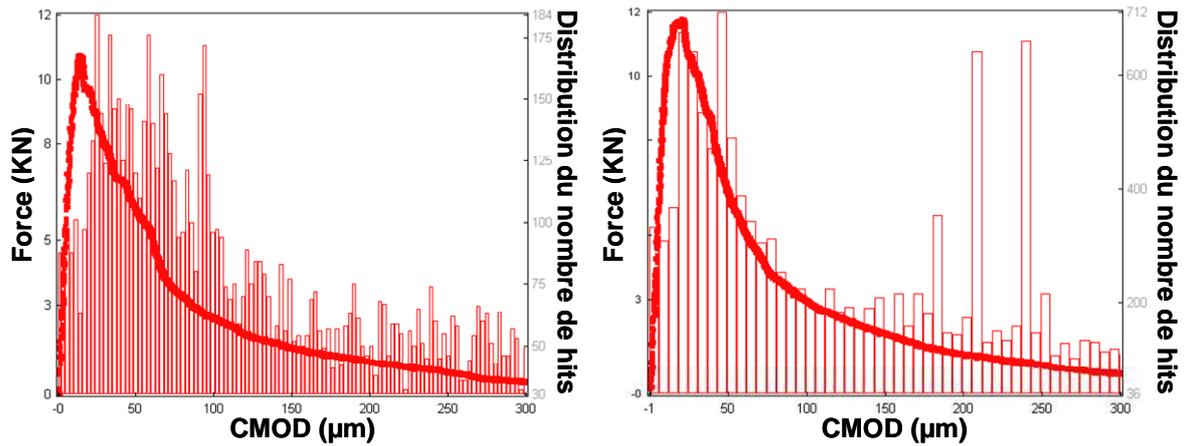


Figure 3-17: Corrélation de la courbe force-CMOD avec la distribution du nombre de hits pour les poutres BV-2 (a) et BF85 (b).

Ces résultats montrent un comportement plus fragile des poutres soumises au fluage et peuvent être représentés quantitativement par la fonction de Weibull (Chen et liu, 2004 (b)). En effet, selon la théorie statistique d'endommagement des matériaux quasi-fragiles, le béton peut être considéré comme étant composé de plusieurs micro-éléments. La densité de probabilité de rupture $f(CMOD)$ et le pourcentage de probabilité de rupture des micro-éléments $F(CMOD)$ en fonction de l'ouverture de l'entaille pour l'essai de flexion trois points peuvent être décrits avec la fonction de Weibull tel que :

$$f(CMOD) = \frac{\left(\frac{dN_{CMOD}}{dCMOD} \right)}{N_{tot}} = \theta m (CMOD - CMOD_0)^{m-1} \exp[-\theta (CMOD - CMOD_0)^m]$$

$$\text{Et } F(CMOD) = \frac{N_{CMOD}}{N_{tot}} = 1 - \exp[-\theta (CMOD - CMOD_0)^m] \quad 3-6$$

où $\frac{dN_{CMOD}}{dCMOD}$ représente le taux des hits, N_{tot} le nombre total des hits acoustiques et les paramètres θ et m la fragilité du béton résultant, respectivement, de la géométrie du spécimen et des propriétés du matériau. La comparaison de la densité de probabilité entre les deux poutres BV et BF70 décrit bien l'influence du fluage sur les caractéristiques d'EA (Figure 3-18). La valeur de θ est trois fois plus importante pour BF70, caractérisant un comportement plus fragile.

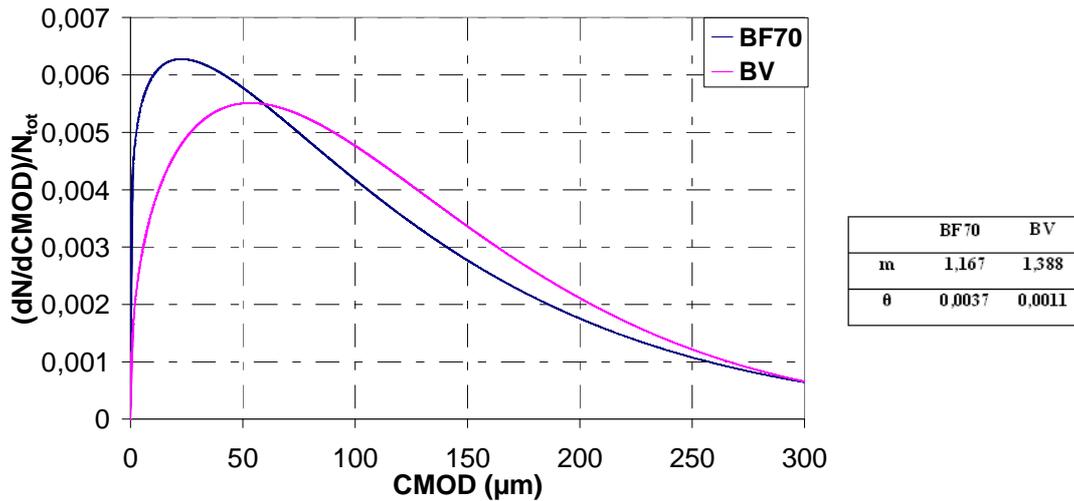


Figure 3-18: Comparaison de la densité de probabilité entre les poutres BV et BF70 et les valeurs correspondantes de m et θ .

L'énergie libérée par EA pendant le développement progressif des fissures peut être reliée à l'énergie de fissuration (Landis et Baillon, 2002). La Figure 3-19 présente la corrélation entre la courbe force-CMOD et l'énergie acoustique cumulée en distinguant les quatre phases d'évolution. L'énergie est libérée plus rapidement pendant la phase 3 dans les poutres ayant subi le fluage. Durant la phase 4, les poutres de vieillissement développent plus d'énergie sous le chargement, ce qui montre une fragilité moins importante.

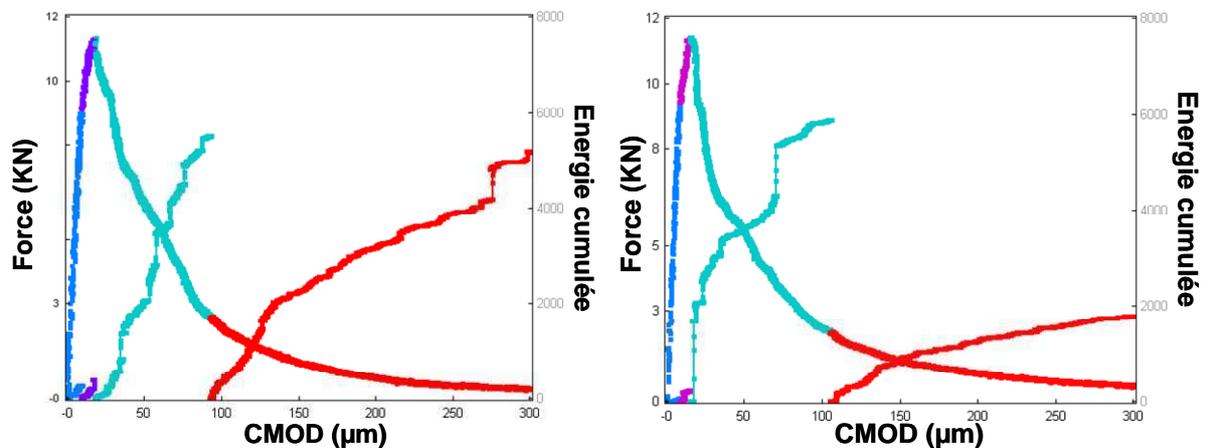


Figure 3-19: Corrélation de la courbe force-CMOD et l'énergie cumulée dans les quatre phases pour les poutres BV (a) et BF70 (b).

Les sauts d'énergie peuvent être attribués à la présence d'un granulat qui gêne la propagation de la fissure et à d'autres mécanismes d'adoucissement. En effet, l'énergie dissipée par la rupture produit une réponse proportionnelle à l'énergie libérée par l'émission acoustique, tandis que l'énergie dissipée par les mécanismes de frottement ne produit pas une réponse proportionnelle (Landis et Baillon, 2002). La Figure 3-20 montre qu'il existe une bonne corrélation entre l'amplitude et l'énergie. De plus, le pourcentage des événements de fortes amplitudes et énergies dans la zone instable (post-pic) est plus grand que celui dans la

zone pré-pic. Il existe donc une bonne corrélation entre les paramètres des EA et l'évolution des fissurations dans le béton.

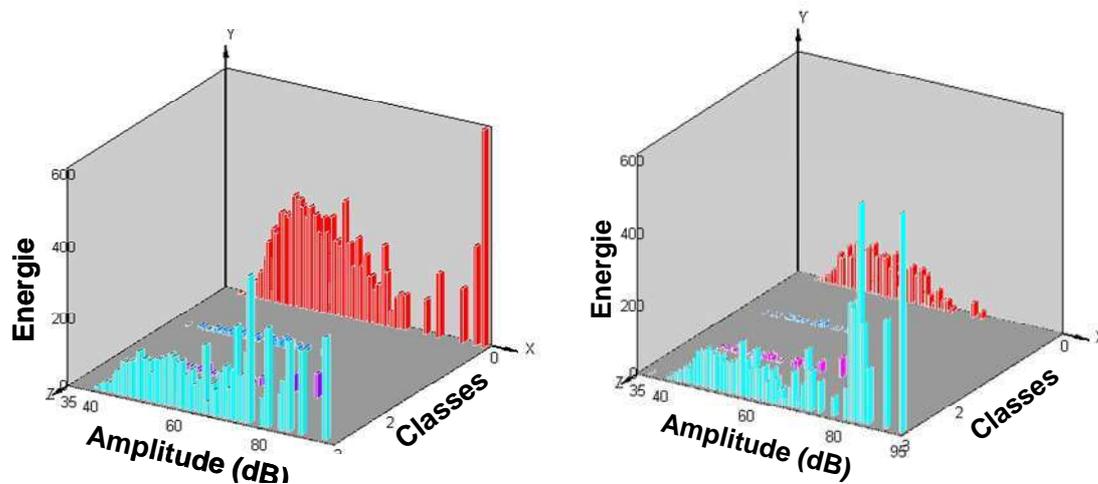


Figure 3-20: Corrélation entre l'amplitude et le taux de l'énergie acoustique générée pour chaque classe pour les poutres BV (a) et BF70 (b).

En fonction de l'énergie libérée détectée par la technique d'EA, la taille des défauts peut être aussi estimée, ce qui nous permet de mieux comprendre la relation entre les événements microstructuraux et le comportement macroscopique. Pour cela, une méthode utilisée en sismologie est reprise ici pour étudier l'intensité des contraintes. En sismologie, les tremblements de terre de fortes magnitudes arrivent moins souvent que ceux de faibles amplitudes. Ceci est quantifié à l'aide de la relation empirique proposée par Gutenberg-Richter (Gutenberg et Richter, 1954) reliant la fréquence à la magnitude telle que :

$$\log_{10} N(M) = a - bM \quad 3-7$$

Où M désigne la magnitude de Richter, N l'incrément de fréquence (c'est-à-dire le nombre de séismes ayant une magnitude plus grande que M) et a et b des constantes empiriques variant d'une région à l'autre.

Cette relation est testée avec succès avec la technique d'EA pour étudier l'évolution de la distribution d'amplitude (Carpinteri et al., 2008). En effet, du fait que M soit défini à partir du logarithme de l'amplitude, une similitude peut être faite avec le pic d'amplitude d'une EA (mesurée en dB). C'est-à-dire que l'on peut poser $M = A_{dB}/20$. La relation précédente devient alors :

$$\log_{10} N(A_{dB}) = a - b(A_{dB} / 20) \quad 3-8$$

Où N est le nombre d'EA avec une amplitude supérieure à A_{dB} .

La b-value est définie comme étant le gradient négatif de la pente logarithmique linéaire de la distribution fréquence-magnitude d'EA et représente donc la pente de la distribution des amplitudes. Ce paramètre change avec les différentes phases de rupture et peut donc être utilisé pour estimer le développement du processus de rupture (Colombo *et al.*, 2003).

L'étude de la variation temporelle de la b-value est réalisée sur des groupes de hits consécutifs. Un groupe de 1000 a été utilisé dans notre étude. Pour éviter des problèmes liés à la définition des classes d'amplitude et le nombre d'évènements, des modifications ont été réalisées par Shiotani *et al.* (2001) en incorporant des valeurs statistiques de la distribution

des amplitudes comme la valeur moyenne et l'écart-type pour arriver à la forme suivante pour l'étude de la rupture du béton :

$$b = \frac{\log_{10} N(\mu - \alpha_1 \sigma) - \log_{10} N(\mu - \alpha_2 \sigma)}{(\alpha_1 + \alpha_2) \sigma} \quad 3-9$$

où σ représente l'écart-type de la distribution des amplitudes d'un groupe de hits, μ la valeur moyenne de la distribution des amplitudes dans le même groupe de hits, α_1 et α_2 des constantes empiriques définies par l'utilisateur représentant, les limites hautes et basses en amplitude.

La b-value mesure le nombre relatif d'EA de grandes et de faibles amplitudes et est la signature de la rupture localisée dans le matériau soumis à des contraintes. Ainsi la b-value diminue avec l'augmentation des contraintes. La Figure 3-21 présente l'évolution de la b-value mesurée lors des essais de rupture des poutres de vieillissement et des poutres soumises au fluage.

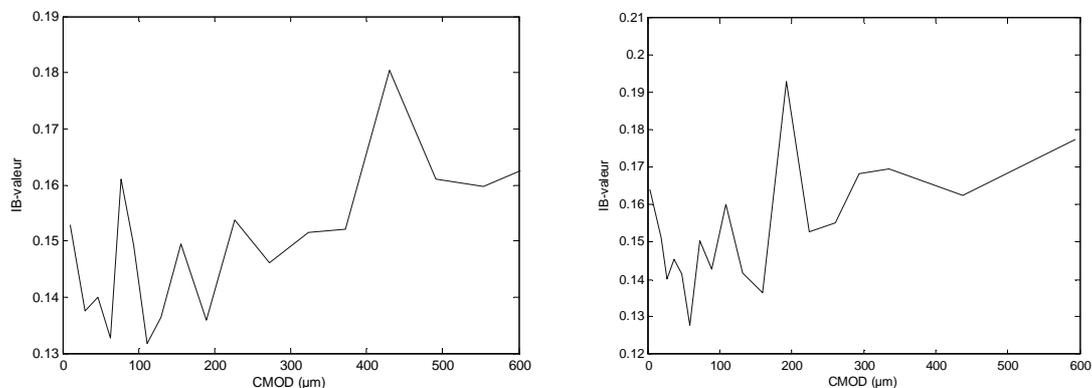


Figure 3-21: Evolution de la b-value en fonction de l'ouverture d'entaille pour les poutres BV (a) et BF70 (b).

Les changements des valeurs de b peuvent être reliés aux différents mécanismes d'endommagement qui apparaissent dans le béton. Durant la phase élastique, la b-value diminue linéairement à une valeur de CMOD environ $30\mu\text{m}$. A cet instant, la b-value augmente légèrement, ce qui indique la création d'une fissure. Ceci correspond à l'instant où le pic de chargement est atteint. Dès lors, une succession d'augmentation et de diminution de la b-value démarre suite à la création et la progression des nombreuses fissures dans le béton. On note aussi que les gradients de variation de la b-value dans les poutres de fluage sont plus élevés que les poutres de vieillissement avec une valeur de b minimale supérieure. Ceci peut être relié à une contrainte plus importante au pic de chargement et indique que la progression de la fissuration dans les poutres de fluage se fit avec des ruptures plus intenses.

L'analyse de l'activité acoustique au cours des essais de rupture montre l'effet de consolidation provoqué par le fluage. Les écarts sur plusieurs paramètres entre les poutres soumises au fluage et celles en vieillissement montrent aussi la tendance du fluage à fragiliser le béton. Pour confirmer ce résultat, il est utile et nécessaire de faire le lien avec les propriétés d'endommagement et de rupture du béton.

3.4 Exploitation de la technique d'EA pour évaluer l'endommagement et la rupture du béton

3.4.1 Détermination des paramètres de rupture du béton par la technique d'EA : largeur et longueur de la zone de microfissuration

Le calcul de la longueur et la largeur de la zone de microfissuration est le sujet d'étude de plusieurs recherches. Pour Hillerborg, la longueur de la zone de microfissuration est reliée à la longueur de la zone cohésive, ou la longueur caractéristique, qui est une propriété pure du matériau. La relation entre la longueur caractéristique et la longueur de la zone de microfissuration est estimée égale à $l_{FPZ} \approx 0,82 l_{ch}$ (Hadjab et al., 2007). Des relations empiriques simplifiées ont été aussi proposées (Lertsrisakulrat et al., 2001 ; Watanabe et al., 2003) à partir de la technique d'EA. Lertsrisakulrat a considéré la longueur de la zone de microfissuration comme étant celle de la zone où l'énergie locale est supérieure à 15% de l'énergie totale dans tout le spécimen. Tandis que Watanabe a défini la zone de microfissuration comme étant la zone où la distribution des pics des amplitudes est supérieure à 30%. La longueur de la zone de microfissuration n'est pas un paramètre du matériau, mais elle est fortement influencée par la dimension du spécimen (Zhang et Wu, 1999). Elle peut être aussi calculée à partir des évènements acoustiques enregistrés avec :

$$a_{AE} = a_0 + \Delta a = a_0 + \frac{N_{\delta}}{N_{total}} \quad 3-10$$

où a_0 représente la hauteur initiale de l'entaille, N_{δ} le nombre cumulé des évènements d'EA à la déflexion δ et N_{total} le nombre total des évènements.

Chen et liu (2004) ont montré la relation entre les signaux d'émission acoustique et l'évolution de la fissure qui peut être exprimée sous la forme suivante :

$$AE_{hits} = A. \Delta a / a_0 \quad 3-11$$

Où A est une constante, Δa l'augmentation de la longueur de la fissuration et a_0 la longueur initiale de la fissure. Ainsi, plus le nombre de hits augmente, plus la longueur de la fissure augmente (Figure 3-22).

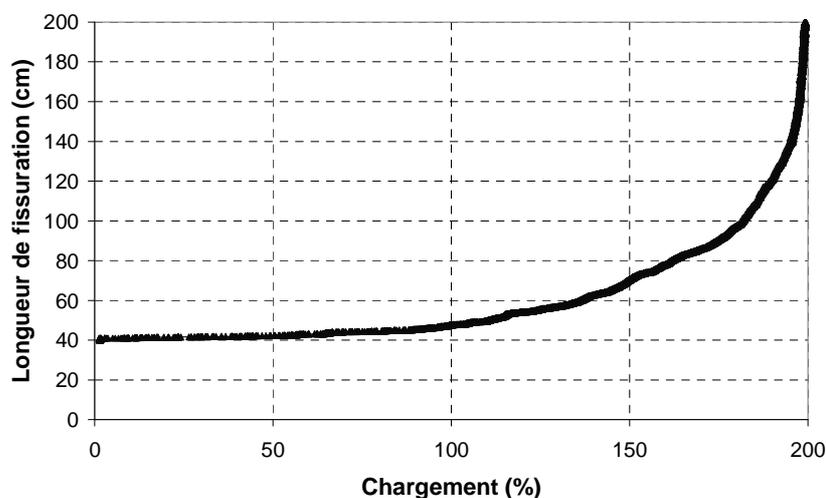


Figure 3-22: Evolution de la longueur de la fissure en fonction du pourcentage de chargement.

Bazant (Bazant et Kazemi, 1990) a postulé que la largeur de la zone de microfissuration est fixe et est égale à $h_c = n_a d_a$ avec d_a la dimension du plus gros granulat et n_a une constante empirique égale à 3 pour le béton (Ansari, 1989). Cette valeur est proche de celle déterminée par (Hadjab et al., 2007) qui égale à $2,75 d_a$ à partir de la technique d'EA. Cette technique a été aussi appliquée afin d'identifier la zone de rupture localisée dans les poutres en béton armé (Watanabe et al., 2003).

Dans notre étude, une approche similaire à celle développée au GeM (Haidar et al., 2005) a été utilisée pour calculer la largeur de la zone de microfissuration. Cette approche consiste à diviser le spécimen en plusieurs éléments rectangulaires et de comptabiliser le nombre d'évènements localisés dans chaque élément. Afin d'avoir un nombre d'évènements suffisant, la résolution des éléments choisis est de $2 \times 2 \text{ cm}^2$. Cette dimension prend en compte la précision de la technique de localisation. Le nombre cumulé d'évènements durant l'enregistrement total des essais est présenté en fonction de la position horizontale x pour plusieurs positions verticales y selon la hauteur du spécimen. La courbe moyenne du nombre d'évènements est présentée par une ligne continue. Pour évaluer la largeur de la bande de fissuration, nous considérons la droite horizontale qui coupe l'axe des ordonnées (nombre des évènements) à 20% de N_{\max} , correspondant au pic de la courbe moyenne. La longueur du segment de la ligne horizontale, limitée aux points d'intersection avec la courbe moyenne, est définie comme la largeur de la bande de fissuration. La courbe est ainsi divisée en deux zones : 1) la première correspond à une zone dans laquelle le nombre élevé des évènements est relié à l'endommagement du matériau au front de la macro-fissuration ; 2) la seconde est représentée par un pourcentage plus faible d'évènements qui correspond à un niveau d'endommagement plus faible (Hadjab et al., 2007).

Un des objectifs de l'analyse en EA est de comparer les caractéristiques de la zone d'endommagement et plus particulièrement sa largeur pour les poutres non chargées et les poutres soumises au fluage. Les valeurs calculées de la largeur de la zone de microfissuration sont respectivement de 95 et 78 mm pour les poutres non chargées et chargées en fluage (**Figure 3-23**). Cette différence est observable aussi dans la **Figure 3-14**. Cette diminution de la zone de microfissuration a déjà été montrée par Omar et al. (Omar et al., 2009) à partir de la loi d'effet d'échelle et de la longueur caractéristique mesurée avant et après fluage. La largeur de la zone de microfissuration étant proportionnelle à la porosité (Haidar et al., 2005), cette diminution peut être due au changement de la microstructure sous fluage et à la consolidation de la pâte de ciment. A noter que l'erreur relative à la détermination expérimentale de la largeur de la zone de microfissuration est de l'ordre de 20 % à cause des erreurs liées à la localisation des évènements acoustiques loin des capteurs. La largeur de la zone d'endommagement au front de la macro-fissuration peut être aussi calculée en traçant une ligne horizontale à 50% du nombre d'évènements (Rossi et al., 1990). Une largeur de 60 mm est calculée pour les poutres de vieillissement (BV) contre une largeur de 45 mm pour les poutres soumises au fluage (BF70). Ces différences dans la largeur de la zone de microfissuration sont en relation avec le comportement mécanique du béton comme l'énergie de fissuration.

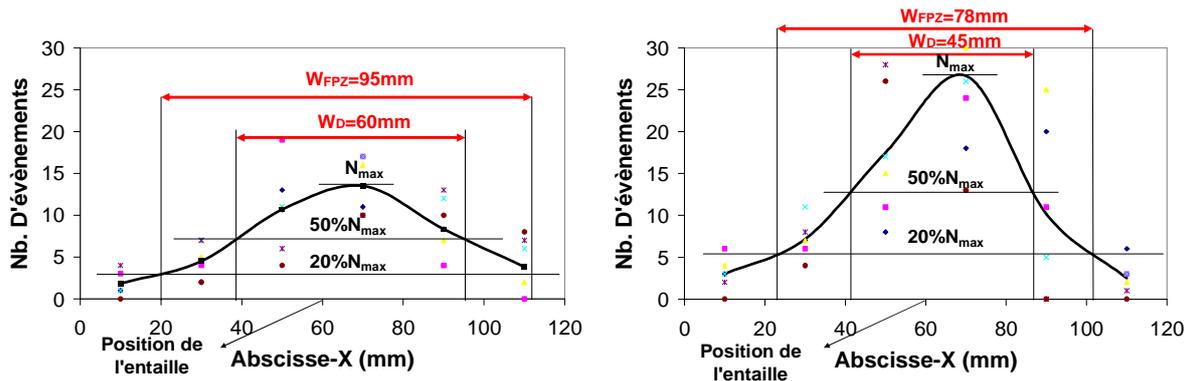


Figure 3-23: Evolution des événements cumulés par grille dans les poutres BV (a) et BF70 (b).

La longueur de la zone de microfissuration peut être aussi calculée en procédant de la même manière en traçant une ligne à 20% du nombre maximal d'évènements tracé en fonction de y . La Figure 3-24 représente la distribution du nombre cumulé des évènements par maille en fonction de la position horizontale x et la position verticale y . Le nombre d'évènements indique l'intensité des microfissurations ce qui nous permet de tracer le chemin de propagation de la fissure en considérant les mailles ou le nombre d'évènement est maximal. L'évolution de la zone de microfissuration en fonction du temps peut être aussi étudiée en procédant de la même façon.

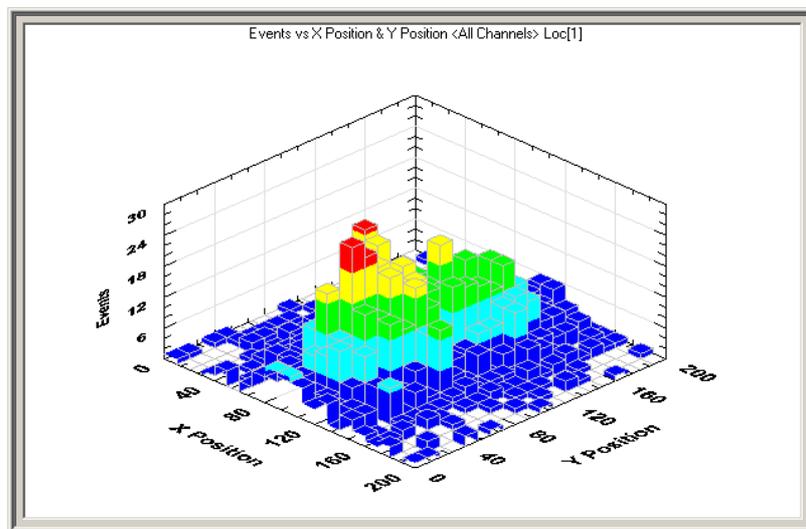


Figure 3-24: Distribution du nombre d'évènements cumulés par grille en fonction de la position x et y .

A noter aussi que la largeur et la longueur de la zone de microfissuration peuvent être calculées pour plusieurs niveaux d'énergie. Ainsi, les évènements peuvent être divisés en plusieurs classes selon leur énergie absolue (E_a) en atto Joule (10^{-18} Joule) soit : pour la classe 1, $E_a < 100$ aJ ; pour la classe 2, 100 aJ $< E_a < 600$ aJ et pour la classe 3, $E_a > 600$ aJ. Le pourcentage du nombre d'évènements ainsi que le pourcentage de l'énergie émise dans chaque classe sont calculés dans la Figure 3-25 pour la poutre BF70. Le pourcentage d'évènements est maximal dans la classe 1, par contre l'énergie émise est très faible au contraire de la classe 3. Des résultats similaires ont été obtenus avec les autres poutres.

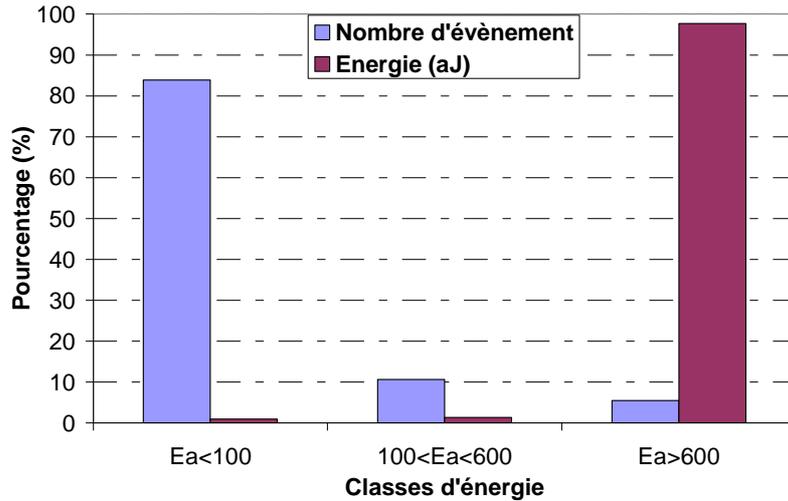


Figure 3-25: Distribution du nombre d'évènements et de l'énergie absolue pour les trois classes d'énergie pour la poutre BF70.

Ces résultats montrent que la classe 3 est la classe la plus représentative de la rupture du béton. La Figure 3-26 présente la carte de localisation des évènements pour chacune de ces classes.

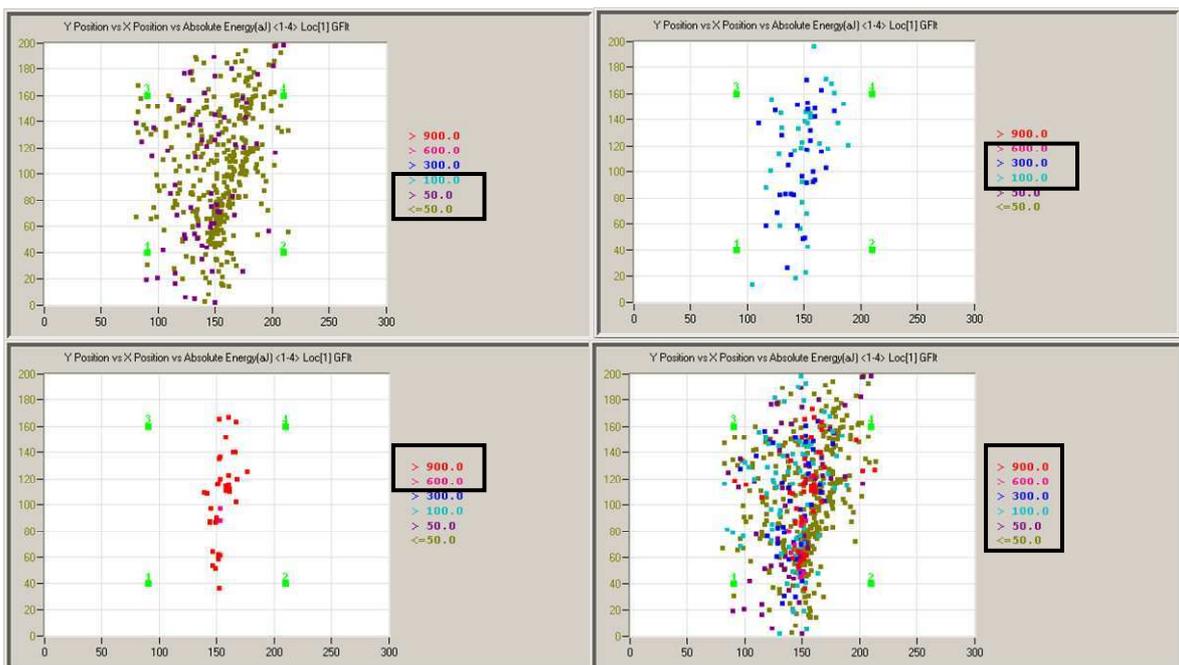


Figure 3-26: Carte de localisation des évènements des trois classes d'énergie pour la poutre BF70.

La largeur de la zone de microfissuration varie en fonction des ces différentes classes (~ 100 mm pour la classe 1, 50 mm pour la classe 2 et 30 mm pour la classe 3) avec une largeur plus faible pour la classe 3 qui représente le cœur de la fissuration. En comparant la largeur du cœur de la fissuration pour les poutres soumises à différents niveaux de chargement, on retrouve de nouveau une largeur plus faible pour les poutres soumises au fluage.

3.4.2 Corrélation entre la longueur de fissuration et l'énergie de fissuration

L'énergie de rupture spécifique est l'énergie nécessaire pour créer une fissure par unité de surface. Cette énergie dépend des dimensions de l'éprouvette. Afin d'obtenir une énergie indépendante de la dimension du spécimen (ou vraie énergie de rupture), un postulat a été établi sur la proportionnalité entre l'énergie spécifique locale de rupture dissipée au bout de la fissuration et la longueur de la zone de microfissuration (Karihaloo et al., 2003 ; Duan et al., 2003 ; Hu et Duan, 2004). Si la longueur de cette zone varie durant l'évolution des fissures, l'énergie de rupture dissipée au bout de la fissure va varier également ; la distribution d'énergie est donc non-uniforme le long de la fissure.

Karihaloo et al. (2003) ont proposé un calcul de la véritable énergie de rupture en considérant l'énergie de rupture locale et l'effet de bord dû à la surface libre. Ce modèle permet de prendre en compte l'effet d'échelle sur l'énergie de rupture en considérant une variation bilinéaire de l'énergie de rupture locale G_f sur toute la longueur du ligament. L'intersection des deux lignes, correspondant à l'énergie de rupture réelle et à l'énergie de rupture qui dépend de la dimension du spécimen, est définie comme étant le ligament de transition a_l^* mesuré sur le ligament sans entaille (Figure 3-27).

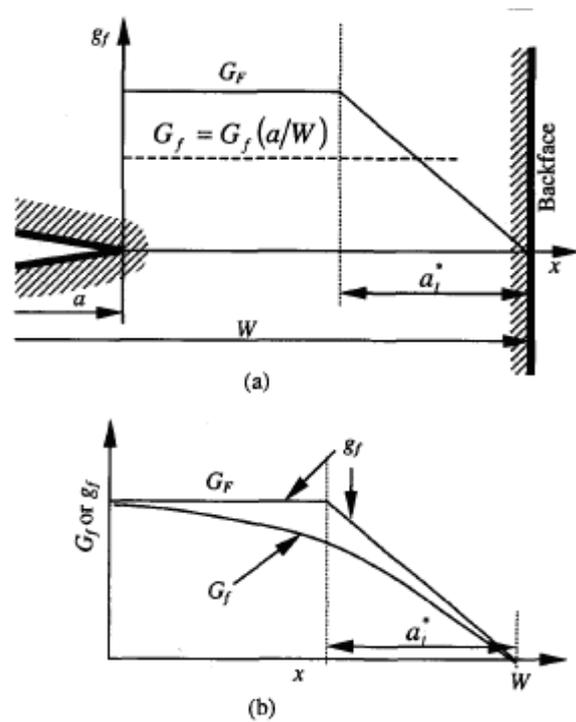


Figure 3-27: Distribution de l'énergie de rupture (G_F et G_f) le long du ligament de la rupture.

La relation entre l'énergie de rupture locale et l'énergie de rupture réelle indépendante de la dimension du spécimen (G_F) est telle que :

$$g_f(x) = G_F; \text{ pour } x < (W - a - a_l^*) \quad 3-12$$

$$g_f(x) = G_F \frac{(W - a - x)}{a_l^*}; \text{ pour } x \geq (W - a - a_l^*) \quad 3-13$$

$$G_f(x) = G_F \left(1 - \frac{a_l^*}{2(W-a)} \right); \text{pour } (W-a) > a_l^* \quad 3-14$$

$$G_f(x) = G_F \left(\frac{W-a}{2a_l^*} \right); \text{pour } (W-a) \leq a_l^* \quad 3-15$$

où a représente la longueur initiale de l'entaille et a_l^* la longueur du ligament de transition. Cette analyse est appliquée en considérant la distribution localisée des évènements acoustiques, représentative de l'évolution de la zone de microfissuration. On observe que le nombre d'évènements reste quasiment constant le long de la longueur du ligament et diminue au fur et à mesure que la fissure se propage vers la face supérieure de la poutre (**Figure 3-28**). Cet histogramme suit clairement la tendance de dissipation d'énergie montrée par le modèle d'effet de bord (Muralidhara et al., 2010). La longueur de la projection horizontale de la portion de l'histogramme ayant une pente décroissante a_l^* est égale à la longueur du ligament de transition. A partir de ces observations, l'énergie acoustique indépendante de la dimension des poutres (E_f) peut être aussi calculée en utilisant l'énergie acoustique (E_f) libérée pendant la rupture (Vidya Sagar et Prasad, 2011) en analogie avec la méthode de Duan et al. (2003) avec :

$$E_f \left(\frac{a}{W} \right) = E_F \left[1 - \frac{1}{2} \frac{a_l/W}{1 - (a/W)} \right]; \text{ pour } \left[1 - \left(\frac{a}{W} \right) \right] > \left(\frac{a_l}{W} \right) \quad 3-16$$

$$E_f \left(\frac{a}{W} \right) = E_F \left[\frac{1}{2} \frac{(1 - a/W)}{a_l/W} \right]; \text{ pour } \left[1 - \left(\frac{a}{W} \right) \right] \leq \left(\frac{a_l}{W} \right) \quad 3-17$$

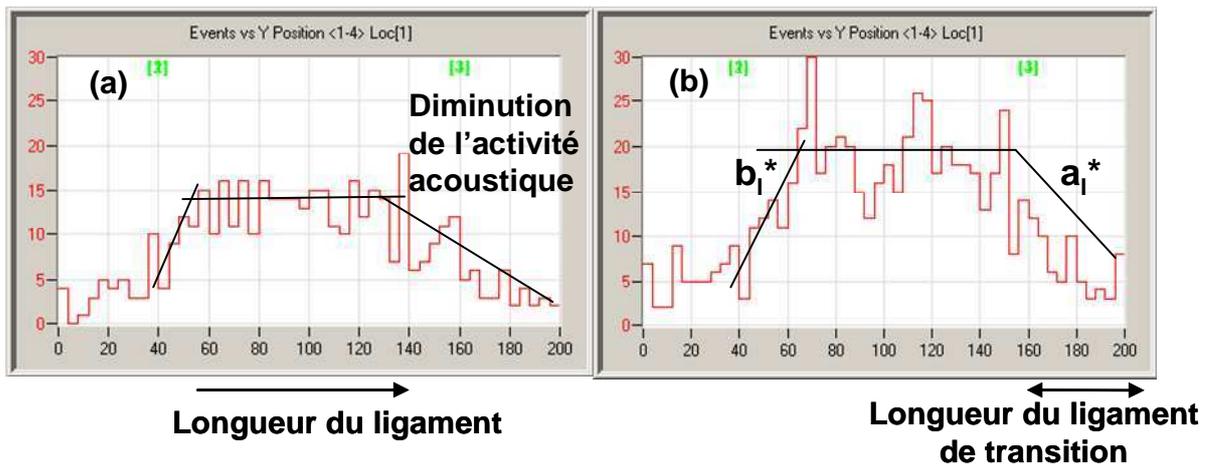


Figure 3-28: Histogramme des évènements acoustiques le long de la longueur du ligament dans les poutres BV (a) et BF70 (b).

La longueur du ligament de transition diminue pour les poutres ayant subi le fluage avec une valeur de 45 mm, alors qu'elle est égale à 60 mm pour les poutres de vieillissement. Le fluage a ainsi influencé le comportement à la rupture du béton en modifiant la longueur de la

zone de microfissuration et par conséquent l'énergie de rupture. Cette diminution de la longueur du ligament de transition montre un comportement à la rupture proche des poutres de plus grandes tailles (Duan et al., 2007) et, de nouveau, un comportement plus fragile des poutres ayant fluées. A noter ici qu'à partir de cet histogramme, on peut remarquer une augmentation du nombre d'évènements à partir du front d'entaille (b_l^*), indiquant qu'il existe aussi une limite appelée limite fictive comme l'effet du bord à la face supérieure de la poutre. La variation de l'énergie locale de fissuration est donc plutôt tri-linéaire (Muralidhara et al., 2011).

3.4.3 Calcul de l'endommagement

L'approche de caractérisation de l'endommagement a pour intérêt de corrélérer les mécanismes d'endommagement à l'échelle microscopique révélés par l'EA et la perte de rigidité à une échelle plus macroscopique (Carpinteri et al., 2007). L'estimation de l'endommagement est ainsi utile pour la comparaison, la calibration et/ou la validation des modèles d'endommagement des structures en béton. Nous pouvons définir une variable d'endommagement tel que :

$$D_{EA} = \frac{N}{N_{tot}} \quad 3-18$$

où N est le nombre de hits à l'instant t et N_{tot} le nombre de hits total durant l'essai.

Cette variable est sensible à l'évolution de l'endommagement dans le béton (**Figure 3-29**) et est égal à 0 quand le matériau est sain tend vers 1 à la rupture. Au voisinage du pic, l'endommagement s'accélère avec un taux supérieur pour la poutre BF70 et on peut retrouver les différentes pentes qui correspondent aux quatre phases définies précédemment.

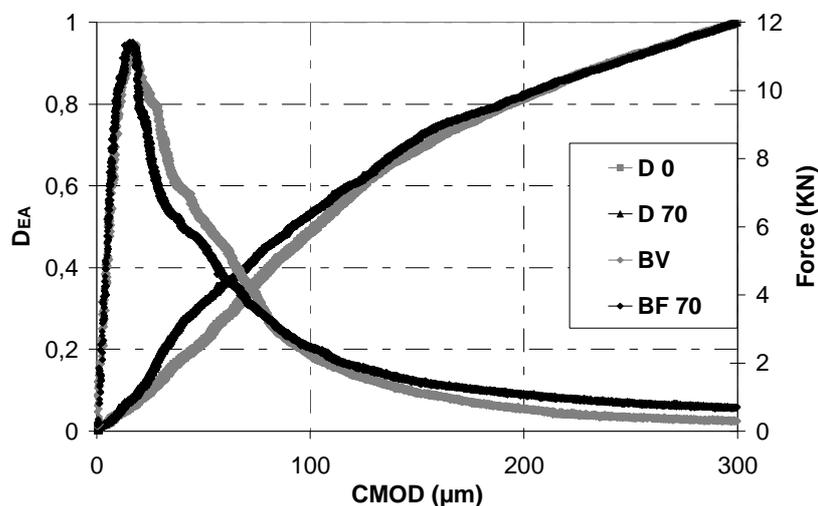


Figure 3-29: Evolution temporelle de la variable d'endommagement

Par rapport aux mesures mécaniques « classiques », la technique d'EA permet de mieux distinguer l'effet du fluage sur la fragilité du béton à la rupture. Les différentes hypothèses avancées au début des essais (consolidation dans la zone comprimée, fissuration dans la zone tendue) se sont confirmées par les diverses analyses de la signature acoustique des EA. Pour

mieux comprendre ce qui se passe durant le fluage, on propose d'analyser le comportement de la matrice (le mortier ici) sous les mêmes conditions que le béton.

3.5 Analyse des essais de fluage et des essais de rupture sur poutres de mortier

3.5.1 Essais de rupture en flexion trois points

La même démarche que sur béton a été suivie ici sur mortier afin de mieux comprendre l'effet du fluage sur la résistance résiduelle et les paramètres de rupture sur la matrice, ainsi que le rôle des granulats sur le comportement du béton. Le Tableau 3-4, rappelle les essais réalisés selon les âges des éprouvettes de mortier.

Nom	Nombre de poutres	% F_{max}	Age de chargement	Durée de chargement	Essais de rupture
Détermination de la force maximale (F_{max})					
MR	3	---	----	----	6 mois
Fluage propre / Détermination de la résistance résiduelle des poutres soumises au fluage					
MF70	2	70% F_{max}	6 mois	4 mois	10 mois
MF85	2	85% F_{max}	6 mois	4 mois	10 mois
Détermination de la résistance résiduelle des poutres en vieillissement					
MV	3	0%	6 mois	4 mois	10 mois

Tableau 3-4 : Récapitulatif des essais sur les poutres de mortier.

La Figure 3-30 et le Tableau 3-5 présentent respectivement la courbe moyenne force-CMOD et les paramètres de rupture obtenus avec l'essai de flexion trois points pour les poutres de mortier MR. La courbe force-CMOD présente les mêmes phases distinguées avec le béton mais avec une résistance plus faible. Ceci est dû à la présence des granulats qui ont un module d'élasticité supérieur à celui de la matrice et agissent comme des barrières à la propagation des fissures. De plus, la partie post pic du mortier est plus raide avec une ouverture de fissure moins importante au pic.

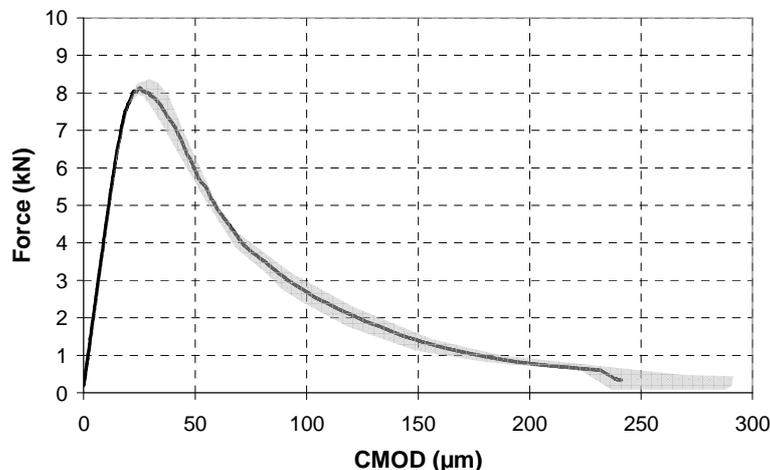


Figure 3-30: Courbe moyenne force-CMOD pour les poutres MR.

<i>MR</i>	
F_{\max} (kN)	8,2
$CMOD_{pic}$ (μm)	26,5
E (Gpa)	21,9
G_f (N/m)	39,3
f_{net} (MPa)	2,9
l_{ch} (mm)	58,5

Tableau 3-5 : Paramètres à la rupture des poutres de mortier MR.

3.5.2 Fluage propre

Des essais de fluage propre en flexion trois points ont été réalisés sur des poutres de mortier âgées de 6 mois ce qui correspond à un matériau à un degré d'hydratation ayant atteint pratiquement son maximum (Figure 3-31). L'amplitude du fluage ainsi que la cinétique d'évolution augmente avec le niveau de chargement.

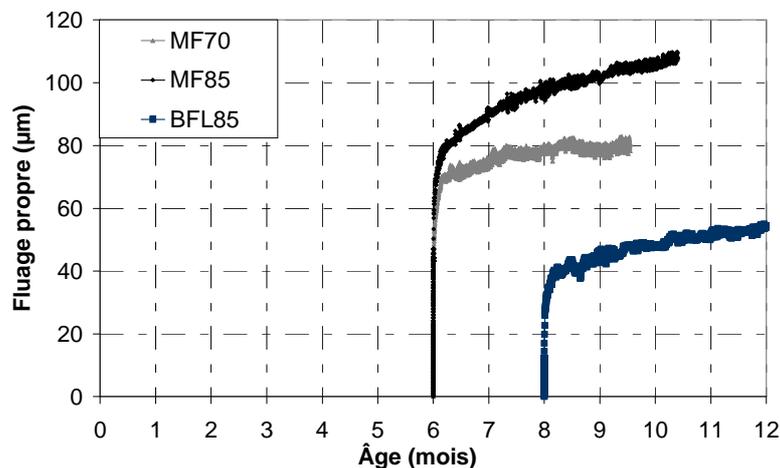


Figure 3-31: Fluage propre des poutres de mortier MF70 et MF85 et comparaison avec le fluage propre des poutres de béton BFL85.

La comparaison entre le déplacement de fluage propre du mortier (âgé de 6 mois) et celui du béton (âgé de 8 mois) pour un chargement de 85% de F_{\max} montre un plus grand déplacement et une cinétique de fluage supérieure pour le mortier par-rapport au béton, surtout au niveau du fluage primaire. Cette différence est due à la présence des granulats dans le béton qui restreignent les déformations de fluage. En effet, les granulats ont un comportement élastique linéaire et ne fluent pas. La déformation rapportée au volume total est ainsi réduite avec la diminution du volume relatif de la pâte dans la partie en compression. Par ailleurs, le transfert de la charge progressif de la pâte vers les granulats joue aussi un rôle dans l'évolution de la déformation différée ultérieure. En plus de la différence des caractéristiques des deux matériaux, cet écart peut être aussi dû à la différence d'âge entre les deux matériaux. Ceci rend difficile de mettre en évidence l'augmentation du fluage dans le béton due au développement de fissuration au niveau des interfaces matrice-inclusions prépondérant surtout au niveau de la zone en traction.

Les essais de fluage en flexion permettent de constater que l'évolution de la réponse différée dépend du niveau de chargement appliqué. Comme dans le cas du béton, aucune éprouvette n'a atteint le fluage tertiaire sous fluage propre. Afin de déterminer l'influence du fluage propre sur le comportement à la rupture du mortier, les différentes poutres ont été sollicitées en flexion trois points jusqu'à la rupture.

3.5.3 Effet du fluage propre sur le comportement à la rupture du mortier

La Figure 3-32 présente les courbes moyennes force-CMOD des poutres MV, MF70 et MF85.

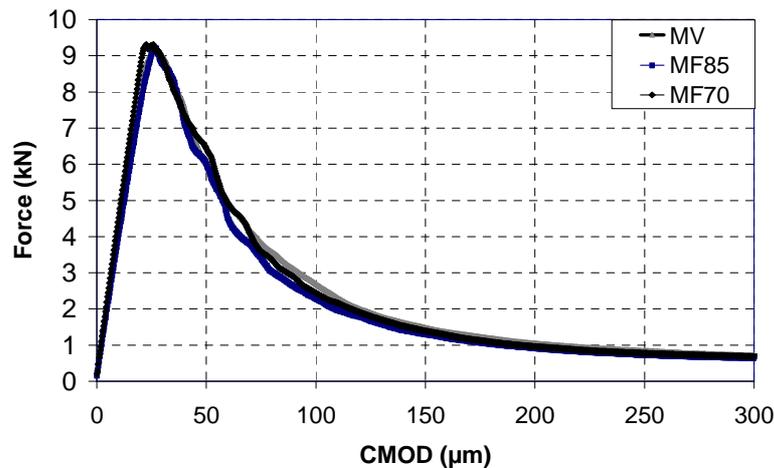


Figure 3-32: Courbes force-CMOD moyennes pour les poutres MV, MF70 et MF85.

Les essais réalisés montrent la bonne homogénéité du matériau et que l'hydratation a évoluée de la même façon dans les poutres testées. Les courbes Force-CMOD des poutres chargées en fluage à 70% et 85% de F_{max} évoluent de la même façon et le taux de fluage à ce niveau ne semble pas avoir eu d'effet sur la résistance résiduelle.

Pour une analyse plus fine, le Tableau 3-6 regroupe la moyenne de l'ensemble des caractéristiques de rupture des éprouvettes testées pendant cette campagne d'essais. Il apparaît clairement que l'influence du fluage sur les paramètres de rupture n'est pas observable ici à l'aide de ces mesures mécaniques.

	<i>MV</i>	<i>MF70</i>	<i>MF85</i>
F_{max} (kN)	9,3	9,3	9,2
$CMOD_{pic}$ (µm)	24,6	22,6	26,6
E (Gpa)	23,6	22,9	20,5
G_f (N/m)	75,5	72,1	75,7
f_{net} (MPa)	3,3	3,3	3,3
l_{ch} (mm)	107,8	110,6	107,4

Tableau 3-6 : Comparaison des paramètres à la rupture des poutres de mortier.

La comparaison entre les paramètres de rupture du mortier et du béton montre des comportements différents. L'énergie de fissuration calculée à partir de la courbe force-flèche pour le mortier est plus petite que celle obtenue pour le béton. Ceci veut dire que la résistance à l'ouverture de la fissure du mortier est beaucoup plus petite que celle du béton. La faible valeur de G_f dans le mortier est probablement due à l'absence d'interaction avec les granulats et par conséquent une faible résistance durant la propagation de la fissure. La longueur caractéristique diminue aussi dans le cas du mortier indiquant une rupture plus fragile. Une plus grande dispersion de G_f est observée avec le béton due à son hétérogénéité (Giaccio et Zerbino, 1998). A première vue, la légère différence sur le comportement du béton ayant flué en conditions endogènes ne serait pas due au comportement de la matrice, représentée ici par le mortier. Une étude plus fine est réalisée avec la technique d'EA afin de vérifier ces résultats.

3.5.4 Traitement des données d'EA dans la matrice mortier

La Figure 3-33 présente la carte de localisation des évènements acoustiques dans une poutre de vieillissement (MV) et une poutre soumise au fluage à 85% (MF85).

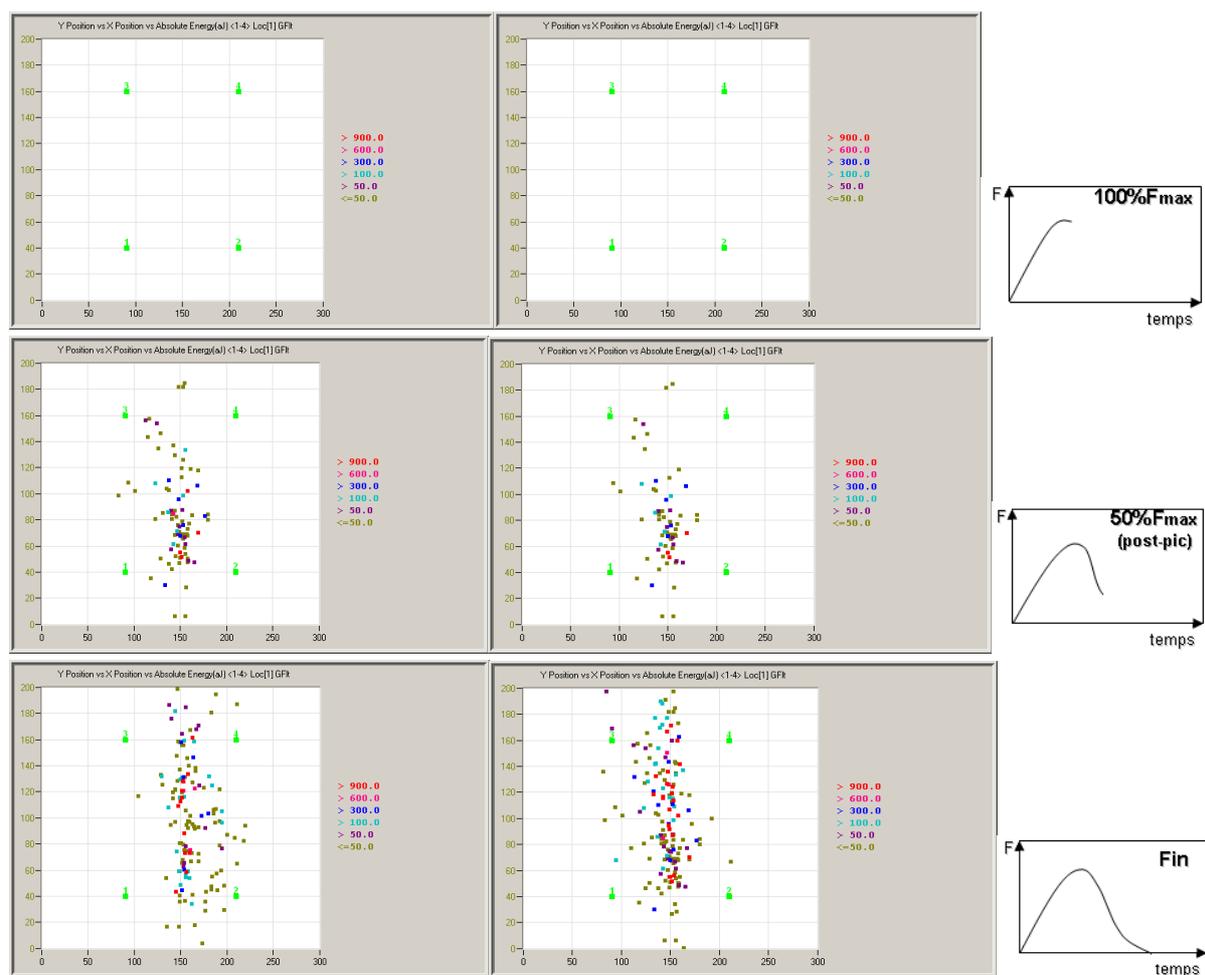


Figure 3-33: localisation des EA dans les poutres MV (a) et MF85 (b).

Au contraire des poutres en béton, aucun évènement n'a été détecté dans la partie pré-pic. Ceci est dû à la nature du mortier qui présente une phase élastique plus importante que le

béton avec une partie non linéaire presque négligeable. De plus, les quelques hits détectés avaient des amplitudes trop faibles pour être localisés. Le nombre d'évènements augmente rapidement après le pic indiquant la création de la fissure et continue à augmenter pendant la quatrième phase en suivant le chemin de propagation de la fissure. Comme dans le cas des poutres de béton, le nombre d'évènements pour les poutres ayant subi le fluage est supérieur à celui des poutres non chargées, montrant un effet de consolidation.

La corrélation entre la courbe force-CMOD et la distribution des amplitudes montre aussi un plateau avec les poutres en vieillissement et une chute rapide de la distribution avec les poutres soumises au fluage.

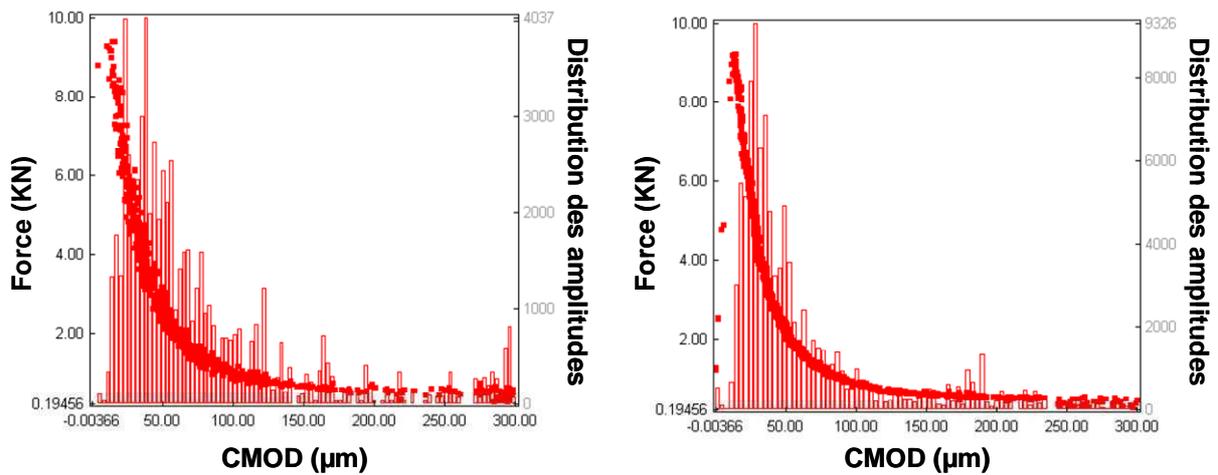


Figure 3-34: Corrélation de la courbe force-CMOD et la distribution des amplitudes pour les poutres MV (a) et MF85 (b).

L'énergie cumulée obtenue avec les poutres soumises au fluage est plus importante avec une évolution importante de l'énergie pendant la troisième phase de création de la fissure (Figure 3-35).

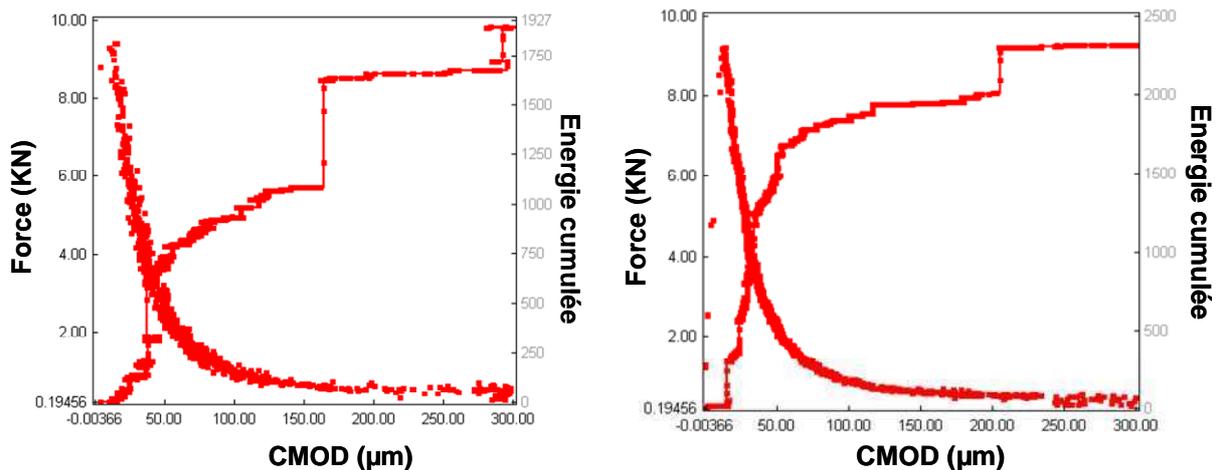


Figure 3-35: Corrélation de la courbe force-CMOD et l'énergie cumulée dans les quatre phases pour les poutres MV (a) et MF85 (b).

La Figure 3-36 compare les évolutions force-CMOD en corrélation avec les amplitudes des évènements enregistrés dans le mortier et dans le béton pour les poutres qui ont été soumises

au fluage. L'évolution des signatures acoustiques pendant les quatre phases indique des mécanismes différents.

Pendant la phase élastique, l'activité au cours du chargement pour le mortier est négligeable, par-contre l'activité acoustique dans le béton est plus importante. Quelques signaux de faible amplitude apparaissent dans le mortier dans la phase non-linéaire mais en nombre toujours très inférieur au béton. Cette différence entre l'activité acoustique des deux matériaux indique un mécanisme additionnel dans les poutres de béton. En effet, ces signaux de faible amplitude peuvent être associés aux microfissurations à l'interface pâte-granulats considérée comme la zone la plus faible dans le béton.

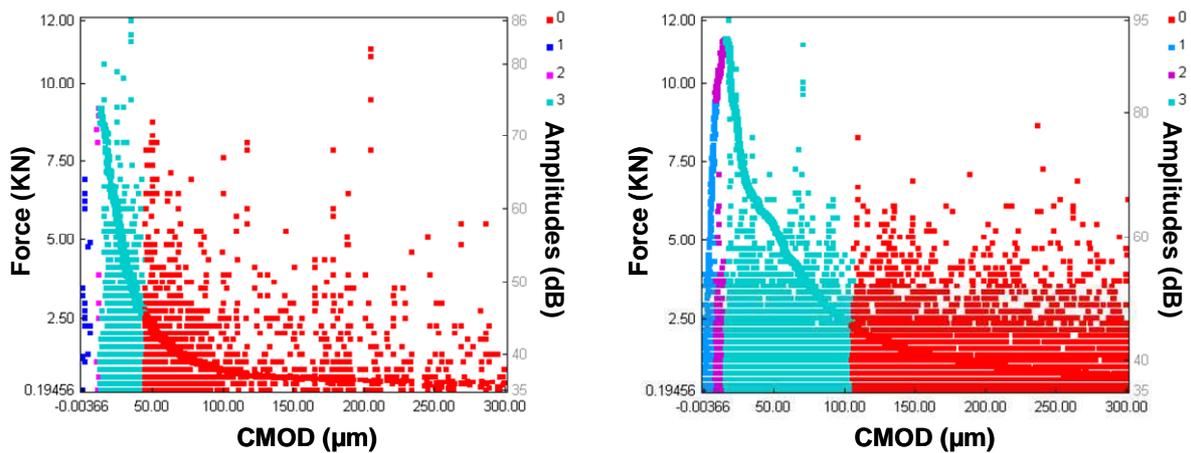


Figure 3-36: Corrélation entre les courbes force-CMOD et les amplitudes dans les quatre phases pour les poutres de mortier (a) et de béton (b).

Pendant la troisième phase, le nombre d'évènements augmente dans les deux matériaux avec une émission de signaux de fortes amplitudes indiquant la création de la fissure. A noter que la densité des évènements est plus importante dans les poutres de mortier même si leur nombre est plus important dans le béton, indiquant un comportement plus fragile (Figure 3-37).

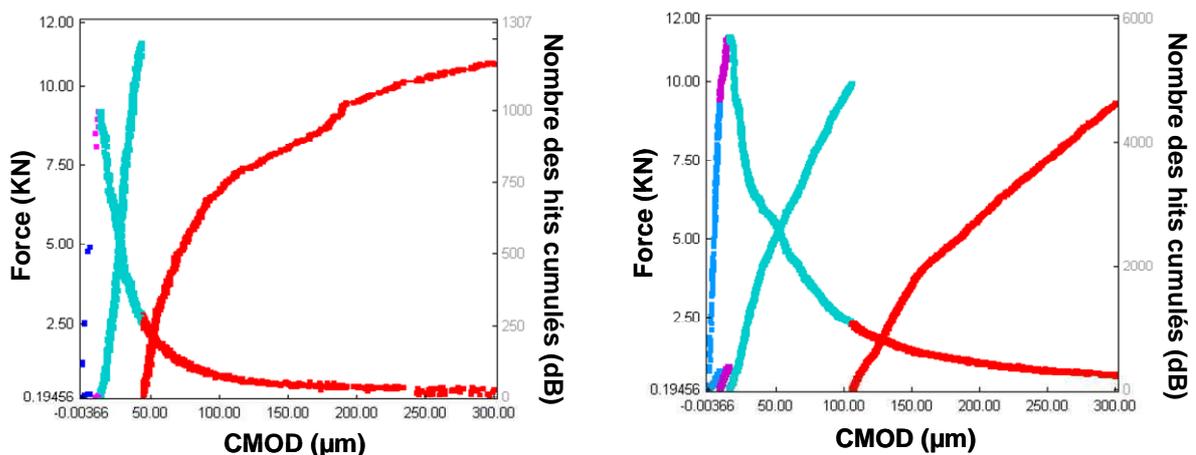


Figure 3-37: Corrélation entre les courbes force-CMOD et le nombre cumulé des hits dans les quatre phases pour les poutres de mortier (a) et de béton (b).

La Figure 3-38 présente l'évolution de l'énergie cumulée en corrélation avec la courbe force-CMOD pour les deux matériaux. Des sauts d'énergie ont été observés principalement

dans le cas du béton où la présence des granulats semble modifier, voire arrêter, les premières fissures à l'interface pâte de ciment - granulats. Dans le cas du mortier, cette barrière à l'ouverture de la fissure est moins importante et la fissuration se propage plus rapidement.

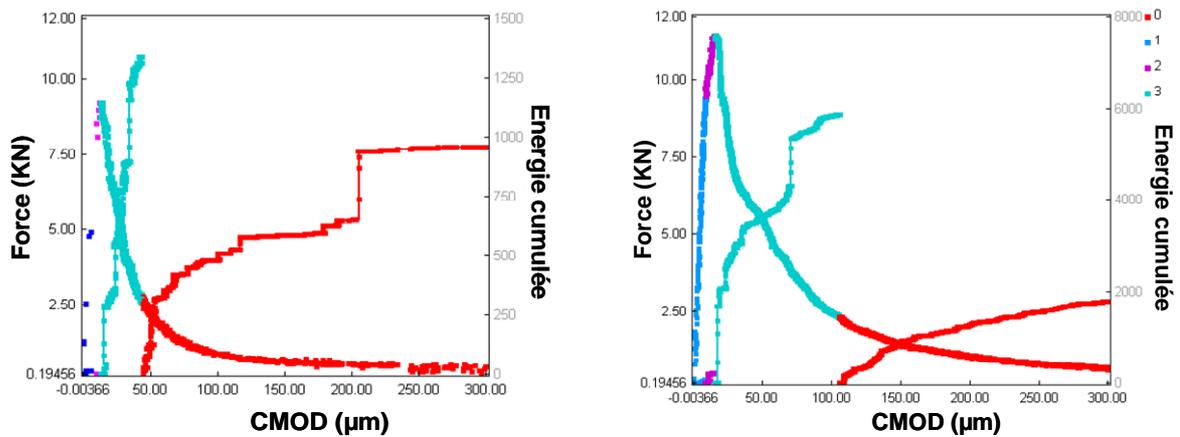


Figure 3-38: Corrélation entre les courbes force-CMOD et l'énergie cumulée dans les quatre phases pour les poutres de mortier (a) et de béton (b).

L'énergie de rupture pour le béton est plus importante que celle du mortier. Ceci est dû aux mécanismes d'adoucissement qui nécessitent une absorption additionnelle d'énergie (Landis, 1999 ; Wu et al., 2001 ; Chen et Liu, 2004). En effet, les granulats peuvent changer l'orientation ou le chemin de propagation de la fissure dans la matrice et par suite créer une zone de microfissuration plus grande.

La carte de localisation des événements acoustiques des deux matériaux est ici comparée pour suivre l'évolution de la fissuration (Figure 3-39).

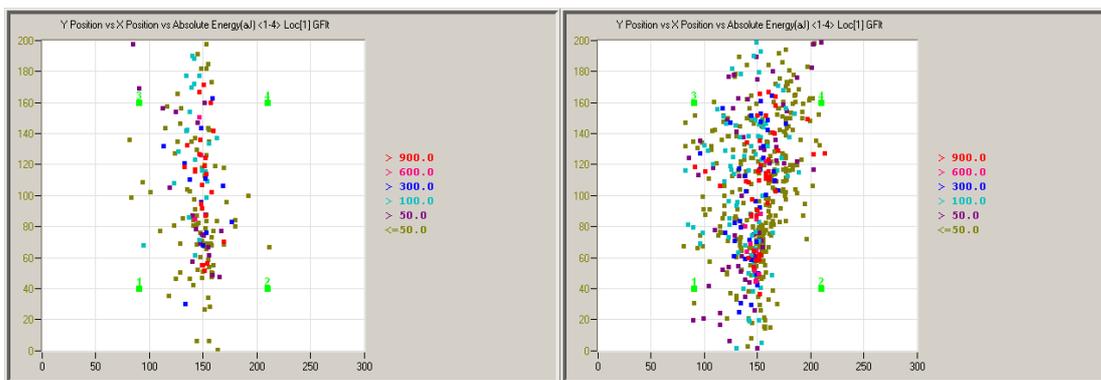


Figure 3-39: Plan des sources d'EA localisées dans les poutres de mortier (a) et de béton (b).

A partir des cartes de localisation, on peut remarquer que le schéma de propagation de la fissure est moins tortueux dans le mortier et qu'il est plutôt lisse et presque linéaire. Tandis que les événements dans le béton sont plus dispersés, indiquant un schéma tortueux dû à la présence des granulats.

La largeur de la FPZ est calculée et comparée pour les deux matériaux. Dans le cas du mortier, les événements n'apparaissent que durant la phase 3 et la FPZ ne peut être calculée qu'à partir de cet instant. Celle-ci est plus petite dans le mortier que dans le béton avec une

valeur de 62 mm pour (MF85), indiquant un comportement à la rupture plus fragile du mortier à cause de la diminution des mécanismes d'adoucissement (Figure 3-40).

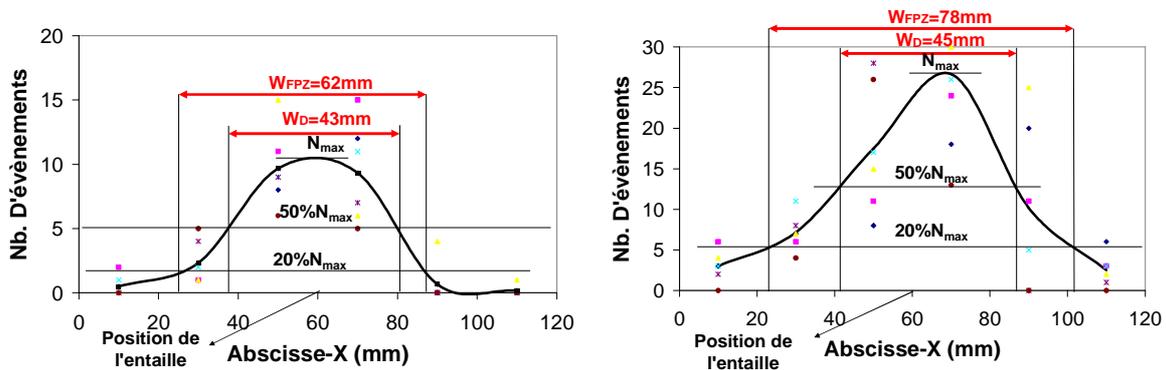


Figure 3-40: Comparaison de la largeur de la zone de microfissuration entre les poutres de mortier (a) et de béton (b).

3.6 Bilan

Les résultats de ce chapitre ont permis d'analyser le comportement à la rupture des poutres de béton sollicitées en fluage de flexion. Les résultats montrent que la technique d'EA est une méthode très pertinente pour la localisation des fissures pendant l'essai de flexion trois points. Elle a aussi permis de distinguer deux comportements différents entre les poutres de vieillissement et les poutres soumises au fluage. Les différentes phases d'évolution de la zone de microfissuration sont clairement observées à partir des plans de localisation. L'activité acoustique est en corrélation avec les propriétés de la courbe force-CMOD. La majorité de l'énergie libérée pour initier la fissuration apparaît à partir de 80% du pic de chargement, indiquant l'apparition de la zone d'endommagement qui commence à se créer à la pointe de l'entaille.

Le comportement à la rupture des poutres de mortier est différent de celui du béton surtout au niveau du processus d'endommagement. La comparaison entre les poutres de vieillissement et les poutres ayant subi un fluage montre une augmentation du nombre d'évènements sur ces dernières. Cette particularité est due à la consolidation et à l'augmentation de la résistance résiduelle. De plus, la diminution de la zone d'endommagement engendre un comportement à la rupture plus fragile (Saliba et al., 2012). L'influence du fluage sur la fragilité semble être due à des microfissures créées durant le fluage. Pour cela, l'EA sera utilisée sur toute la durée du fluage afin de mieux comprendre les mécanismes en jeu et d'analyser le comportement des poutres sollicitées en fluage.

4 Suivi de l'endommagement du béton sous fluage par l'émission acoustique

La connaissance du comportement du béton en statique ne suffit pas pour expliquer l'accroissement de la fragilité des poutres soumises au fluage. Une étude plus avancée est alors réalisée en suivant l'évolution de l'endommagement sous fluage avec la technique d'EA. Ces mesures devraient permettre de vérifier l'hypothèse de création des microfissures pendant le fluage (Rossi et al., 1994) et d'apporter une information complémentaire sur l'évolution de la microstructure durant le fluage. Le fluage propre et de dessiccation sont suivis sur des poutres chargées en flexion à 70% et 85% de la force maximale. A notre connaissance, il s'agit des premières données d'EA sur le fluage en flexion sur une durée aussi importante.

Un essai original est aussi réalisé en combinant fluage propre et fluage de dessiccation afin d'étudier la différence de comportement entre les deux types de sollicitations. Les mécanismes d'endommagement sous fluage sont quantifiés à l'aide d'une analyse statistique multivariable des signaux d'EA.

4.1 Analyse de l'activité acoustique au cours du fluage propre en flexion

Une poutre âgée de 8 mois, chargée en fluage propre à 70% de F_{max} (BFL70) est suivie à l'aide de la technique d'EA pendant 24 jours. Comme précédemment pour l'étude de la rupture, les données d'EA mesurées sous fluage sont analysées en suivant l'évolution de l'activité acoustique. La **Figure 4-1** présente le nombre de hits cumulés, en corrélation avec le fluage propre (a), ainsi que l'évolution de l'amplitude et l'énergie cumulée des hits (b). L'évolution du fluage présente une certaine similitude avec l'évolution des hits enregistrés ; on observe un comportement avec trois zones temporelles d'activité acoustique.

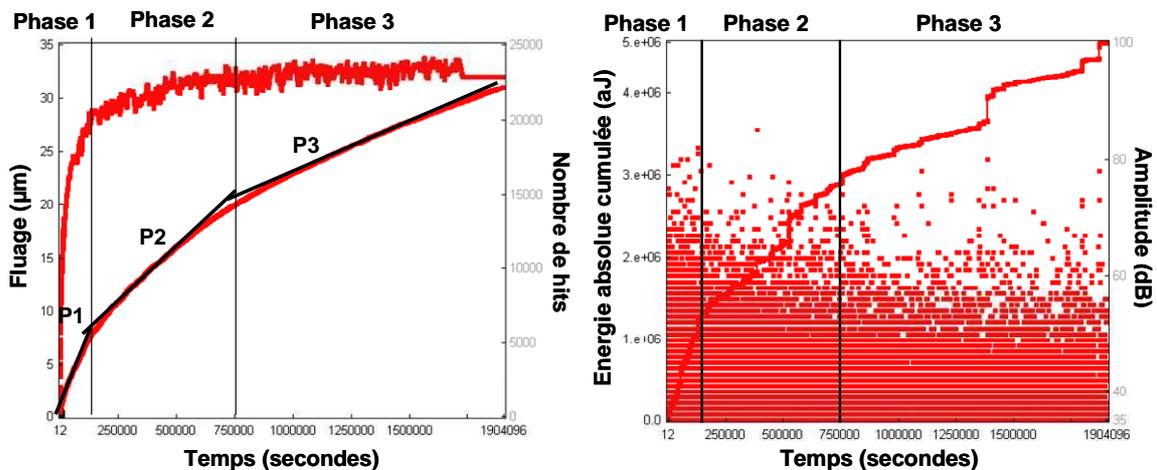


Figure 4-1: a) Courbe de fluage en corrélation avec le nombre cumulé de hits b) Amplitude et énergie absolue cumulée des hits.

Les amplitudes des hits sont comprises entre 35 dB (seuil imposé) et 85 dB. Globalement, on observe une plus forte densité des hits dans la phase 1 et une faible (relativement) activité acoustique dans la zone 3. Cette différence est mieux vérifiée par un simple calcul de pourcentage de hits et de l'énergie associée suivant le temps (Tableau 4-1).

	<i>Durée (jours)</i>	<i>Hits</i>		<i>Energie</i>	
		% /total	% /jours	% /total	% /jours
Phase 1	1,5	22	14,7	26	17,3
Phase 2	7	42	6	34	4,8
Phase 3	14,5	36	2,5	40	2,7

Tableau 4-1 : Comparaison de l'activité acoustique pendant les différentes phases de fluage.

Le plus grand nombre de hits et l'énergie répartie apparaissent durant les phases 2 et 3. Ces phases sont aussi longues en durée par rapport à la phase 1. Mais en rapportant ces pourcentages au temps, on observe que le ratio de hits par jour est très important durant la phase 1 par rapport aux autres phases. Ce même rapport réalisé pour l'énergie montre une plus grande différence encore. Ceci indique que la phase 1 du fluage est le lieu d'importantes modifications de la microstructure "hautement" énergétiques pouvant être assimilées à des microfissures. Les sauts d'énergie observés sont dus à de faibles variations de température dans la salle. En effet, comme les déformations de fluage sont très sensibles à la variation de température (Hansen et Eriksson, 1966), celle-ci provoque une variation de la flèche caractérisée par des sauts d'énergie.

Ces observations indiquent une forte corrélation entre l'activité acoustique et la cinétique du fluage (Figure 4-2). On observe une décroissance très rapide de la vitesse de fluage en début d'essai (phase 1), puis une atténuation lente pendant la deuxième phase. Ces deux phases correspondent au fluage primaire. La zone de fluage secondaire, qui correspond à une vitesse de fluage nulle, est clairement identifiée.

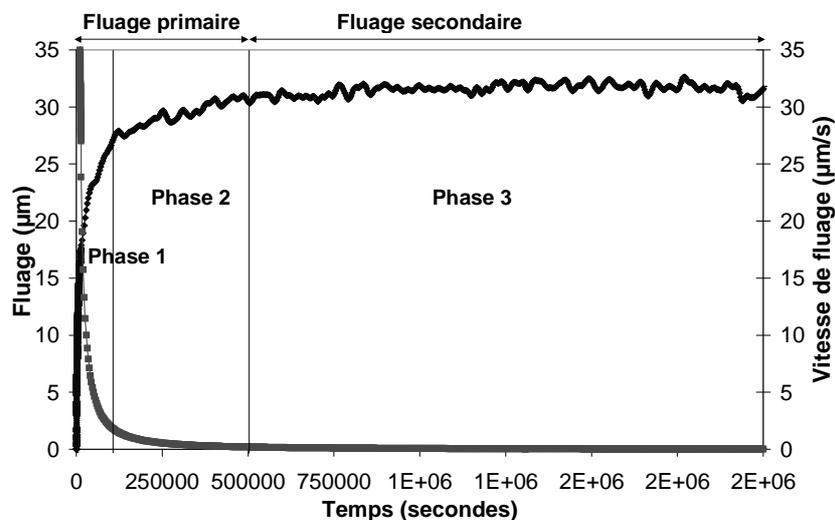


Figure 4-2: Evolution de la vitesse du fluage

Ces différents résultats montrent le développement des microfissurations pendant le fluage propre, avec des mécanismes différents pendant le fluage primaire et secondaire. L'étude de ces mécanismes d'endommagement et leur discrimination est menée par la suite. Ces microfissurations peuvent donc expliquer la fragilité des poutres soumises au fluage et le comportement similaire aux poutres de plus grande taille où la probabilité de présence de microfissuration est plus importante. L'effet de ces microfissurations n'a pas été observé au niveau de la résistance résiduelle avec les essais de rupture, compte tenu qu'une partie des hits peut être due à la redistribution de l'eau (Chotard et al., 2006) qui provoque la consolidation du béton.

Même avec les forts niveaux de chargement, aucune rupture n'a été observée pendant le fluage. Ceci est peut-être dû à une durée insuffisante des essais qui ne permet pas un endommagement important compte tenu d'une cinétique lente de l'évolution des fissures. Afin d'approfondir notre connaissance sur le couplage fluage-endommagement sur du long terme, nous avons décidé d'accélérer le processus de déformation en soumettant les éprouvettes au séchage (20°C et 50% H.R.). Des essais de fluage en dessiccation ont alors été réalisés sur ces mêmes éprouvettes de béton.

A ce niveau, une nouvelle problématique se pose concernant l'effet de la dessiccation qui affecte la fissuration et les propriétés mécaniques. Le séchage non uniforme présente des conséquences structurelles à cause des gradients d'humidité qui induit un retrait non uniforme dans le spécimen. Ainsi, le séchage des zones en surface provoque une augmentation de la contrainte de traction en surface et de la contrainte de compression à l'intérieur, ce qui induit des fissurations privilégiées perpendiculaires à la face séchante (Bisschop et van Mier, 2002).

4.2 Suggestion d'explication du processus de rupture sous fluage à l'aide des essais en dessiccation

Nous avons conscience que le couplage avec le séchage rend l'étude du fluage plus complexe à cause de l'effet picket. De nombreuses études ont traité le problème et des théories ont été proposées pour expliquer les mécanismes mis en jeu en se basant sur les effets structurels et physico-chimiques (Bazant et Chern, 1985 ; Brooks, 2001 ; Kovler, 2001). Ici la dessiccation est utilisée comme moyen d'accélérer la cinétique de fluage du béton étudié. Les essais de fluage en flexion présentent l'avantage que le retrait ne produit pas de flexion. Il n'est donc pas nécessaire de soustraire la déformation d'un autre spécimen soumis à la dessiccation en parallèle. Ceci élimine l'incertitude, due à l'inévitable différence aléatoire entre deux spécimens, et liée aux différentes distributions des constituants et des contraintes résiduelles.

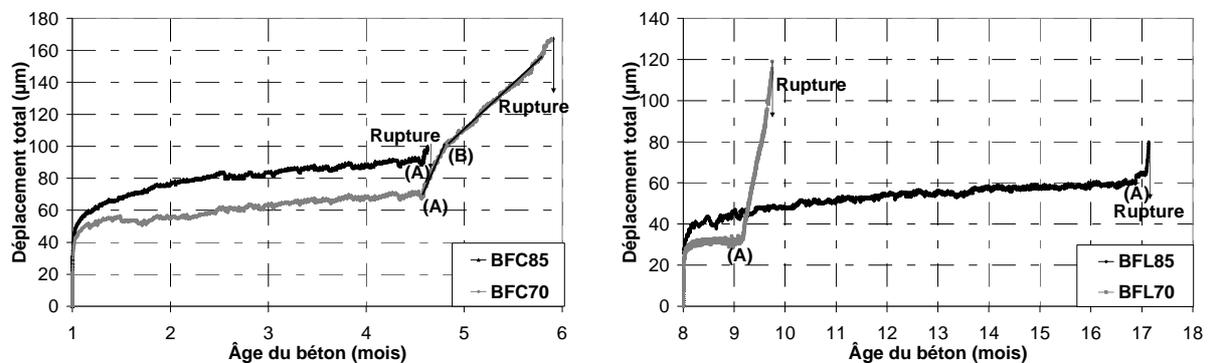
4.2.1 Essais de fluage propre et de dessiccation combinés

Des poutres de béton soumises pendant quelques mois au fluage propre ont été exposées ensuite au séchage. Pour cela, l'aluminium adhésif recouvrant le béton a été délicatement retiré en totalité pour que toutes les surfaces des poutres soient soumises au séchage (à 50 % d'humidité relative). Le Tableau 4-2 présente le programme des essais effectués.

Nom	Nombre de poutres	% F_{max}	Age de chargement	Durée de chargement en fluage propre	Durée de chargement en fluage de dessiccation
BFC85	1	85% F_{max}	1 mois	4 mois	2 jours
BFC70	1	70% F_{max}	1 mois	4 mois	40 jours
BFL85	1	85% F_{max}	8 mois	8 mois	2 jours
BFL70	1	70% F_{max}	8 mois	1 mois	18 jours
BFD50	1	50% F_{max}	6 mois	1 mois	5 mois
BFD50	1	50% F_{max}	6 mois	----	6 mois

Tableau 4-2 : Campagne des essais combinés fluage propre / fluage de dessiccation.

La Figure 4-3 présente les résultats des essais combinés sur des poutres âgées de 1 mois et 8 mois chargées respectivement à 70% et 85% de F_{max} . Dès la mise en séchage (A), la cinétique du fluage augmente rapidement jusqu'à la rupture en fluage tertiaire. La rupture des poutres chargées à 85% survient après quelques heures de chargement, par contre les poutres chargées à 70% développent un déplacement plus important en dessiccation (~ 90 μm) avant la rupture (55% et 75% du fluage total à l'âge de 1 et 8 mois respectivement). Le fluage non-linéaire étant surtout dû au développement des microfissurations dans le béton, l'effet de l'âge de chargement sur le couplage fluage-endommagement semble être minime.


 Figure 4-3: Fluage propre et de dessiccation des poutres chargées à 70% et à 85% de F_{max} .

La cinétique du fluage de dessiccation est beaucoup plus importante que celle du fluage propre. En analysant la phase de séchage pour les poutres chargées à 70%, la cinétique de fluage pendant le séchage peut être divisée en deux parties. La première partie (A-B), où la cinétique est élevée, correspond au départ de l'eau de surface et au séchage important sous chargement. La dessiccation crée ainsi des couches microfissurées en surface du béton. Sous l'effet du moment de chargement, la couche microfissurée sur la surface inférieure de l'éprouvette est plus étendue et tend à perdre sa résistance. Alors que la partie supérieure de l'éprouvette est forcée de se contracter sous la charge. Cette partie comprimée de la poutre a un taux de retrait plus grand que la partie en traction et l'incrément de durcissement devient distribué asymétriquement déplaçant l'axe neutre vers le haut. Ensuite, une courbure additionnelle résulte dans le moment de chargement, dû au retrait induit du séchage dans la

partie en compression et l'adoucissement de la déformation par la progression de la fissuration dans la partie en traction, avec un fluage de dessiccation plutôt structurel (Bazant et Yunping, 1994). La deuxième partie présente une cinétique moins rapide qui accompagne une déformation de retrait plus stable due au départ de l'eau contenue dans la masse de l'éprouvette. Dans ce cas, le fluage de dessiccation est dû aussi aux mécanismes physico-chimiques intrinsèques induits par la concentration des contraintes sur le gel de C-S-H (Brooks, 2001) et l'augmentation de la dépression capillaire due à la redistribution de l'eau des capillaires vers les micro-fissures naissantes et les effets de séchage (Kovler, 2001). L'amplitude des contraintes de compression reprises par le squelette solide augmente, causant ainsi la déformation de fluage.

Dans le cas des poutres chargées à 85%, la rupture est beaucoup plus rapide à cause de l'accélération de la cinétique de fluage laissant apparaître le fluage tertiaire. Cette accélération ne peut s'expliquer par un comportement viscoélastique linéaire seul, mais elle est liée à la croissance de fissures au cours du fluage.

A ce niveau plusieurs questions se posent : dans le cas du fluage propre, est-ce que le couplage est faible même à des forts niveaux de chargement ? Et est-ce que le couplage est fort même à de faibles niveaux de chargement pour le fluage en dessiccation ? Ceci est difficile à évaluer avec les résultats ci-dessus car la durée de vie des poutres est très courte étant donné la charge importante exercée. Afin d'apporter des éléments de réponses, une nouvelle comparaison entre le fluage de dessiccation et l'effet combiné (propre puis dessiccation) a été réalisée pour une charge de 50% de F_{max} (pour éviter la rupture rapide des poutres). La poutre soumise au fluage propre a été soumise après 1 mois à la dessiccation. La Figure 4-4 montre l'évolution des déplacements des deux poutres en fonction du temps.

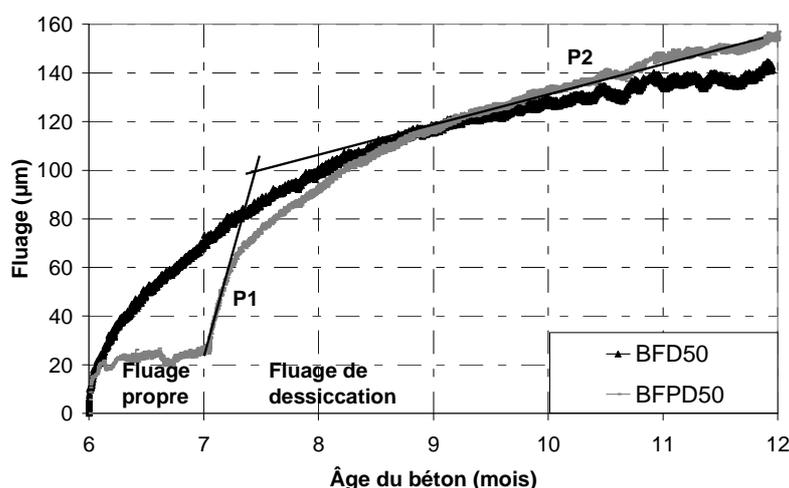


Figure 4-4: Fluage propre et de dessiccation des poutres chargées à 50% de F_{max} .

Le fluage de dessiccation est significatif par rapport au fluage propre à 50% de chargement. Lorsque cette dernière poutre est soumise au séchage, le déplacement augmente très rapidement au début et après quelques semaines, la déformation de fluage de la poutre soumise à l'effet combiné rejoint celle de la poutre soumise à la dessiccation totale. Dans le

cas du fluage combiné, il semble y avoir un effet sur l'eau interne et au moment de la dessiccation le retrait induit au niveau de la microstructure devient plus important, ce qui contribue à l'excès de flèche. Après six mois de chargement, le déplacement total atteint des valeurs importantes (~155 μm), supérieures au déplacement des poutres soumises à 70%, sans atteindre la rupture indiquant qu'il y a aussi d'autres mécanismes responsables de la rupture.

Ces résultats montrent bien le rôle du mouvement de l'eau sur le développement des microfissures dans le matériau. Afin de mieux comprendre les mécanismes à l'échelle de la microstructure, l'activité acoustique générée pendant toute la durée de chargement de l'essai de fluage combiné propre-dessiccation est suivie.

4.2.2 Suivi des essais de fluage combinés propre – dessiccation par la technique d'EA

Afin d'avoir le maximum d'informations sur l'activité acoustique et plus particulièrement sur la localisation des évènements pendant le fluage, une localisation en 3D a été réalisée à l'aide de huit capteurs (Figure 2-13). La Figure 4-5 présente les résultats de localisation des EA pendant le fluage propre et le fluage de dessiccation jusqu'à la rupture de la poutre BFL70 selon le plan XY (face) et aussi selon le plan YZ le long de l'épaisseur de l'éprouvette (profil).

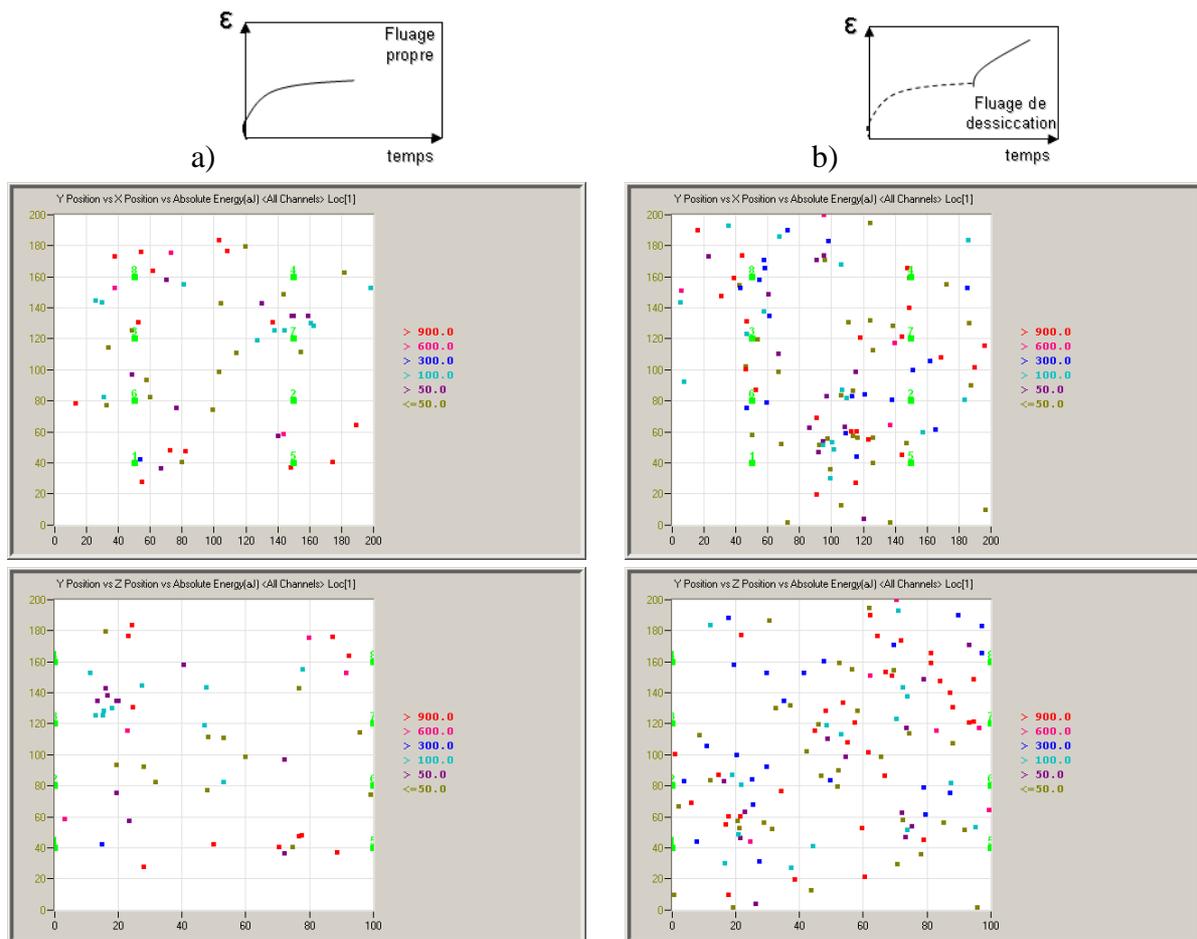


Figure 4-5: Localisation de l'endommagement au cours de l'essai de fluage à 70% de F_{max} pendant : a) le fluage propre et b) le fluage de dessiccation selon les plan XY et YZ.

L'observation de l'évolution des évènements montre qu'ils sont plutôt diffus et distribués aléatoirement pendant le fluage propre selon les deux plans XY et YZ, aussi bien dans la partie en compression que dans la partie en traction. Lorsque l'éprouvette est exposée au séchage, le nombre d'EA augmente avec une vitesse plus grande et des évènements plus énergétiques principalement présents au niveau de l'entaille, là où les contraintes sont les plus élevées, et à proximité des surfaces à cause du séchage (selon le plan YZ). Il est important de noter que la vitesse de propagation des ondes acoustiques varie légèrement au cours de l'essai.

Sous l'effet du séchage, les mécanismes de concentration et de redistribution des contraintes sont plus prépondérants surtout au niveau de l'entaille dans la zone tendue, provoquant ainsi une augmentation des microfissurations. Vingt minutes avant la rupture, les évènements commencent à se localiser au niveau de l'entaille suivi d'une propagation conique jusqu'à la rupture, traçant ainsi le chemin de fissuration (**Figure 4-6** (a) (b)).

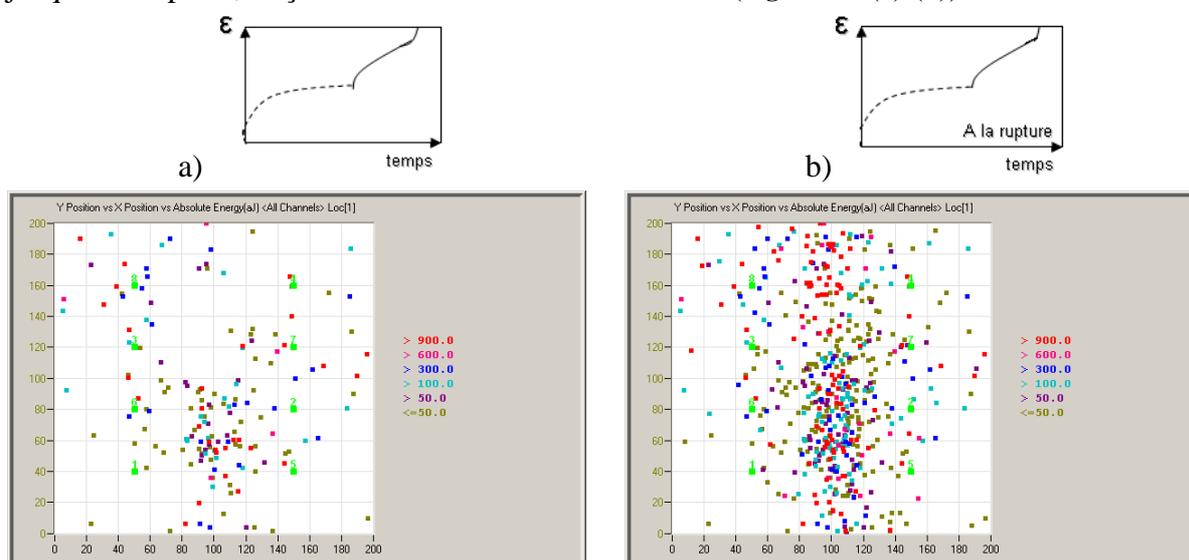


Figure 4-6: Localisation de l'endommagement au cours de l'essai de fluage à 70% de F_{max} pendant le fluage tertiaire et à la rupture.

Afin d'avoir plus d'informations sur les paramètres d'EA, l'évolution de l'amplitude et de l'énergie émise ont été corrélées avec le taux de fluage pendant les différentes phases (**Figure 4-7**). Pendant le fluage primaire, l'énergie dissipée et le nombre de hits ayant de fortes amplitudes sont assez importants. Le taux d'énergie diminue ensuite pendant le fluage secondaire et reste à peu près constant. Au moment où l'éprouvette est soumise au séchage, une forte libération d'énergie est mesurée dès les premiers instants de l'évaporation de l'eau avec des signaux de fortes amplitudes, puis l'énergie et l'amplitude des signaux diminuent avec le temps. Une création importante de fissures apparaît au moment du séchage et progresse ensuite avec moins d'intensité jusqu'à la rupture. La majorité de l'énergie libérée pour initier la fissuration apparaît donc pendant le fluage de dessiccation.

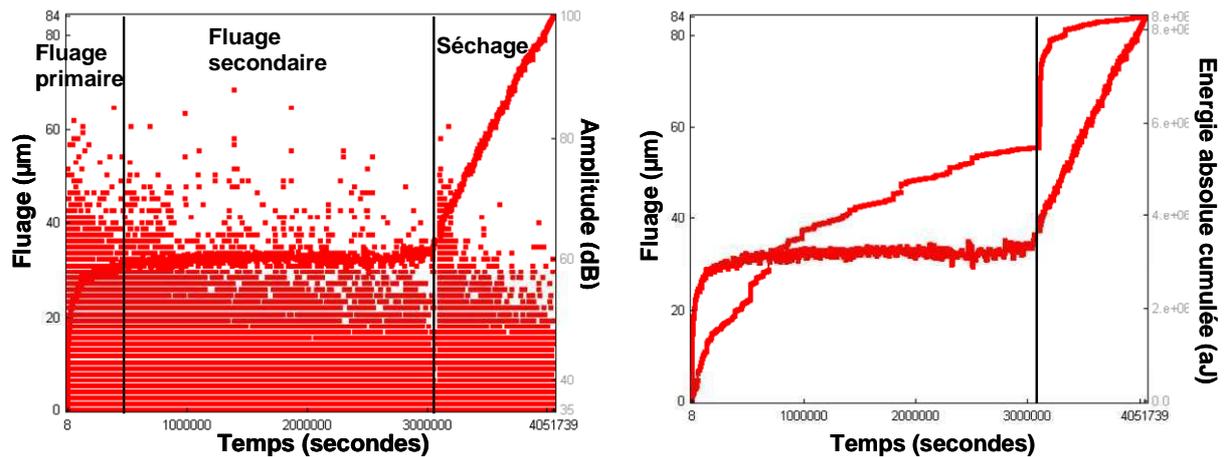


Figure 4-7: Corrélation entre le fluage et :a) les amplitudes des salves EA b) la distribution de l'énergie en fonction du temps au cours de l'essai de fluage à 70% de F_{max} .

Ces résultats montrent une certaine proportionnalité entre le taux de fluage et l'activité acoustique en termes de nombre d'évènements et des différents paramètres des signaux. Le nombre d'évènements et l'énergie émise augmentent avec le taux de déformation. Les données obtenues permettent ainsi d'estimer l'état d'endommagement du béton en utilisant l'énergie comme un indicateur de propagation des fissures.

Afin d'obtenir des informations sur la nature et les sources des signaux détectés, des essais de fluage de dessiccation ont été réalisés sur des poutres de mortier et de béton. Ces essais nous permettent aussi de suivre les différentes phases de fluage en étudiant la carte de localisation des évènements et leurs caractéristiques.

4.2.3 Essais de fluage de dessiccation

Des essais de fluage en dessiccation ont été réalisés avec les mêmes niveaux de chargement à 70% et 85% de la charge maximale sur des poutres de béton et de mortier (Tableau 4-3). Comme lors des essais en conditions endogènes, des poutres de béton non sollicitées ont été aussi étudiées.

Nom	Nombre de poutres	% F_{max}	Age de chargement	Durée de chargement en fluage propre	Durée de chargement en fluage de dessiccation
Fluage en dessiccation du béton					
BFD70	2	70% F_{max}	8 mois	----	3 jours
BFD85	2	85% F_{max}	8 mois	----	1 jour
Fluage en dessiccation du mortier					
MFD70	1	70% F_{max}	4 mois	----	5 mois
MFD85	1	85% F_{max}	4 mois	----	1 jour

Tableau 4-3 : Campagne des essais de fluage en dessiccation sur des poutres de mortier et de béton.

Pour les deux niveaux de chargement, la cinétique de fluage est très rapide en comparaison avec le fluage propre observé précédemment (Figure 4-8). Les courbes de fluage révèlent un processus en trois phases (Figure 4-8 (b)): un fluage primaire caractérisé par une décroissance rapide de la vitesse de déformation, un fluage secondaire correspondant à un état stationnaire pour lequel la vitesse de déformation est pratiquement constante, et un fluage tertiaire caractérisé par une augmentation très rapide de la vitesse de déformation. Le taux de chargement conditionne la durée de vie des poutres : l'éprouvette chargée à 85% s'est rompue après quelques heures, tandis que la rupture de la poutre chargée à 70% est survenue après quelques jours. Les forts niveaux de contraintes génèrent ainsi une fissuration du matériau dont la progression modifie de manière significative le taux de fluage et notamment dans sa dernière phase (Smadi et al., 1987). Par ailleurs, l'accélération positive dans cette phase ultime s'associe à un mécanisme de déformations dilatantes du béton et une croissance rapide de la micro-fissuration.

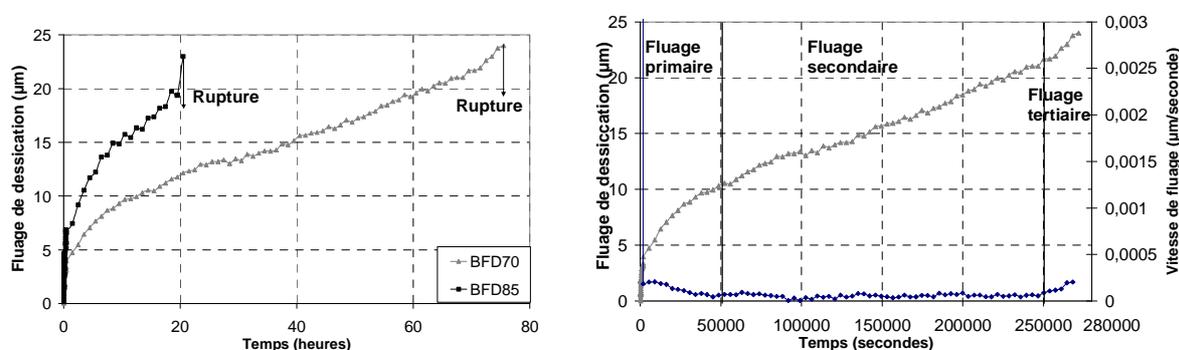


Figure 4-8: a) Fluage de dessiccation des poutres de béton chargées à 70% et 85% de F_{max} . et b) corrélation avec la vitesse de fluage à 70% de F_{max}

La Figure 4-9 présente l'évolution de l'amplitude et de l'énergie des hits emmagasinés au cours de l'essai de fluage de dessiccation sur béton pour un niveau de chargement de 70% (BFD70). L'activité acoustique est importante au début de l'essai au moment de l'application de la charge avec des signaux ayant une forte amplitude correspondant aux microfissurations créées au sein de l'éprouvette et au bruit de contact entre l'éprouvette et le vérin. Cette partie est enlevée et seule la déformation de fluage est considérée. L'activité acoustique peut se décomposer selon les trois phases d'évolution de la déformation. Ces phases engendrent des signaux d'amplitudes variées, correspondant visiblement à plusieurs mécanismes d'endommagement.

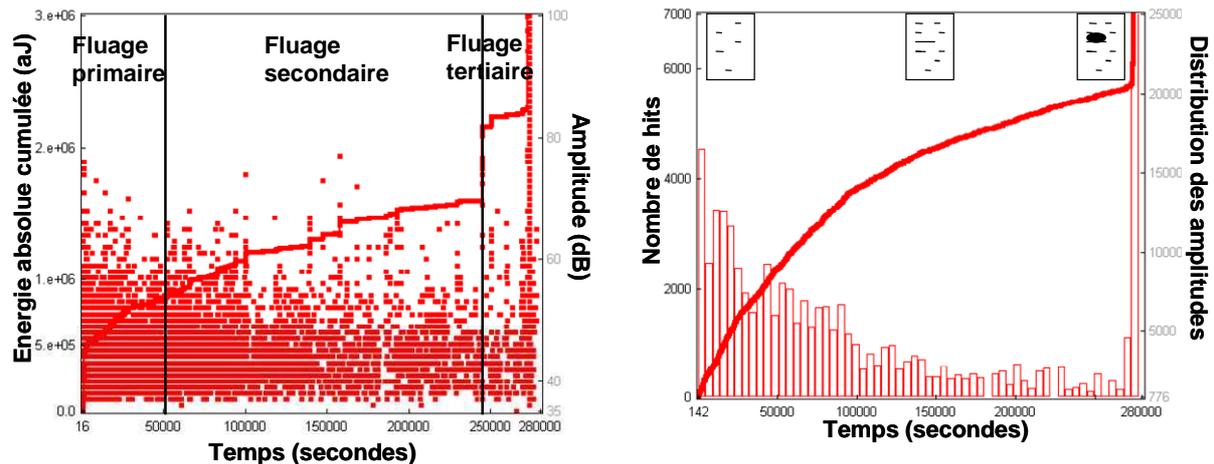


Figure 4-9: Activité acoustique au cours de l'essai de fluage (BFD70) : a) Corrélation entre l'énergie cumulée et les amplitudes des signaux et b) Distribution des amplitudes et nombre cumulé de hits.

L'activité acoustique est importante pendant la première phase, puis elle diminue progressivement avec l'accélération négative du taux de déformation pendant le fluage primaire. L'activité acoustique enregistrée durant la première phase décrit les mêmes mécanismes qu'en fluage propre, c'est-à-dire la création de microfissures et/ou l'extension de microfissures existantes dues au retrait.

Pendant la deuxième phase, le taux de génération des microfissures diminue et l'activité acoustique est plus stable. Comme pour le fluage propre, l'amplitude des hits les plus énergétiques ne dépasse pas 80 dB durant les deux premières phases. Ce qui peut expliquer que le mécanisme de microfissurations est du même type dans les deux types de fluage mais avec une cinétique plus rapide en dessiccation.

Au point d'inflexion entre le fluage secondaire et tertiaire, le processus se localise et la densité des microfissures ou la longueur équivalente dépasse une certaine valeur critique. Durant cette dernière phase, très courte, l'activité acoustique redevient importante et très énergétique et nous détectons des signaux pouvant atteindre une amplitude proche de 100 dB. Cette phase correspond à la propagation rapide des microfissures, générant des contraintes locales importantes, et la propagation d'une macrofissure entraînant la rupture de l'éprouvette au bout de trois jours. L'activité acoustique dans cette phase engendre des signaux couvrant toutes les gammes d'amplitudes, correspondant visiblement à plusieurs mécanismes d'endommagement (fissuration de la matrice, rupture des granulats, frottement, chocs...).

La localisation des événements d'EA détectés au cours de l'essai est présentée sur la **Figure 4-10**. Les événements sont aléatoirement distribués pendant le fluage primaire (a). Au cours du fluage secondaire (b), le nombre d'événements augmente avec des signaux de valeurs énergétiques différentes. Juste avant la rupture (c), les événements commencent à se concentrer autour de la zone de rupture, où l'endommagement est le plus important, dû à la propagation de la macrofissure et aux microfissures qui se créent au front de la fissure.

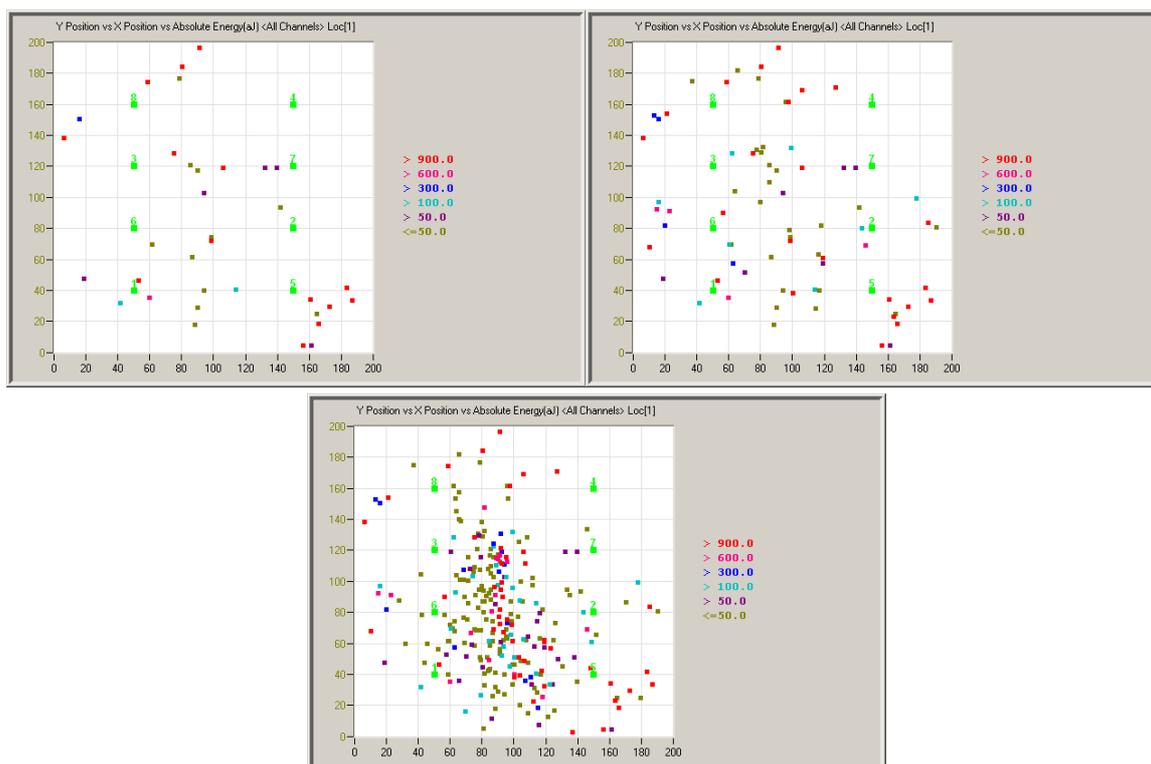


Figure 4-10: Localisation des événements acoustiques au cours de l'essai de fluage de dessiccation du béton (BFD70)

Les trois phases de fluage ont été aussi observées pour l'essai de fluage en dessiccation à 85%. Avec ce dernier, le taux d'énergie cumulée est plus important (Figure 4-11), indiquant un endommagement plus important provoquant la rupture précoce.

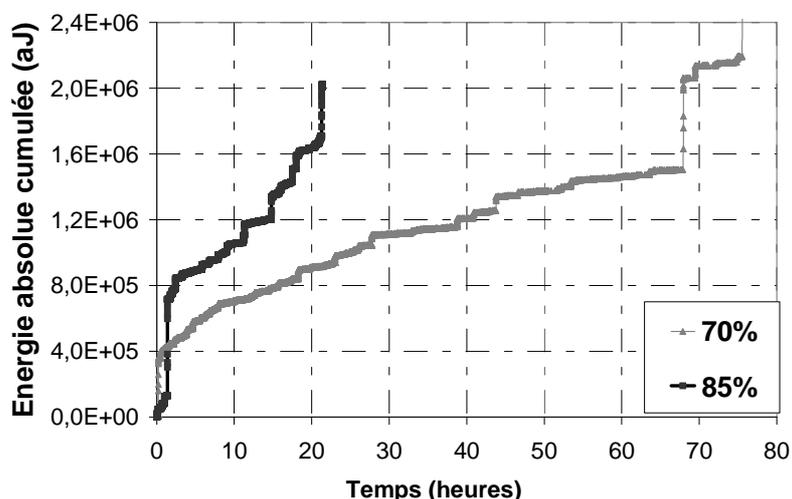


Figure 4-11: Evolution de l'énergie cumulée des poutres BFD70 et BFD85

4.2.4 Détermination de l'endommagement au cours du fluage

La Figure 4-12 représente le coefficient d'endommagement pendant le fluage du béton en flexion à 70% et 85% calculé par la relation 3-13. On voit bien la cinétique d'endommagement rapide de l'éprouvette chargée à 85% par rapport à celle chargée à 70%. Le calcul de l'endommagement au cours du temps permet d'une part aux modélisateurs de valider leurs

approches et, d'autre part, aux expérimentateurs d'optimiser une formulation de béton et des conditions de chargement pour diminuer la pente d'évolution de l'endommagement pour une plus longue durée de vie.

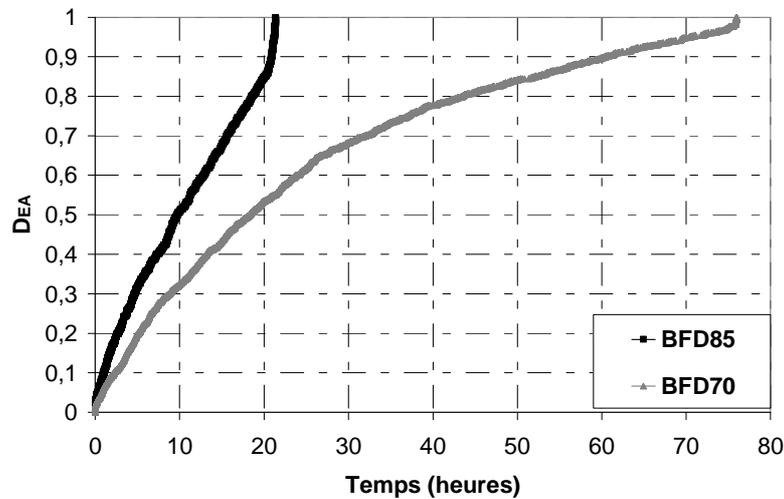


Figure 4-12: Evolution temporelle de la variable d'endommagement pendant le fluage

4.2.5 Bilan sur les essais de dessiccation sur béton

Aucune rupture n'a été obtenue pour le fluage propre après quatre mois de chargement tandis que les poutres soumises à la dessiccation ont atteint le fluage tertiaire après quelques jours. Le couplage fluage-endommagement semble être plus sensible à la dessiccation pour le type de béton étudié. De plus, la rupture survient à l'âge de quelques jours avec une magnitude de déformation de fluage, dans le cas de la dessiccation, inférieure à celle du fluage propre obtenue à l'âge de quatre mois. Ceci indique qu'en plus de la déformation de fluage, d'autres mécanismes agissent à l'échelle de la microstructure et sont responsables de la rupture. Des essais de fluage de dessiccation ont été alors réalisés sur des poutres de mortier pour analyser le comportement de la matrice du béton.

4.3 Essais de fluage de dessiccation sur des poutres de mortier

Afin d'avoir plus d'informations sur l'effet de la microstructure et l'hétérogénéité de la structure, des essais de fluage ont été réalisés sur des poutres de mortier de façon similaire aux essais sur béton. La poutre chargée à 85% s'étant rompue après quelques heures, l'analyse est difficile à réaliser. Dans ce cas nous avons choisi de nous intéresser à la poutre chargée à 70% qui est suffisamment pertinente pour une analyse du mortier. Cette poutre ne s'est pas rompue même après plus de quatre mois de chargement (Figure 4-13).

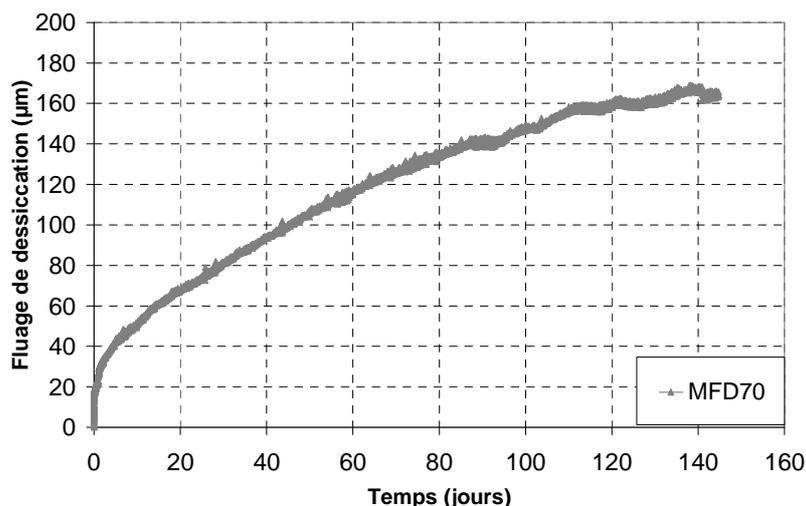


Figure 4-13: Fluage de dessiccation des poutres de mortier chargées à 70% et 85% de F_{max} .

En comparant les résultats en dessiccation du béton et du mortier à 70% de chargement, on observe que le fluage du mortier présente un caractère visqueux plus important que le béton. L'hétérogénéité du béton semble jouer un rôle important sur la tenue de la poutre. En effet, la présence des granulats dans le béton induit, d'une part, la présence d'une auréole de transition pâte-granat et, d'autre part, des zones de concentration de contraintes plus importantes que dans le mortier. Dans ce dernier, les contraintes liées au chargement et au retrait sont plus diffuses. L'auréole de transition, généralement plus fragile que la pâte (Zimbelmann, 1985) avec une épaisseur qui varie entre 20 et 56 μm pour un béton ordinaire (Bourdette et al., 1995 ; Zheng et al., 2005), contient une grande partie de l'eau libre du béton et cette eau est responsable d'un fort retrait lorsqu'elle est libre de s'échapper par un effet de séchage. La concentration de l'eau dans des zones définies peut conduire à une cinétique de fluage dépendante de la vitesse de séchage du béton. Des concentrations de contraintes sont ainsi engendrées dans ces zones et sont accentuées par les incompatibilités de déformation entre les granulats et la pâte de ciment qui conduisent à la rupture.

Pour distinguer l'activité acoustique dans la matrice et vérifier l'effet des granulats, en première approximation, les tests sur mortier sont ici analysés à l'aide de la technique d'EA. A 70% de chargement en fluage avec séchage, la poutre de mortier (MFD70) est suivie pendant 46 jours. En analysant les énergies, les amplitudes (Figure 4-14) et la carte de localisation des événements acoustiques (Figure 4-15), on observe que le nombre de hits est moins important que dans le béton. Le taux d'activité acoustique plus important dans le béton en comparaison avec le mortier indique un taux d'endommagement plus élevé. Ceci est en accord avec les essais de rupture en flexion trois points, où l'activité acoustique dans le mortier est très faible en phase pré-pic et plus faible dans tout l'essai par rapport aux poutres de béton. Les signaux de fortes amplitudes sont aussi globalement plus faibles. De plus, les signaux de faibles amplitudes sont beaucoup moins importants et semblent correspondre ainsi à la fissuration aux interfaces pâte-granulats dans le béton.

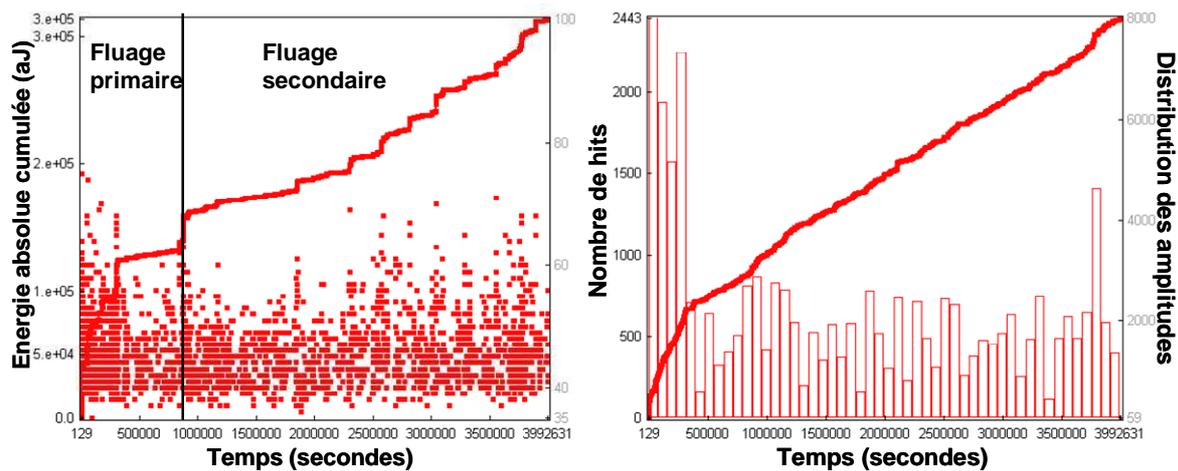


Figure 4-14: Activité acoustique au cours de l'essai de fluage du mortier (MFD70) : a) Corrélation entre l'énergie cumulée et les amplitudes des signaux ; b) Distribution des amplitudes

Les évènements détectés sont très dispersés pendant le fluage primaire et secondaire. Les évènements de fortes amplitudes apparaissent surtout au niveau de l'entaille et à la surface supérieure du spécimen exposée au séchage, et les évènements de faibles amplitudes sont concentrés au centre de l'éprouvette (Figure 4-15). Alors que pour les poutres de béton, les évènements ayant des énergies assez élevées sont localisés à la surface de la poutre et à l'intérieur.

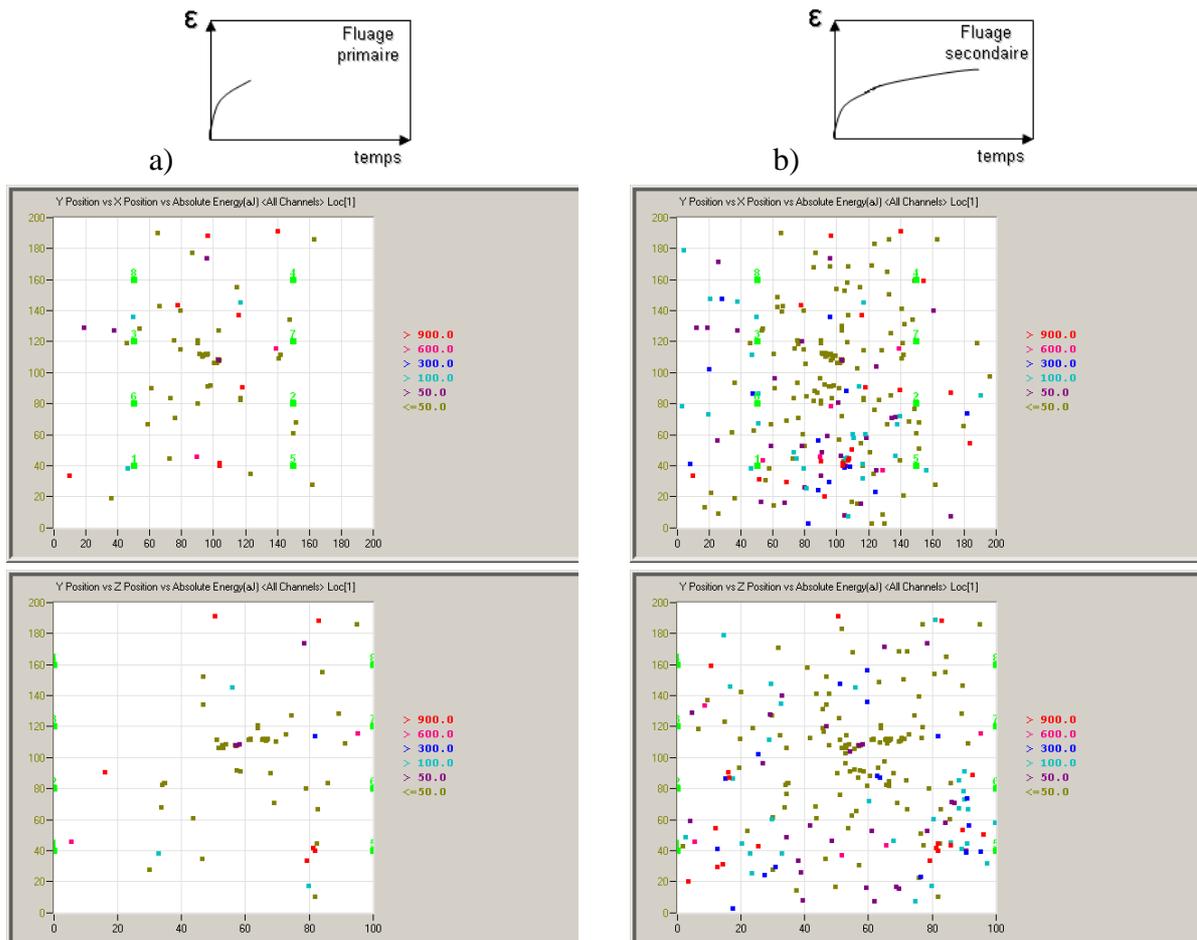


Figure 4-15: Localisation des EA au cours de l'essai de fluage de dessiccation du mortier (MFD70) a) fluage primaire b) fluage secondaire

Les granulats jouent alors un rôle important dans le développement des microfissurations au niveau de la zone de transition en augmentant ainsi le risque de rupture sous fluage. Ces microfissurations sont probablement dues au gradient de déformations (dues au fluage et au retrait) entre la pâte et les granulats (Bisschop et van Mier, 2002) et augmentent à la fois avec le séchage, le diamètre et le volume des granulats (Wong et al., 2009 ; Idiart et al., 2011, Grassl et al., 2010). En effet le retrait dans la pâte de ciment produit des contraintes plus importantes à l'interface et plus de microfissurations en comparaison avec le mortier.

La localisation des microfissures à ces interfaces conditionne alors le comportement sous fluage du béton et peut-être responsable d'une certaine fragilité à la rupture. Pour vérifier cette hypothèse, deux essais sont proposés dans ce qui suit. Le premier consiste à mener les éprouvettes soumises au fluage de dessiccation à la rupture afin d'évaluer la résistance résiduelle du béton. Le second consiste à créer une fissuration importante avant de charger la poutre de béton en fluage de dessiccation. Ceci dans le but de mieux contrôler l'endommagement initial.

4.4 Effet du fluage de dessiccation sur le comportement à la rupture du béton

4.4.1 Analyse de la résistance résiduelle

Pour réaliser un test de rupture sur les éprouvettes de béton soumises au fluage de dessiccation, seules les poutres chargées à 50% de la charge maximale sont retenues car les autres chargements entraînaient la rupture trop prématurément. Des essais de rupture en flexion trois points ont été alors réalisés sur ces poutres et sur des poutres de béton non chargées soumises aux mêmes conditions de séchage (BVD).

Les courbes force-CMOD des différentes poutres sont présentées sur la **Figure 4-16**. La résistance des poutres non chargées ne semble pas être affectée par la dessiccation, mais une légère diminution du module d'Young est observée. Ceci est en accord avec les études réalisées sur l'effet de la dessiccation. La plupart des auteurs ont rapporté une diminution du module d'Young, entre 4% et 30% quand le béton sèche (Burlion et al., 2005), due au retrait empêché par les granulats. Par contre, il n'y a pas d'effet direct sur la résistance à la compression et à la traction (Brooks et al., 1978). Certains auteurs ont remarqué une diminution de la résistance à la traction (Hanson, 1968) sur des essais brésiliens ou une diminution suivie d'une augmentation (Kanna et al., 1998) à l'aide des essais de traction directe. Tandis que d'autres ont rapporté une augmentation en flexion (De Larrard et Bostvironnois, 1991).

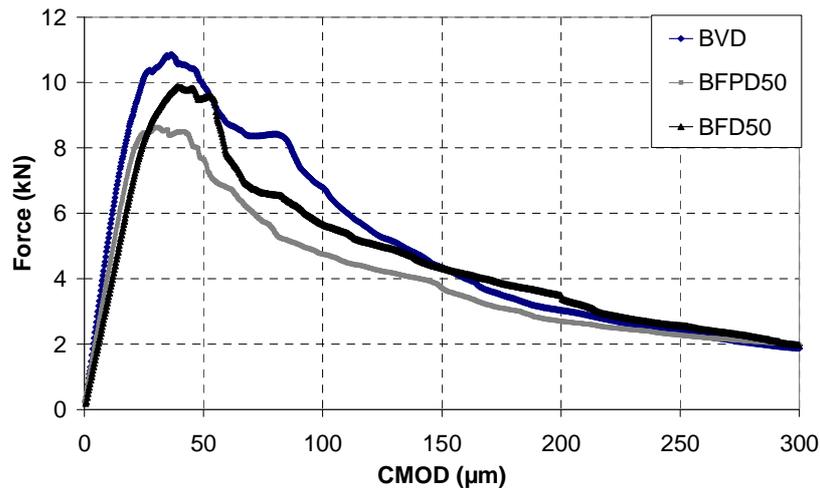


Figure 4-16 : Courbes force-CMOD pour les poutres BFPD50, BFD50 et BVD.

Une diminution nette de la résistance résiduelle et du module d'Young est observée sur les poutres soumises au fluage. L'énergie de fissuration ainsi que la longueur caractéristique diminuent aussi, indiquant un comportement plus fragile (Tableau 4-4). Donc, même avec un niveau de chargement relativement faible, le couplage fluage-endommagement est plus prépondérant en dessiccation qu'en fluage propre. A noter ici que le même comportement est observé avec les poutres de mortier.

	<i>BFD50</i>	<i>BFPD50</i>	<i>BVD</i>	
			Moyenne	Ecart-type
F_{\max} (kN)	9,8	8,6	10,9	0,3
$CMOD_{pic}$ (μm)	39,1	30,9	35,8	1,6
E (Gpa)	18,4	21,0	27,3	3,2
G_f (N/m)	87,3	81,3	146,8	10,4
f_{net} (MPa)	3,5	3,1	3,9	0,1
l_{ch} (mm)	129,5	179,8	264	4,7

Tableau 4-4 : Comparaison des paramètres à la rupture des poutres BFD50, BFPD50, BVD.

4.4.2 Fluage en flexion trois points sur des poutres endommagées

La fonction d'adoucissement étant utilisée comme fonction de base pour modéliser la rupture du béton, l'étude expérimentale du fluage sur des poutres partiellement endommagées peut donner des informations importantes sur la rupture du béton en fluage. Ainsi, afin de mieux comprendre le couplage entre le fluage et l'endommagement, un essai de fluage en flexion sur une éprouvette partiellement endommagée est réalisé. A partir de cet essai on peut suivre la propagation de la fissuration, la rupture du béton et étudier l'effet de l'endommagement sur l'évolution du fluage (Carpinteri et al., 1997).

Dans un premier temps, la poutre est sollicitée en flexion trois points jusqu'à un certain niveau de chargement au-delà du pic, dans la branche descendante de la courbe force-déplacement, de manière à ce que sa résistance soit inférieure à la résistance maximale initiale (**Figure 4-17**). La fissure se propage alors vers le centre de l'éprouvette et la résistance à la traction au moment du déchargement est dite résistance résiduelle. L'essai est piloté par l'ouverture de l'entaille avec une vitesse de $0,3 \mu\text{m/s}$. La poutre est ensuite soumise au fluage à 70% de la force maximale résiduelle jusqu'à la rupture de la poutre par fluage. Cet essai n'est pas simple à réaliser car le pilotage en force dans la partie post-pic du béton est très délicat.

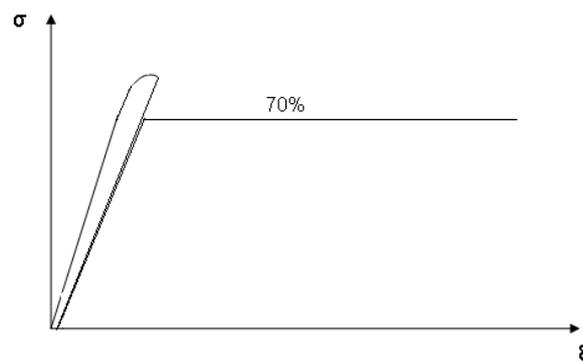


Figure 4-17: Courbe de chargement / déchargement pour l'essai de fluage sur poutre endommagée

La **Figure 4-18** présente la comparaison entre le fluage de la poutre endommagée (BF-Endo-70) et la poutre saine chargées toutes les deux à 70%. On remarque que la poutre endommagée a une durée de vie plus courte et le fluage tertiaire se développe après seulement 24 heures tandis que la poutre saine se casse après 3 jours.

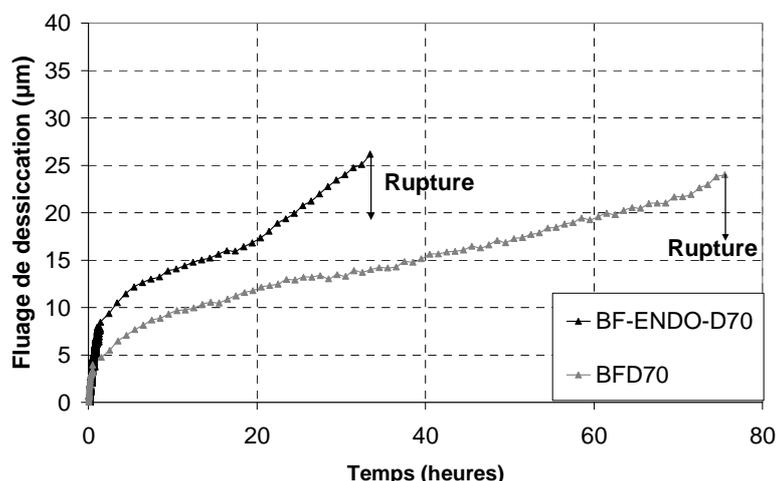


Figure 4-18: Comparaison entre les courbes de fluage en dessiccation à 70% avec la poutre saine et la poutre endommagée.

Le temps de rupture peut être exprimé comme une fonction de puissance du niveau de chargement. Selon Carpinteri (Carpinteri et al., 1997), cette équation est sous la forme :

$$t_{cr} = a \left(\frac{P_s}{P_D} \right)^{-b} \quad 4-1$$

où a et b représentent deux coefficients qui dépendent du niveau d'endommagement, t_{cr} le temps critique de rupture en seconde, P_D la charge au moment du déchargement et P_s la charge de fluage.

En utilisant la même équation de puissance dans notre cas, on trouve les coefficients suivant : $t_{cr} = 1 \times \left(\frac{754}{1073} \right)^{-33} = 116052 \text{ secondes} = 1,34 \text{ jours}$

Le chargement et le déchargement de la poutre ont créé une zone d'endommagement responsable de la diminution de la résistance résiduelle. La durée de vie de la poutre soumise au fluage est moindre avec une capacité de résistance à la rupture moins importante.

Cet essai est très original, mais très complexe à réaliser en flexion trois points. Il est utile ici pour vérifier l'effet de l'endommagement sur le fluage du béton, mais pour une analyse plus fine, la procédure utilisée mérite d'être améliorée. Dans une étude en cours de préparation, une nouvelle procédure utilisant un nouveau dispositif de chargement sera proposée dans un futur travail.

L'identification des mécanismes d'endommagement par la technique d'EA durant un essai de rupture du béton a été proposée dans plusieurs études (Rossi et al., 1989 ; Landis et al., 1999). Cette technique apparaît comme une méthode intéressante d'un point de vue qualitatif et quantitatif. A partir de l'analyse des données obtenues par les mesures acoustiques, il est possible d'établir une classification des données ou, en d'autres termes, regrouper les signaux ayant des caractéristiques similaires et les associer à un ou plusieurs mécanismes d'endommagement du matériau. L'hypothèse est que les différents mécanismes sources conduisent à des libérations d'énergie différentes, donc à des formes d'ondes différentes.

4.5 Identification des mécanismes d'endommagement.

4.5.1 Présentation de l'analyse statistique multi-variable

Les caractéristiques des signaux acoustiques, comme l'amplitude et l'énergie du signal, sont généralement utilisées pour caractériser le développement de l'endommagement. Les méthodes d'analyse statistiques multi-variables permettent de regrouper les données en prenant en compte plusieurs paramètres qui peuvent être temporels, fréquentiels ou temps-fréquence. Le choix des fonctions de distribution et de multiples corrélations entre les différentes caractéristiques des signaux acoustiques, réalisées en temps réel et en temps différé, sont les analyses les plus utilisées pour séparer et identifier les différents mécanismes sources. Lorsque le nombre de paramètres corrélés est supérieur à deux, l'analyse des signaux acoustiques est réalisée en utilisant une analyse statistique en composantes principales (ACP). L'identification et la séparation des sources acoustiques d'origines différentes sont réalisées à l'aide du logiciel Noesis.

4.5.1.1 Traitement des données et sélection des descripteurs (dendrogramme)

Dans la méthode de classification non supervisée, chaque signal peut être décrit par plusieurs paramètres (amplitude, énergie, durée, temps de montée, fréquence moyenne, ...), dont certains sont liés l'un à l'autre et donc redondants. Certains de ces paramètres sont mesurés en temps réel par le système d'acquisition et les autres sont calculés en post-processing. La réduction du bruit à partir des données initiales est d'une importance majeure et prioritaire. Selon la littérature, les hits du matériau sont fortement corrélés surtout au niveau de la durée, du nombre de coups ou de l'amplitude (Kostopoulos et al., 2003). La présence des points marginaux sur les graphiques représentant la durée en fonction de l'amplitude, ou le nombre de coups, est une indication du bruit mécanique ou électromagnétique (**Figure 4-19**). Ces signaux marginaux sont enlevés des données.

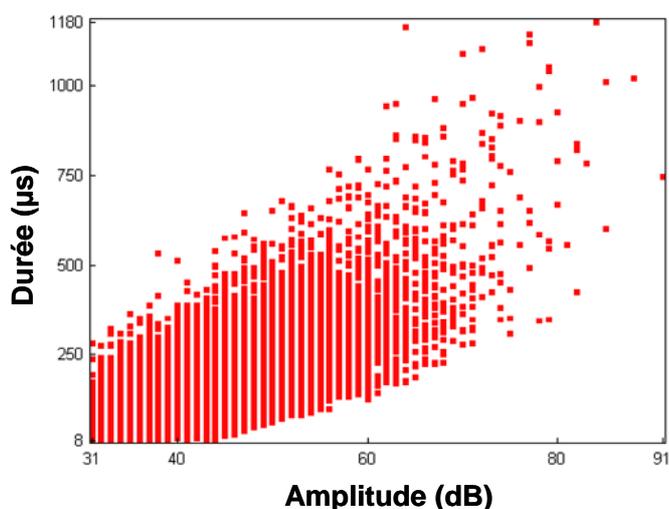


Figure 4-19 : Identification et extraction du bruit

Afin de choisir judicieusement les descripteurs, les paramètres redondants et ne donnant aucune information sur la nature physique des signaux sont supprimés en utilisant des matrices de corrélation. Ces paramètres doivent être peu corrélés et en nombre suffisants pour ne pas perdre d'information et en même temps pas très nombreux pour ne pas alourdir les calculs ou fausser l'importance relative de chaque paramètre. Les paramètres sont classés de façon hiérarchique par la construction d'un dendrogramme (**Figure 4-20**). Par-exemple, les deux groupes 6 et 15 les plus corrélés sont regroupés et forment un nouveau groupe unique. Les coefficients de corrélation sont ensuite recalculés entre tous les groupes et les deux plus corrélés sont à nouveau regroupés. Ce processus se poursuit jusqu'à l'obtention d'un seul groupe. On peut ainsi construire un dendrogramme avec en ordonnée le niveau de non corrélation des différents groupes de paramètres.

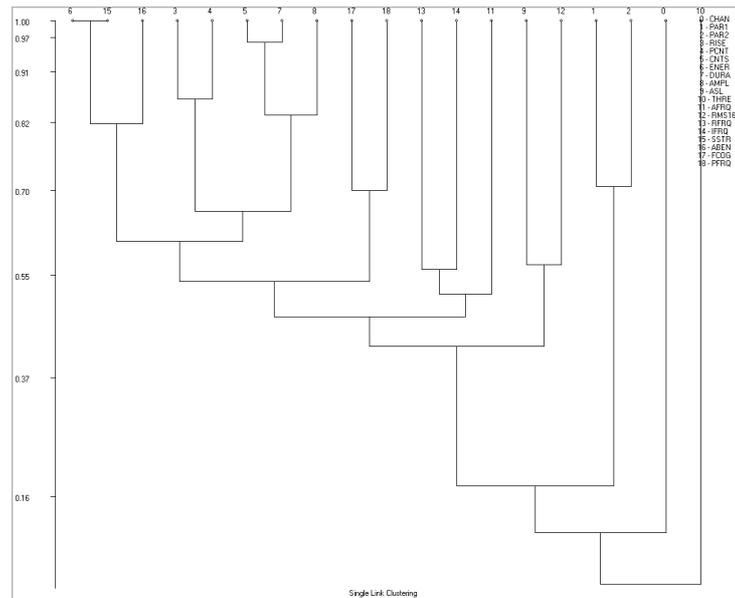


Figure 4-20: Dendrogramme de classification initial.

Les résultats étant indépendants du nombre de chaîne, du niveau de signal moyen (ASL, Average Signal Level), du niveau de seuil, de la force et de CMOD, ces paramètres sont enlevés du dendrogramme. La fréquence de réverbération, la fréquence initiale et rms, étant calculées à partir d'autres paramètres, sont également enlevées (Figure 4-21).

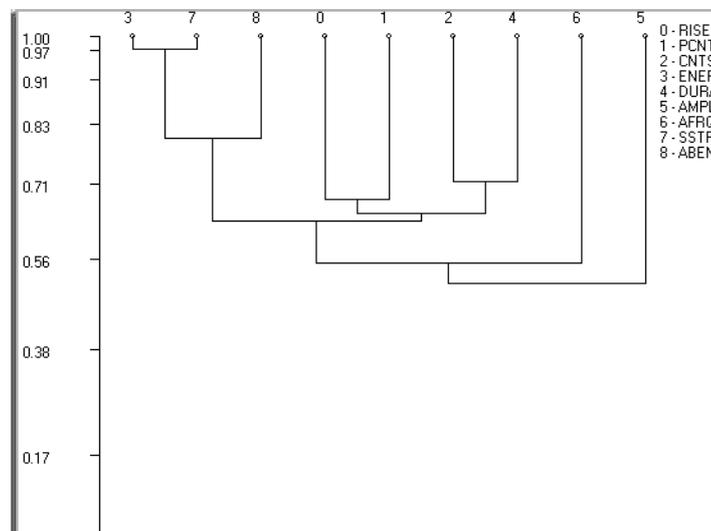


Figure 4-21 : Dendrogramme de classification d'après les données d'EA de l'essai de fluage après le choix des descripteurs.

L'énergie et l'intensité du signal, étant fortement corrélées, ne fournissent pas une meilleure séparation des données et l'information d'un des deux paramètres est alors suffisante. Afin de garder un maximum d'information sur chaque signal, un niveau de corrélation de 0,9 est choisi de façon à garder les descripteurs parmi les groupes les moins corrélés (Kostopoulos et al., 2003). Ainsi, à partir de 18 paramètres de corrélation relevés au début, 8 descripteurs sont retenus (Tableau 4-5).

Numéro	Descripteurs sélectionnés
1	Temps de montée
2	Nombre de coups au pic
3	Nombre de coups
4	Energie
5	Durée
6	Amplitude
7	Fréquence moyenne
8	Energie absolue

Tableau 4-5 : Les différents descripteurs sélectionnés à partir du dendrogramme

Pour chaque signal, les descripteurs sont définis et normalisés afin de les ramener dans l'intervalle [-1 ; 1]. Cette normalisation permet de donner des poids statistiques équivalant à chacun des paramètres.

4.5.1.2 Classement des évènements acoustiques par la méthode K-moyenne

Le logiciel Noesis offre une variété d'algorithmes non supervisés. La méthode utilisée dans cette analyse est la méthode de classification non-supervisée de « K- moyenne » (K-means) associée à une ACP et au dendrogramme. Cette méthode nécessite seulement le nombre de classes désirées. La méthode K-moyenne permet d'obtenir une classification non-supervisée dans le cas des données multidimensionnelles (Likas et al., 2003) en minimisant la somme des distances au carré entre tous les vecteurs d'une classe et son centre. Cet algorithme de classification est un processus itératif qui se déroule en sept étapes :

- 1) choix du nombre de classe,
- 2) choix d'une mesure de similarité, ici la distance euclidienne pondérée,
- 3) initiation des centres des K classes de façon aléatoire,
- 4) calcul de la distance entre chaque vecteur et chaque centre,
- 5) affectation de chaque vecteur à la classe la plus proche (distance minimale entre le signal et le centre de la classe),
- 6) calcul des nouveaux centres des classes ainsi définis à la fin de cette étape d'itération. Si les centres des classes sont stables, alors l'algorithme a convergé et la procédure est terminée, sinon il faut répéter les étapes 4 à 6.

Le calcul des distances est établi à partir de la distance euclidienne pondérée par les valeurs propres issues de l'ACP, tel que pour les n classes de fluage :

$$d^2(X, Y) = \sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot (X_i - Y_i)^2 \quad 4-2$$

où Y_i représente la moyenne des points dans chaque classe et X_i le point à classifier.

Cela permet de donner à chaque composante une importance relative à la quantité d'information qu'elle représente pour le jeu de données.

Une ACP est ensuite réalisée afin de trouver une nouvelle base de vecteurs propres non corrélés par combinaisons linéaires des 8 descripteurs sélectionnés, permettant ainsi de se ramener à un nouvel espace orthogonal. L'ACP permet d'améliorer la visualisation des

résultats de la classification réalisée avec la méthode K-moyenne en diminuant le nombre de dimensions (Oja, 1989). Les données peuvent ainsi être visualisées dans un plan par exemple.

4.5.2 Classification des mécanismes d'endommagement durant le fluage

4.5.2.1 Comparaison entre fluage propre et fluage combiné propre-dessiccation

L'analyse des hits enregistrés durant les essais de fluage est réalisée afin de distinguer, d'une part, la signature correspondant aux différents mécanismes d'endommagement du matériau (microfissuration, décohésion de la pâte et des granulats et rupture des granulats) et, d'autre part, leur chronologie d'apparition.

À partir de l'étude statistique multi-variables, on a distingué alors deux classes en fluage propre et trois classes en fluage de dessiccation pour l'essai de fluage combiné propre-dessiccation à 70% de chargement sur béton (Figure 4-22).

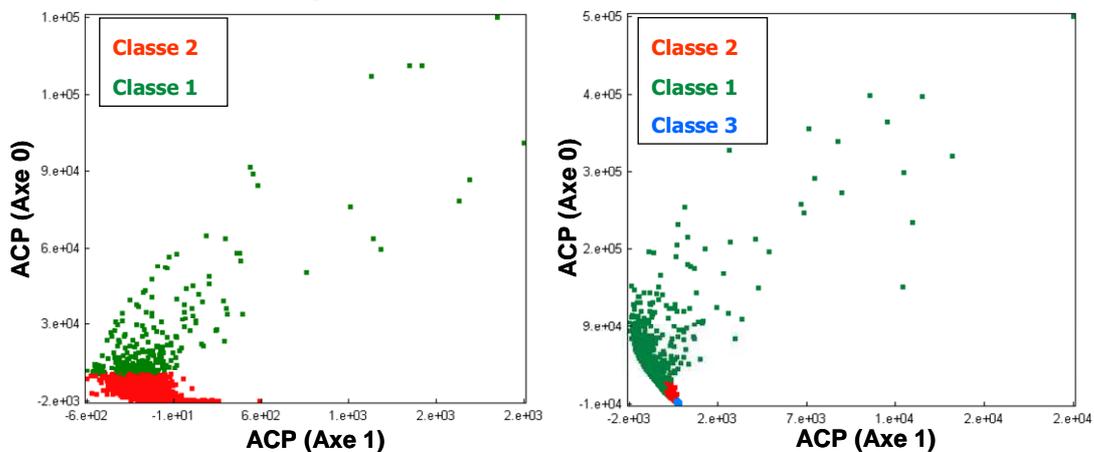


Figure 4-22: Visualisation des familles de l'ACP pour a) le fluage propre et b) le fluage combiné propre-dessiccation

La comparaison entre les différentes classes montre une évolution énergétique importante pour la classe 1 et moins importante pour la classe 2 dans le cas du fluage propre (Figure 4-23 (a)). Dans le cas du fluage de dessiccation, on retrouve un comportement similaire pour les classes 1 et 2, tandis que l'évolution énergétique de la classe 3 est très faible (Figure 4-23 (b)).

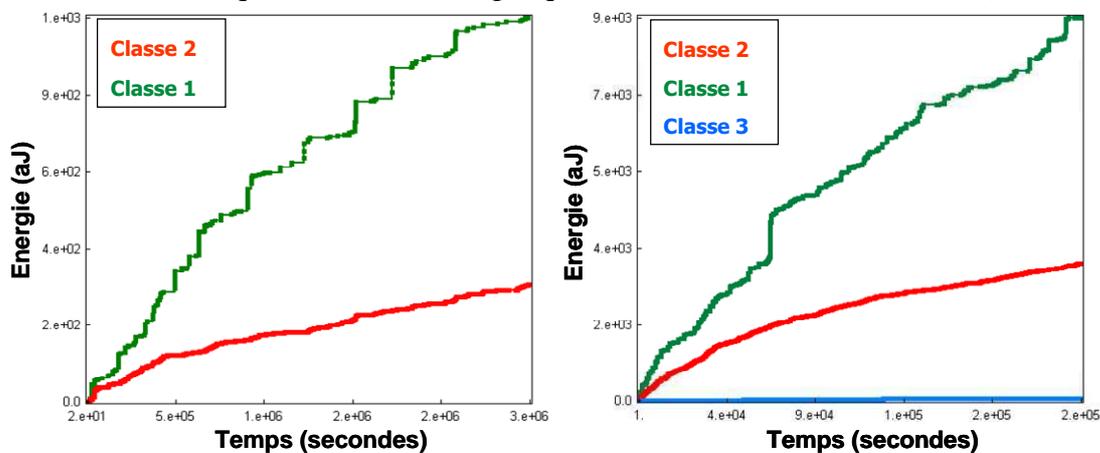


Figure 4-23: Evolution de l'énergie de chacune des classes pour a) le fluage propre et b) le fluage combiné propre-dessiccation.

Une approche statistique de la distribution des amplitudes est réalisée pour les trois classes distinguées. Les profils expérimentaux sont ensuite approchés par des lois de type Laplace-Gauss ou normale :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-m}{\sigma}\right)^2} \quad 4-3$$

avec $f(x)$ l'évolution de la population selon la loi statistique obtenue, x le paramètre étudié, m la moyenne et σ l'écart type sur la population étudiée. Deux grandeurs principales sont utilisées : le mode, qui représente la valeur moyenne et la gamme, qui correspond à la largeur de la courbe à mi-hauteur et définit les valeurs de la population les plus fréquemment rencontrées. La première classe correspond à des signaux de fortes amplitudes avec un mode situé à 50 dB et une gamme comprises majoritairement entre 42 et 59 dB que l'on peut associer à des microfissurations dans la matrice (Rossi et al., 1989) (Figure 4-24). Le profil expérimental enregistré correspond bien à une loi normale. La deuxième classe correspond à des signaux de faibles amplitudes avec un mode de 42 dB et une gamme comprises majoritairement entre 36 dB et 47 dB que l'on peut associer à des microfissurations à l'interface pâte-granulats (Rossi et al., 1989). Pour le fluage de dessiccation, un mode de 37 dB avec une gamme de très faibles amplitudes allant de 35 dB à 41 dB sont obtenus pour la troisième classe. Ses signaux peuvent être associés aux signaux dûs à la dessiccation du béton. En effet, la technique d'EA est capable de détecter des processus de faibles énergies à l'échelle de la microstructure comme les phénomènes de sorption et de désorption qui sont en corrélation avec la perte de masse de la poutre en jeu (Chotard et al., 2006).

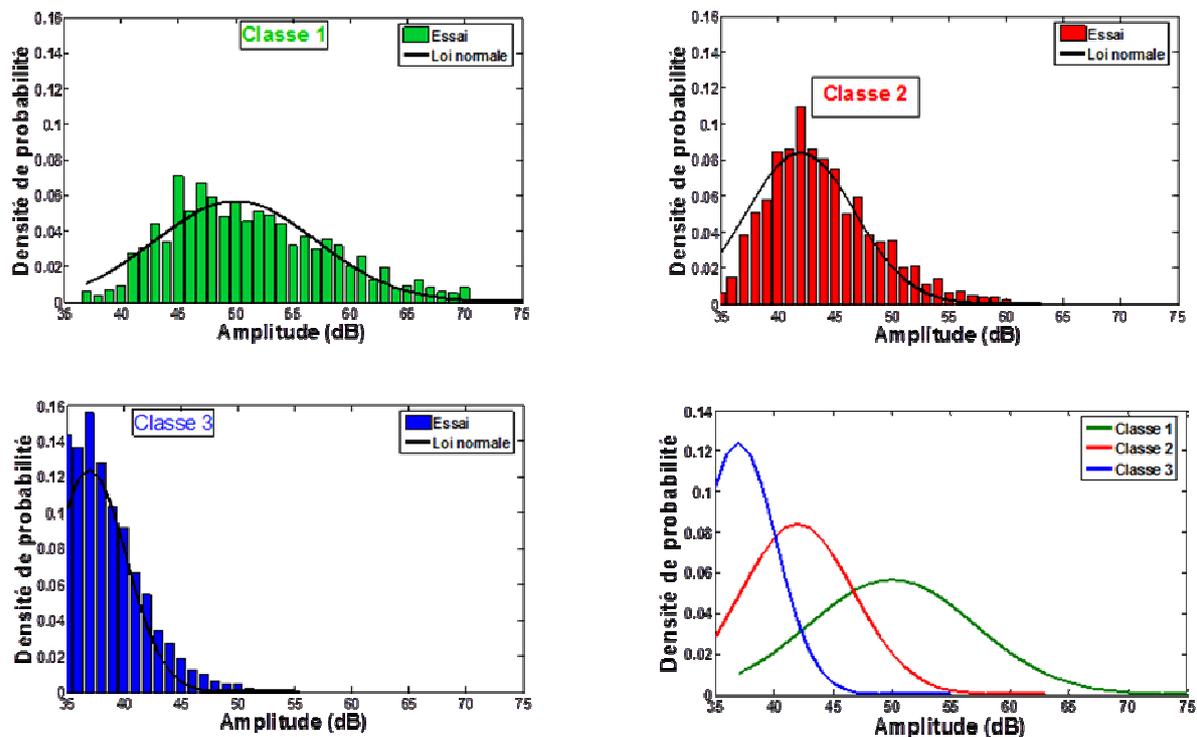


Figure 4-24: Distribution d'amplitude de chacune des classes pour la poutre chargée à 70% en fluage combiné propre-dessiccation

La chronologie d'apparition des différents types d'endommagement en fonction du temps au cours de l'essai de fluage montre que les microfissurations interfaciales sont les mécanismes d'endommagement les plus observés durant les essais de fluage propre (Figure 4-25). A partir du moment où on a soumis la poutre au séchage, le nombre d'évènements correspondant à la troisième classe augmente rapidement à cause de la dessiccation, puis il diminue au fur et à mesure avec le taux de retrait. A noter ici que pendant le séchage, le nombre de hits de la première et de la deuxième classe devient plus important par rapport au fluage propre surtout pendant les premiers jours de séchage.

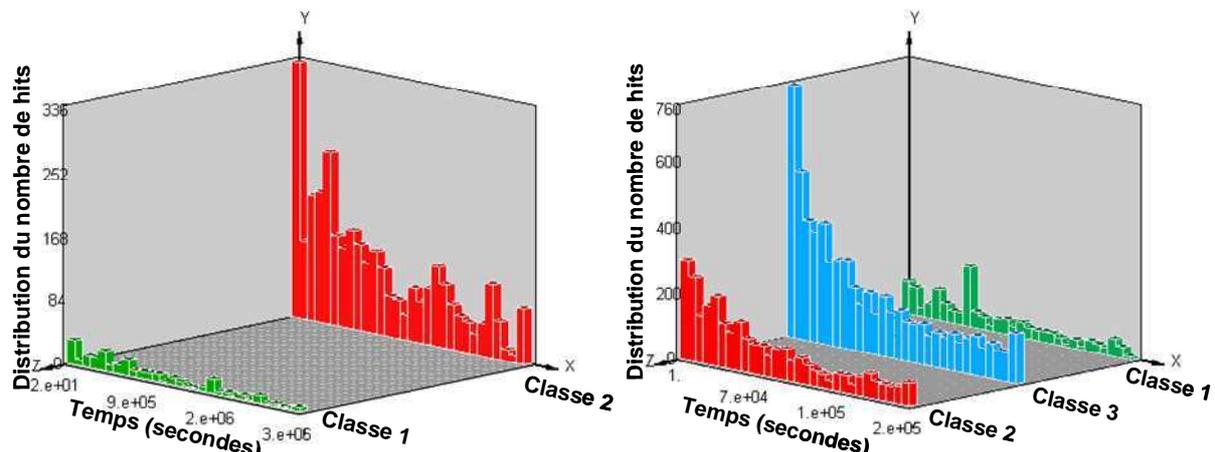


Figure 4-25: Chronologie d'apparition des classes en fonction du temps a) pour le fluage propre et b) le fluage combiné propre-dessiccation.

Cette étude multi-variables a été réalisée avant la rupture de l'éprouvette. Au moment de la rupture, le traitement devient beaucoup plus délicat car il faudrait tenir compte de nouvelles classes dues à la rupture des granulats, au frottement et aux chocs mécaniques entre les deux surfaces au moment de la rupture.

4.5.2.2 Mécanismes d'endommagement durant le fluage de dessiccation

La même analyse de classification est réalisée pour l'essai de fluage de dessiccation. L'étude montre aussi trois classes ayant les mêmes propriétés que celles déterminées pour le fluage combiné, et qui correspondent aux mêmes mécanismes d'endommagement (Figure 4-26) :

1. Une classe avec un nombre de hits assez faible mais ayant des amplitudes et des énergies très élevées, associée aux microfissurations matricielles.
2. Une classe due aux microfissurations à l'interface pâte-granulats avec un nombre de hits assez important, ayant des amplitudes et des énergies moins importantes.
3. Finalement, une troisième classe due à la dessiccation ayant le plus grand nombre d'évènements mais ayant des hits de faibles amplitudes et d'énergies.

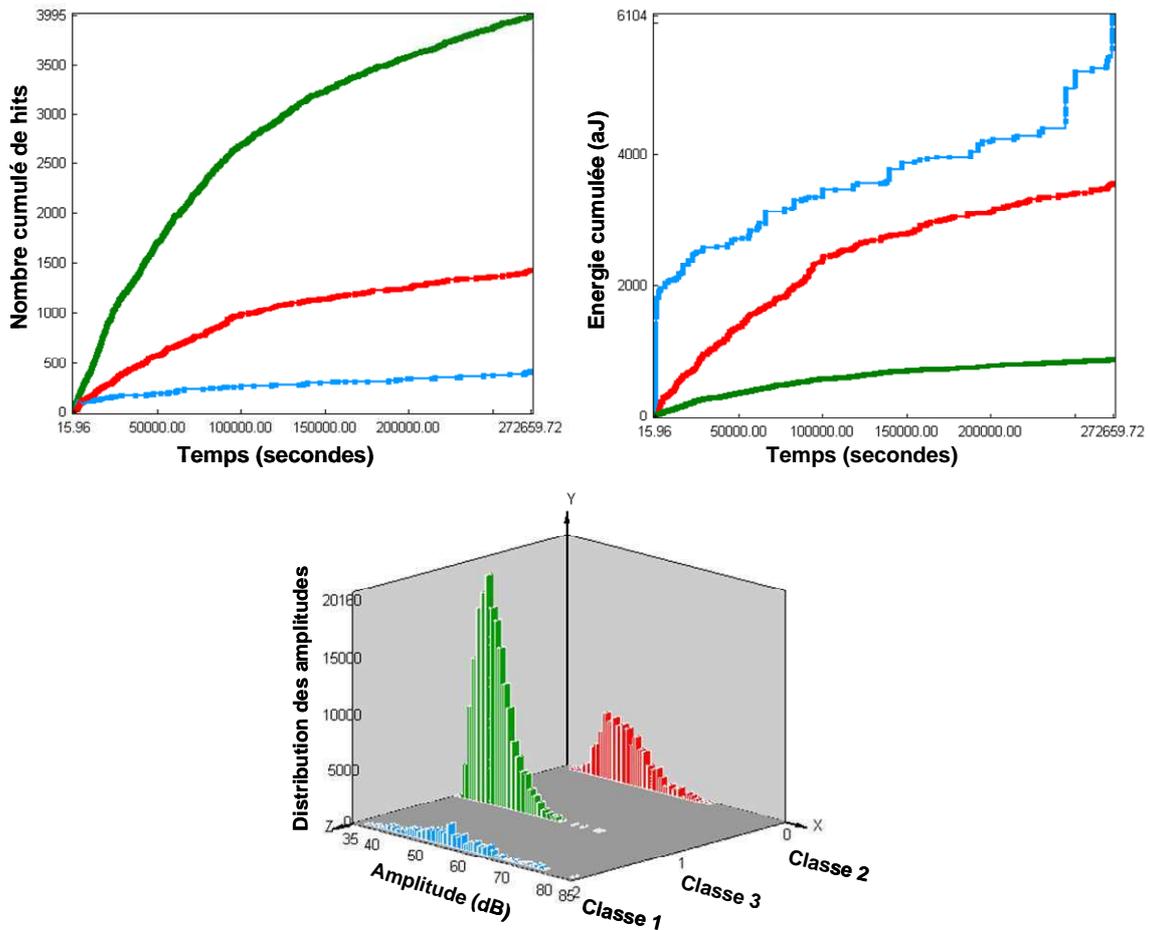


Figure 4-26: Chronologie d'évolution des EA de chacune des classes a) Evolution du nombre de hits b) Evolution de l'énergie acoustique et c) Distribution des amplitudes.

Le Tableau 4-6 résume les caractéristiques de ces mécanismes d'endommagement et la Figure 4-27 montre la forme caractéristique des signaux associés.

	Amplitude (dB)	Energie	Temps de montée (μ s)	Type du signal
Classe 1	37-85	2-190	1-815(longue)	Résonant
Classe 2	37-69	1-19	1-298 (moyenne)	Impulsionnel
Classe 3	35-68	0-4	1-235 (courte)	Impulsionnel

Tableau 4-6 : Caractéristiques moyennes des signaux de la classe 1, 2 et 3.

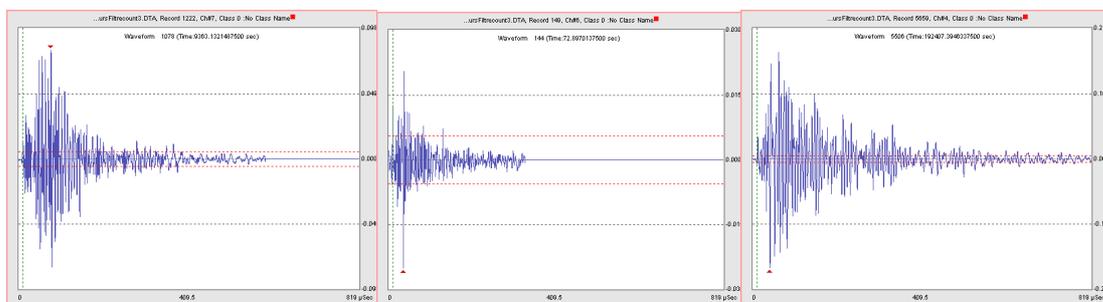


Figure 4-27: (de gauche à droite) Signaux de la classe 1, 2 et 3 dans un essai de fluage de dessiccation sur béton.

Pour affiner l'analyse, le traitement des signaux est réparti suivant les trois zones de fluage primaire, secondaire et tertiaire. La **Figure 4-28** présente les amplitudes et les énergies des hits ainsi que la distribution du nombre de hits en fonction des amplitudes pendant les trois phases. Les signaux de la classe 3, dûs à la dessiccation, sont présents dans les trois phases du fluage. Pendant le fluage primaire, des signaux de fortes amplitudes sont détectés au moment de l'application de la charge, responsable de l'initiation de la fissuration. Puis, ils diminuent avec une émission des signaux principalement de la classe 2, caractéristique des microfissurations interfaciales. Pendant le fluage secondaire, on retrouve les signaux de la classe 2 avec une apparition des signaux de la classe 1 qui ont une amplitude et une durée plus importantes, caractéristiques des microfissurations matricielles. Pendant le fluage tertiaire, des signaux de toutes gammes d'amplitude sont détectés, avec des signaux de la classe 2 et beaucoup de la classe 1, devenant plus énergétiques en fin d'essai au moment de la rupture.

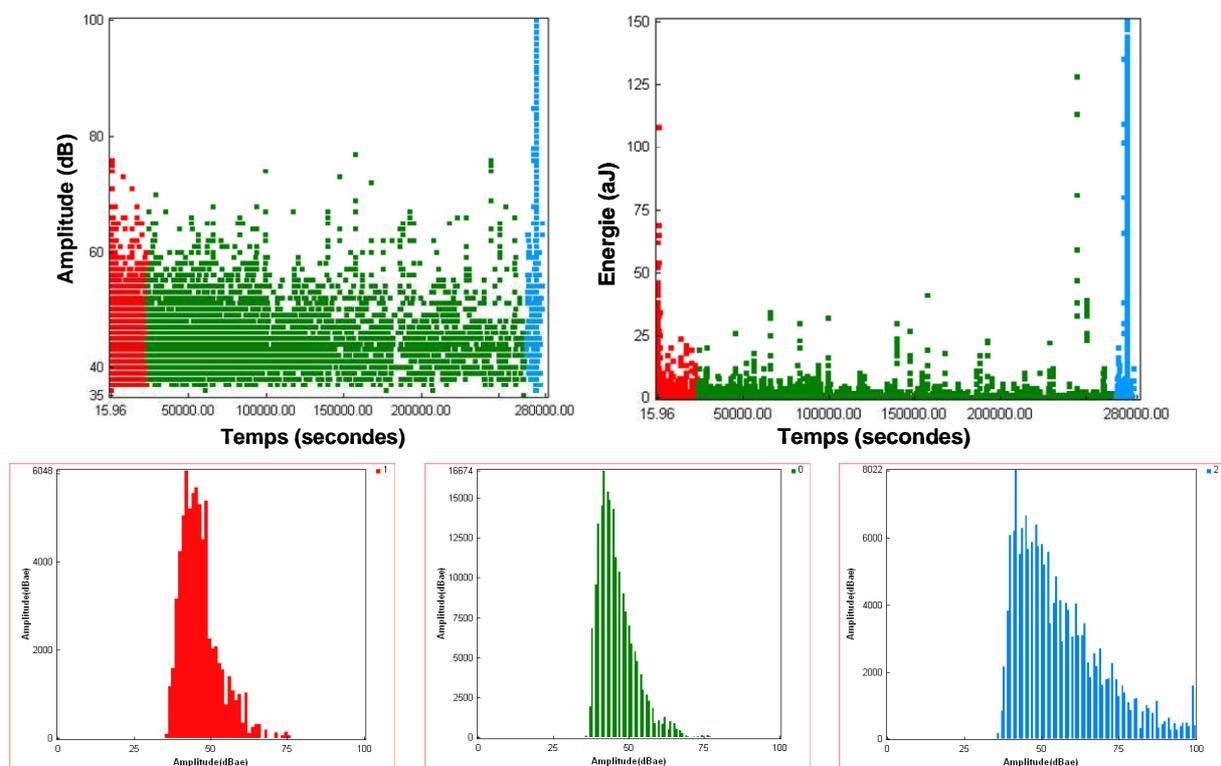


Figure 4-28: Amplitude (a) Energie (b) et distribution des amplitudes des hits pendant les trois phases de fluage : primaire (c) secondaire (d) et tertiaire (e)

Dans ce travail, les différents mécanismes d'endommagement sont classés par plages d'amplitudes définies entre le seuil de détection des événements acoustiques (35 dB) et un maximum différent pour chaque mécanisme. Cependant, il est clair que ces zones, même bien identifiées pour un type d'endommagement, présentent des recouvrements et rendent incertaine l'attribution d'un signal à un endommagement ayant réellement lieu. Cette difficulté a déjà été constatée (Rossi et al., 1989). Pour contourner ce problème, une analyse simultanée plus fine de plusieurs paramètres doit être réalisée en découplant les différents phénomènes. Cela nécessite la réalisation d'essais supplémentaires pour la détection des microfissurations qui peuvent être dues à d'autres mécanismes physiques comme le retrait, ...

4.6 Bilan

Le comportement des poutres sollicitées en fluage de flexion a été suivi à l'aide de la technique d'EA. Des émissions différentes ont été détectées pendant le fluage propre primaire et secondaire, indiquant différents mécanismes qui peuvent expliquer la fragilité du béton après fluage. Des essais de fluage avec séchage ont montré que le couplage fluage-endommagement est plus sensible en dessiccation avec une diminution plus nette de la résistance résiduelle et du module d'Young. La comparaison du fluage de dessiccation entre les poutres de béton et de mortier montre bien l'influence des granulats, responsables de l'apparition des micro-fissures à l'interface pâte-granulats.

Une étude statistique multivariable a permis de distinguer deux classes de signaux en fluage propre et trois classes en fluage de dessiccation. Dans les deux cas de fluage, la première classe peut être associée à des microfissurations à l'interface pâte-granulats et la deuxième classe à des microfissurations dans la matrice. Pour le fluage de dessiccation on peut ajouter une autre classe qui correspond au départ de l'eau du béton.

Cette analyse a été rendue possible par des outils performants de caractérisation, mais aussi par le choix de certaines hypothèses. Notamment sur la grande responsabilité de l'interface pâte-granulats dans les micro-mécanismes d'endommagement. Une observation à l'échelle mésoscopique durant le chargement par une technique tomographique permettrait de confirmer ces résultats. Mais les moyens techniques nécessaires sont très importants et très complexes à mettre en œuvre. Les chercheurs du GeM cherchent à développer actuellement une méthode pour charger mécaniquement des éprouvettes tout en suivant la microstructure par tomographie.

A l'heure d'aujourd'hui, l'approche numérique peut déjà apporter des solutions de suivi en modélisant le matériau à l'échelle de ses constituants. Ceci permet d'estimer le rôle de chaque constituant sur le comportement. C'est ce qui est proposé dans le chapitre suivant.

5 *Modèle mésoscopique viscoélastique non-linéaire*

L'étude expérimentale a permis de mettre en évidence plusieurs mécanismes physiques concernant le fluage du béton. L'endommagement généré par le maintien d'une charge constante a été observé grâce à la technique d'EA. L'hypothèse déduite de ces observations considère que l'interaction entre la pâte et les granulats pourrait être à l'origine des microfissures qui diminuent la résistance du béton. Les moyens expérimentaux utilisés ne permettent pas de l'affirmer et une modélisation à l'échelle des constituants paraît alors nécessaire pour le comprendre.

5.1 Objectifs de la modélisation

La modélisation du fluage du béton et de l'endommagement associé est récente et montre des avancées intéressantes. Elle est réalisée soit en introduisant une variable d'endommagement dans la loi de comportement viscoélastique (Challamel et al., 2005 ; Berthollet, 2003), soit en calculant la déformation équivalente en ajoutant les champs de déformations viscoélastiques aux déformations élastiques (Omar, 2004 ; Benboudjema et al., 2005 ; Ozbolt, 2001). Ces modèles sont basés sur des lois de comportement macroscopiques qui ne prennent pas en compte explicitement l'hétérogénéité du matériau. Or, les expériences montrent que la fissuration du béton est souvent due à sa grande hétérogénéité et la modélisation mésoscopique peut apporter un intérêt particulier dans la compréhension du comportement du béton à partir de la réponse des composants individuels (Grondin et al., 2007 ; Grassl et Jirasek, 2010 ; Dupray et al., 2009 ; Lopez et al., 2008).

La modélisation du béton à l'échelle mésoscopique est intermédiaire entre les aspects micromécaniques des phénomènes ayant lieu dans la pâte de ciment et l'échelle macroscopique qui considère le béton homogène. Elle permet ainsi d'identifier les phénomènes provenant du comportement de la matrice, de celui des inclusions (granulats) et les interactions entre les deux lorsqu'on observe le comportement global du béton. Les effets de variation des paramètres physiques ou géométriques peuvent aussi être étudiés. La modélisation au niveau mésoscopique permet donc :

- de mieux décrire le processus de rupture dans le béton qui est caractérisé par une transition progressive des microfissurations jusqu'à la localisation de la déformation et la création d'une seule fissure (Wriggers et Mofteh, 2006 ; Kozicki et Tejchman, 2007 ; Leite et al., 2004 ; Zhu et Tang, 2002 ; Nagai et al., 2004),

- d'apporter des éléments intéressants qui contribuent à la compréhension et à la modélisation des phénomènes complexes comme le comportement sous fort confinement (Dupray et al., 2009), la fatigue (Guo et al., 2009), l'effet de la température (Grassl et Pearce, 2009 ; Grondin et al., 2007, 2011), l'attaque sulfatique (Idiart et al., 2011), le retrait (De Sa et al., 2008), le fluage (Aydin et al., 2007).

Les caractéristiques des phases ont un effet important sur le comportement du béton. Par exemple, la densité des particules et la distribution des zones de transition (Kozicki et Tejchman, 2007), ainsi que les géométries des inclusions et les paramètres des interfaces (Lopez et al., 2008 (a) (b) ; Kwan et al., 1999). Le modèle de Aydin (Aydin et al., 2007), complet sur le plan du couplage chemo-mécanique, montre des résultats très intéressants sur l'influence de ces paramètres. Par-contre, l'endommagement n'est pas pris en compte dans ce modèle et il n'est pas possible d'estimer la dégradation du béton sous les conditions définies.

Le but de ce travail est donc de proposer un outil numérique complémentaire aux méthodes expérimentales utilisées précédemment pour une analyse fine sur le rôle des phases du béton sur le fluage. Cette analyse du comportement du béton sous fluage est faite en tenant compte de son hétérogénéité. Un modèle viscoélastique de type Kelvin-Voigt est couplé à un modèle d'endommagement. La modélisation à l'échelle mésoscopique est choisie pour distinguer explicitement le mortier des granulats.

5.2 Formulation du problème non-linéaire viscoélastique

5.2.1 Ecriture du problème

Soit un volume V représentant le béton hétérogène formé de deux phases: la matrice définie par le volume V_m et les inclusions regroupées dans un volume V_i . Dans le but de modéliser l'endommagement dû au fluage du béton, les phases obéissent à une loi de comportement viscoélastique endommageable. Une force constante \underline{F} , appliquée sur une des surfaces du bord de V (Γ_1) de normale extérieure \underline{n} , induit des champs de déplacement $\underline{u}(\underline{y})$, de déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{y})$ et de contraintes $\underline{\underline{\sigma}}(\underline{y})$ en chaque point \underline{y} de V . Le problème local viscoélastique non-linéaire s'écrit ainsi :

$$\underline{\underline{div}}\underline{\underline{\sigma}}(\underline{y}) = \underline{0} \quad \forall \underline{y} \in V \quad \text{5-1}$$

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{y}) = \underline{\underline{C}}(\underline{y}, \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{y})) : \left(\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{y}) - \underline{\underline{\varepsilon}}^p(\underline{y}) - \underline{\underline{\varepsilon}}^v(\underline{y}) \right) \quad \forall \underline{y} \in V \quad \text{5-2}$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{y}) = \frac{1}{2} \left(\underline{\underline{\nabla}}\underline{u}(\underline{y}) + {}^t \underline{\underline{\nabla}}\underline{u}(\underline{y}) \right) \quad \forall \underline{y} \in V \quad \text{5-3}$$

$$\underline{F} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} \quad \forall \underline{y} \in \Gamma_1 \quad \text{5-4}$$

$$\underline{u} = \underline{U} \quad \forall \underline{y} \in \Gamma_2 \quad \text{5-5}$$

Où $\underline{\underline{C}}(\underline{y}, \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{y}))$ représente le tenseur d'élasticité sécant d'ordre 4, $\underline{\underline{\varepsilon}}^p(\underline{y})$ la déformation plastique, $\underline{\underline{\varepsilon}}^v$ la déformation viscoélastique et Γ_1 le bord de V sur lequel est appliqué des conditions de déplacements macroscopiques \underline{U} . Le tenseur d'élasticité dépend des déformations locales et donc de l'état de l'endommagement local. L'endommagement apparaît et augmente dès que la déformation équivalente ε_{eq} (Mazars, 1984) dépasse la déformation seuil ε_{d0} tel que ε_{eq} est définie en fonction du tenseur d'élasticité

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^e \left(= \underline{\underline{\varepsilon}}(\underline{y}) - \underline{\underline{\varepsilon}}^p(\underline{y}) - \underline{\underline{\varepsilon}}^v(\underline{y}) \right) :$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_{eq} = \sqrt{\underline{\underline{\varepsilon}}^e : \underline{\underline{\varepsilon}}^e} \quad 5-6$$

Afin de modéliser au mieux l'endommagement du béton à l'échelle mésoscopique, un modèle développé par Fichant et al. (1997, 1999) est retenu. Ce modèle est une version modifiée du modèle microplan de Bazant et Ozbolt (1990) et permet, à partir de l'intégration des lois de comportement sur différents microplans, de relier le comportement macroscopique au comportement microscopique. Ce modèle permet de représenter l'effet unilatéral et d'obtenir des résultats objectifs indépendamment de la longueur des éléments finis en contrôlant l'énergie de rupture. Aussi, au lieu que le matériau soit caractérisé par une relation entre les composantes des contraintes et des déformations (Carol et Bazant, 1997 ; Carol et al., 2001), c'est la surface d'endommagement qui est discrétisée et non pas les lois de comportement. A la plus petite échelle, cette surface nous permet d'obtenir la relation entre le champ de contrainte totale ($\underline{\underline{\sigma}}$) et le champ de contrainte effective ($\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}$) quelque soit la direction du vecteur contrainte sur les différents plans d'orientations, de normales \underline{n} :

$$\underline{\underline{\tilde{\sigma}}}(y) = \underline{\underline{C}}^0(y) : \underline{\underline{\varepsilon}}^e(y) \quad \text{et} \quad \underline{\underline{\sigma}}(y) = \underline{\underline{C}}(y, \underline{\underline{\varepsilon}}(y)) : \left(\underline{\underline{C}}^0(y) \right)^{-1} : \underline{\underline{\tilde{\sigma}}}(y) \quad 5-7$$

où $\underline{\underline{C}}^0(y)$ est le tenseur d'élasticité d'ordre 4 du matériau sain. Les contraintes sont définies pour un nombre fini de directions ayant des vecteurs unitaires \underline{n} (Fichant et al., 1999):

$$\sigma_{ij} n_j = (1 - d(\underline{n})) \tilde{\sigma}_{ij} n_j \quad 5-8$$

Où σ_{ij} représente les composantes des champs de contrainte locales et $d(\underline{n})$ la variable scalaire d'endommagement dans la direction \underline{n} . $(1 - d(\underline{n}))$ définit une surface d'endommagement $S(\underline{n})$ pour chaque normale \underline{n} . Dans notre étude, l'endommagement est considéré isotrope. La surface d'endommagement est alors une sphère avec une seule valeur d'endommagement $d(\underline{n}) = d$ qui dépend de la déformation élastique tel que :

$$d = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\varepsilon^e} \exp \left[B_t (\varepsilon_{d0} - \varepsilon^e) \right] \quad 5-9$$

où B_t représente un paramètre de rupture du matériau lié à la résistance en traction (Mazars, 1984). Il permet de contrôler la branche descendante de la courbe contrainte-déformation, et dépend de la taille des éléments du maillage (h) afin d'avoir une réponse indépendante du maillage. ε_{d0} est défini comme étant le rapport entre la résistance à la traction et le module d'Young ($\varepsilon_{d0} = f_t / E$).

Afin d'obtenir une régularisation énergétique complète, la dissipation plastique est prise en compte dans le processus énergétique. Celle-ci est basée sur le critère de Drucker-Prager (Matallah et al., 2011). La première surface de Drucker-Prager est utilisée pour limiter la traction, et la seconde est employée pour modéliser la compression et la bi-compression dans un champ de contrainte biaxiale. La fonction de surface de Drucker-Prager est formulée dans l'espace des contraintes à trois dimensions et se traduit par deux expressions de la forme :

$$\begin{cases} F_t = \alpha_t J_2(\tilde{\sigma}_{ij}) + \beta_t I_1(\tilde{\sigma}_{ij}) - w(p) - w_0 \\ F_c = \alpha_c J_2(\tilde{\sigma}_{ij}) + \beta_c I_1(\tilde{\sigma}_{ij}) - w(p) - w_0 \end{cases} \quad 5-10$$

où α_c , α_t , β_c , β_t sont quatre paramètres fonction du rapport entre la résistance bi-axiale et uni-axiale et les contraintes en compression et en traction. Pour la loi d'écroutissage, une évolution linéaire plastique a été considérée et s'écrit de la façon suivante :

$$w(p) = q \cdot p + w_0 \quad 5-11$$

où w_0 représente le domaine élastique dans le champ de contrainte, p la déformation plastique effective et q un paramètre du modèle.

La loi d'évolution de la déformation plastique associée est ainsi définie en fonction du multiplicateur plastique $\dot{\lambda}$ telle que :

$$\varepsilon_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{dF_i}{d\tilde{\sigma}_{ij}} \quad 5-12$$

En incluant la part de plasticité, B_t associé à l'énergie de fissuration G_f s'écrit sous la forme :

$$G_f = h \frac{E \varepsilon_{d0}^2}{2} + h \frac{E \varepsilon_{d0}}{B_t (1 - \zeta)} \quad 5-13$$

avec $\zeta = \frac{E}{E + \frac{q}{dF_t / d\tilde{\sigma}}}$

A noter que ce modèle tient compte de la dissymétrie du comportement entre la traction et la compression. Le tenseur des contraintes effectives est ainsi séparé en une partie positive et une partie négative.

La déformation viscoélastique est définie par des éléments rhéologiques avec plusieurs chaînes de Kelvin-Voigt en série. L'utilisation de ces éléments permet de donner des formules directes pour l'évolution de la contrainte sans la nécessité de stocker l'histoire de chargement, contrairement au modèle de Maxwell qui nécessite l'utilisation d'un algorithme (Benboudjema et al., 2008). En considérant une chaîne de Kelvin-Voigt i et si on ne distingue pas les contraintes de traction et de compression, le modèle de fluage propre s'écrit :

$$\eta_{fp}^i \dot{\underline{\varepsilon}}_{fp}^i(t) + k_{fp}^i \underline{\varepsilon}_{fp}^i(t) = \underline{\tilde{\sigma}}(t) \quad 5-14$$

où $\underline{\varepsilon}_{fp}^i(t)$ est la déformation élémentaire de fluage propre au temps t , k_{fp}^i la rigidité et η_{fp}^i la viscosité associée à la chaîne i .

Les déformations viscoélastiques totales sont ainsi obtenues en résolvant analytiquement l'équation différentielle et la déformation de fluage au temps $n+1$ est calculée de façon incrémentale sous la forme :

$$\Delta \underline{\varepsilon}_{fp}^{n+1} = \underline{\varepsilon}_{fp}^{n+1} - \underline{\varepsilon}_{fp}^n = a_{fp} \underline{\varepsilon}_{fp}^n + b_{fp} \underline{\tilde{\sigma}}_n + c_{fp} \underline{\tilde{\sigma}}_{n+1} \quad 5-15$$

où $\underline{\varepsilon}_{fp}^n$ représente le champ de déformations de fluage propre au pas de temps n et a_{fp} , b_{fp} , c_{fp} des paramètres matériau associés à la cinétique de fluage.

Ce modèle est relativement simple à implémenter dans le code de calcul par éléments finis Cast3M car la résolution numérique est effectuée de façon analytique (Benboudjema, 2002).

5.2.2 Algorithme numérique

La Figure 5-1 présente le schéma du calcul numérique implémenté dans le code aux éléments finis Cast3M. Les champs de déformations totales, plastiques et viscoélastiques sont calculés séparément et l'endommagement est calculé dès que $\varepsilon_{eq} \geq \varepsilon_{d0}$ est vérifiée. Cet algorithme peut être utilisé quelque soit le type de maillage considéré, qu'il soit macroscopique ou mésoscopique.

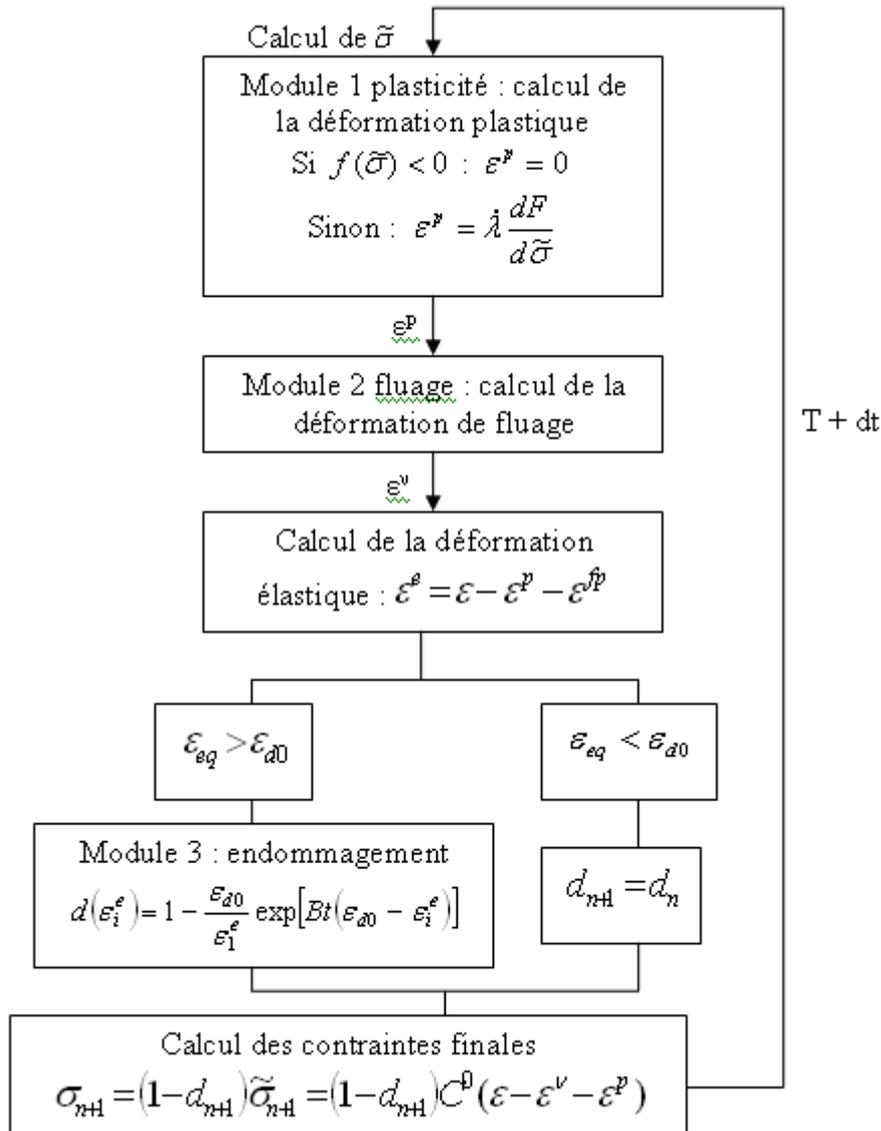


Figure 5-1 : Algorithme du problème couplé viscoélastique non-linéaire

5.2.3 Génération du maillage mésoscopique

Les modèles biphasiques basés sur les éléments finis restent rares en raison du très grand nombre d'éléments nécessaire pour modéliser correctement les inclusions, qui fixent un maximum de la taille de maille. En effet, celle-ci doit être inférieure à celle de la plus petite inclusion. On trouve donc trois approches : les modèles 2D qui permettent un plus grand

raffinement (Pedersen et al., 2007), les modèles 3D réguliers (Akers et Phillips, 2004) et les modèles 3D aléatoires sur grille régulière (Reidel et al., 2008). Ici l'algorithme du modèle Béton Numérique développé initialement dans le logiciel Symphonie-CSTB (Mounajed, 2002) est utilisé. Il consiste à générer un volume de béton présentant une distribution aléatoire des diverses inclusions (granulats, pores...) de différentes tailles dans une matrice solide.

Afin de proposer une comparaison acceptable aux mesures expérimentales, nous avons fait le choix de prendre le mortier comme matrice ; les informations sur le comportement de la pâte de ciment n'étant pas non plus connues. Les granulats sont inclus dans la matrice de façon aléatoire et ont un diamètre compris entre 5 et 12,5 mm. Les fractions volumiques de ces granulats et leur taille sont définies par la granulométrie réelle du béton étudié (Tableau 5-1). Les granulats représentent 37% du volume total du béton.

ϕ (mm)	f (%)
5	3
6,25	7
8	11
10	14
12,5	2

Tableau 5-1 : Granulométrie du béton.

La méthode proposée consiste à affecter dans un premier temps les caractéristiques du squelette de base qui représente le mortier à tous les éléments du maillage. Puis les granulats sont positionnés progressivement sur la grille par un algorithme spécifique en respectant leurs volumes unitaires et leur pourcentage.

Le nombre d'inclusions de type i est donné par :

$$N_i = \frac{VTE}{VU_i} \quad 5-16$$

où VTE désigne le volume total des éléments du volume et VU_i le volume d'une sphère en 3D ou la surface d'un cercle en 2D d'une inclusion de diamètre D_i (Mounajed, 2002). Un test de validité est effectué afin de vérifier que le centre de gravité de l'inclusion i se trouve dans le domaine du volume. En même temps, afin de s'assurer qu'il n'y ait pas d'interpénétrabilité entre les inclusions, un test est effectué sur la position de ces inclusions. Ce test consiste à vérifier si la distance entre la position du centre de gravité d'une nouvelle inclusion et celle d'une inclusion déjà validée est supérieure à une distance d_{\min} , définie comme étant la moyenne entre les deux rayons des inclusions : $d_{\min} = (R_{i1} + R_{i2}) / 2$.

Pour affecter les propriétés physiques des inclusions aux éléments les formant, ces derniers doivent avoir leur centre dans la zone d'influence de l'inclusion. C'est-à-dire que la distance entre le centre de gravité de l'élément et le centre de l'inclusion est inférieure au rayon de celle-ci. A la fin de la génération des inclusions, les caractéristiques de la matrice, initialement affectées à tous les éléments, ne concernent donc plus que le squelette seul. Afin d'assurer la

stabilité du volume et de respecter les conditions minimales d'un volume élémentaire représentatif, la dimension de celui-ci doit être égale au minimum à quatre fois le diamètre de la plus grande inclusion et les dimensions des éléments doivent être égales à 0,8 fois le diamètre des plus petites inclusions (Grondin, 2005).

5.2.4 Définitions des paramètres du modèle

Le modèle d'endommagement a un nombre raisonnable de paramètres qui peuvent être déterminés en s'appuyant sur des mesures réalisées sur des essais simples. Les simulations effectuées dans ce travail portent uniquement sur des tests de traction directe et de flexion trois points. Dans ces comportements les effets de compression peuvent être négligés devant ceux de la traction, responsable de l'endommagement du béton. Par-conséquent, pour analyser précisément les mécanismes d'endommagement dus au fluage, le choix a été fait de ne pas tenir compte de la plasticité dans les calculs.

Le Tableau 5-2 récapitule l'ensemble des paramètres à identifier et les méthodes choisies pour le faire. Des essais de traction directe et de fluage en traction sont réalisés sur des éprouvettes de mortier pour définir les paramètres d'endommagement et de viscolélasticité de la matrice. Certains paramètres sont aussi tirés de la littérature.

<i>Modèle</i>	<i>Paramètres</i>	<i>Unités</i>	<i>Constituants</i>	<i>Méthode d'identification</i>
Modèle d'endommagement	Module d'Young (E_0)	Pa	Mortier	Essai de traction directe
			Granulat	(Granger, 1996)
	Coefficient de Poisson (ν_0)	-	Mortier	Grindosonic
			Granulat	(Granger, 1996)
	Résistance en traction (f_t)	Pa	Mortier	Essai de traction directe
			Granulat	(Granger, 1996)
	Module d'écroutissage isotrope (q)	Pa	Mortier	(Fichant et al., 1996)
			Granulat	(Fichant et al., 1996)
Facteur d'influence (α)	-	Mortier	(Fichant et al., 1996)	
		Granulat	(Fichant et al., 1996)	
Energie de fissuration (G_f)	J/m ²	Mortier	Essai de flexion trois points	
		Granulat	(Laborderie et al., 2007)	
Modèle de Kelvin-Voigt	k^v	Pa	Mortier	Essais de fluage en traction
			Granulat	Imposé
	η^v	Pa.s	Mortier	Essais de fluage en traction
			Granulat	Imposé

Tableau 5-2 : Paramètres à déterminer pour la modélisation mésoscopique

5.3 Détermination expérimentale et numérique des paramètres mécaniques des phases du béton

5.3.1 Identification expérimentale des propriétés du béton en traction directe

5.3.1.1 Développement d'un dispositif expérimental de traction directe au GeM

La complexité de la réalisation d'essais en traction sur les matériaux cimentaires a été démontrée par plusieurs auteurs et les résultats ne sont pas nombreux (Cook, 1972 ; Reviron

et al., 2008 ; Swaddiwudhipong et al., 2003 ; Carino et Slate, 1976 ; van Mier, 2008). Cette étude a nécessité la conception et le développement de deux bâtis de fluage en traction (**Figure 5-2**). Des éprouvettes cylindriques sont munies de deux couronnes fixées au béton à l'aide de trois vis pointeau. Trois capteurs LVDT de déplacement, de précision $\pm 3 \mu\text{m}$, sont placés entre les deux couronnes et disposés sur trois génératrices à 120° . Le déplacement relatif des deux sections est ainsi mesuré en suivant l'allongement de l'éprouvette sur une longueur de 28 cm dans sa zone centrale pour s'affranchir des effets de bord. Les noyaux de chaque capteur sont suspendus sur les trois tiges fixées à la couronne supérieure pour s'affranchir des effets de flexion qui peuvent apparaître si la charge appliquée n'est pas centrée correctement.

La mise en charge du béton s'accomplit au moyen d'un vérin électromécanique. Le capteur de force a une capacité de 100 kN ; ce qui est suffisant pour les tests de traction sur béton et mortier. L'essai peut être piloté soit en force soit en déplacement du vérin avec des vitesses comprises entre 10^{-6} et 10^{-1} mm/s. Pour éviter tout risque de flexion dû aux défauts de géométrie des pièces mécaniques et de l'éprouvette, un système de rotule à la fixation inférieure a été conçu pour compenser les défauts éventuels. Dans le cadre des essais de traction, l'usage de casques à coller sur les éprouvettes est répandu et usuel. Ainsi l'éprouvette est fixée sur le bâti par l'intermédiaire des casques en acier fixés sur le bâti d'une part et collés sur l'éprouvette d'autre part. Le centrage et l'alignement de l'éprouvette sont réalisés par réglage de la rotule du casque inférieure fixée à une tige ajustée pour être la plus verticale possible.

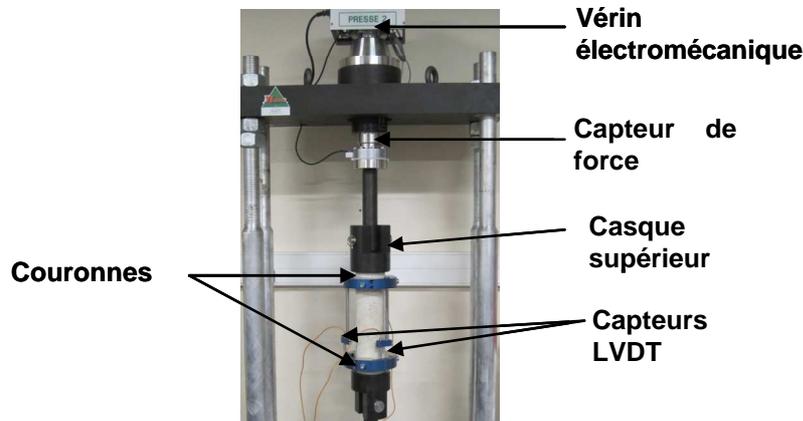


Figure 5-2: Bâti de fluage en traction directe développé au GeM.

L'acquisition des mesures est effectuée à l'aide d'un programme à partir duquel les paramètres de chargement et l'acquisition des données peuvent être modifiés.

La mise au point du collage de l'éprouvette aux casques est fondamental pour la réussite de l'essai. La colle utilisée est une colle méthacrylate résultant d'un mélange de poudre, Plex 7742 (80%) et de liquide Pleximon 801 (20%) qui durcit en quelques minutes. Afin d'améliorer la cohésion entre le casque et l'éprouvette, celle-ci est soumise à une légère force en compression (0,2 kN) par l'intermédiaire du vérin avant la prise de la colle. Le collage a lieu 48 heures avant l'essai de traction, temps au bout duquel la colle sera totalement sèche. Le temps, l'effort, le déplacement du vérin et le déplacement des trois capteurs LVDT sont enregistrés continuellement.

5.3.1.2 Procédure expérimentale

Des éprouvettes cylindriques (ϕ 11x45 cm²) sont coulées dans des moules en carton et vibrées en trois couches. Les éprouvettes sont recouvertes et conservées dans une salle humide à 20°C et 95% d'humidité relative. A l'âge de deux mois, elles sont démoulées et rectifiées afin d'avoir deux surfaces bien parallèles. Tous les essais sont effectués dans une salle régulée en température à 20 °C (\pm 2°C) et en humidité relative à 50% (\pm 5%). Les éprouvettes qui doivent être soumises au fluage propre sont enveloppées dans du papier aluminium adhésif pour éviter le séchage. Elles sont ensuite collées entre les deux casques en acier montés sur les bâtis de traction.

Des essais préliminaires ont été réalisés avec différentes vitesses de chargement afin de voir la sensibilité de la résistance à la traction par-rapport à la vitesse de chargement, mais aucune différence n'a été observée avec la plage de vitesse choisie (Annexe 4). Le type de pilotage en force ou en déplacement ne semble pas avoir non plus un effet sur le comportement du béton à la rupture (Annexe 4).

A noter ici que les difficultés majeures pour la conception d'un essai de traction directe pour le béton sont associées au poids propre, à la concentration de contraintes, à la flexion secondaire et à la torsion induite au spécimen de béton aux deux extrémités. Ces contraintes additionnelles causent une réduction dans la mesure de la résistance à la traction et sont difficiles à déterminer pour chaque essai. Le but majeur fixé pour obtenir une bonne caractérisation du matériau est alors d'avoir une contrainte en traction uniforme avec un plan unique dans la zone de rupture

Des essais de rupture en traction directe sur mortier sont d'abord réalisés pour identifier les propriétés de rupture de la matrice indispensables pour la modélisation. Puis des essais de fluage à 70% et 85% de la résistance maximale sont menés pour définir cette fois-ci les coefficients du modèle de Kelvin-Voigt. La vitesse de chargement est choisie de l'ordre de 0,2 kN/s de telle façon à obtenir la déformation instantanée, ou la charge au pic, en 60 secondes. Les mêmes essais sont ensuite réalisés sur béton pour la confrontation des résultats expérimentaux à la modélisation mésoscopique et la validation du choix des paramètres.

5.3.1.3 Mesure des paramètres mécaniques du mortier

La **Figure 5-3** présente l'évolution force-déplacement (moyen) mesurée sur les éprouvettes de mortier sollicitées en traction directe jusqu'à la rupture.

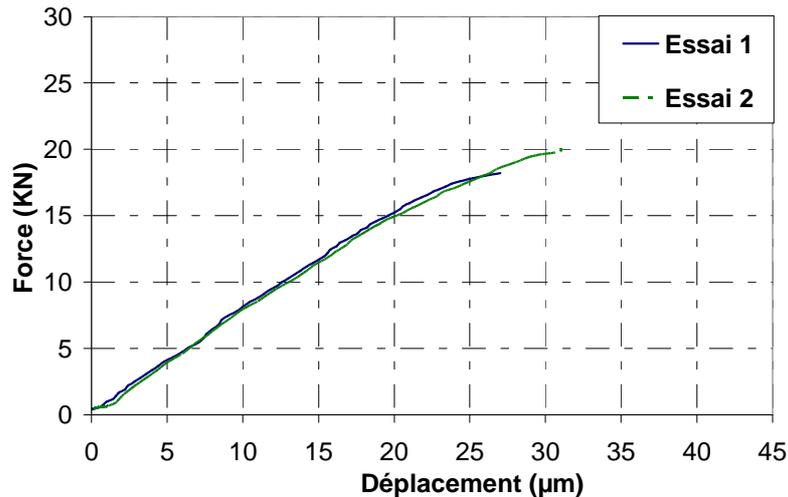


Figure 5-3 : Evolution force-déplacement du mortier sollicité en traction directe

Le Tableau 5-3 présente les résultats des mesures effectuées pour ces deux essais. La bonne reproductibilité de la contrainte à la rupture des essais (dans une fourchette de $\pm 10\%$) permet d'affirmer que l'on se trouve dans de bonnes conditions de traction. Cet essai donne une bonne estimation de la résistance en traction en comparaison avec les essais indirects comme l'essai brésilien et l'essai de flexion avec une déformation à la rupture aux alentours de 0,01%.

<i>Mortier</i>	<i>Résistance maximale (KN)</i>	<i>Contraintes (MPa)</i>	<i>Module d'Young (Gpa)</i>	<i>Déplacement maximal (µm)</i>
Essai 1	18,2	1,9	22,4	27
Essai 2	20,2	2,1	22,5	31
Moyenne	19,2	2,0	22,4	29
Ecart type	1,4	0,1	0,08	2,8

Tableau 5-3 : Paramètres caractéristiques de la résistance à la traction du mortier.

5.3.2 Identification numérique des propriétés des phases du béton

5.3.2.1 Calcul des paramètres de rupture du mortier et des granulats

Des calculs sur des maillages homogènes représentant le mortier et le granulat sont réalisés pour caractériser les paramètres d'endommagement. Un maillage de dimension égale aux éprouvettes testées expérimentalement est discrétisé en éléments quadrangles. Un chargement en traction uniaxiale est imposé, avec des déplacements nuls sur la base inférieure de l'éprouvette et une force verticale imposée sur sa face supérieure (Figure 5-4). Les simulations numériques sont effectuées en condition de contraintes planes.

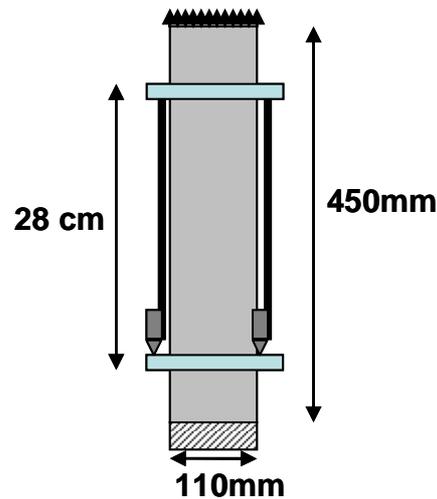


Figure 5-4 : Géométrie et conditions aux limites des éprouvettes testées en traction

Pour le mortier, E et f_t mesurés précédemment sont utilisés. Tandis que pour les granulats, le module d'Young est pris égal à 60 GPa, leur résistance à la traction est de 6 MPa et le coefficient de Poisson vaut 0,24 (Granger, 1996 ; Laborderie et al., 2007 ; Nguyen et al., 2010).

La Figure 5-5 présente les courbes force-déplacement calculées pour le mortier et pour les granulats. A noter ici que le déplacement du mortier est calculé entre les deux couronnes situées à 28 cm par analogie avec les essais expérimentaux. L'énergie de fissuration, qui permet de gouverner la phase adoucissante en post-pic, est déterminée à partir des essais de rupture en flexion trois points sur mortier avec $G_f = 45 \text{ J/m}^2$ et pour les granulats $G_f = 80 \text{ J/m}^2$. Les calculs réalisés sur mortier sont comparés aux mesures expérimentales (Figure 5-5). La simulation est proche de l'expérience dans la phase élastique et la limite de rupture est atteinte au même déplacement avec une force identique. Par-contre, les essais n'ayant pas permis de suivre le comportement en post-pic, car l'éprouvette se casse de façon fragile en atteignant la force maximale, il n'est pas possible de valider le choix de l'énergie de fissuration. Cette validation sera faite par les calculs sur béton en flexion présentés plus loin.

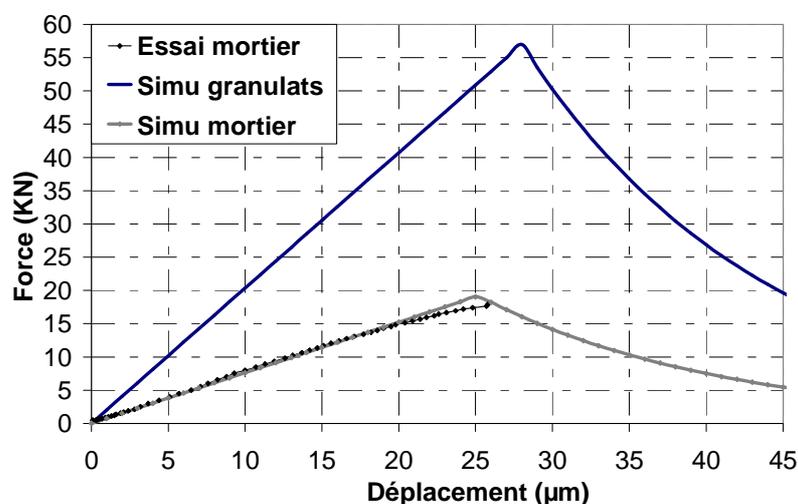


Figure 5-5: Courbes force-déplacement pour le mortier et les granulats.

5.3.2.2 Calibration des paramètres de fluage du mortier sollicité en traction

Les paramètres viscoélastiques de la matrice sont déterminés à partir des essais de fluage en traction sur mortier. Une charge constante de 70% et 85% de la résistance à la traction est maintenue pendant une durée de 15 jours. Pour chaque essai de fluage, deux éprouvettes sont testées à chaque fois. La **Figure 5-6** présente le déplacement moyen issu des mesures des trois capteurs de déplacement en fonction du temps.

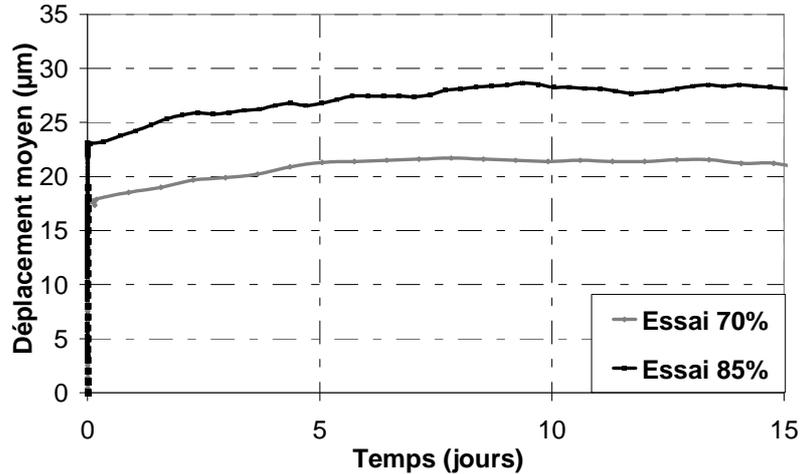


Figure 5-6: Fluage propre en traction directe du mortier chargé à 70% et 85% de sa résistance.

Les déformations de fluage mesurées en traction sont très faibles. Ceci accentue la difficulté des mesures, d'une part à cause de la sensibilité des capteurs ($\pm 1,5 \mu\text{m}$) et d'autre part à cause des variations de la température.

En utilisant le maillage et les conditions aux limites présentés sur la **Figure 5-4** et en imposant cette fois-ci un chargement constant à 70 % et à 85 % de la résistance à la traction sur la face supérieure, la déformation de fluage est calculée. La **Figure 5-7** présente les comparaisons entre les courbes expérimentales et celles obtenues par la modélisation.

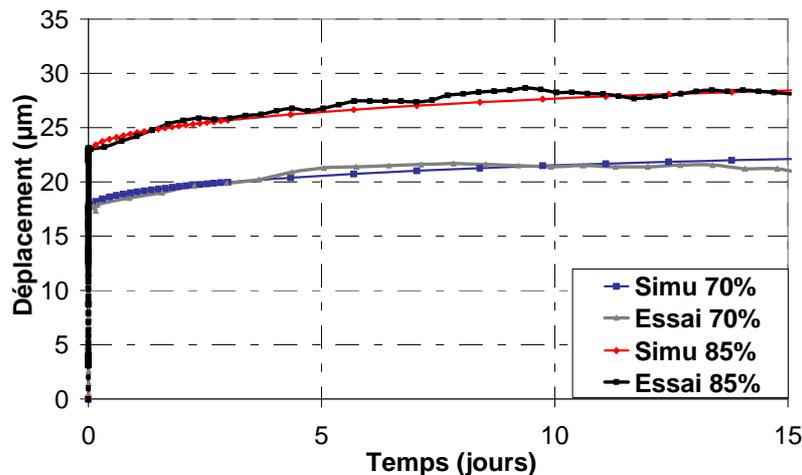


Figure 5-7: Comparaison entre la simulation et les mesures du fluage du mortier à 70% et 85% de sa résistance.

L'identification des paramètres du modèle de fluage propre pour le mortier est définie par la minimisation entre les déformations expérimentales et les déformations calculées en se basant sur la méthode des moindres carrées ($\tau_{fp}^1 = 0,1 \text{ jours}$, $\tau_{fp}^2 = 1 \text{ jours}$, $\tau_{fp}^3 = 10 \text{ jours}$).

Les paramètres du modèle de Kelvin-Voigt sont ainsi définis tel que :

$$k_{fp}^1 = 776,7 \text{ GPa}, k_{fp}^2 = 472 \text{ GPa}, k_{fp}^3 = 98,1 \text{ GPa}.$$

L'ensemble des paramètres déterminés pour le mortier et les granulats est récapitulé dans le Tableau 5-4. Dans cette étude, le fluage du granulat est considéré nul ; de ce fait les coefficients de Kelvin-Voigt sont volontairement très élevés.

	E (GPa)	ν_0	f_t (MPa)	G_f (J/m ²)	k_{fp}^1 (GPa)	k_{fp}^2 (GPa)	k_{fp}^3 (GPa)
Matrice	22,4	0,24	2,0	45	776,7	472	98,1
Granulats	60	0,24	6	80	1E30	1E30	1E30

Tableau 5-4 : Caractéristiques mécaniques du mortier et des granulats pour la modélisation

5.4 Validation du modèle par des essais sur béton en traction

5.4.1 Influence de la distribution aléatoire des granulats

La validation du modèle non-linéaire viscoélastique se fait en comparant les calculs du béton numérique avec les mesures expérimentales obtenues sur des éprouvettes de béton sollicitées en traction simple :

- pour un chargement jusqu'à la rupture,
- pour des chargements en fluage à 70% et 85% de la résistance maximale (définie dans les calculs à la rupture).

Des essais de traction directe sont réalisés sur trois éprouvettes de béton pour mesurer la résistance maximale, le module d'Young et le déplacement maximal à la rupture (Tableau 5-5).

	<i>Résistance maximale (KN)</i>	<i>Contraintes (MPa)</i>	<i>Module d'Young (Gpa)</i>	<i>Déplacement maximal (μm)</i>
Essai 1	25,1	2,6	26,6	33
Essai 2	25,4	2,7	27,9	33
Essai 3	22,1	2,3	26,9	29
Moyenne	24,2	2,5	27,1	31,6
Ecart type	1,8	0,2	0,6	2,3

Tableau 5-5 : Propriétés mécaniques du béton en traction.

On observe une bonne répétabilité des essais avec un écart-type très faible. L'essai 3 montre tout de même une légère différence pour la résistance maximale et le déplacement à la rupture. En observant les éprouvettes (**Figure 5-8**), on note que la fissure de l'éprouvette (essai 3) est localisée à proximité d'une de ses extrémités, contrairement aux deux autres éprouvettes dans lesquelles la fissure est plus centrée.



Figure 5-8: Localisation de la macro-fissure dans les éprouvettes de béton testées en traction directe.

Des questions peuvent alors se poser : Est-ce que la répartition des granulats dans le béton influence son comportement à la rupture ? En est-il de-même pour la modélisation mésoscopique ? Grondin (Grondin, 2005) a montré que la distribution aléatoire, si elle respecte les conditions de rapport de taille du volume et des éléments finis (cf. §5.2.3), n'influence pas les propriétés mécaniques. Dans son travail il n'avait pas étudié le processus de fissuration. Ici, le calcul en traction simple est réalisé pour trois générations de maillages différentes représentant trois distributions aléatoires des granulats dans le volume (Figure 5-9).

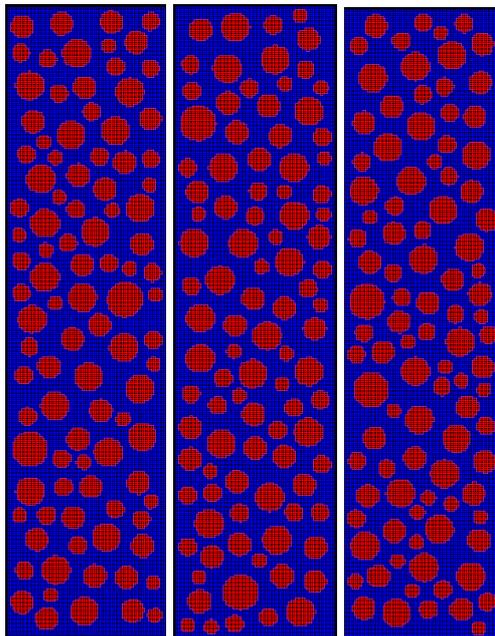


Figure 5-9 : Trois maillages de béton numérique.

Dans les simulations, le déplacement est mesuré entre deux points situés sur l'axe vertical à 14 cm autour du centre de l'éprouvette de façon similaire aux mesures expérimentales. Tout d'abord la Figure 5-10 montre une bonne corrélation de l'évolution force-déplacement calculée en comparaison avec les mesures expérimentales. Du point de vue expérimental, la rupture du béton étant fragile en traction, les mesures s'arrêtent lorsque la force maximale est atteinte. Ces résultats montrent que les paramètres mécaniques sélectionnés pour le mortier et les

granulats sont valables et que la modélisation mésoscopique permet de bien reproduire la rupture du béton en traction simple. La résistance à la rupture varie légèrement avec la distribution aléatoire des granulats. Par contre, aucun effet n'a été observé sur la partie pré-pic de la courbe force-déplacement, plage de chargement en fluage.

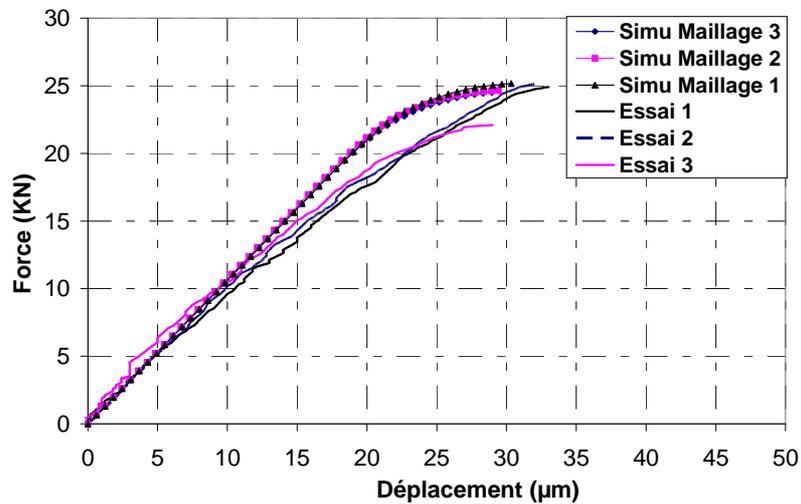


Figure 5-10: Comparaison des courbes force-déplacement des trois maillages différents

La localisation des champs d'endommagement obtenue par la modélisation mésoscopique montre une évolution différente de la fissure pour les trois maillages avec des positions différentes le long de l'éprouvette (Figure 5-11). C'est aussi ce qui est observé dans les essais. La distribution aléatoire des granulats dans le volume aurait donc un effet non-négligeable sur la concentration des contraintes pouvant déplacer la position de la macro-fissure.

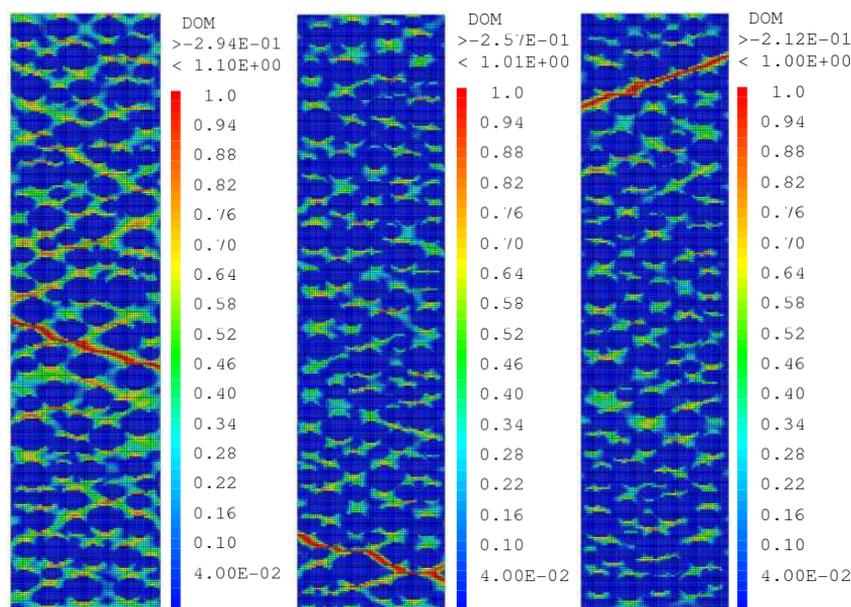


Figure 5-11 : Champs d'endommagement à la rupture en traction

5.4.2 Comparaison de la simulation aux essais de fluage propre

Le maillage 1 est retenu pour la simulation du fluage propre du béton. Des éprouvettes sont chargées à 70% et 85% de la résistance à la traction, soit à des valeurs de force de 18 et 22 kN respectivement. La **Figure 5-12** présente la comparaison entre les déformations de fluage du béton calculées par le modèle et les mesures. Là encore, les déformations sont mesurées entre deux points situés sur l'axe vertical à 14 cm autour du centre de l'éprouvette.

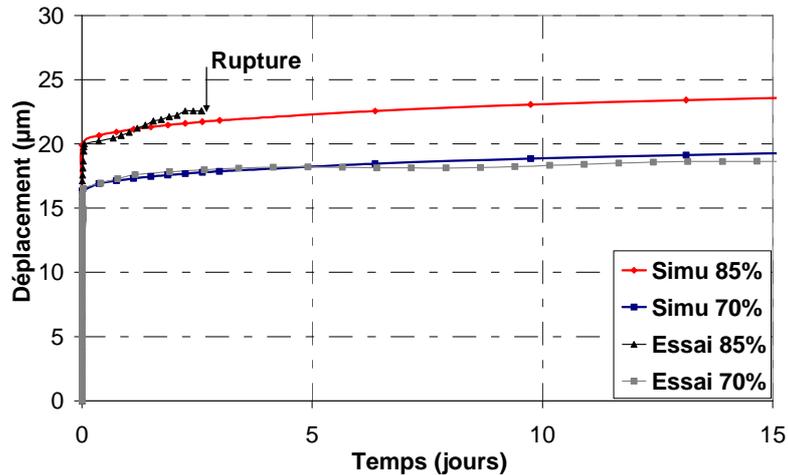


Figure 5-12 : Comparaison des déplacements mesurés et calculés pour les éprouvettes de béton chargées en fluage propre à 70% et 85%.

On remarque que la déformation de fluage est très faible, ce qui rend l'étude de l'effet du niveau de chargement ainsi que la distinction entre le mortier et le béton pas très évidente (Reviron, 2009). Le déplacement dans l'éprouvette chargée à 70% est en bonne corrélation avec les mesures expérimentales. Par-contre, dans les expériences, les éprouvettes chargées à 85% se cassent après quelques jours ; ce qui n'est pas reproduit par la simulation où la rupture n'est pas atteinte (même pour des calculs réalisés sur des temps beaucoup plus longs). La rupture observée expérimentalement peut être due à une concentration des contraintes au niveau des extrémités de l'éprouvette et/ou à une déformation élastique importante au moment du chargement qui peut créer un endommagement important dans l'éprouvette. En effet, la localisation de la fissuration pour les trois essais de fluage à 85% est proche du bord (**Figure 5-13**). De plus, la rupture a été obtenue rapidement pour les éprouvettes de béton chargées à 85%, contrairement à celles de mortier. Comme il a été observé dans les chapitres précédents pour les essais de flexion trois points, il semble que là encore la rupture peut être due aux interactions pâte-granulats et ici l'effet de l'auréole de transition est encore plus prononcé. Il s'avère donc qu'une bonne modélisation du fluage tertiaire nécessite la prise en compte de la zone de transition responsable des concentrations de contraintes et de la rupture. La localisation des contraintes peut se vérifier grâce à cette approche mésoscopique.



Figure 5-13: Rupture de l'éprouvette de béton sous fluage de traction à 85%.

5.5 Analyse des champs locaux en traction

5.5.1 Pertinence de la localisation de l'endommagement dans le béton

L'analyse des champs locaux de contrainte, de déformation et de l'endommagement est délicate car elle nécessite une certaine connaissance et représentation de la microstructure. Sur le plan expérimental, la technique d'EA a montré un intérêt pour la localisation et le suivi de la progression des micro-fissures dans le béton. La technique d'EA est ainsi exploitée dans les essais de traction directe sur béton. La disposition des huit capteurs sur les éprouvettes est présentée sur la **Figure 5-14**. Trois capteurs sont placés sur deux génératrices à 120° et les deux autres sur la troisième.

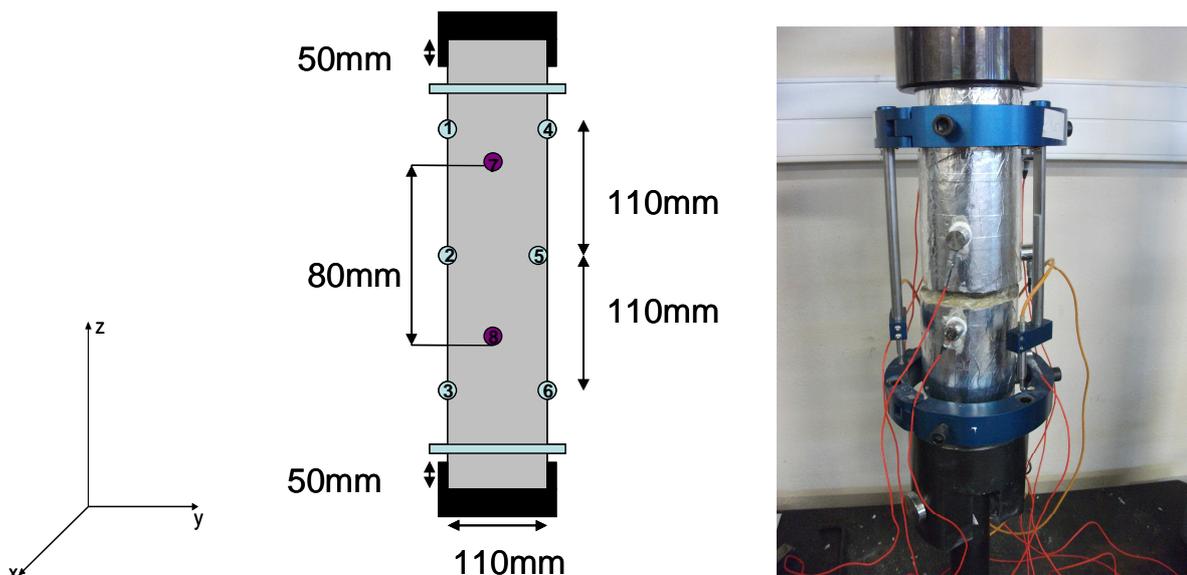


Figure 5-14: Disposition des capteurs d'EA sur une éprouvette de béton sollicitée en traction.

La **Figure 5-15** présente l'activité acoustique pendant un essai de traction directe sur béton. Elle est importante au moment de la mise en charge à cause du bruit mécanique correspondant à la mise en contact des différentes pièces. Puis elle évolue d'une manière stable pendant la phase de chargement. Les signaux sont émis avec des amplitudes qui augmentent tout au long du chargement atteignant une amplitude de 70 dB. Les signaux de très fortes amplitudes n'apparaissent qu'à la fin de l'essai, au moment de la rupture.

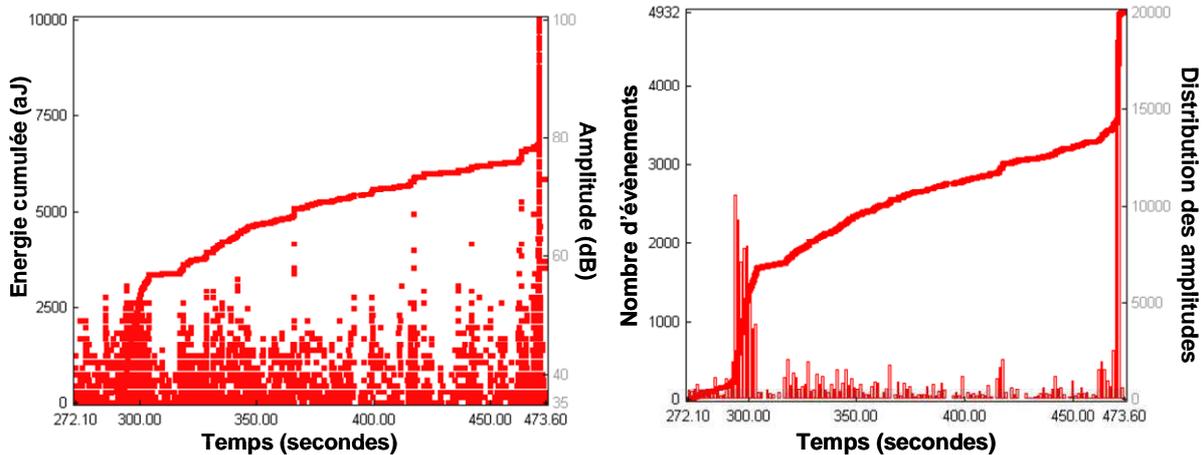


Figure 5-15: Activité acoustique au cours de l'essai de traction directe sur béton : a) Amplitude des signaux avec l'énergie cumulée ; b) Distribution des amplitudes et le nombre cumulé d'évènements.

La **Figure 5-16** présente la localisation des évènements acoustiques dans les plans XY et YZ. Les essais de traction permettent d'éviter les problèmes liés aux fortes concentrations de contraintes locales en flexion et d'avoir une contrainte uniforme parfaitement définie dans le matériau. Peu d'évènements sont localisés pendant l'essai avec un endommagement réparti le long de l'éprouvette. Au moment de la rupture, on assiste à une localisation autour de la zone de rupture avec des évènements très énergétiques, permettant de tracer le chemin de fissuration.

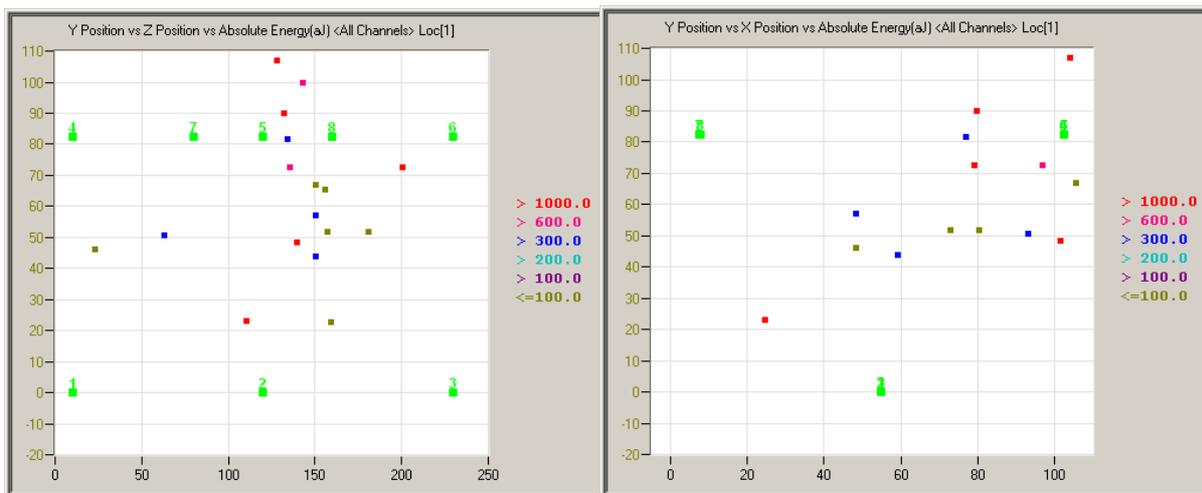


Figure 5-16: Localisation des évènements de l'essai de traction direct suivant la hauteur Z et la projection selon X et Y.

Durant la phase de chargement, l'effort tend à ouvrir les micro-fissures préexistantes. Lorsque ces ouvertures atteignent un déplacement limite, la matière se fissure de plus en plus et la rupture en traction intervient lorsqu'un réseau de micro-fissures entraîne une diminution très importante de matière cohésive sur une ligne perpendiculaire au chargement.

Ces observations expérimentales sont confrontées aux cartes d'endommagement (**Figure 5-17**) obtenues numériquement pendant les différentes phases de chargement : à 70% et 85% du chargement en phase pré-pic, au pic (100%) et à 3% en phase post-pic. Un endommagement faible et diffus est détecté jusqu'à 70% de la charge au pic. A 80% du chargement, les premières micro-fissures aux interfaces mortier-granulats sont initiées, représentant la partie non-linéaire de la courbe force-déplacement. L'orientation des fissures est perpendiculaire à l'axe de chargement. Au pic de chargement, les microfissures coalescent et se propagent dans la matrice et l'endommagement est bien localisé. On obtient alors une fissure traversant le spécimen en largeur. Ces phases de formation de la fissure ont aussi été observées par l'EA. Dès la localisation de la fissure, la courbe contrainte-déformation diminue rapidement, indiquant la propagation de la fissure macroscopique.

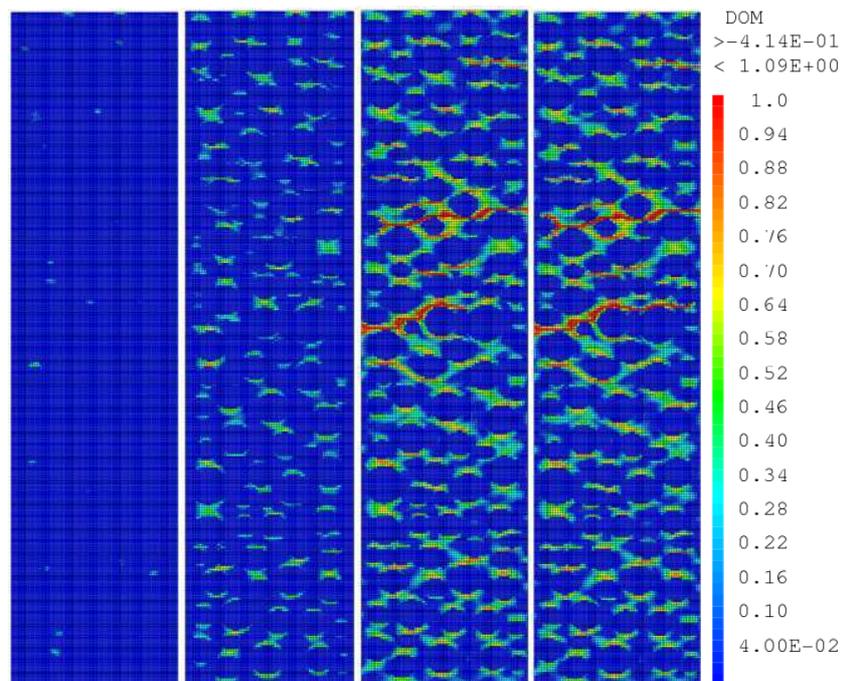


Figure 5-17: Cartes d'endommagement à 70% et 85% en pré-pic, au pic et à 3% de chargement en post-pic.

Ce résultat montre la pertinence de la localisation numérique des champs d'endommagement comparativement à la localisation des événements acoustiques obtenue expérimentalement. L'évolution de la zone de microfissuration a été aussi bien représentée à l'aide du maillage mésoscopique. Les EA dans le béton étant reliées à l'énergie élastique libérée par les mécanismes sources, on peut considérer que les énergies émises par les éléments endommagés sont similaires à l'énergie de signaux acoustiques et que le nombre d'évènements est approximativement proportionnel au nombre d'éléments endommagés (Zhu et Tang, 2002 ; Zhu et al., 2010)

La même approche est maintenant appliquée durant un essai de fluage propre pour tenter d'identifier la cause de l'endommagement du béton.

5.5.2 Localisation de l'endommagement dans le béton sous fluage de traction

La Figure 5-18 présente l'activité acoustique pendant les essais de fluage en traction à 70% et 85% de la résistance maximale. L'activité acoustique apparaît durant la déformation instantanée, indiquant un certain endommagement, et par la suite elle devient négligeable avec un déclenchement de quelques signaux de temps en temps. Et plus on se rapproche de la rupture, plus le nombre de signaux commence à augmenter avec des hits d'amplitudes de plus en plus fortes qui arrivent à 100 dB au moment de la rupture. Pour l'essai à 85%, la rupture apparaît suite au fluage après quelques heures et la technique d'EA permet de bien détecter le fluage tertiaire contrairement aux essais mécaniques qui montrent un comportement fragile et une rupture rapide. Pour l'essai à 70%, la rupture a été forcée en augmentant la charge après un mois de fluage. A noter ici que le taux d'activité acoustique pour l'essai de fluage à 70% diminue après quelques jours indiquant une faible évolution de l'endommagement en corrélation avec la déformation de fluage qui est presque stable.

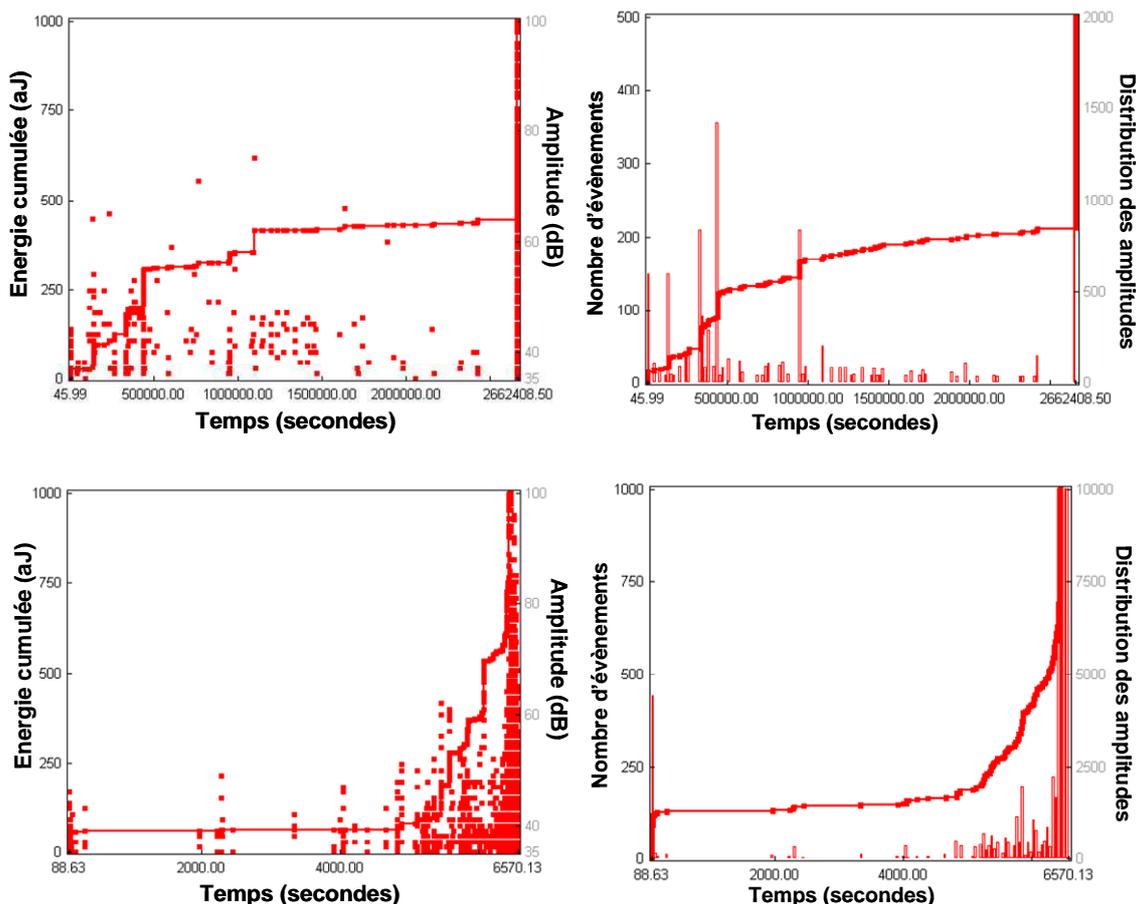


Figure 5-18: Activité acoustique au cours de l'essai de fluage à 70% et 85% de F_{max} : a) Amplitudes des signaux et énergie cumulée ; b) Distribution des amplitudes et le nombre cumulé d'événements.

La Figure 5-19 présente les cartes d'endommagement calculées avec le béton numérique sous le fluage à 70% et 85% de F_{max} . L'endommagement est plus important pour le béton chargé à 85% et se localise surtout autour des granulats avec une répartition perpendiculaire à

la direction de chargement. Cet endommagement est dû en partie au chargement initial et à la différence de rigidité entre le mortier et les granulats couplée au gradient de déformations développé par la viscoélasticité de la pâte de ciment gênée par les granulats.

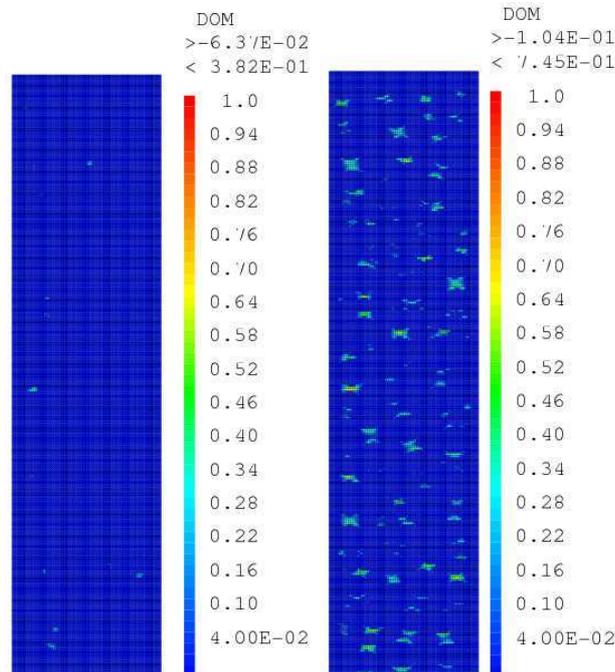


Figure 5-19: Champ d'endommagement dans le béton numérique chargé à 70% et 85% de F_{max} .

Afin de suivre l'évolution de l'endommagement pendant le fluage, un indicateur d'endommagement moyen est calculé à chaque pas de temps comme étant égale à la somme de l'endommagement à chaque nœud i divisée par le nombre total des noeuds (Figure 5-20). Un endommagement important est observé à 85% au moment d'application du chargement et l'évolution de cet endommagement reste supérieure par rapport à celui du fluage à 70%.

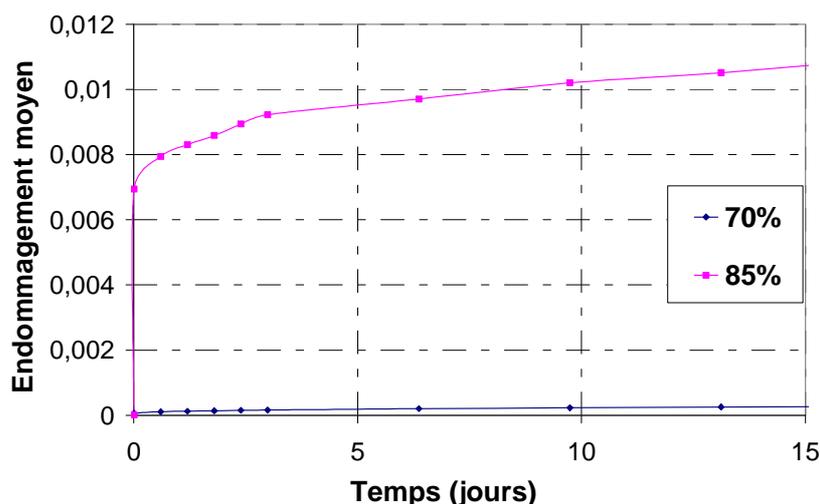


Figure 5-20: Evolution de l'endommagement moyen dans le béton numérique chargé à 70% et 85% de F_{max} en fonction du temps.

Cette modélisation du fluage à l'échelle mésoscopique montrent bien l'effet de la microstructure sur l'évolution de l'endommagement sous fluage contrairement aux modèles

macroscopiques. La comparaison entre les déformations de fluage, pour différents taux de chargement, entre les calculs numériques et les essais permettent de donner une certaine validation du modèle et du choix des paramètres. La comparaison entre les localisations de l'endommagement apporte une validation complémentaire. La seule différence notable est le fluage tertiaire observé expérimentalement pour l'éprouvette de béton chargée à 85% et qui n'a pas été obtenu numériquement. Un travail est actuellement en cours pour tenter dans un premier temps de prendre en compte les effets de l'auréole de transition à l'interface pâte-granat pour donner un peu plus de fragilité à cette interphase et, dans un second temps, de passer à une échelle de calcul inférieure afin de tenir aussi en compte l'endommagement dans le mortier.

Un autre aspect de l'analyse de l'effet du fluage est la perméabilité qui est d'une importance majeure surtout dans le cas des centrales nucléaires. La relation entre le fluage et la perméabilité peut être étudiée en déterminant l'ouverture des fissures qui peut être suivie en post-traitement à l'aide de la méthode développée par Matallah et al. (2010), basée sur une régularisation énergétique. Les microfissures sont modélisées par un tenseur d'ouverture unitaire de fissures ε_{ouf} . Pour une taille h de l'élément fini et un saut de déplacement $[u]$ au point de l'amorçage des microfissures, la déformation anélastique du saut de déplacement est égale à $\varepsilon_{ouf} = \frac{[u]}{h}$. La déformation d'un élément de taille h , sollicité par une contrainte donnée, se décompose ainsi en une déformation élastique et un saut de déplacement représenté par le tenseur ε_{ouf} . Le premier invariant du tenseur d'ouverture de fissure est ainsi calculé à chaque instant (Matallah et al., 2010). L'ouverture de fissure dépend de l'endommagement et de l'état local de contrainte. Lorsque la contrainte diminue, certaines fissures peuvent se refermer.

La **Figure 5-21** présente l'ouverture de fissure dans le cas de l'essai de fluage chargé à 85%. Les fissures sont localisées autour des granulats. La magnitude de ces fissures est plus importante autour des plus gros granulats où le gradient de déformations est plus important. Mais avec ces essais, l'ordre de grandeur des fissures est très faible (voir nulles).

En perspective, on peut imaginer une étude plus complète à l'échelle mésoscopique sur le transfert de fluides (eau, vapeur d'eau, ...) dans un béton endommagé par fluage.

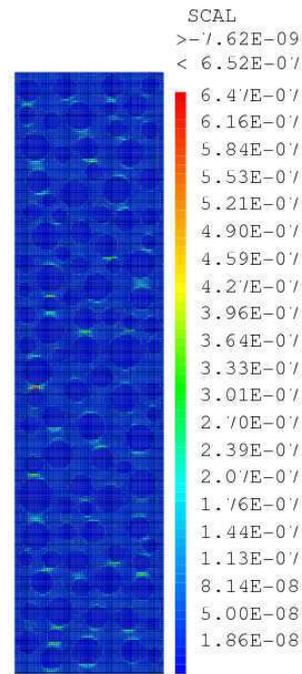


Figure 5-21: Ouverture de fissure pour le béton chargé à 85%.

5.6 Simulation des poutres de béton sous fluage en flexion

5.6.1 Première validation du calcul par la rupture

La Figure 5-22 présente le maillage de la poutre et les conditions aux limites. Le chargement est appliqué en imposant un déplacement vertical de façon incrémentale sur la plaque rigide fixée au milieu de la poutre sur le bord supérieur. Dans l'éventualité d'une propagation de fissure importante et/ou d'un endommagement diffus, un maillage mésoscopique est généré au centre de la poutre afin de tenir compte de l'hétérogénéité du béton. La poutre a d'abord été maillée entièrement puis "coupée" pour avoir une génération de granulates plus correcte au centre. Puis les trois quarts de la demi-poutre sont maillés avec un maillage homogène ayant les propriétés macroscopiques du béton.

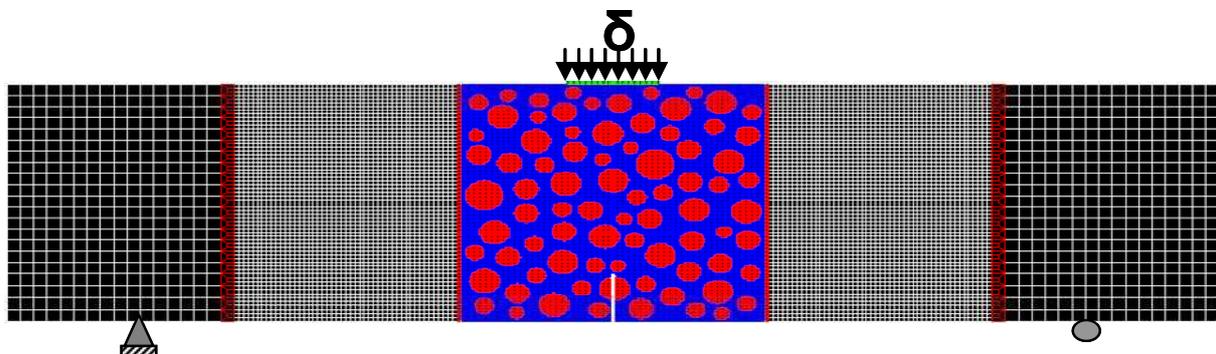


Figure 5-22: Maillage méso-macro de la poutre en flexion et conditions aux limites.

Toute la poutre présente un comportement endommageable. Les paramètres déterminés précédemment pour le mortier et les granulates sont affectés à ces phases pour le maillage du

béton mésoscopique. Pour le maillage macroscopique, les propriétés du béton obtenues avec les essais de traction directe sont utilisées. Le module d'Young a ainsi une valeur de 27 GPa, une résistance à la traction de 2,5 MPa et une énergie de fissuration de 80 J/m² dans cette partie.

La Figure 5-23 présente la comparaison de l'évolution force-CMOD entre l'essai de flexion trois points (BR) (voir chapitre 3) et la modélisation. Les courbes montrent un comportement similaire avec une résistance à la rupture équivalente

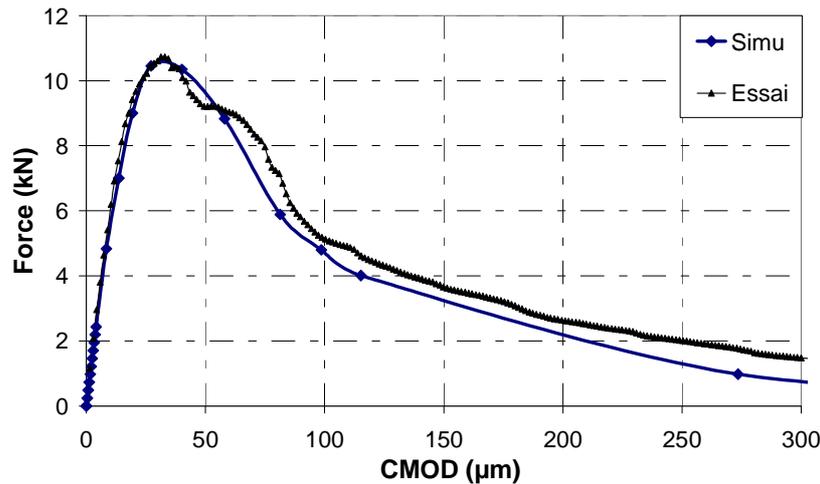


Figure 5-23: Comparaison des courbes Force-CMOD entre l'essai de flexion trois points et la modélisation.

La Figure 5-24 présente les cartes d'endommagements et d'ouverture de fissure calculées à différents niveaux de chargement, 70% et 85% en pré-pic, 100% et 75% en post pic de F_{\max} avec la superposition des cartes de localisation d'EA. L'endommagement se développe surtout à l'interface mortier-granulats et dans la matrice. La fissuration est localisée au niveau de l'entaille au début et progresse vers le haut en contournant un granulats qui bloque son chemin. Le même phénomène se passe durant la propagation de la fissure au pic avec un embranchement de la fissure qui part des deux côtés d'un granulats. La distribution des granulats joue donc un rôle important dans le chemin de fissuration.

Si on regarde les cartes de localisation des évènements acoustiques, la longueur de la fissure principale peut donner une idée de la capacité du modèle à reproduire la fissuration du béton. Au pic de chargement les évènements acoustiques se localisent jusqu'à la mi-hauteur de la poutre, comme observée par les calculs, avec les évènements les plus énergétiques situés dans les zones les plus endommagées et dont l'énergie diminue en fonction de l'ouverture de la fissure. Après le pic, la longueur de la fissure continue à augmenter avec un endommagement très localisé et intense.

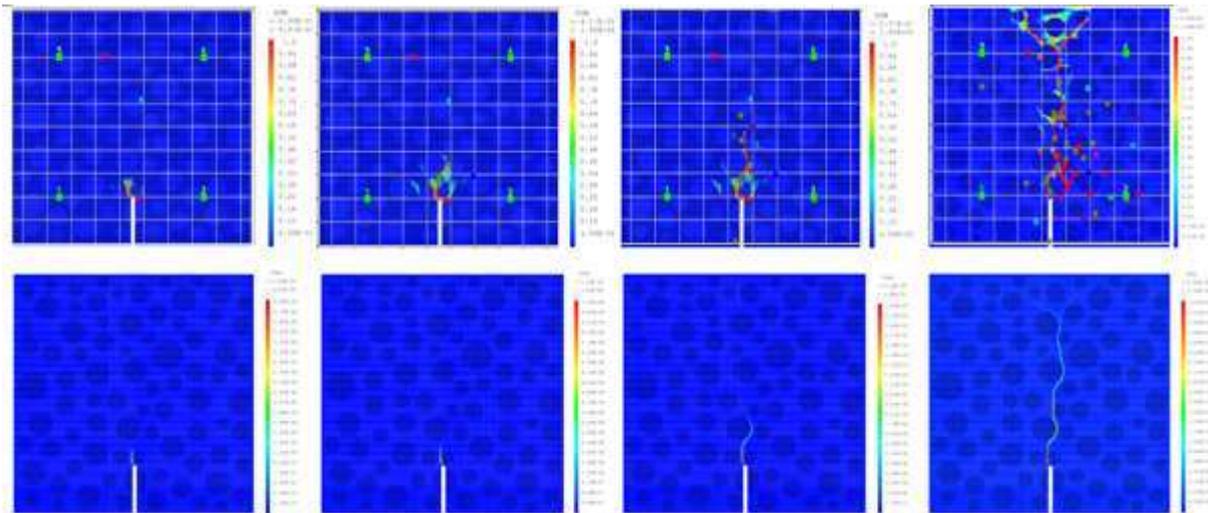


Figure 5-24: Champ d'endommagement et ouverture de fissure pour la poutre en flexion à 70%, 85%, 100% et à la rupture, superposition avec la carte de localisation d'EA.

5.6.2 Modélisation du fluage du béton en flexion

L'objectif de ces simulations du fluage du béton en flexion trois points est de pouvoir, d'une part, prédire le comportement en déformation à long terme et, d'autre part, de suivre l'évolution de l'endommagement durant le fluage. Ces calculs étant comparés à des essais sur du long terme (quatre mois), une quatrième chaîne de Kelvin-Voigt a été ajoutée et calibrée afin de mieux simuler le fluage sur cette période avec $k_{fp}^4 = 25 \text{ Gpa}$ et $\tau_{fp}^4 = 100 \text{ jours}$.

Une force constante est appliquée sur la plaque et les paramètres de fluage et d'endommagement du Tableau 5-4 ont été utilisés. La Figure 5-25 présente la comparaison entre les déplacements de fluage mesurés expérimentalement et ceux calculés à 70% et 85% de chargement. Les résultats expérimentaux sont légèrement supérieurs aux courbes numériques, surtout pendant le fluage secondaire. Ceci peut être dû à la différence de comportement du béton en compression et en traction (courbure additionnelle due au retrait induit par les contraintes, taux de fluage différent en compression et en traction). Rappelons aussi que les paramètres de Kelvin-Voigt du mortier ont été calibrés sur des essais durant seulement 15 jours. Jusqu'à cet âge, le modèle reproduit bien le fluage du béton en flexion. Il faudrait donc calibrer cette 4^{ème} chaîne sur des essais sur mortier chargé en traction sur du très long terme.

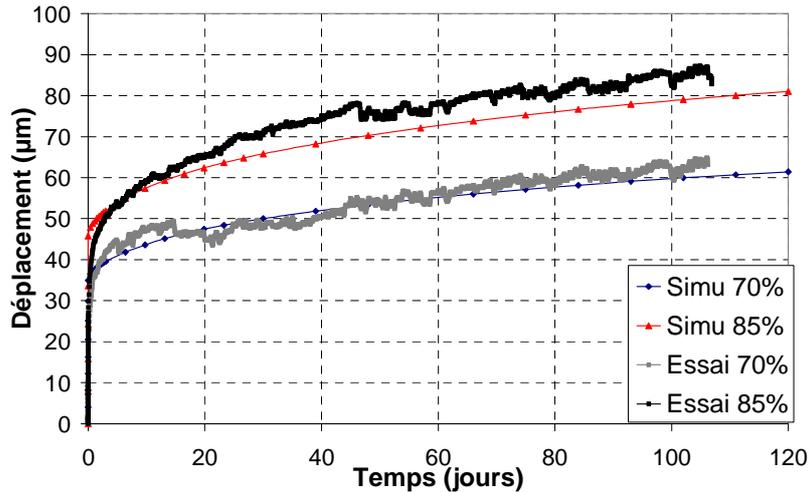


Figure 5-25: Comparaison des déplacements de fluage mesurés et calculés à 70% et 85% de F_{max} .

Les champs d'endommagement et d'ouverture de fissure dans le béton sont calculés après quatre mois de chargement en fluage à 70% et 85% (Figure 5-26).

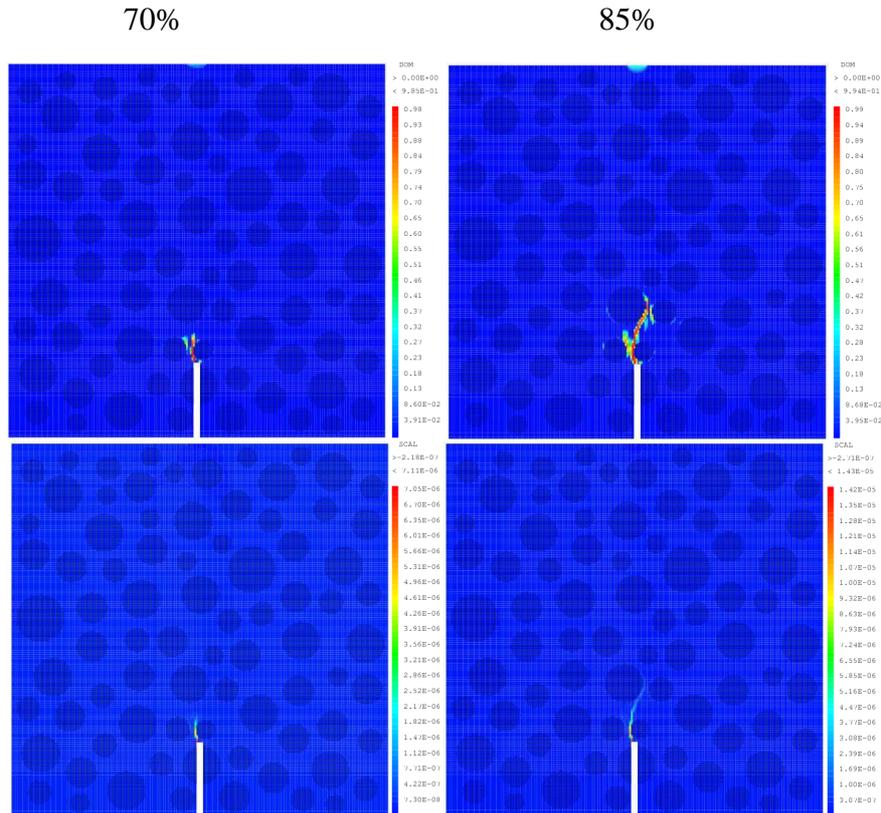


Figure 5-26 : Champ d'endommagement et ouverture de fissure pour le béton chargé en flexion à 70% et 85% de F_{max} .

L'endommagement est surtout localisé au niveau de l'entaille, au contraire des essais de traction directe où l'endommagement est diffus le long de l'éprouvette avec des ouvertures de fissures plus importantes. Ces observations sont en accord avec la localisation des évènements acoustiques dans la zone centrale. Un endommagement initial est ainsi créé au moment du chargement et s'accroît sous l'effet du fluage autour des granulats, dû au gradient de déformations entre la matrice et les inclusions. Par-contre, aucun endommagement n'a été

déecté dans la partie supérieure de l'éprouvette sollicitée en compression car les extensions restent limitées dans la zone comprimée. Ceci rejoint les hypothèses faites dans le chapitre 3 où il avait été dit que le béton se consolidait dans la zone comprimée et donc était moins susceptible à la fissuration. Le béton se fissurait donc dans la zone tendue. La fissuration calculée apparaît sous la même forme que celle observée dans l'essai de rupture ; ce qui peut paraître évident. Le fluage contribue ensuite à accentuer ces micro-fissures.

5.7 Bilan sur la modélisation

Le béton numérique nous a permis de tenir compte de la présence des hétérogénéités du matériau et l'interaction entre les différentes phases dans la microstructure du béton. Cette approche permet de montrer l'effet structurel de l'endommagement du béton sous chargement constant et l'interaction entre le fluage et la rupture occasionnée par la présence d'inclusions dans la matrice. La localisation de l'endommagement permet ainsi d'étudier l'influence du taux de chargement et de suivre la dégradation du béton sous sollicitation de fluage.

L'évolution de l'endommagement apparaît à 70% et augmente au fur et à mesure qu'on s'approche du pic où la fissure commence à se localiser pour créer une macrofissure. Dans le cas du fluage, un endommagement initial peut être provoqué au moment d'application de la charge. Les déformations de fluage propre accentuent avec le temps cet endommagement à cause du gradient de déformation entre la matrice et les granulats. Les mesures d'EA ont permis de confirmer ces résultats.

Finalement, cette approche numérique permet, en première approximation, de retrouver les hypothèses faites précédemment sur le rôle des granulats, gênant la déformation de la matrice et provoquant la formation de micro-fissures.

Conclusions et Perspectives

Le comportement différé du béton et son interaction avec l'évolution des fissurations a été étudié au cours de ce travail de recherche. Les objectifs principaux étaient de construire une base de données permettant de quantifier l'effet du fluage sur les propriétés de rupture et proposer tant au niveau expérimental que numérique de nouveaux éléments de compréhension du processus de rupture sous fluage.

L'étude bibliographique a permis de recenser beaucoup de contradictions et des lacunes en termes de compréhension de l'évolution de l'endommagement sous fluage. Un programme expérimental a été ainsi élaboré pour apporter de nouvelles données sur ce phénomène. Le fluage tertiaire trouvant principalement son origine au niveau de la microstructure, une étude sur mortier et béton est devenue nécessaire pour une meilleure compréhension des mécanismes. Des essais de fluage propre en flexion avec différents niveaux de chargement ont été réalisés sur des poutres prismatiques et montrent que le fluage augmente avec le taux de chargement. Ces poutres ont été ensuite soumises à la rupture et une légère augmentation de la résistance résiduelle a été observée sur les poutres de béton soumises au fluage.

Pour parfaire ce travail, la technique d'émission acoustique a été utilisée pour analyser l'effet du fluage sur la rupture du béton à l'échelle microscopique. La technique d'EA s'est avérée très pertinente dans la localisation des fissures. Les différentes phases d'évolution de la zone d'endommagement sont clairement observées à partir des plans de localisation. L'activité acoustique et les caractéristiques des signatures acoustiques en termes d'amplitude et d'énergie sont en corrélation avec les propriétés de la courbe force-CMOD. La majorité de l'énergie libérée pour initier la fissuration à la pointe de l'entaille apparaît à partir de la valeur de 80 % du pic de chargement. La largeur de la zone de microfissuration diminue avec les poutres ayant subi un fluage engendrant un comportement à la rupture plus fragile.

Afin d'expliquer les mécanismes qui sont derrière cette fragilité, l'émission acoustique a été utilisée pendant le fluage des poutres. Des microfissurations ont été ainsi détectées et semblent être responsables de la fragilité des poutres. L'activité acoustique est trouvée proportionnelle au taux de déformation et les différentes phases de fluage ont été distinguées.

Des essais de fluage en dessiccation ont permis d'atteindre la rupture montrant que le couplage fluage-endommagement est plutôt prépondérant en dessiccation. Le même type d'essais réalisés sur mortier met en évidence l'importance de l'auréole de transition à l'interface pâte-granulats dans les mécanismes de rupture sous fluage en montrant une capacité de déformation plus importante.

Une analyse statistique multivariable des signaux collectés pendant un essai combiné fluage propre-dessiccation a permis de distinguer différents mécanismes sources à l'origine de l'apparition des fissures. Deux classes ont été distinguées pendant le fluage propre et qui correspondent aux microfissurations à l'interface pâte-granulats et aux microfissurations matricielles. Pendant le fluage de dessiccation, une classe additionnelle correspondant au séchage est détectée.

Sur le plan numérique, le couplage entre le fluage et l'endommagement a été réalisé à l'aide d'un modèle d'endommagement simple et un modèle de Kelvin-Voigt implémentés dans le logiciel Cast3m. Une approche multi-échelles est utilisée afin de prendre en compte l'hétérogénéité du béton. Des essais de traction directe sur mortier et sur béton ont permis de déterminer les différents paramètres des modèles d'endommagement et de fluage et de valider les résultats obtenus avec le béton numérique. Le suivi du processus de l'endommagement était possible à l'aide du béton numérique retrouvant ainsi les résultats issus de l'émission acoustique. L'endommagement est localisé à l'interface mortier-granulats dans la direction perpendiculaire au chargement de fluage dû au gradient de déformation et de rigidité entre le mortier et les granulats.

Les mêmes paramètres de simulation en traction directe ont été ensuite utilisés pour modéliser les essais de flexion. La modélisation à l'échelle mésoscopique a permis de mieux comprendre les différents mécanismes d'adoucissement avec une bonne reproduction des résultats expérimentaux pour les essais de rupture et les essais de fluage. Les quatre phases d'endommagement étudiées avec la technique d'EA ont été retrouvées avec le béton numérique. Pour le fluage, les simulations ont montré une localisation de l'endommagement surtout au niveau de l'entaille.

Une base de données expérimentale d'essais mécaniques et d'essais de fluage est constituée dans cette étude, mais les besoins de recherches demeurent encore nombreux. Les essais sur l'interaction entre le fluage et l'endommagement peuvent être étendus en réalisant des essais de rupture sur des poutres ayant un taux de déformation de fluage ou un taux d'endommagement différents. Une étude additionnelle est en cours où des poutres partiellement endommagées sont soumises au fluage. Des mesures d'EA seront effectuées en parallèle pour pouvoir suivre l'évolution de l'endommagement. D'autres part, des essais de relaxation et de recouvrance nous permettront de disposer de nouvelles données pour alimenter le modèle de fluage. A ce niveau, l'effet de variation de la vitesse de chargement sur le fluage est aussi intéressant à étudier afin d'évaluer l'effet de l'endommagement initial sur le fluage.

Une étude comparative entre le fluage en compression et le fluage en traction est aussi intéressante à réaliser avec l'émission acoustique. Elle permettra éventuellement de

différencier les mécanismes dans les deux types de chargement, le développement de la zone de fissuration et leur effet sur les propriétés résiduelles des matériaux cimentaires.

Une analyse statistique multivariable et une analyse du tenseur de moment peut compléter l'étude d'émission acoustique lors des essais de rupture en flexion trois points. Les événements peuvent être séparés en plusieurs classes représentant différents mécanismes sources et différents modes de rupture. Dans ce cas, Il sera intéressant d'effectuer, en plus des essais sur mortier, des essais sur des pâtes de ciment afin de mieux distinguer les mécanismes sources obtenus sur béton. En complément de la technique d'EA, une étude plus fine peut être aussi réalisée en étudiant la corrélation du traitement des images pour un meilleur suivi de la géométrie des fissures lors de la rupture.

La dessiccation pendant les essais de fluage ainsi que le taux d'humidité relative initial du béton joue un rôle important dans l'évolution du fluage. Il serait donc intéressant d'étudier l'influence du taux d'humidité sur le fluage et l'évolution de l'endommagement. Trois niveaux de saturation peuvent être étudiés avec des poutres saturées immergées dans l'eau, des poutres séchées dans un four et des poutres placées dans un environnement contrôlé à 20°C et 50% d'humidité relative. Les essais sur des éprouvettes séchées permettront d'éliminer l'effet de vieillissement et donc de mieux suivre l'évolution des microfissurations sous fluage et de mieux évaluer le rôle des inclusions.

Au niveau de la modélisation numérique, cette étude constitue un premier pas pour la compréhension des mécanismes physiques. Une réelle représentation des mécanismes nécessite de prendre en compte l'auréole de transition, l'effet de vieillissement en prenant en compte l'effet de l'hydratation, de la maturité du matériau (Zreiki, 2009 ; La Borderie, 2010) et du retrait d'autodessiccation induit par le fluage.

Le module de plasticité peut être activé par la suite et les paramètres de plasticité peuvent être calibrés dans le cas du fluage en compression afin de représenter la déformation irréversible. Des développements supplémentaires, peuvent être aussi réalisés en couplant la plasticité et la viscosité pour prendre en compte l'effet de la vitesse.

L'augmentation de la quantité des granulats et la variation de la granulométrie, ainsi que l'étude des variations liées au caractère aléatoire du modèle, peuvent être des champs d'investigation pour analyser l'effet des inclusions sur le taux de fluage. Finalement cette étude peut être étendue à l'échelle mésoscopique en 3D avec des granulats de formes différentes afin de reproduire des mécanismes plus complexes.

Références bibliographiques

1. Acker P., Ulm F.J., "Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements", *Nuclear Engineering and Design*, vol. 203, p.143-158, 2001.
2. Aggelis D.G., Shiotani T., Momoki S., Hiram A., "Acoustic emission and ultrasound for damage characterization of concrete elements", *ACI Materials Journal*, vol. 106, n° 6, 2009.
3. Akers S.A., Phillips B.R., "Concrete modelled as an inhomogeneous material: Numerical simulations of contact detonations charges", In 18th International Symposium on Military Aspects of Blast and shock, Bad eichenhall, Germany, 2004.
4. Alam S.Y., "Experimental study and numerical analysis of crack opening in concrete", Thèse de doctorat à l'Ecole Centrale de Nantes, 2011.
5. Altoubat S.A., Lange D.A., "Creep, shrinkage, and cracking of restrained concrete at early age", *ACI Materials Journal*, vol. 98, n° 4, 2001.
6. Altoubat S. A., Lange D. A., "The pickett effect at early age and experiment separating its mechanisms in tension", *Materials and Structures*, vol. 35, p. 211-218, 2002.
7. Altoubat S. A., Lange D. A., "A new look at tensile creep of fiber reinforced concrete", *ACI Special Publication on Fiber Reinforced Concrete* Ed. N. Banthia, 2003.
8. Ansari F., "Mechanism of microcrack formation in concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 41, p. 459-464, 1989.
9. Atrushi, D.S., "Tensile and compressive creep of early age concrete : testing and modelling", Thèse de doctorat à l'université norvégienne de science et de technologie, Norvège, 2003.
10. Aydin A.C., Arslan A., Gül R., "Mesoscale simulation of cement based materials time-dependent behaviour", *Computational Materials Science*, vol. 41, p. 20-26, 2007.
11. Barpi F., Valente S., "A fractional order rate approach for modelling concrete structures subjected to creep and fracture", *International Journal of Solids and structures*, vol. 41, p. 2607-2621, 2004.
12. Barpi F., Valente S., "Lifetime evaluation of concrete structures under sustained post-peak loading", *Engineering fracture mechanics*, vol. 72, n° 16, p. 2427-2443, 2005.
13. Barenblatt G.I., "The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture", *Adv. In Appl. Mech.*, vol. 7, p. 55-129, 1962.
14. Bazant Z.P., "Prediction of concrete creep effects Using Age-adjusted Effective Modulus Method", *Journal of the American Concrete Institute*, vol.69, p. 212-217, 1972.
15. Bazant Z.P., Osman E., "Double power law for basic creep of concrete", *Matériaux et Constructions*, vol.9, n°49, p. 3-11, 1976.
16. Bazant Z.P., Osman E., Thonguthai W., "Practical formulation of shrinkage and creep of concrete", *Matériaux et Constructions*, vol.9, n°54, p. 395-406, 1976.
17. Bazant Z.P., Chern J.C., "Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism", *Matériaux et Constructions*, vol.18, N°103, p. 1-20, 1985.
18. Bazant Z.P., Prasannan S., "Solidification theory for aging creep", *Cement and Concrete Research*, vol.18, p. 923-932, 1988.
19. Bazant Z.P., Prasannan S., "Solidification theory for concrete creep. I: formulation", *Journal of engineering mechanics*, vol. 115, n° 8, p. 1691-1703, 1989.
20. Bazant Z.P., Kazemi M.T., Dtermination of fracture energy process zone length and brittleness number from size effect with application to rock and concrete, *Int.J.Fract.*, vol. 44, p. 111-131, 1990.
21. Bazant Z.P., Gettu R., "Rate effects and load relaxation: Static fracture of concrete", *ACI Materials Journal*, vol.89, n° 5, p. 456-468, 1992.
22. Bazant Z.P., Yunping X., "Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms", *Materials and structures*, vol.27, p. 3-14, 1994.
23. Bazant Z.P., Baweja S., "Justification and refinements of Model B3 for concrete creep and shrinkage 1.Statistics and sensivity", *Materials and Structures*, vol.28, p.415-430, 1995.
24. Bazant Z.P., "Creep and damage in Concrete", *Materials Science of Concrete IV*, p.355-389, 1995.

25. Bazant Z.P., Li Y., "Cohesive crack with rate-dependent opening and viscoelasticity: I. mathematical model and scaling", *International Journal of Fracture*, vol.86, p. 247-265, 1997.
26. Bazant Z.P., "Mathematical Modeling of creep and shrinkage of concrete", first ed., Wiley, New York, 1988.
27. Bazant Z.P., "Creep of concrete", *Encyclopedia of Materials: Science and Technology*, Elsevier, vol.2C, p. 1797-1800, 2001.
28. Bazant Z.P., Li G., "Unbiased statistical Comparaison of Creep and Shrinkage Prediction Models", *ACI materials Journal*, vol. 105, n°6, p. 610-621, 2008.
29. Belarbi N., Pons G., Perrin B., "Delayed behaviour of concrete: influence of additions and aggregate characteristics in relation to moisture variations", *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°9, p.1429-1438, 1997.
30. Benboudjema F., Meftah F., Torrenti J., "Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete", *Engineering Structures*, vol.27, p. 239-250, 2005.
31. Benboudjema F., "Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires", Thèse de doctorat à l'Université De Marne La Vallée, 2002.
32. Benboudjema F., Torrenti J.M., "Early age behaviour of concrete nuclear containments", *Nuclear Engineering and Design*, vol. 238, p. 2495-2506, 2008.
33. Berbaoui R., "Identification et analyse de l'endommagement par fatigue des matériaux granulaires à base polymère", Thèse de doctorat à l'Université de Maine, France, 2010.
34. Bernal J.D. and Megaw H.D., "The function of hydrogen in intermolecular forces", *Proceeding of the Royal Society*, vol. A151, p. 384, 1935.
35. Berthollet A., "Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité : interaction des déformations de fluage et du comportement non-linéaire du matériau", Thèse de doctorat à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003.
36. Bissonnette B., Pigeon M., "Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations", *Matériaux et Constructions*, vol.33, p.108-118, 2000.
37. Bissonnette B., Pigeon M., "Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes", *Cement and Concrete Research*, vol.25, n°5, p. 1075-1085, 1995.
38. Bissonnette B., Pigeon M., Vaysburd A., "Tensile creep of concrete: study of its sensivity to basic parameters", *ACI Materials journal*, vol.104, n°4, p. 360-368, 2007.
39. Bjontegaard O., Sellevold E., "Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete", *Materials and structures*, vol.34, p. 266-272, 2001.
40. Bisschop J., van Mier J.G.M., "How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy? ", *Cement and Concrete Research*, Vol.32, p.279-287, 2002.
41. Bocca P., Crotti M., "Variations in the mechanical properties and temperature of concrete subjected to cyclic loads, including high loads", *Materials and structures*, vol.36, p. 40-45, 2003.
42. Boshoff W.P., van Zijl G.P.A.G., "Creep and creep fracture of engineered cement-based composites", *Restoration of Buildings and Monuments*, vol. 12, n°2, p. 133-142, 2006.
43. Boshoff W.P., van Zijl G.P.A.G., "Time-dependent response of ECC : Characterisation of creep and rate dependence", *Cement and Concrete Research*, vol.37, p. 725-734, 2007.
44. Bourdette B., Ringot E., Ollivier J.P., "Modelling of the transition zone porosity", *Cement & Concrete Research*, vol. 25, n° 4, p. 741-751, 1995.
45. Brooks J.J., Neville A.M., Haque M.N., "A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression", *Magazine of Concrete Research*, Vol.30, n°.104, 1978.
46. Brooks J.J., "The influence of pore stress on creep of hardened cement paste, creep, shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials", Ulm F.J., Bazant Z.P., Wittmann F.H. ed., Elsevier, Cambridge, p. 61-66, 2001.
47. Burlion N., Bourgeois F., Shao J-F., "Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete", *Cement & Concrete Composites*, vol. 27, p. 367-379, 2005.
48. Carino N.J., Slate F.O., "Limiting tensile strain criterion for failure of concrete", *ACI Materials Journal*, vol.76, p. 160-165, 1976.

49. Carol I., Bazant Z.P., "Damage and plasticity in microplane theory", *International Journal in Solids and Structures*, vol. 34, n° 29, p. 3807-3835, 1997.
50. Carol I., Bazant Z.P., "A thermodynamically consistent approach to microplane theory: Part I. Free energy and consistent microplane stresses", *International Journal in Solids and Structures*, vol. 38, p. 2921-2931, 2001.
51. Carpinteri A., Valenten S., Zhou F.P., Ferrara G., Melchiorri G., "Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens", *Materials and structures*, vol.30, p.269-276, 1997.
52. Carpinteri A., Lacidogna G., Pugno N., "Structural damage diagnosis and life-time assessment by acoustic emission monitoring", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 74, p. 273-289, 2007.
53. Carpinteri A., Lacidogna G., Niccolini G., Puzzi S., "Critical defect size distributions in concrete structures detected by the acoustic emission technique", *Meccanica*, vol. 43, p. 349-363, 2008.
54. Carrasquillo R.L., Slate F.O., Nilson A.H., "Microcracking and behavior of high strength concrete subject to short-term loading", *ACI Materials Journal*, vol.78, n° 78-15, p. 179-186, 1981.
55. Chen B., Liu J., "Effect of aggregate on the fracture behavior of high strength concrete", *Construction and Building Materials*, vol.18, p. 585-590, 2004. (a)
56. Chen B., Liu J., "Experimental study on AE characteristics of three-point-bending concrete beams", *Cement and Concrete Research*, vol.34, p. 391-397, 2004. (b)
57. Challamel N., Lanos C., Casandjian C., "Creep damage modelling for quasi-brittle materials", *European Journal of Mechanics A/Solids*, vol.24, p. 593-613, 2005.
58. Chariton, T., and Weiss, W.J., "Using Acoustic Emission to Monitor Damage Development in Mortars Restrained from Volumetric Changes", *Concrete: Material Science to Application, A Tribute to Surendra Shah P.*, ed. Balaguru P., Namaan v, Weiss W., ACI SP-206, p. 205-218, 2002.
59. Chotard T., Quet A., Ersen A., Smith A., "Application of the acoustic emission technique to characterise liquid transfer in a porous ceramic during drying", *Journal of the European Ceramic Society*, vol. 26, n° 7, p. 1075-1084, 2006.
60. Cook D.J., "Some aspects of the mechanism of tensile creep in concrete", *ACI Materials journal*, n° 69-62, 1972.
61. Cook D.J., Haque M.N., "The tensile creep and fracture of desiccated concrete and mortar on water sorption", *Matériaux et constructions*, vol. 7, n° 39, 1974.
62. Constantinides G., Ulm F.J., Van Vliet K., "On the use of nanoindentation for cementitious materials", *Materials and Structures*, vol. 36, p. 191-196, 2003.
63. Constantinides G., Ulm F.J., "The effect of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: Results from nanoindentation and micromechanical modelling", *Cement and Concrete Research*, vol. 34, p. 67-80, 2004.
64. Colombo I.S., Main I.G., Ford M.C., "Assessing damage of reinforced concrete beam using b-value analysis of acoustic emission signal", *Journal of Material of Civil Engineering*, 15, p. 280-286, 2003.
65. Denarié E., Cécot C., Huet C., "Characterization of creep and crack growth interactions in the fracture behaviour of concrete", *Cement and Concrete Research*, vol. 36, p. 571- 575, 2006.
66. De Larrard F., Bostvironnois, "On the long-term strength losses of silica fume high-strength concretes", *Magazine of Concrete research*, vol. 43, n° 155, p. 109-120, 1991.
67. De Sa C., Benboudjema F., Thiery M., Sicard J., "Analysis of microcracking induced by differential drying shrinkage", *Cement & Concrete Composites*, vol. 30, p. 947-956, 2008.
68. Domone P.L., "Uniaxial tensile creep strain criterion for failure of concrete", *Magazine of concrete Research*, vol. 26, n° 88, p. 144-152, 1974.
69. Duan K., Hu X., Wittmann F.H., "Size effect on specific fracture energy of concrete", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 74, p. 87-96, 2007.
70. Duan K., Hu X., Wittmann F.H., "Boundary effect on concrete fracture and non-constant fracture energy distribution", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 70, p. 2257-2268, 2003.
71. Dugdale D.S., "Yielding of steel sheets containing slits", *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 8, p. 100-104, 1960.

72. Dufour F., "Contributions à la modélisation numérique de la fissuration des structures en béton avec prise en compte du fluage et estimation de la perméabilité", Mémoire d'habilitation à diriger des recherches à l'École Centrale de Nantes, 2007.
73. Dupray F., Malecot Y., Daudeville L., Buzaud E., "A mesoscopic model for the behaviour of concrete under high confinement", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol.33, p. 1407-1423, 2009.
74. Elices M., Guinea G.V., Gomez J., Planas J., "The cohesive zone model: advantages, limitations and challenges", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 69, p. 137-163, 2002.
75. Emborg M., "Thermal stresses in concrete structures at early ages", PHD Thesis, Division of structural Engineering, Lulea University of Technology, 1989.
76. Fichant S., Pijaudier-Cabot G., La Borderie C., "Continuum damage modeling: approximation of crack induced anisotropy", *Mechanics Research Communications*, vol. 24, n° 2, p. 109-114, 1997.
77. Fichant S., La Borderie C., Pijaudier-Cabot G., "Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures", *Mechanics of Cohesive-Frictional Material*, vol.4, n° 4, p. 339-359, 1999.
78. Fink F., Yamanouchi M., Reinhardt H., Grosse C., "Evaluation of mode I failure of concrete in a splitting test using acoustic emission technique", *International Journal of Fracture*, vol. 124, p. 139-152, 2003.
79. Freyssinet E., "The deformation of concrete", *Magazine of Concrete Research*, n° 8, p. 49-56, 1951.
80. Freudenthal AM, Roll F, "Creep and creep recovery of concrete under high compressive stress", *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 29, n° 12, p. 1111-1142, 1958.
81. Gardner N.J., Lockman M.J., "Design provisions for drying shrinkage and creep of normal-strength concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 98, n° 2, p. 159-167, 2001.
82. Gardner N.J., Zhao J.W., "Creep and shrinkage Revisited", *ACI Materials Journal*, vol. 90, n° 3, p. 236-246, 1993.
83. Garas V.Y., "Multi-scale investigation of tensile creep of ultrahigh performance concrete for bridge applications", PHD thesis in civil engineering in the school of civil and environmental engineering, Georgia Institute of Technology, 2009.
84. Garas V.Y., Kahn L.F., Kurtis K.E., "Short-term tensile creep and shrinkage of ultra-high performance concrete", *Cement & Concrete Composites*, vol.31, p. 147-152, 2009.
85. Gettu R., Bazant Z.P., Karr M.E., "Fracture properties and brittleness of high-strength concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 87, n° 6, 1990.
86. Gettu R., Garcia-Alvarez V.O., Aguado A., "Effect of aging on the fracture characteristics and brittleness of a high-strength concrete", *Cement and Concrete Composites*, vol. 28, n° 3, p. 349-355, 1998.
87. Ghosh R.S., "A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete", *Matériaux et Constructions*, vol. 6, n°31, 1973.
88. Giaccio G., Zerbino R., "Failure Mechanism of concrete", *Advanced Cement Based Materials*, vol. 7, p. 41-48, 1998.
89. Giaccio G., De Sensale G.R., Zerbino R., "Failure mechanism of normal and high-strength concrete with rice-husk ash", *Cement & Concrete Composites*, vol. 29, p. 566-574, 2007.
90. Glanville W. H., Thomas F. G., "Further investigation on the creep or flow of concrete under load", *Technical Paper*, n° 21, 1939.
91. Glucklich J., Ishai O., "Creep mechanism in cement mortar", *Journal of the American concrete institute*, vol. 59, p. 923-. 948, 1962.
92. Gopalakrishnan K.S., Neville A.M., Ghali A., "A hypothesis on mechanism of creep of concrete with reference to multiaxial compression", *ACI Materials Journal*, vol.67, n° 3, p. 29-35, 1970.
93. Granger S., Loukili A., Pijaudier-Cabot G., Chanvillard G., "Experimental characterization of the self-healing of cracks in an ultra high performance cementitious material: Mechanical tests and acoustic emission analysis", *Cement and Concrete Research*, vol. 37, p. 519-527, 2007.
94. Granger L., "Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires analyse et modélisation", Thèse du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Paris, 1996
95. Grassl P., Wong H.S., Buenfeld N.R., "Influence of aggregate size and volume fraction on shrinkage induced micro-cracking of concrete and mortar", *Cement and concrete Research*, vol. 40, p. 85-93, 2010.

96. Grassl P., Pearce C., "Meso-scale approach to modeling concrete subjected to thermo-mechanical loading", *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, 2009.
97. Grassl P., Jirasek M., "Meso-scale approach to modelling the fracture process zone of concrete subjected to uniaxial tension", *International Journal of Solids and Structures*, vol. 47, p. 957-968, 2010.
98. Griffith A.A., "The phenomena of rupture and flow of solids", *Philosophical Transactions of the Royal Society*, A.221, p. 163-198, 1920.
99. Grondin F., "Modélisation multi-échelles du comportement thermo-hydro-mécanique des matériaux hétérogènes applications aux matériaux cimentaires sous sollicitations sévères", Thèse de doctorat à l'université Paris 6, 2005.
100. Grondin F., Dumontet H., Ben Hamida A., Mounajed G., Boussa H., "Multi-scales modelling for the behaviour of damaged concrete", *Cement and Concrete Research*, vol. 37, p. 1453-1462, 2007.
101. Grondin F., Dumontet H., Ben Hamida A., Boussa H., "Micromechanical contributions to the behaviour of cement-based materials : Two-scale modelling of cement paste and concrete in tension at high temperatures", *Cement & Concrete Composites*, vol. 33, p. 424-435, 2011.
102. Grosse C.U., Fink F., "Quantitative evaluation of fracture processes in concrete using signal-based acoustic emission techniques", *Cement & concrete composites*, vol. 28, p. 330-336, 2006.
103. Grosse C., Reinhardt H., Dahm T., "Localization and classification of fracture types in concrete with quantitative acoustic emission measurement techniques", *NDT&E International*, vol. 30, n°4, p. 223-230, 1997.
104. Grosse C.U., Ohtsu M., "Acoustic emission testing", Livre Springer, 2008.
105. Guénot-Delahaie I., "Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton", Res. Report LPC, OA25, LCPC, Paris, 1997.
106. Guo L., Carpinteri A., Roncella R., Spagnoli A., Sun W., Vantadori S., "Fatigue damage of high performance concrete through a 2D mesoscopic lattice model", *Computational Materials Science*, vol. 44, p. 1098-1106, 2009.
107. Gutenberg B., Richter C. F., "In Seismicity of the earth and associated phenomena", Princeton University, NJ, USA, 1954.
108. Hadjab H., Thimus J.Fr., Chabaat, "Fracture process zone in notched concrete beams treated by using acoustic emission", *The online Journal of Non destructive Testing*, vol. 9, n° 12, 2004.
109. Hadjab H.S., Thimus J.Fr., Chabaat M., "The use of acoustic emission to investigate fracture process zone in notched concrete beams", *Current Science*, vol. 93, 2007.
110. Haidar K., Pijaudier-Cabot G., Dubé J.F., Loukili A., "Correlation between the internal length, the fracture process zone and size effect in model materials", *Materials and Structures*, vol. 38, p. 201-210, 2005.
111. Hannant D.J., "The mechanism of creep in concrete", *Matériaux et Constructions*, vol.1, n°5, 1968.
112. Hansen T.C., Eriksson L., "Temperature change effect on behaviour of cement paste, mortar, and concrete under load", *Journal of the American concrete institute*, titre n° 63-23, 1966.
113. Hansen T.C., Mattock A.H., "Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete", *ACI Materials Journal*, titre n°63-10, 1966.
114. Hanson J.A., "Effects of curing and drying environments on splitting tensile strength of concrete", *ACI Materials Journals*, vol. 65, n°7, p. 535-543, 1968.
115. Hansen E.A., "Influence of sustained load on the fracture energy and the fracture zone of concrete", in *Fracture process in concrete, Rock and Ceramics*. Edited by van Mier JGM, Rots JG, Bakker A, E&FN Spon, UK, p. 829-838, 1991.
116. Hillerborg A., "Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fibre reinforced concrete", *International Journal of Cement Composites*, vol. 2, p. 177-184, 1980.
117. Hillerborg A., "The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete", *Materials and structures*, vol. 18, n°4, p. 291-296, 1985.
118. Hope B.B., Brown N.H., "A model for the creep of concrete", *Cement and Concrete Research*, vol. 5, p. 577-586, 1975.
119. Hu X., Duan K., "Influence of fracture process zone height on fracture energy of concrete", *Cement and Concrete Research*, vol. 34, p. 1321-1330, 2004.

120. Idiart A.E., Lopez C.M., Carol I., "Chemo-mechanical analysis of concrete cracking and degradation due to external sulfate attack: A meso-scale model", *Cement & Concrete Composites*, vol. 33, p. 411-423, 2011.
121. Jenq Y., Shah S.P., "Two Parameter Fracture Model for Concrete", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 111, Issue 10, p. 1227-1241, 1985.
122. Kanna V., Olson R.A., Jennings H.M., "Effect of shrinkage and moisture content on the physical characteristics of blended cement mortars", *Cement and Concrete Research*, vol. 28, n°10, p. 1467-1477, 1998.
123. Karihaloo B.L., "Fracture mechanics of concrete", Longman scientific & Technical, New York, 1995.
124. Karihaloo B.L., Abdalla H.M., Imjai T., "A simple method for determining the true specific fracture energy of concrete", *Magazine Concrete Research*, vol. 55, p. 471-481, 2003.
125. Kim B., Weiss W.J., "Using acoustic emission to quantify damage in restrained fiber-reinforced cement mortars", *Cement and Concrete Research*, vol. 33, p. 207-214, 2003.
126. Klug P., Wittmann F., "The correlation between creep deformation and stress relaxation in concrete", *Matériaux et Constructions*, vol. 3, n° 14, p. 75-80, 1970.
127. Kozicki J., Tejchman J., "Effect of aggregate structure on fracture process in concrete using 2D lattice model", *Archives of Mechanics*, vol. 59, p. 365-384, 2007.
128. Kovler K., "Drying creep of stress-induced shrinkage, Creep, Shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials", F.J. Ulm, Z.P. Bazant, F.H. Wittmann ed., Elsevier, Cambridge, p. 61-66, 2001.
129. Kovler K., Igarashi S., Bentur A., "Tensile creep behaviour of high strength concretes at early ages", *Materials and Structures*, vol. 32, p. 383-387, 1999.
130. Kostopoulos V., Loutas T.H., Kotsos A., Sotiriadis G., Pappas Y.Z., "On the identification of the failure mechanisms in oxide/oxide composites using acoustic emission", *NDT&E International*, vol. 36, p. 571-580, 2003.
131. Kristiawan S., "strength, Shrinkage and creep of concrete in tension and compression", *Dimensi Teknik Sipil*, vol. 8, n° 2, p. 73-80, 2006.
132. Krstulovic-Opara N., "Fracture process zone presence and behaviour in mortar specimens", *ACI Materials Journal*, vol. 9, p. 83-91, 1990.
133. Kurz J.H., Grosse C.U., Reinhardt H., "Strategies for reliable automatic onset time picking of acoustic emissions and of ultrasound signals in concrete", *Ultrasonics*, vol. 43, p. 538-546, 2005.
134. Kwan A.K.H., Wang Z.M., Chan H.C., "Mesoscopic study of concrete II: nonlinear finite element analysis", *Computers and Structures*, vol. 70, p. 545-556, 1999.
135. Labuz J.F., Cattaneo S., Chen L., "Acoustic emission at failure in quasi-brittle materials", *Construction and Building Materials*, Vol. 15, p. 225-233, 2001.
136. Landis E.N., Baillon L., "Experiments to relate acoustic emission energy to fracture energy of concrete", *Journal of engineering mechanics*, 2002.
137. Landis E.N., "Micro-macro fracture relationships and acoustic emissions in concrete", *Construction and Building Materials*, vol. 13, p. 65-72, 1999.
138. Landis E.N., Shah S.P., "The influence of microcracking on the mechanical behaviour of cement based materials", *Cement Based Materials*, vol. 2, p. 105-118, 1995.
139. La Borderie C., Matallah M., Nguyen T.D., Briffaut M., Benboudjema F., Torrenti J.M., "Hydration induced meso-stresses in concrete and their consequences on the cyclic behaviour", In Euro Mediterranean Symposium On Advances in Geomaterial and Structures. Djerba, Tunisia. 10-12 May 2010.
140. La Borderie C., Lawrence C., Sornin G., "Approche mésoscopique du comportement du béton, Apport de la représentation géométrique", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 11, n° 4, p. 407-421, 2007.
141. Le Chatelier H., "Sur les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments", Bulletin de la société pour l'Encouragement Industriel National V (5ème série), 1900.
142. Le Roy R., de Larrard F., Pons G., "Calcul des déformations différées des bétons à hautes performances", Bulletin LPC, Spécial XIX, 63-84, 1996.
143. Lee Y., Yi S., Kim M., Kim J., "Evaluation of a basic creep model with respect to autogenous shrinkage", *Cement and concrete research*, vol. 36, p. 1268-1278, 2006.

144. Leite J.P.B., Slowik V., Mihashi H., "Computer simulation of fracture processes of concrete using mesolevel models of lattice structures", *Cement and Concrete Research*, vol. 34, p. 1025-1033, 2004.
145. Li Z., Shah S.P., "Localization of microcracking in concrete under uniaxial tension", *ACI Materials Journal*, vol. 91, n° 4, p. 372-381, 1994.
146. Likas A., Vlassis N., Verbeek J.J., "The global K-means clustering algorithm", *Pattern Recognition*, vol. 36, p. 451-461, 2003.
147. Liniers A.D., "Microcracking of concrete under compression and its influence on tensile strength", *Materials and structures*, vol. 20, p. 111-116, 1987.
148. Liu G.T., Gao H., Chen F.Q., "Microstudy on creep of concrete at early age under biaxial compression", *Cement and Concrete Research*, vol. 32, p. 1865-1870, 2002.
149. Lopez C.M., Carol I., Aguado A., "Meso-structural study of concrete fracture using interface elements II : compression, biaxial and brazilian test", *Materials and Structures*, vol. 41, p. 601-620, 2008.
150. Lopez C.M., Carol I., Aguado A., "Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. I: numerical model and tensile behaviour", *Materials and structures*, vol. 41, p. 583-599, 2008.
151. Lura P., Jensen O.M., Breugel K.V., "Autogenous shrinkage in high performance cement paste: an evaluation of basic mechanisms", *Cement and Concrete Research*, vol. 33, p. 223-232, 2003.
152. L'hermite R., Mamillan M., "Nouveaux résultats et récentes études sur le fluage du béton", *Materials and Structures*, vol. 2, n° 7, p. 35-41, 1969.
153. Malvar L.J., Ross C.A., "Review of strain rate effects for concrete in tension", *ACI Materials Journal*, vol. 95, n° 6, p. 735-739, 1998.
154. Masuero J.R., Creus G.J., "Crack growth initiation in concrete like materials in the presence of creep", *Nuclear Engineering and Design*, vol. 156, p. 209-218, 1995.
155. Matallah M., La Borderie C., Maurel O., "A practical method to estimate crack openings in concrete structures", *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 34, p. 1615-1633, 2010.
156. Matallah M., La Borderie C., Maurel O., Daoud A., "Crack openings computation using a plastic-damage model", *Engineering Structures*, 2011, soumis.
157. Mazars J., "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure", Thèse de doctorat de l'université Paris VI, 1984
158. Mazzotti C., Savoia M., "Nonlinear creep, Poisson's ration, and creep-damage interaction of concrete in compression", *ACI Materials Journal*, vol. 99, n° 5, 2002.
159. Mazzotti C., Savoia M., "Non linear creep damage model for concrete under uniaxial compression", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 129, n° 9, 2003.
160. Mclasley G.C., Glaser S.D., "Temporal evolution and 3D locations of acoustic emissions produced from the drying shrinkage of concrete", *Journal of Acoustic Emission*, vol. 25, n° 1, p. 52-57, 2007.
161. Meyers B.L., Slate F.O., "Relationship between time-dependent deformation and microcracking of plain concrete", *ACI Materials Journal*, 1969.
162. Mihashi H., Nomura N., "Correlation between characteristics of fracture process zone and tension-softening properties of concrete", *Nuclear Engineering and Design*, vol. 65, p. 359-376, 1996.
163. Morris P. H., Dux P.F., "Suction, Fracture Energy, and Plastic Cracking of Cement mortar and concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 102, n° 6, p. 390-396, 2005.
164. Mounajed G., "Exploitation du nouveau modèle béton numérique dans symphonie: Concept, homogénéisation du comportement thermomécanique des BHP et simulation de l'endommagement thermique", Cahiers du CSTB 3421, 2002.
165. Muralidhara S., Prasad B.K.R., Eskandari H., Karihaloo B.L., "Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission", *Construction and Building Materials*, vol. 24, p. 3051-3058, 2011.

166. Muralidhara S., Prasad B.K.R., Karihaloo B.L., Singh R.K., "Size-independent fracture energy in plain concrete beams using tri-linear model", *Construction and Building Materials*, vol. 25, p. 479-486, 2010.
167. Nair A., "Acoustic Emission monitoring and quantitative evaluation of damage in reinforced concrete members and bridges", PHD thesis faculty of the Louisiana state University and agricultural and mechanical College', 2006.
168. Nagai K., Sato Y., Ueda T., "Mesoscopic simulation of failure and concrete by 2D RBSM", *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 2, n° 3, p. 359-374, 2004.
169. Nasser K.W., Neville A.M., "Creep of concrete at elevated temperatures", *Journal of the American concrete institute*, titre n° 62-87, 1965.
170. Neville A.M., "Role of cement in the creep of mortar", *Journal of the American concrete institute*, titre n° 55-62, 1959.
171. Neville A.M., "Theories of creep in concrete", *Journal of the American concrete institute*, vol. 52, n° 9, p. 47-60, 1955.
172. Ngab A.S., Slate F.O., Nilson A.H., "Microcracking and time-dependent strains in high strength concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 78, n°4, p. 262-268, 1981.
173. Nguyen T.D., La Borderie C., Lawrence C., Nahas G., "Modélisation mésoscopique du comportement du béton, Application à la transition fissuration diffuse-localisée en 2D et 3D", XXVIIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, La bourboule, juin 2010.
174. Ohtsu M., Shigeishi M., Sakata Y., "Nondestructive evaluation of defects in concrete by quantitative acoustic emission and ultrasonics", *Ultrasonics*, vol. 36, p. 187-195, 1998.
175. Ohtsu M., Okamoto T., Yuyama S., "Moment tensor analysis of acoustic emission for cracking mechanisms in concrete", *ACI Structural Journal*, vol. 95, n° 2, p. 87-95, 1998.
176. Ohtsu M., Uchida M., Okamoto T., Yuyama S., "Damage assessment of reinforced concrete beams qualified by acoustic emission", *ACI Structural Journal*, vol. 99, n° 4, p. 411-417, 2002.
177. Oja E., "Neural networks, principal components, and subspaces", *International Journal of Neural Systems*, Vol. 1, p. 61-68, 1989.
178. Omar M., "Déformations différées du béton : Etude expérimentale et modélisation numérique de l'interaction fluage - endommagement", Thèse de Doctorat à l'Ecole Centrale de Nantes, 2004.
179. Omar M., Loukili A., Pijaudier-Cabot G., Le Pape Y., "Creep-Damage Coupled Effects: Experimental Investigation on Bending Beams with Various sizes", *ASCE journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 21, n° 2, 2009.
180. Omar M., Pijaudier-Cabot G., Loukili A., "Etude Comparative du couplage endommagement - fluage", *Revue Française de Génie Civil*, vol.8, n° 4, p. 457-482, 2004.
181. Ostergaard L., Lange D.A., Altoubat S.A., Stang H., "Tensile basic creep of early-age concrete under constant load", *Cement and Concrete Research*, vol. 31, p. 1895-1899, 2001.
182. Ostergaard L., "Early-age fracture mechanics and cracking of concrete", PhD Thesis at Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, 2003.
183. Otsuka K., Date H., "Fracture process zone in concrete tension specimen", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 65, p. 111-131, 2000.
184. Ozbolt J., "Sustained loading strength of concrete modelled by creep-cracking interaction", *Otto-Graf-Journal*, vol. 12, 2001.
185. Parrott L.J., "An examination of the effects of age at loading upon the creep of hardened cement paste", *Magazine of Concrete Research*, vol. 25, n° 85, p. 197-200, 1973.
186. Parrott L.J., "Lateral Strains in Hardened Cement Paste under Short and Long-term Loading", *Magazine of Concrete Research*, vol.26, n° 89, p. 198-202, 1974.
187. Paillère M., Buil M., Serrano J. J., "Effect of fiber addition on autogenous shrinkage of silica fume concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 86, n° 2, p. 139-150, 1989
188. Pane I., Hansen W., "Early age creep and stress relaxation of concrete containing blended cements", *Materials and structures*, vol. 35, p. 92-96, 2002.
189. Pedersen R.R., Simone A., Stroeven M., Sluys L.J., "Mesoscopic modelling of concrete under impact", In fracture Mechanics of concrete and concrete structures: Proceedings of FraMCOS-6, Catania, Italy, 2007.
190. Powers T.C., "The thermodynamics of volume changes and creep", *Matériaux et constructions*, vol. 1, n° 6, p. 487-507, 1968.

191. Prasad B.K.R., Appa Rao G., Patnaik R., "Influence of strength on the fracture energy of HPC", Transactions, SMIRT 16, Washington DC, August, 2001.
192. Raithby, K.D., "Flexural fatigue behaviour of plain concrete", *Fatigue of Engineering Materials and Structures*, vol. 2, p. 269-278, 1979.
193. Rao G.M.N., Murthy C.R.L., Raju N.M., "Characterization of micro and macro in rocks by acoustic emission", Acoustic Emission: Standards and Technology Update, ASTM STP 1353, Vahaviolos, Ed., American Society for testing and Materials PA., 1999.
194. Rao G.A., Prasad B.K.R., "Fracture energy and softening behavior of high-strength concrete", *Cement and Concrete Research*, vol. 32, p. 247-252, 2002.
195. Reiner M., "On volume - or isotropic flow as exemplified in the creep of concrete", Applied Sciences Research, Série A, vol. 1, p. 475-488, 1949.
196. Report by ACI Committee 209, "Modelling and Calculation of shrinkage and Creep in Hardened Concrete" (ACI 209, YR-XX)
197. Reviron N., "Etude du fluage des bétons en traction. Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression", Thèse de doctorat de l'école Normale Supérieure De Cachan, 2009.
198. Reviron N., Benboudjema F., Torrenti, J.-M., Nahas G., Millard A., "Coupling between creep and cracking in tension", FRamcos 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Catania, vol. 6, p. 495-502, 2007
199. Reinhardt H., Rinder T., "High strength concrete under sustained tensile loading", *Otto-graf-Journal*, vol. 9, 1998.
200. Reinhardt H.-W., Rinder T., "Tensile creep of high-strength concrete", *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 4, n° 2, p. 277-283, 2006.
201. Reidel W., Wicklein M., Thoma K., "Shock properties of conventional and high strength concrete: Experimental and mesomechanical analysis", *International Journal of Impact Engineering*, vol. 35, p. 155-171, 2008.
202. RILEM 50-FMC Recommendation, "Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams", *Materials and Structures*, vol. 18, p. 285-290, 1985.
203. RILEM Draft Recommendations TC 89-FMT, "Fracture Mechanics of Concrete - Test Methods", *Materials and Structures*, vol. 23, p. 457, 1990.
204. RILEM TC212-ACD, "Recommendation of RILEM TC 212-ACD : acoustic emission and related NDE techniques for crack detection and damage evaluation in concrete", *Materials and Structures*, 2010
205. Rossi A.D., "Creep of concrete under variable stress", *Journal of the American concrete institute*, titre n°54-41, 1958.
206. Rossi P., Godart N., Robert J.L., Gervais J.P., Bruhat D., "Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission", *Materials and Structures*, vol. 27, p. 510-514, 1994.
207. Rossi P., Mier J.G.V., Toutlemonde F., Le Maou F., Boulay C., "Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension", *Materials and structures*, vol. 27, p. 260-264, 1994.
208. Rossi P., Robert J.L., Gervais J.P., Bruhat D., "Identification of the physical mechanisms underlying acoustic emissions during the cracking of concrete", *Materials and structures*, vol. 22, p. 194-198, 1989.
209. Rossi P., Robert J.L., Gervais J.P., Bruhat D., "The use of acoustic emission in fracture mechanics applied to concrete", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 35, p. 751-763, 1990.
210. Roget J., "Essais non destructifs L'émission acoustique", Livre AFNOR – CETIM, 1988.
211. Ruiz M.F., Muttoni A., Gambarova P.G., "Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression", *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 5, n° 3, p. 1-11, 2007.
212. Rüsç H., "Research toward a general flexural theory for structural concrete", *ACI Journal*, vol. 57, n° 1, p. 1-28, 1960.
213. Saliba J., Rozière E., Grondin F., Loukili A., Influence of shrinkage-reducing admixtures on plastic and long-term shrinkage, *Cements & Concrete Composites*, vol. 33, p. 209-217, 2011.

214. Saliba J., Loukili A., Grondin F., Regoin J-P., "Influence of basic creep on cracking of concrete shown by the Acoustic Emission technique", *Materials and Structures*, 2012, In press.
215. Schechinger B., Vogel T., "Acoustic emission for monitoring a reinforced concrete beam subject to four-point-bending", *Construction and Building Materials*, vol. 21, p. 483-490, 2007.
216. Schuler H., Mayrhofer C., Thoma K., "Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates", *International Journal of Impact Engineering*, vol. 32, p. 1635-1650, 2006.
217. Shah S. P., Shankar R., "Internal cracking and strain-softening response of concrete under uniaxial compression", *ACI Material Journal*, vol. 84, n° 3, p. 200-212, 1987.
218. Shah S.P., "Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete", *Materials and structures/Matériaux et constructions*, vol. 23, n°6, p. 461-465, 1990.
219. Shah S.P., "Fracture toughness for high-strength concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 87, issue 3, p. 260-265, 1990.
220. Shah S.P., Chandra S., "Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading", *ACI Materials Journal*, vol. 67, n° 10, p. 816-825, 1970.
221. Shah S.P., Ouyang C., "Fracture mechanics for failure of concrete", *Annual Review of Materials Science*, vol. 24, p. 293-320, 1994.
222. Shah S.P., Swartz S. E., Ouyang C., "Fracture mechanics of concrete: Applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials", John Wiley & Sons, New York, 1995.
223. Shah S.P., Choi S., "Nondestructive techniques for studying fracture processes in concrete", *International Journal of Fracture*, vol. 98, p. 351-359, 1999.
224. Shiotani T., Ohtsu M., Ikeda K., "Detection and evaluation of AE waves due to rock deformation", *Construction and Building Materials*, vol. 15, p. 235-246, 2001.
225. Smadi M.M., Slate F.O., Nilson A.H., "Shrinkage and creep of high-, medium-, and low-strength concretes, including overloads", *ACI Materials Journal*, vol. 84, n° 3, p. 224-234, 1987.
226. Soulioti D., Barkoula N.M., Paipetis A., Matikas T.E., Shiotani T., Aggelis D.G., "Acoustic emission behavior of steel fibre reinforced concrete under bending", *Construction and Building Materials*, vol. 23, p. 3532-3536, 2009.
227. Swaddiwudhipong S., Lu H., Wee T., "Direct tension test and tensile strain capacity of concrete at early age", *Cement and Concrete Research*, vol. 33, p. 2077-2084, 2003.
228. Suaris W., van Mier J.G.M., "Acoustic emission source characterization in concrete under biaxial loading", *Materials and structures*, vol. 28, p. 444-449, 1995.
229. Tao Z., Weizu Q., "Tensile creep due to restraining stresses in high-strength concrete at early ages", *Cement and Concrete Research*, vol. 36, p. 584-591, 2006.
230. Tamtsia B.T., Beaudoin J.J., Basic creep of hardened cement paste, "A re-examination of the role of water", *Cement and Concrete Research*, vol. 30, p. 1465-1475, 2000.
231. Tamtsia B.T., Beaudoin J.J., Marchand J., "The early age short-term creep of hardening cement paste: load-induced hydration effects", *Cement & Concrete Composites*, vol. 26, p. 481-489, 2004.
232. Tandon S., Faber K.T., "Effects of loading rate on the fracture of cementitious materials", *Cement and Concrete Research*, vol. 29, p. 397-406, 1999.
233. Tasdemir C., Tasdemir M.A., Lydon F.D., Barr B.I.G., "Effects of silica fume and aggregate size on the brittleness of concrete", *Cement and Concrete Research*, vol.26, n° 1, p. 63-68, 1996.
234. Thomas J.J., Jennings H.M., "A colloidal interpretation of chemical aging of the C-S-H gel and its effects on the properties of cement paste", *Cement and Concrete Research*, vol. 36, p. 30-38, 2006.
235. Timusk J., Ghosh R.S., "Maturing creep of Portland cement paste", *ACI Materials Journal*, vol. 68, n° 82, p. 959-963, 1971.
236. Torrenti J.M., Nguyen V.H., Colina H., Le Maou F., Benboudjema F., Deleruyelle F., "Coupling between leaching and creep of concrete", *Cement and concrete research*, vol. 38, p. 816-821, 2008
237. Uddin A.K.M.F., Numata K., Shimasaki J., Shigeishi M., Ohtsu M., "Mechanisms of crack propagation due to corrosion of reinforcement in concrete by AE-SiGMA and BEM", *Construction and Building Materials*, vol. 18, p. 181-188, 2004.

238. Ulm F.J., Acker P., "Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons", *Bulletin de liaison des ponts et Chaussées special XX*, p. 73-82, 1998.
239. Vanderwalle L., "Concrete and shrinkage at cyclic ambient conditions", *Cement and Concrete Composites*, vol. 22, p. 201-208, 2000.
240. Vandamme M., "The nanogranular origin of concrete creep : a nanoindentation investigation of microstructure and fundamental properties of calcium-silicates-hydrates", PHD Thesis at the department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts institute of technology, 2008.
241. van Mier J.G.M., Van Vliet M.R.A., "Influence of microstructure of concrete on size/scale effects in tensile fracture", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 70, p. 2281-2306, 2003.
242. van Mier J.G.M., "Framework for a generalized four-stage fracture model of cement-based materials", *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 75, p. 5072-5086, 2008.
243. Vidya Sagar R., Raghu Prasad B.K., "An experimental study on acoustic emission energy as a quantitative measure of size independent specific fracture energy of concrete beams", *Construction and Building Materials*, vol. 25, p. 2349-2357, 2011.
244. Walkinshaw J.L., "Creep to rupture behaviour of concrete beams", Thèse de doctorat à l'Institut de Technologie, Massachusetts, 1969.
245. Watanabe K., Niwa J., Iwanami M., Yokota H., "Localized failure of concrete in compression identified by AE method", *Construction and Building Materials*, vol. 18, n° 3, p. 189-196, 2003
246. Westman G., "Concrete creep and thermal stresses", PHD thesis in the division of structural Engineering, Lulea University of Technology, 1999.
247. Wittmann F.H., Roelfstra P.E., Mihashi H., "Influence of age of loading, water-cement ratio and rate of loading on fracture energy of concrete", *Materials and structures*, vol. 20, p. 103-110, 1987.
248. Wittmann F.H., "Creep and shrinkage mechaniss, chapter 6 in creep and shrinkage in concrete structures", eds. Bazant Z.P., Wittmann F.H., Wiley, p. 129-161, 1982.
249. Wriggers P., Moftah S.O., "Mesoscale models for concrete: Homogenisation and damage behaviour", *Finite elements in analysis and design*, vol. 42, p. 623-636, 2006.
250. Wong H.S., Zobel M., Buenfeld N.R., Zimmerman R.W., "The influence of the interfacial transition zone and microcracking on the diffusivity, permeability and sorptivity of cement-based materials after drying", *Magazine of Concrete Research*, vol. 61, p. 571-589, 2009
251. Wu K., Chen B., Yao W., "Study on the AE characteristics of fracture process of mortar, concrete and steel-fiber-reinforced concrete beams", *Cement and Concrete Research*, vol. 30, p. 1495-1500, 2000.
252. Wu K., Chen B., Yao W., "Study of the influence of aggregate size distribution on mechanical properties of concrete by acoustic emission technique", *Cement & Concrete Research*, vol. 31, p. 919-923, 2001.
253. Xianhong M., Yupu S., "Residual tensile strength of plain concrete under tensile fatigue loading", *Journal of Wuhan University of Technology-mater*, vol. 22, n° 3, p. 564-568, 2007.
254. Zimbelmann R., "A contribution to the problem of cement-aggregate bond", *Cement & concrete Research*, vol. 15, n° 5, p. 801-808, 1985.
255. Zhang J., Stang H., Li V.C., "Fatigue life prediction of fiber reinforced concrete under flexural load", *International Journal of Fatigue*, vol. 21, p. 1033-1049, 1999.
256. Zhang D., Wu K., "Fracture process zone of notched three-point bending concrete beams", *Cement and Concrete Research*, vol. 29, p. 1887-1892, 1999.
257. Zhou F.P., Barr B.I.G., Lydon F.D., "Fracture properties of high strength concrete with varying silica fume content and aggregates", *Cement and Concrete Composites*, vol. 25, n° 3, p. 543-552, 1995.
258. Zhou Q., Beaudoin J.J., "Effect of applied hydrostatic stress on the hydration of Portland cement and C3S", *Advances in Cement Research*, vol. 15, n° 1, p. 9-16, 2003.
259. Zhu W.C., Tang C.A., "Numerical simulation on shear fracture process of concrete using mesoscopic mechanical model", *Construction and Building Materials*, vol. 16, p. 453-463, 2002.
260. Zhu W.C., Zhao X.D., Kang Y.M., Wei C.H., Tian J., "Numerical simulation on the acoustic emission activities of concrete", *Materials and structures*, vol. 43, p. 633-650, 2010.
261. Zheng J.J., Li C.Q., Zhou X.Z., "Characterization of microstructure of interfacial transition zone in concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 102, n° 4, 2005.

262. Zheng D., Li W.W., "Coupled damage and creep behavior of concrete under sustained loading", Fracture Mechanics of concrete and Concrete Structures, Korea Concrete Institute, Seoul, p. 683-688, 2010.
263. Zreiki J., "Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages", Thèse de doctorat au laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS Cachan, 2009.

6 Annexes

6.1 Modélisation du fluage par un comportement visqueux

6.1.1 Viscosité linéaire et analyse des déformations de fluage

Les déformations de fluage sont généralement décrites soit par le coefficient de fluage, soit par le fluage spécifique soit par la complaisance de fluage dans les différents modèles mathématiques prédictifs. Le coefficient de fluage est défini comme étant le pourcentage de déformation de fluage, c'est-à-dire la somme du fluage propre et du fluage de dessiccation, par rapport à la déformation élastique initiale. Le fluage spécifique est défini comme étant la déformation de fluage par unité de contrainte. Et la complaisance de fluage est définie comme étant la déformation de fluage plus la déformation élastique par unité de contrainte. Où la déformation élastique est définie comme étant la déformation élastique recouvrable par unité de longueur du spécimen en béton durant la phase initiale de chargement.

Dans ce contexte, la réponse en déformation $\varepsilon(t)$ à une sollicitation σ_i introduite instantanément au temps t_i et qui reste constante jusqu'au temps t implique une loi de comportement visco-élastique unidimensionnelle de type :

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) - \varepsilon_r(t, t_s) &= \varepsilon_i(t_i) + \varepsilon_L = \varepsilon_i(t_i) \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_i(t_i)} \right) = \frac{\sigma_i(t_i)}{E_c(t_i)} \cdot (1 + \varphi(t, t_i)) \\ &= \sigma_i(t_i) \cdot J(t, t_i) \end{aligned} \quad 6-1$$

où $\varepsilon_r(t, t_s)$ représente la déformation due au retrait, $\varepsilon_i(t_i)$ la déformation instantanée, $\varepsilon_L (= \varphi(t, t_i) \cdot \varepsilon_i(t_i))$ la déformation libre représentant l'augmentation de la déformation au cours du temps due au fluage, $\varphi(t, t_i)$ le coefficient de fluage et $J(t, t_i)$ la fonction de fluage. A noter que la fonction de fluage est une fonction monotone croissante tandis que la vitesse du fluage est une fonction décroissante.

Il est également possible de formuler le problème en utilisant une fonction de relaxation décrivant l'évolution dans le temps de la contrainte pour une déformation unitaire agissant depuis le temps t_i . La description mathématique du phénomène de relaxation pour un matériau vieillissant nécessite alors l'introduction d'une fonction R dépendante à la fois de l'instant et de la durée de chargement. A noter que les fonctions de fluage $J(t, t_i)$ et de relaxation $R(t, t_i)$ sont inverses.

Pour des niveaux de chargement dans le domaine de contrainte de service, les courbes de contraintes en fonction des déformations sont approximativement linéaires. Plus l'âge du béton au moment du chargement t_i augmente, plus la déformation $\varepsilon_i(t_i)$ diminue puisque le module d'élasticité augmente avec le temps. En plus du temps t et de l'âge du béton au

moment du chargement, le coefficient de fluage pour un béton donné dépend également des conditions ambiantes, de la vitesse de durcissement, du niveau de contraintes appliquées et de plusieurs facteurs intrinsèques qui sont fixés quand le béton est coulé (formulation du béton, pourcentage des granulats, leur module élastique et leurs dimensions, le pourcentage de ciment, ...) et extrinsèque qui varie après le coulage du béton (température, teneur en eau spécifique, âge de chargement, degré d'hydratation ...).

6.1.2 Principe de superposition de Boltzman

Le calcul du fluage dû à des contraintes variables est facilité par le principe de superposition de Boltzman. En effet, les contraintes dans les structures varient en fonction du temps même si la charge est constante à cause du fluage et du retrait. Ainsi pour pouvoir tenir compte de la viscoélasticité linéaire, ou en d'autres termes la propriété de mémoire du matériau vis-à-vis de l'histoire des sollicitations, ce principe postule que la réponse de la somme de l'histoire de deux contraintes (ou deux déformations) est la somme des réponses de chacun d'eux pris séparément. Ainsi la déformation due à l'histoire de contrainte $\sigma(t)$ est obtenue en décomposant l'histoire en petits incréments $\dot{\sigma}(t')$ appliqués au temps t' par pas de chargement et en calculant la somme des déformations correspondantes :

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t J(\tau, t) \dot{\sigma}(\tau) d\tau + J(t_0, t) \sigma(t_0) \quad 6-2$$

De même, le principe de superposition permet d'obtenir la réponse en faisant la somme des contributions de chaque incrément infinitésimal de sollicitation. Ainsi lorsque la déformation imposée varie au cours du temps, nous avons :

$$\sigma(t) = \int_{t_0}^t R(\tau, t) \dot{\varepsilon}(\tau) d\tau + R(t_0, t) \varepsilon(t_0) \quad 6-3$$

Pour résoudre cette équation intégrale, il faut utiliser soit une méthode numérique, soit une méthode algébrique approchée qui permet de mettre en évidence rapidement les éléments importants du comportement dans le temps.

A noter que ce principe est limité dans son application au béton pour des contraintes qui sont comprises dans le domaine linéaire de comportement du matériau (< 40 % de la résistance) reliant la contrainte à l'histoire de déformation. Ainsi on admet que le béton est un matériau viscoélastique linéaire. De plus, ce principe se limite à l'impossibilité d'un déchargement en déformation et du changement d'humidité relative pendant le fluage (Bazant et Prasannan, 1988).

6.1.3 Formulation incrémentale

Pour éviter le stockage et l'intégration de toute l'histoire de sollicitation pour la résolution d'un problème visco-élastique, des méthodes de calcul incrémentales sont nécessaires. Ces méthodes sont généralement basées sur des modèles rhéologiques associés à des séries de Dirichlet tels que les modèles viscoélastiques généralisés de KELVIN ou de MAXWELL.

6.1.3.1 Modélisation du fluage propre avec une chaîne de Kelvin

Le modèle de Kelvin généralisé est composé en série d'un élément de Hooke et de N éléments de Kelvin. Il possède des propriétés viscoélastiques dues au modèle élémentaire de Kelvin capable de représenter l'évolution des déformations qui dépendent du temps. Chaque élément de Kelvin est caractérisé par une raideur $E_\mu(t)$ impliquant une contrainte $\sigma_{R\mu}(t)$ dans le modèle de Hooke, et par un coefficient d'amortissement $\eta_\mu(t)$ initiant une contrainte $\sigma_\mu(t)$ dans le modèle de Newton. Le modèle de Hooke généralisant le modèle assure aussi une raideur non nulle $E_0(t)$ indépendante de la vitesse de chargement. Les déformations sont ainsi réparties :

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^{el} + \sum_{\mu=1}^N \dot{\epsilon}_\mu^K \quad 6-4$$

où

$$\dot{\epsilon}^{el} = \frac{\dot{\sigma}}{E_0(t)} \quad 6-5$$

Définit la loi de comportement de l'élément de Hooke et où $\dot{\epsilon}_\mu^K$ définit la loi de comportement de l'élément de Kelvin, tel que :

$$\dot{\epsilon}_\mu^K = \frac{\sigma_\mu(t)}{\eta_\mu(t)},$$

- dans le modèle de NEWTON :

$$\dot{\epsilon}_\mu^K = \frac{\dot{\sigma} - \dot{\sigma}_\mu}{E_\mu(t)}.$$

- dans le modèle de HOOKE :

La déformation totale comprenant la déformation élastique instantanée et la déformation de fluage s'écrit alors sous la forme :

$$\epsilon(t) = \int_{t_0}^t \frac{\dot{\sigma}(\tau)}{E_0(t)} d\tau + \int_{t_0}^t \sum_{K=1}^N \frac{1}{E_K} \left[1 - e^{-\left(\frac{t-\tau}{\tau_K}\right)} \right] \dot{\sigma}(\tau) d\tau \quad 6-6$$

Des études précédentes montrent que la loi de fluage linéaire du béton peut être caractérisée, avec toute la précision voulue, par une loi de fluage de type différentielle que l'on peut interpréter par un modèle de Maxwell en chaîne combinant les viscosités en fonction du temps et des modules de ressort (Bazant et Wu, 1974). Ces paramètres sont identifiés d'après des résultats d'essai en développant en série de Dirichlet les courbes de relaxation qui sont elles mêmes calculés d'après les courbes de fluage expérimentales. Cette formulation de type différentielle permet d'établir une corrélation avec les processus de mouvement au niveau de la microstructure et mène ainsi vers des généralisations rationnelles à températures et teneur en eau variable.

6.1.3.2 Modélisation de la relaxation avec une chaîne de Maxwell

Le modèle de Maxwell généralisé à N éléments est composé en parallèle d'un élément de Hooke et de N éléments de Maxwell. Les modèles élémentaires de Maxwell lui confèrent ses propriétés viscoélastiques car ils se composent d'une association en série d'un modèle de Hooke et de Newton qui assurent à la fois une raideur non nulle et une capacité d'amortissement différé pouvant traduire la déformation sous charge en fonction du temps ($\varepsilon_c(t)$). Par dualité des comportements, les relations constitutives du modèle de MAXWELL établissent une fonction de relaxation $R(t, t')$, fonction inverse de la complaisance $J(t, t')$. La partition des contraintes au temps t s'écrit suivant la forme :

$$\sigma(t) = \sigma_0(t) + \sum_{\mu=1}^N \sigma_{\mu}(t) \quad 6-7$$

Où $\sigma_0(t) = E_0(t)\varepsilon^{ve}(t)$ définit la loi de comportement de l'élément de Hooke au temps t et $\dot{\sigma}_{\mu}(t) = E_{\mu}(t)\dot{\varepsilon}_{\mu}^e(t)$ la loi de comportement de l'élément de Maxwell.

6.1.4 Modèles de fluage règlementaires

Les ingénieurs de la construction sont intéressés par des modèles basés sur un nombre limité de paramètres qui décrivent les propriétés physiques et mécaniques jouant un rôle direct dans la conception d'une structure. Par conséquent, plusieurs modèles codifiés de prédiction du retrait et du fluage du béton ont été développés dans la littérature. Ces modèles introduisent une complaisance de fluage qui permet de déterminer la variation de la déformation dans le temps pour la contrainte appliquée. La plupart de ces modèles sont généralement des relations empiriques. Parmi ces modèles on peut citer les modèles européens : CEB-FIP avec ses deux versions (CEB 90 version 93 et 99), Afrem (Le Roy, 1996) et les modèles américains B3 (Bazant, 1995a), B3S (Bazant, 1995d), GZ (Gardner, 1999) et ACI 209 (ACI Committee 209, 1992). Le modèle ACI 209 est le plus ancien et il est toujours utilisé actuellement aux Etats-Unis. Les expressions empiriques pour évaluer le fluage proposées par les modèles et les normes tiennent compte de l'âge du béton au moment du chargement et des conditions ambiantes. Par contre, en ce qui concerne le niveau de contrainte appliquée, seul le modèle européen (CEB90-93 et 99) distingue le fluage linéaire du fluage non linéaire. De même, en ce qui concerne le type de granulats, seul le modèle européen (CEB90-99) en tient compte. Seuls les modèles AFREM et ACI-B3 prennent en compte distinctement la déformation de fluage propre et la déformation de fluage de dessiccation.

La plupart des formules empiriques développées pour la prédiction du fluage présentent des erreurs dues aux simplifications par des considérations de la proportion de formulation et ne tiennent pas compte du fluage au jeune âge. Par suite, il est important d'avoir une méthode pour estimer quantitativement les caractéristiques pour chaque modèle. La comparaison entre les différentes formules de prédiction de fluage est déjà réalisée à partir de plusieurs manières statistiques (Bazant et Li, 2008), ainsi que sur des bases théoriques et physiques (Report ACI Committee 209). Des études précédentes ont aussi eu recours aux algorithmes d'optimisation

pour la vérification et l'identification des lois théoriques de fluage (Bazant, 1976 (c)). La comparaison des données par les méthodes statistiques n'étant plus justifiable et suffisante, Bazant (1999) a proposé trois critères de comparaison pour l'évaluation des modèles de prédiction de retrait et de fluage :

- après l'optimisation des coefficients, le modèle doit être capable de représenter les essais en couvrant une certaine bande de temps, d'âge, d'humidité, d'épaisseur, etc.,
- le modèle doit avoir une théorie de base rationnelle justifiée physiquement,
- le modèle doit permettre une extrapolation bonne et facile des essais à court terme et à long terme avec un long temps de chargement.

6.1.5 Modélisation du fluage de dessiccation intrinsèque

Les éprouvettes chargées soumises à la dessiccation montrent que la déformation de fluage obtenue est supérieure à la somme des déformations de retrait et de fluage mesurée séparément sur la même éprouvette. Dans ce contexte une modélisation à l'échelle macroscopique a été proposée par Bazant & Chern (1985) en supposant qu'un mécanisme de déformation était induit par des mouvements d'eau localisés entre les zones d'absorption empêchée et les pores capillaires de la pâte de ciment (phénomène de micro-diffusion). Ainsi pour modéliser le fluage de dessiccation Bazant (Bazant et Yunping, 1994) a proposé de faire entrer un terme en Δh dans les équations suivant l'approche du retrait induit par les contraintes (la déformation de fluage de dessiccation étant proportionnelle à la déformation de retrait de dessiccation obtenu expérimentalement). A partir de ses observations, la viscosité du matériau est ainsi représentée en fonction de cette micro diffusion et en se basant sur une chaîne de Kelvin on peut écrire dans un cadre très général :

$$\frac{1}{\eta} = \frac{1}{\eta_0} + \chi |\dot{h}| \quad 6-8$$

Où η_0 est la viscosité sans micro-diffusion et χ est une constante positive propre à la formulation de béton. Par conséquent, l'incrément de déformation de fluage de dessiccation intrinsèque s'exprime par :

$$\Delta \varepsilon_{sfdi} = \lambda \sigma |\Delta h| \quad 6-9$$

Avec Δh la valeur absolue de la variation d'humidité relative et σ la contrainte appliquée. Ainsi, on adopte une relation linéaire entre la déformation de fluage de dessiccation intrinsèque et la variation d'humidité relative appliquée aussi pour le retrait de dessiccation.

6.2 Mécanique de la rupture : Choix de la méthode d'analyse des essais de rupture

En plus de la méthode cohésive, la méthode de shah a été aussi utilisée au début pour déterminer les paramètres de rupture. Le développement des fissures dans le béton est tortueux et adoucissant à cause de la présence des agrégats. Par suite, les mesures expérimentales de la surface de fissuration ne sont pas directement liées à la détermination de la valeur de K_{Ic} . Jenq et Shah (1985) suggèrent une identification de la rupture du béton par la mesure de deux paramètres qui sont le facteur critique d'intensité de contrainte K_{Ic}^S et l'ouverture critique de l'entaille $CTOD_c$ paramètre indépendant de la dimension et de la géométrie du spécimen. Ces paramètres sont à mesurer par des essais de flexion 3 points sur des poutres entaillées (Figure 6-1). La méthode de Shah (Rilem, 1990 ; Shah, 1990), recommandé par la Rilem, est un essai qui consiste à charger une poutre en béton jusqu'au pic, puis, au cours de l'adoucissement, à effectuer une boucle de charge-décharge (Figure 6-2). Il s'agit de mesurer la force au pic P , la complaisance initiale C_{Mi} [m.N-1] (pente initiale calculée d'après la courbe force-CMOD) et la complaisance au pic C_{Mu} [m-1N] (pente de déchargement à 95% de la charge au pic). Cette dernière est obtenue en réalisant la boucle de décharge à 95% de la charge maximale dans la partie post pic.

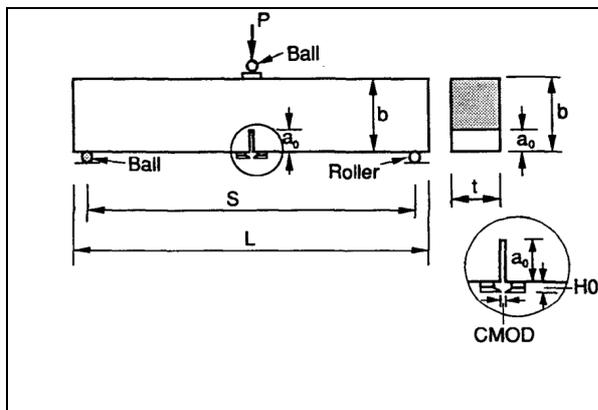


Figure 6-1: Représentation de l'essai sur poutre entaillée (Rilem, 1990).

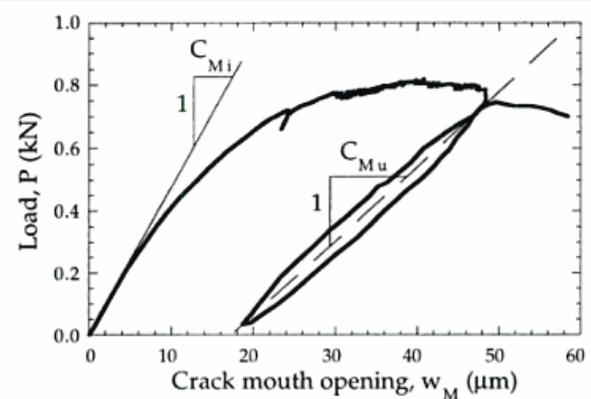


Figure 6-2: Courbe P-CMOD avec déchargement (Shah, 1990).

A l'aide de P , C_{Mi} et C_{Mu} nous pouvons calculer les paramètres K_{Ic}^S et $CTOD_c$ du modèle. Le module d'Young E est quant à lui calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$E = \frac{6Sa_0V_1(\alpha)}{C_{Mi}d^2b} \left[Nm^{-2} \right] \quad 6-10$$

$$\text{Avec : } V_1(\alpha) = 0.76 - 2.28\alpha + 3.78\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha)^2} \quad 6-11$$

$$\alpha = \frac{(a_0 + HO)}{(d + HO)}$$

Et :

S, a₀, HO, d et b sont définies dans la **Figure 6-1**.

La longueur effective critique de la fissure a_c [m] (a_c = a₀ + croissance stable de la fissure à la charge maximale) est déterminée à partir du module d'Young E et de la pente de la courbe force-CMOD au déchargement C_{Mu} mesuré à la charge maximale. En utilisant un processus d'itération, la longueur effective critique de la fissure est trouvée quand l'équation suivante est satisfaite :

$$E = \frac{6Sa_c V_1(\alpha)}{C_{Mu} d^2 b} \quad 6-12$$

Avec a_c = la longueur effective critique de la fissure à déterminer [m] et $\alpha = \frac{(a + HO)}{(d + HO)}$

Le facteur critique d'intensité de contrainte K_{Ic}^S [N.m^{3/2}] est calculé en utilisant l'équation :

$$K_{Ic}^S = 3(P_{max} + 0.5W) \frac{S(\pi a_c)^{1/2} F(\alpha)}{2d^2 b} \quad 6-13$$

$$F(\alpha) = \frac{1.99 - \alpha(1 - \alpha)(2.15 - 3.93\alpha + 2.7\alpha^2)}{\sqrt{\pi}(1 + 2\alpha)(1 - \alpha)^{3/2}}$$

Avec : 6-14

Où $\alpha = a_c/d$, P_{max} [N] la force maximale mesurée, W=W₀S/L [N] et W₀ [N] la masse propre de la poutre. L'ouverture critique de l'entaille CTOD_c [m] est ensuite calculée en utilisant l'équation suivante :

$$CTOD_c = \frac{6P_{max} Sa_c V_1(\alpha)}{Ed^2 b} \left[(1 - \beta)^2 + (1.081 - 1.149\alpha)(\beta - \beta^2) \right]^{1/2} \quad 6-15$$

Avec $\beta = a_0/a$. Les deux paramètres α et β sont équivalents aux paramètres du modèle d'effet d'échelle G_f et c_f, à calculer à l'aide des équations proposées par Ouyang et Shah (1994) :

$$G_f = \frac{K_{Ic}^2}{E} (N.m^{-2}) \quad 6-16$$

$$c_f = \frac{\pi}{32} \left(\frac{E \cdot CTOD_c}{K_{Ic}} \right) \quad 6-17$$

Les essais de flexion avec la méthode de Shah sont réalisés sur les mêmes poutres de dimension 80 x 20 x 10 cm³ (L x D x B) avec une entaille de longueur a₀ = 4 cm à mi-longueur.

La poutre est chargée en contrôlant l'ouverture de l'entaille (CMOD), avec une consigne pour la vitesse d'ouverture de 3 µm/min selon les recommandations de Rilem (1990). La

Figure 6-3 représente les courbes force-CMOD et force-flèche, obtenues avec la méthode de Shah.

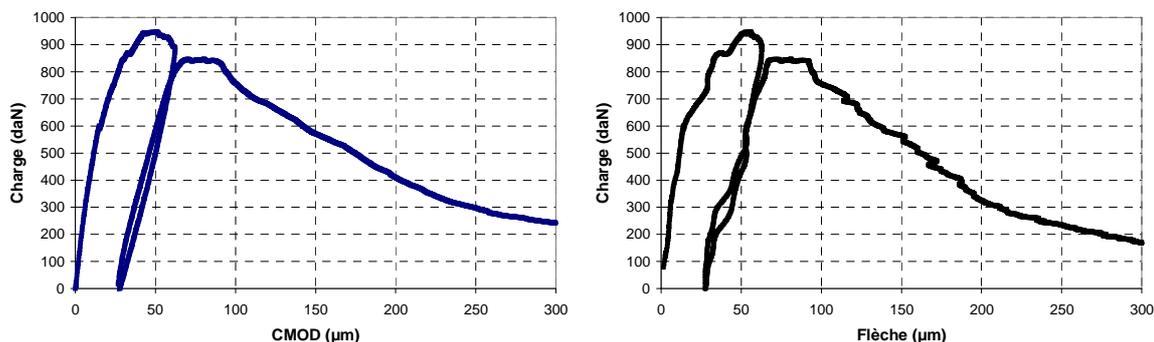


Figure 6-3: Courbes Force-CMOD, Force-Flèche avec la méthode de Shah.

La méthode de détermination des complaisances C_i et C_u est présentée dans la Figure 6-4. En connaissant le point d'intersection commun à la pente initiale et à toutes les pentes des boucles décharge/charge, il est possible d'obtenir la complaisance C_u au pic. Ces derniers servent au calcul de l'énergie de fissuration.

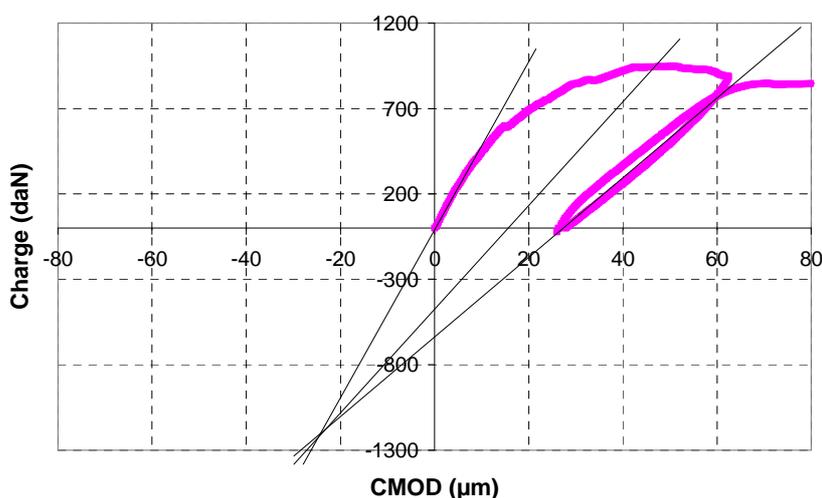


Figure 6-4: Méthodes de détermination de P , C_i et C_u (méthode modifiée par Jansen).

Le Tableau 6-1 donne les valeurs de K_{ic} et $CTOD_c$ ainsi que l'énergie de fissuration obtenue avec les courbes force/CMOD.

	Poutre 1	Poutre 2	Moyenne	Ecart type
$Force_{max}$ (kN)	10,0	9,7	9,8	2,0
$CMOD_{pic}$ (µm)	29,2	50,2	39,7	14,8
K_{ic}	27,2	27,8	27,5	0,4
$CTOD_c$ (µm)	8	13	10	3
G_f (N/m)	27,9	35	31,4	4,9

Tableau 6-1 : Résultats caractérisant la rupture des spécimens avec la méthode de Shah.

Les valeurs de G_f des essais basés sur la méthode de fissuration cohésive sont plus importantes que celles déterminées par l'essai de Shah. Ceci est dû à la dissipation de

l'énergie en dehors de la zone de fissuration au contraire de l'énergie calculée par la méthode de Shah limitée à l'air de la fissuration.

Les essais réalisés avec la méthode de Shah ont été aussi suivis avec la technique d'émission acoustique. La **Figure 6-5** représente la corrélation entre la courbe force-CMOD et le nombre cumulé des hits ainsi qu'avec leur amplitude. Le même comportement distingués avec la méthode cohésive est retrouvé ici en dehors de la zone de déchargement/chargement qui montre bien l'effet Kaiser. Ainsi, pendant le déchargement/chargement, l'activité acoustique est très faible jusqu'au moment où on dépasse le niveau de chargement antérieur.

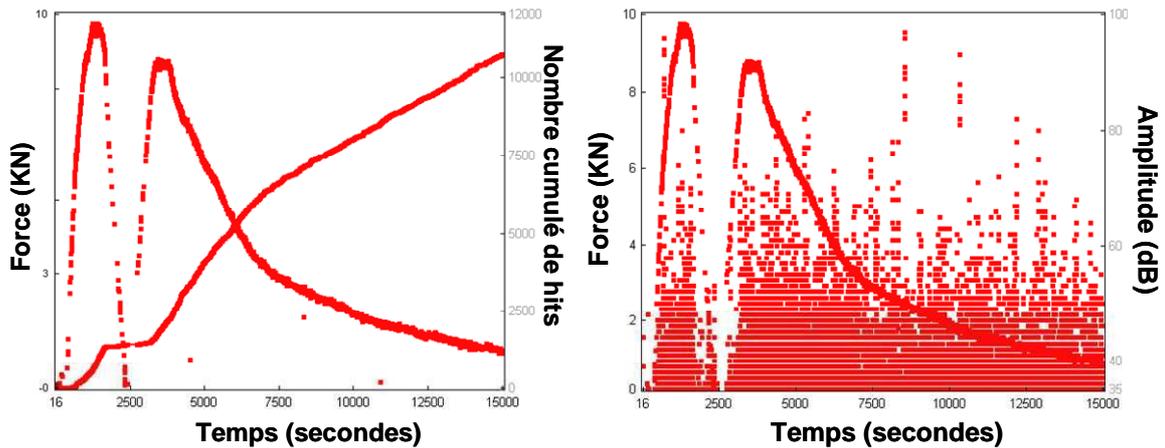


Figure 6-5: Corrélation entre la courbe force-CMOD et a) le nombre cumulé des hits et b) les amplitudes

La méthode de Shah a présenté plusieurs difficultés surtout au niveau du déchargement des poutres et les erreurs résultantes. Pour cela, la méthode de Hillerborg a été seulement retenue pour continuer les essais en prenant en considération les contraintes liées au temps et au nombre des éprouvettes soumises au fluage.

6.3 Calcul de la contrainte nette sous flexion

Dans le cas d'un chargement uniforme pour des poutres linéaires élastiques, l'équation de la déflexion générale peut être exprimée sous la forme :

$$\frac{d^2 \delta / dx^2}{[1 + (d\delta / dx)^2]^{3/2}} = \frac{M}{EI} \quad 6-18$$

Où M est le moment de flexion, I le moment d'inertie, E le module d'Young, δ la déflexion de la poutre et x la distance du centre de la poutre à n'importe quel point entre le centre et le support. Pour une poutre de section rectangulaire, le moment de flexion sous le poids propre est égale à :

$$M = \frac{\rho g b h}{8} (L^2 - 4x^2) \quad 6-19$$

$$I = \left(\frac{1}{12}\right) b h^3 \quad 6-20$$

Où L est la longueur entre les appuis, g la constante gravitationnelle, et ρ , b et h sont respectivement la densité, la largeur et la hauteur du spécimen.

Pour de faibles déflexions par exemple $\frac{d\delta}{dx} < 0.2$, $(d\delta / dx)^2$ peut être négligé et l'équation 10 peut être exprimé sous la forme :

$$\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad 6-21$$

En incorporant les trois dernières équations, on aura :

$$\frac{d^2 \delta}{dx^2} = \frac{3\rho g (L^2 - 4x^2)}{2Eh^2} \quad 6-22$$

En intégrant l'équation 6-14 deux fois, la fonction quadratique suivante est obtenue :

$$\delta = Ax^4 + Bx^2 + C \quad 6-23$$

$$\text{Avec } A = -\left(\frac{\rho g}{2Eh^2}\right), B = \frac{3\rho g L^2}{4Eh^2}, C = -\left(\frac{5\rho g L^4}{32Eh^2}\right)$$

Le déplacement maximal δ_{\max} apparaît au centre de la poutre ($x=0$) et correspond à la valeur absolue de C :

$$\delta_{\max} = \frac{5\rho L^4}{32Eh^2} \quad 6-24$$

Tandis que la contrainte au centre de la poutre est :

$$\sigma_{\max} = \frac{3\rho g L^2}{4h} \quad 6-25$$

Dans le cas de fluage en flexion, le taux de déformation augmente en appliquant une force au centre de la poutre. Si une charge est appliquée au milieu de la poutre dans ce cas la

déformation maximale $\delta_{\text{chargement}}$ et la contrainte maximale $\sigma_{\text{chargement}}$ au centre de la poutre peuvent être exprimées sous cette forme :

$$\delta_{\text{chargement}} = \frac{5\rho g L^4}{32Eh^2} + \frac{PL^3}{4EBh^3} \quad 6-26$$

$$\sigma_{\text{chargement}} = \frac{3\rho g L^2}{4h} + \frac{3PL}{2bh^2} \quad 6-27$$

6.4 Essais préliminaires de traction directe : effet de la vitesse et du mode de pilotage

Le comportement à la rupture des matériaux cimentaires est fortement dépendant du temps. Cette dépendance n'est pas seulement observée pour les cas dynamiques, mais aussi pour les niveaux de chargement quasi-statique où l'effet d'inertie est négligeable. Le taux de chargement varie dans le même sens que la résistance avec un comportement à la rupture plus fragile pour les vitesses trop élevées. L'effet de la vitesse de chargement sur le comportement du béton en traction est surtout relié à la présence de l'eau libre (non relié chimiquement) dans les pores (Rossi et al., 1994). Un béton humide subit un large effet de vitesse de chargement tandis que le même béton soumis au séchage n'est pas influencé. La corrosion de l'eau et la pression de disjonction qui affaiblit les ponts à la pointe de fissures peuvent jouer aussi un rôle non négligeable (Shah et Chandra, 1970). Les mêmes mécanismes responsables de cette réduction de résistance avec le taux de chargement peuvent apparaître dans les structures soumises à différents niveaux de chargement (Boshoff et Zijl, 2006).

L'augmentation de la résistance du béton avec la vitesse de chargement peut être attribuée aussi au chemin suivi par la fissuration. Avec des cinétiques de chargement élevées les fissures sont moins tortueuses et passent à travers les granulats au lieu de suivre l'interface mortier-granulats. Comme les granulats sont généralement plus rigides que le mortier et les interfaces, une résistance plus grande est obtenue face à la propagation de la fissure. L'étude de l'influence de la vitesse de chargement étudiée à l'aide des essais sur pâtes, mortiers et bétons a montré que les mécanismes d'adoucissement diminuent avec l'augmentation de la vitesse de chargement avec le béton au contraire des pâtes de ciment et des mortiers qui ne sont pas influencés par la vitesse (Tandon et Faber, 1999). Ceci est dû aux fissures qui se développent autour des agrégats.

L'histoire de chargement a aussi une grande influence sur le comportement à la rupture ainsi la relaxation des efforts est plus faible si la vitesse de chargement précédant la phase de relaxation est plus lente et vis versa (Bazant et Gettu, 1992). De plus, la réponse en relaxation relative est plus faible en pré-pic qu'en post-pic. D'où une forte interaction entre la rupture et le fluage du béton qui doit être prise en compte dans l'analyse des propagations de la rupture à long terme.

L'effet de la vitesse de chargement était parmi les premiers essais qu'on a réalisé, vu l'effet important sur le comportement à la rupture du béton et plus particulièrement sur la résistance maximale (Malvar et Ross, 1998, Schuler et al., 2006, Wittman et al., 1987, Tandon et al., 1999). Ce qui peut avoir aussi des conséquences sur le taux du fluage (Bazant & Gettu, 1992, Boshoff et Van Zijl, 2006).

Le comportement du béton en fonction de la vitesse de chargement peut être divisé en deux régimes : le régime de vitesse modérée et le régime de vitesse élevée (Rossi et al., 1994). Dans le premier cas, l'effet de la vitesse est surtout relié à l'humidité dans le système de pores et, dans le deuxième cas, à l'inertie à l'échelle mésoscopique et microscopique.

Dans notre cas, comme on s'intéresse au fluage, des vitesses dans le cadre du régime modéré sont utilisées. Trois vitesses de chargement ont été choisies et les essais ont été pilotés

en fonction du déplacement du vérin avec les vitesses de 3×10^{-4} mm/s, 1×10^{-2} mm/s et 1×10^{-6} mm/s (Figure 6-6).

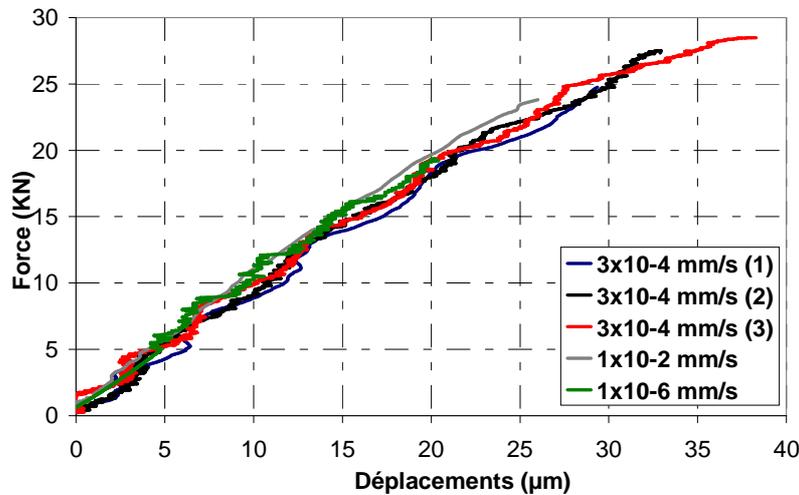


Figure 6-6: Courbes force - déplacement pour différentes vitesses de chargement en mm/s.

L'effet de la vitesse avec les plages qu'on a choisi n'est pas trop significatif vu la dispersion des résultats et l'hétérogénéité du béton. L'essai de traction réalisé avec la vitesse de 10^{-6} mm/s a duré 8 jours. Comme les éprouvettes étaient soumises au séchage, la comparaison n'est pas très fiable à cause des différents mécanismes de séchage et l'effet de la viscoélasticité.

Des essais similaires ont été aussi réalisés en pilotant le chargement en force qui est le mode adaptée pour le chargement en fluage afin de voir l'effet du pilotage sur le comportement à la rupture. Une vitesse de pilotage de 10^{-2} kN/s a été calculée pour atteindre la rupture avec un temps équivalent au temps de rupture avec le pilotage en déplacement de l'essai ayant une vitesse de 3×10^{-4} mm/s (à peu près 30 minutes). La vitesse de 2×10^{-1} kN/s a été ensuite adoptée pour atteindre la rupture après une minute. Des comportements similaires ont été observés pour les vitesses choisies ainsi que pour les deux modes de pilotages (Figure 6-7).

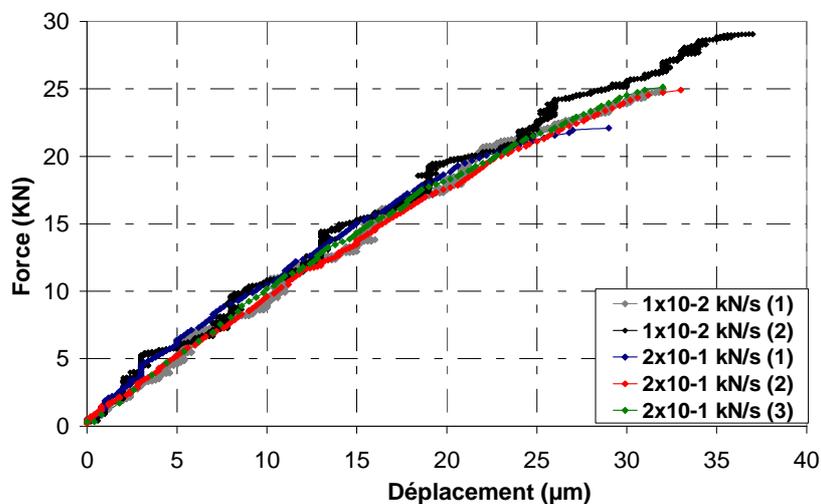


Figure 6-7: Courbes force-déplacement pour différentes vitesses de chargement en kN/s

Le Tableau 6-2 récapitule les différents paramètres obtenus à partir de ces essais.

	Résistance maximale (kN)	Contraintes (MPa)	Module d'Young (Gpa)	Déplacement maximal (μm)	Durée de chargement (min)
Vitesse 3×10^{-4} mm/s					
Essais 1	25,1	2,6	24,8	31	43,5
Essais 2	27,5	2,9	25,5	33	45,4
Essais 3	28,5	3	25,4	38	50
Moyenne	27,0	2,8	25,3	34	46,3
Ecart type	1,7	0,1	0,4	3,6	3,3
Vitesse 1×10^{-6} mm/s					
Essais 1	25,1	2,6	24,8	27	8,9 (jours)
Vitesse 1×10^{-2} mm/s					
Essais 1	23,8	2,5	28,7	26	1,7
Vitesse 1×10^{-2} KN/s					
Essais 1	29,0	3,0	23,1	37	43,8
Essais 2	24,8	2,65	24,4	32	36,2
Moyenne	26,9	2,8	23,7	34,5	39,9
Ecart type	2,9	0,3	0,9	3,5	5,4

Tableau 6-2 : Résultats caractérisant la rupture des éprouvettes