



**HAL**  
open science

# Développement d'un outil numérique pour la prévision de la fissuration d'une structure en béton de fibres sous impact.

Rana Akiki

## ► To cite this version:

Rana Akiki. Développement d'un outil numérique pour la prévision de la fissuration d'une structure en béton de fibres sous impact.. Génie civil. Université Paris Saclay (COMUE), 2017. Français. NNT: 2017SACLN056 . tel-01708295

**HAL Id: tel-01708295**

**<https://theses.hal.science/tel-01708295>**

Submitted on 13 Feb 2018

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

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

# Développement d'un outil numérique pour la prévision de la fissuration d'une structure en béton de fibres sous impact

Thèse de doctorat de l'Université Paris-Saclay  
préparée à École Normale Supérieure de Cachan (École  
Normale Supérieure de Paris-Saclay)

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

Thèse présentée et soutenue à l'école Normale Supérieure Paris-Saclay, le 6  
décembre 2017, par

**Rana AKIKI**

Composition du Jury :

M. Patrice Bailly	(Président)
Professeur INSA CVL	
M. Piere Rossi	(Rapporteur)
Directeur de recherche IFSTTAR	
M. David Grégoire	(Rapporteur)
Maître de conférences (HDR) Université de Pau et des Pays de l'Adour	
M. Jean-Christophe Lacouture	(Invité)
Ingénieur—chercheur AREVA	
M. Fabrice Gatuingt	(Directeur de thèse)
Professeur ENS Paris-Saclay	
M. Cédric Giry	(Examineur)
Maître de conférences ENS Paris-Saclay	
M. Nicolas Schmitt	(Examineur)
Professeur Université Paris-Est Créteil	

# Table des matières

<b>Table des matières</b>	<b>i</b>
<b>Table des figures</b>	<b>iii</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>v</b>
<b>Introduction</b>	<b>3</b>
1 Contexte industriel . . . . .	3
2 Contexte scientifique et objectifs . . . . .	8
3 Organisation du manuscrit . . . . .	9
<b>1 État de l'art</b>	<b>11</b>
1 Le béton de fibres . . . . .	13
1.1 Généralités sur le matériau . . . . .	13
1.2 Comportement mécanique uni-axial du béton de fibres sous chargement quasi-statique . . . . .	16
2 Comportement du matériau sous chargement dynamique . . . . .	23
2.1 Comportement du béton fibré en compression . . . . .	24
2.2 Comportement du béton fibré en traction . . . . .	26
2.3 Énergie de fissuration . . . . .	27
3 Modélisation numérique de la fissuration . . . . .	31
3.1 Échelles de modélisation . . . . .	31
3.2 Approches de description diffuse de la fissuration . . . . .	33
3.3 Approches de description discrète de la fissuration . . . . .	37
3.4 Approches mixtes . . . . .	43
4 Synthèse . . . . .	45
<b>2 Caractérisation du comportement du matériau</b>	<b>47</b>
1 Campagne expérimentale quasi-statique . . . . .	49
1.1 Matériaux . . . . .	49
1.2 Dispositifs expérimentaux . . . . .	50
1.3 Campagne d'essais . . . . .	53
1.4 Résultats et analyse . . . . .	54
2 Développement de l'essai de flexion . . . . .	62

2.1	Dispositif expérimental : banc des barres de Hopkinson . . .	63
2.2	Dispositif de flexion . . . . .	64
2.3	Modélisation de l'essai . . . . .	65
2.4	Résultats et analyse . . . . .	68
3	Campagne expérimentale dynamique . . . . .	71
3.1	Appareillage et systèmes de mesure . . . . .	71
3.2	Essai de flexion . . . . .	76
3.3	Essais dynamiques complémentaires . . . . .	81
4	Synthèse . . . . .	86
<b>3</b>	<b>Démarche de modélisation globale</b>	<b>89</b>
1	Choix d'une loi de comportement . . . . .	91
1.1	Modèles existants dans LS-DYNA . . . . .	91
1.2	Description de la loi de comportement CSCM . . . . .	92
2	Procédure d'identification des paramètres de la loi . . . . .	95
2.1	Implantation de la procédure . . . . .	95
2.2	Identification des paramètres . . . . .	96
2.3	Simulation numérique de l'essai de flexion dynamique . . .	103
3	Calcul de l'énergie de fissuration en dynamique . . . . .	104
3.1	Méthode usuelle de calcul du $G_f$ en quasi-statique . . . . .	105
3.2	Méthode de calcul en dynamique . . . . .	106
4	Application industrielle : l'essai de chute de colis . . . . .	110
4.1	Configuration de l'essai de chute de colis . . . . .	110
4.2	Modélisation de l'essai de chute . . . . .	111
4.3	Résultats et analyse . . . . .	115
5	Résultats expérimentaux . . . . .	118
6	Synthèse . . . . .	119
<b>4</b>	<b>Post-traitement numérique pour l'analyse de la fissuration</b>	<b>121</b>
1	Approche discrète . . . . .	123
1.1	Principe . . . . .	123
1.2	Modèle particulière DEAP . . . . .	123
2	Approche continue . . . . .	128
2.1	Déformation anélastique . . . . .	128
2.2	Quantification de l'ouverture de fissure . . . . .	130
2.3	Recherche du trajet de la fissure . . . . .	132
2.4	Influence des paramètres numériques de la procédure . . .	141
3	Application 2D . . . . .	145
3.1	L'essai et l'analyse globale . . . . .	146
3.2	Post-traitement DEAP . . . . .	146
3.3	Post-traitement <i>PostFiss</i> . . . . .	147
3.4	Confrontation aux résultats expérimentaux . . . . .	148
4	Cas-test 3D . . . . .	151

---

5	Synthèse . . . . .	153
	<b>Conclusions et Perspectives</b>	<b>155</b>
<b>A</b>	<b>Tomographie appliquée à la répartition des fibres</b>	<b>159</b>
1	Principe de la tomographie aux rayons X . . . . .	159
2	Analyse au tomographe . . . . .	160
2.1	Matériau BF1 . . . . .	160
2.2	Matériau BF2 . . . . .	160
	<b>Bibliographie</b>	<b>163</b>



# Table des figures

1	Les déchets issus du cycle nucléaire [AREVA, 2010]. . . . .	3
2	Gestion des déchets selon leur activité et leur durée de vie [ANDRA, 2012]. . . . .	4
3	Classification des colis de confinement de déchets de type FMA-CV extrait de [ANDRA, 2012]. . . . .	5
4	Conteneur en béton-fibres cylindrique de type CBF-C2. . . . .	6
5	Lieux de stockage . . . . .	6
6	Essai de chute de colis [AREVA, 2016]. . . . .	7
1.1	Différentes échelles d'observation : macroscopique (MUCEM), mésoscopique et microscopique. . . . .	13
1.2	Différentes géométries de fibres. . . . .	14
1.3	Relation force-arrachement de différentes géométries de fibres [Naaman, 1998]. . . . .	15
1.4	Courbes force-ouverture de fissure issus d'essais de flexion sur éprouvettes en béton avec différents pourcentages de fibres [Taylor <i>et al.</i> , 1997]. . . . .	16
1.5	Courbes contrainte-déplacement en traction directe de bétons de fibres métalliques avec différents dosages [Daniel <i>et al.</i> , 2002]. . . . .	17
1.6	Phases de fissuration du béton ordinaire [Rossi <i>et al.</i> , 1987]. . . . .	19
1.7	Rôle des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton [Casanova, 1995]. . . . .	20
1.8	Courbe contrainte-déformation en compression simple de béton de fibres métalliques [Swamy, 1975]. . . . .	21
1.9	Évolution des propriétés du béton avec différents dosages de fibres [Dhakal <i>et al.</i> , 2005]. . . . .	21
1.10	Augmentation de la résistance en compression d'un béton de fibres métalliques en fonction de la vitesse de déformation [Lok et Zhao, 2004]. . . . .	24
1.11	Modes de rupture de béton ordinaire et fibré [Wang <i>et al.</i> , 2012]. . . . .	25
1.12	Dépendance de la force au pic et de l'énergie de fracture à la vitesse de chargement [Zhang <i>et al.</i> , 2014]. . . . .	27
1.13	Machine à masse tombante [Banthia <i>et al.</i> , 1989]. . . . .	28

1.14	Essai d'écaillage suivi par des caméras rapides [Brara et Klepaczko, 2007]. . . . .	29
1.15	Évolution de l'énergie de fissuration avec la quantité de fibres [Banthia <i>et al.</i> , 1994]. . . . .	30
1.16	Évolution de l'énergie de fissuration en fonction de la vitesse de déformation pour des bétons de fibres métalliques par rapport à un béton non fibré [Xu <i>et al.</i> , 2012]. . . . .	31
1.17	Échelles d'observation et techniques de modélisation pour les matériaux cohésifs [D'Addetta, 2004]. . . . .	32
1.18	Représentation de la fissure discontinue (à gauche) par le modèle de la bande de fissuration (à droite) [Bazant et Oh, 1983]. . . . .	34
1.19	Pente de décharge selon les différents modèles a)endommagement b)plasticité c)couplage endommagement-plasticité. . . . .	35
1.20	Localisation pathologique de l'endommagement [Lorentz, 2008]. . . . .	36
1.21	Modes de rupture donnés par la MLR. . . . .	37
1.22	Le modèle de fissure fictive tel qu'il a été proposé par [Hillerborg <i>et al.</i> , 1976]. . . . .	38
1.23	Enrichissement élémentaires et nodaux [Oliver <i>et al.</i> , 2006]. . . . .	40
1.24	Représentation des noeuds et de leur cercle d'influence. . . . .	41
1.25	Modèle lattice pour la représentation des phases dans le béton [Van Mier et Van Vliet, 2003]. . . . .	42
1.26	Modélisation aux éléments discrets d'un échantillon en béton soumis à un essai d'écaillage [Hentz <i>et al.</i> , 2004]. . . . .	42
1.27	Représentation de la fissure intra-élément ou inter-élément [Owen <i>et al.</i> , 2005]. . . . .	44
1.28	Déformée de la poutre en flexion 3-points [Oliver-Leblond <i>et al.</i> , 2013]. . . . .	44
1.29	Représentation d'une Level Set. . . . .	45
2.1	Les deux types de fibres utilisés pour le renforcement des matériaux cimentaires de l'étude. . . . .	49
2.2	Vue d'ensemble des deux presses utilisées pour les essais quasi-statiques. . . . .	51
2.3	Les géométries et dimensions des éprouvettes. . . . .	51
2.4	L'extensomètre pour le suivi des déformations longitudinales lors d'un essai de compression. . . . .	52
2.5	Montage de l'essai de compression avec stéréo-vision. . . . .	53
2.6	Courbes de contrainte-déformation de l'essai de compression obtenues par les jauges et par la CIN. . . . .	55
2.7	Courbes de contrainte-déformation issus des essais de compression. . . . .	55
2.8	Parties linéaires des courbes de contrainte-déformation de l'ensemble des essais de compression du BF1. . . . .	56
2.9	Résidus issus de la DIC par stéréo-corrélation à différents pas de chargement. . . . .	57

2.10	Résultats des essais de fendage pour les deux matériaux. . . . .	58
2.11	Modes de ruptures en fendage des deux matériaux. . . . .	58
2.12	Configuration de l'essai de flexion 3-points. . . . .	59
2.13	Courbes force-déplacement de l'essai de flexion 3-points sur éprouvettes non entaillées de BF1. . . . .	60
2.14	Courbes force-déplacement des essais de flexion 3-points sur éprouvettes entaillées pour les deux matériaux. . . . .	61
2.15	ZOI (à gauche) et champ de déplacement associé extrait de la DIC montrant une discontinuité à l'endroit de la fissure. . . . .	61
2.16	Courbe force-cmod d'un essai de flexion 3-points sur éprouvette entaillée, d'après le cmod et la DIC. . . . .	61
2.17	Courbes force-cmod des essais de flexion 3-points sur éprouvettes entaillées pour les deux matériaux. . . . .	62
2.18	Schéma du dispositif des barres de Hopkinson . . . . .	63
2.19	Différentes configurations de l'essai de flexion dynamique . . . . .	65
2.20	Modélisation comprenant la barre entrante et l'éprouvette. . . . .	66
2.21	Prise en compte de l'adoucissement et de la réduction du module dans le modèle MAT_159 [Murray, 2007]. . . . .	67
2.22	Évolution des énergies globales du modèle. . . . .	69
2.23	Forces entrante et sortante et évolution de l'endommagement en fonction du temps. . . . .	69
2.24	Courbes force-déplacement en fonction des tailles d'éprouvettes. . . . .	70
2.25	Courbes force-déplacement en fonction des vitesses d'impact. . . . .	70
2.26	Endommagement de l'échantillon à $t=1,4$ ms pour des vitesses d'impact de (a) 5 m/s (b) 8 m/s and (c) 10 m/s. . . . .	71
2.27	Paramètres d'acquisition d'une séquence d'après [Pattofatto et Forquin, 2010]. . . . .	74
2.28	Dépouillement à l'interface entre la barre entrante et l'échantillon. . . . .	74
2.29	Configuration de l'essai de flexion 1-point dynamique. . . . .	76
2.30	Signaux bruts enregistrés synchronisés avec les instants de prise d'images. . . . .	77
2.31	Vitesse à l'interface barre entrante-échantillon au cours des essais de flexion 1-point pour les deux matériaux. . . . .	77
2.32	Dépouillement de la force à l'interface entre la barre entrante et l'échantillon des essais de flexion 1-point. . . . .	78
2.33	Analyse d'incertitude . . . . .	78
2.34	Champs de déplacements longitudinaux à différents instants de l'essai. . . . .	79
2.35	Post-traitement pour la quantification de l'énergie de fissuration. . . . .	80
2.36	Faciès d'éprouvettes de flexion rompues de BF1. . . . .	80
2.37	Faciès d'éprouvettes de flexion rompues de BF2. . . . .	81
2.38	Photo du dispositif de l'essai de compression aux barres de Hopkinson au LMT. . . . .	82

2.39	Image de l'éprouvette au cours de l'essai de compression perturbée par le débordement de graisse. . . . .	82
2.40	Dépouillement à l'interface entre les barres et l'échantillon de compression . . . . .	83
2.41	Image du montage de l'essai de fendage aux barres de Hopkinson .	84
2.42	Dépouillement à l'interface entre les barres et l'échantillon. . . . .	84
2.43	Évolution de l'ouverture de fissure calculée suite à l'extraction des champs de déplacement via la corrélation d'images. . . . .	85
2.44	Champs de déplacements issus de la CIN indiquant le trajet de fissure pour l'essai de fendage dynamique. . . . .	85
2.45	Trajet de fissure et faciès de rupture d'éprouvettes de fendage. . .	86
3.1	Représentation dans l'espace des contraintes principales de la forme générale de la surface seuil 3D du modèle CSCM [Murray, 2007]. .	93
3.2	Schéma représentatif de la formulation multiplicative des surfaces de plasticité et d'écrouissage [Murray, 2007]. . . . .	93
3.3	Exemple de formes de surface seuils de plasticité dans le plan déviatorique selon que le facteur $\mathfrak{R}$ soit égal à 1 (cercle) ou pas [Murray, 2007]. . . . .	94
3.4	Simulation numérique avec un élément fini pour l'identification des paramètres. . . . .	96
3.5	Évolution des paramètres et de la fonction erreur. . . . .	97
3.6	Erreur finale de l'identification en compression pour deux jeux de paramètres initiaux. . . . .	98
3.7	Évolution de la fonction erreur. . . . .	99
3.8	Évolution contrainte-déformation en compression. . . . .	99
3.9	Résidus aux différentes itérations pour l'identification des paramètres relatifs au comportement du matériau en compression et traction. .	100
3.10	Evolution relative des paramètres aux différentes itérations. . . . .	101
3.11	Identification des paramètres relatifs au comportement du matériau en compression et traction. . . . .	101
3.12	Simulation de l'essai de compression quasi-statique. . . . .	102
3.13	Résultat de l'identification d'un ensemble de paramètres à partir d'un essai de compression simple en quasi-statique. . . . .	103
3.14	Carte d'endommagement issu de la simulation numérique pour le BF1. . . . .	103
3.15	Résultat de l'identification d'un ensemble des paramètres du BF2 à partir des essais de compression simple en quasi-statique. . . . .	103
3.16	Modélisation de l'essai de flexion dynamique. . . . .	104
3.17	Comparaison des forces entrantes, entre essai et simulation. . . . .	104
3.18	Courbe complète effort-flèche d'un test quasi-statique de $G_f$ ; la masse de l'éprouvette étant prise en compte [Hillerborg, 1985]. . . .	105

3.19	Image de l'essai de flexion 1-point dynamique avec l'éprouvette entaillée sur toute la hauteur. . . . .	106
3.20	Évolution des forces, totale, inertielle et effective, au cours du temps pour deux essais de flexion 1-point. . . . .	107
3.21	Dépouillement de l'essai de flexion avec l'éprouvette entaillée sur toute la hauteur. . . . .	107
3.22	Courbe force-cmod pour le calcul de l'énergie de fissuration issue des résultats expérimentaux. . . . .	108
3.23	Les modélisations permettant l'estimation de la force d'inertie structurelle et de la force effective. . . . .	109
3.24	Évolution des forces 'totale', 'inertielle' et 'effective' obtenues à partir de la simulation numérique. . . . .	109
3.25	Courbe forces-cmod issue des résultats numériques pour le calcul de l'énergie de fissuration . . . . .	110
3.26	Courbes forces-cmod expérimentales et numériques. . . . .	110
3.27	L'énergie de fissuration calculée expérimentalement et numériquement pour le BF2, selon qu'on considère l'effort total ou effectif. . . . .	110
3.28	Configuration de l'essai de chute de colis. . . . .	111
3.29	Modélisation de l'essai de chute de colis. . . . .	112
3.30	Détails et caractéristiques du maillage du conteneur. . . . .	112
3.31	Maillage des armatures de ferrailage. . . . .	113
3.33	Maillage avec noeuds confondus entre le bouchon et la cuve. . . . .	114
3.32	Chargement et conditions aux limites du modèle. . . . .	115
3.34	Énergies globales du système : $E_{tot}$ , $E_{cin}$ et $E_{int}$ . . . . .	116
3.35	Énergies relatives au conteneur. . . . .	116
3.36	Résultats nodaux au point d'impact. . . . .	117
3.37	Carte d'ndommagement du colis localisé au niveau de l'impact. . . . .	117
3.38	Fissuration du colis localisée au niveau de l'impact. . . . .	118
3.39	Fissuration du colis localisée au niveau de l'impact. . . . .	118
4.1	Étapes successives de la génération du maillage [Delaplace, 2008] (de gauche à droite) : génération des centres, triangulation de Delaunay, diagramme de Voronoi, intersection du diagramme de Voronoi et du contour (source : [Vassaux, 2015]). . . . .	124
4.2	Poutre reliant les particules a et b [Oliver-Leblond, 2013]. . . . .	125
4.3	Comportement de la poutre et calcul de l'ouverture de fissure [Oliver-Leblond, 2013]. . . . .	126
4.4	Représentation du milieu micro-fissuré (a) Macro-fissure extraite à partir de la théorie des graphes [Oliver-Leblond, 2013]. . . . .	127
4.5	Approche séquentielle de l'analyse globale/locale [Oliver-Leblond, 2013]. . . . .	128
4.6	Matériau dégradé . . . . .	129
4.7	Représentation 1D du champ de déformation. . . . .	130

4.8	Mode I de fissuration : ouverture de fissure. . . . .	133
4.9	Projection de la déformation principale sur le profil de recherche de maximum. . . . .	134
4.10	Projection de la déformation anélastique sur le profil de recherche de maximum. . . . .	134
4.11	Localisation des points de Gauss et grille de projection régulière. . . . .	135
4.12	Définition de l'angle directeur de la droite de projection. . . . .	137
4.13	Correction de la position de la fissure en fonction du décalage avec la position du maximum du profil convolué. . . . .	138
4.14	Détermination du point initial et de la direction initiale . . . . .	139
4.15	Ensemble $\Omega_R$ . . . . .	139
4.16	Propagation de l'ensemble des points pour la recherche du trajet de fissure. . . . .	139
4.17	Ensemble des points traités à l'itération $i$ , à filtrer du traitement à l'itération $i+1$ . . . . .	140
4.18	Exemple de détermination des points d'une fissure plane dans un bloc cubique. . . . .	140
4.19	Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure au pas de la grille de discrétisation. . . . .	142
4.20	Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à la longueur de recherche. . . . .	142
4.21	Sensibilité des résultats de trajets de fissure à la longueur de recherche. . . . .	143
4.22	Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à la longueur de projection. . . . .	143
4.23	Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à la longueur de régularisation. . . . .	144
4.24	Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure au nombre de points sur la droite de projection. . . . .	144
4.25	Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à l'angle de balayage maximal. . . . .	145
4.26	Trajets de fissure en fonction de l'angle maximal de balayage. . . . .	145
4.27	Champ d'endommagement et définition de la ZOI. . . . .	146
4.28	Champ de déplacement $U_y$ dans la ROI. . . . .	146
4.29	Maillage aux EF de l'éprouvette et aux ED pour la zone d'intérêt. . . . .	147
4.30	Post-traitement de la fissure avec DEAP. . . . .	147
4.31	Composante YY du champ de déformation anélastique interpolé sur la grille. . . . .	148
4.32	Détermination du point initial de la fissure sur la grille. . . . .	148
4.33	Recherche du point de fissure et correction du décalage. . . . .	148
4.34	Trajet et ouverture de fissure issus de la procédure <i>PostFiss</i> . . . . .	149
4.35	Champ des résidus issu de la corrélation d'images. . . . .	149
4.36	Mesure de l'ouverture de fissure à partir de la DIC. . . . .	150
4.37	Ouverture de la fissure extraite de la DIC et de la procédure. . . . .	150

---

4.38	Extraction de la ZOI du modèle EF. . . . .	151
4.39	Extraction des champs d'intérêt de la ZOI. . . . .	151
4.40	Recherche de la direction de la fissure. . . . .	152
4.41	Trajet et ouverture de la fissure en 3D à deux pas d'avancement. . .	152
A.1	Principe de la tomographie aux rayons X, d'après [?] . . . . .	159
A.2	Visualisation en 3D du scan de l'éprouvette BF1 . . . . .	161
A.3	Coupe tout le long de la hauteur de l'éprouvette . . . . .	161
A.4	Visualisation en 3D du de fibres de l'éprouvette BF2 . . . . .	162
A.5	Visualisation en 3D de fibres de la carotte . . . . .	162
A.6	Coupe le long de la carotte montrant la répartition spatiale des fibres	162



# Liste des tableaux

1.1	Résumé de l'évolution des propriétés des bétons de fibres en traction suivant le dosage ( $V_f$ ) et l'élançement ( $l/d$ ). . . . .	18
1.2	Résumé de l'évolution des propriétés des bétons de fibres en compression en fonction du dosage ( $V_f$ ) et de l'élançement ( $l/d$ ). . . . .	22
1.3	Catégories de chargement par rapport au taux de déformation [Zielinski, 1984]. . . . .	23
2.1	Caractéristiques des fibres. . . . .	50
2.2	Plan des essais du lot du BF1. . . . .	54
2.3	Plan des essais du lot de BF2. . . . .	54
2.4	Détails du maillage de l'éprouvette dans le modèle EF. . . . .	66
2.5	Caractéristiques des caméras rapides au LMT. . . . .	74
2.6	Bilan des grandeurs retenues des essais de flexion 1-point. . . . .	81
2.7	Bilan des grandeurs retenues des essais de compression des deux matériaux. . . . .	83
2.8	Bilan des grandeurs retenues des essais de fendage des deux matériaux. . . . .	86
3.1	Modèles existants dans LS-DYNA pour les matériaux quasi-fragiles . . . . .	92
3.2	Paramètres sélectionnés du modèle et valeurs initiales choisies. . . . .	97
3.3	Détails des dimensions du conteneur. . . . .	111
3.4	Détails des masses du conteneur. . . . .	111
3.5	Détails du maillage du modèle . . . . .	113



Je tiens tout d'abord à exprimer toute ma reconnaissance à l'ensemble des membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail. Merci à M. Patrice Bailly d'avoir accepté de présider ce jury ainsi qu'à M. Pierre Rossi et M. David Grégoire, rapporteurs de ma thèse, pour leurs remarques. Merci à Jean-Christophe Lacouture, pour son regard critique d'industriel et pour avoir assisté à ma soutenance de thèse.

Ensuite, j'aimerais remercier Fabrice Gatuingt, mon directeur de thèse, pour m'avoir accueillie et m'avoir permis de mener à bien ce travail. Un grand merci à Cédric Giry, co-encadrant de ma thèse, pour son aide sur le travail numérique, mais aussi pour avoir toujours su trouver une idée quand je croyais être dans une impasse. Merci à Nicolas Schmitt, co-encadrant de ma thèse, qui est toujours présent à discuter et pour ses relectures minutieuses. Aussi, je remercie New AREVA qui a financé ce projet de thèse, et plus particulièrement François Pernelle et Lavinia Stéfan.

Bien sûr, je tiens particulièrement à remercier l'équipe du centre d'essai, toujours présente pour donner un coup de main, 24h/24 et 7j/7. Je pense à Rémy, Boubou et Xavier. Mais aussi l'équipe du centre du calcul qui fait le tout pour que les machines et les clusters fonctionnent impeccablement et sans interruption, et d'avoir toléré mes dépassements des quotas de mémoire.

Avant de finir, je voudrais remercier ceux qui ont été d'abord des collègues et ensuite des amis. La team Liban : Jacques, Chady et Farah ! T-Al avec qui les punchlines sont un must ! Camille pour ses blagues qui ne font rire qu'elle et moi, mais surtout pour toute la culture streetcred. François, qui est devenu un ami. Paule, Wertiti, Silvère et Snachou pour les parties de Patran. Aussi, merci à tous les thésards du laboratoire qui m'ont permis de réaliser ma thèse dans une super bonne ambiance.

Je pense aussi à tous mes amis proches à Beyrouth : Michou, Dandoushi, Joseph, Danay, Mimi... et à Paris : Yarou, Ciso, Mikey, Pami, Adi-boo, Zoé, Amine... Finalement, une mention toute particulière à toi, Kiko, pour ton amour, ta présence et ton soutien. Que de bons moments passés ensembles !

À mes parents, qui m'ont toujours encouragé à aller plus loin. Merci encore à Mom, Pap, Ramona et Khalo Pierre d'être venus me supporter le jour de la soutenance. Merci à tous mes proches, qui sont un peu loin, mais qui m'ont soutenue et supportée. Je pense particulièrement à mes khalos Elie et Nassif. Une mention spéciale à ma mère pour avoir été mon pilier et à ma soeur Youmi qui est toujours là pour moi.



# Introduction

## 1 Contexte industriel

### Le cycle nucléaire et les déchets

Les activités nucléaires sur le territoire français produisent des déchets radioactifs. Ces déchets proviennent de l'exploitation et de la maintenance des centrales nucléaires, pour la production d'électricité, ou des activités de l'ensemble du cycle nucléaire, par exemple la production et le traitement du combustible (FIG. 1).

Ces déchets sont classés selon deux critères :

- l'intensité de la radioactivité, qui conditionne l'importance des protections à mettre en place ;
- la durée de vie de la plupart des radio-éléments contenus, qui définit leur durée de nuisance potentielle.

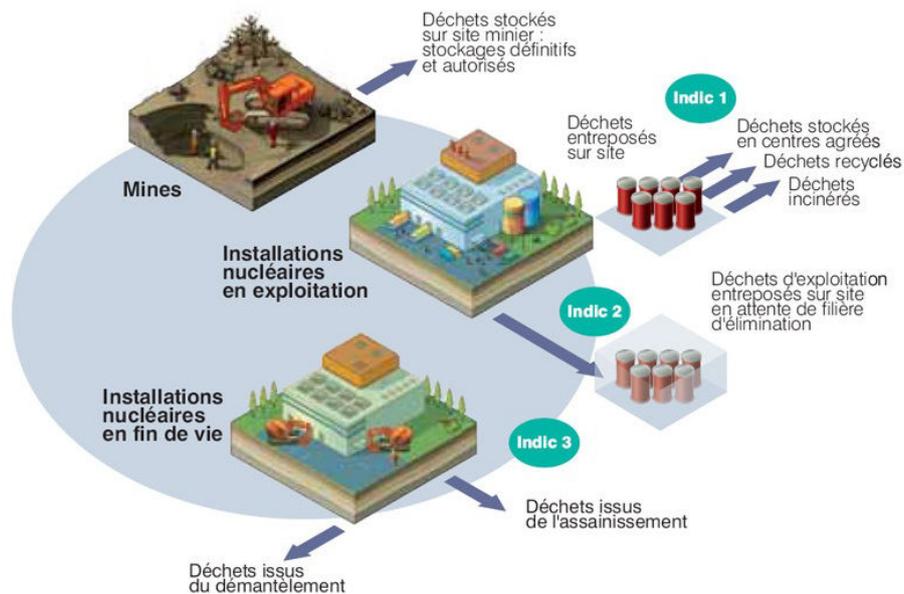


FIGURE 1: Les déchets issus du cycle nucléaire [AREVA, 2010].

On les regroupe ainsi sous différentes catégories [ANDRA, 2012] :

- les déchets de haute activité à vie longue (HA) : principalement issus des combustibles usés après traitement.
- les déchets de moyenne activité à vie longue (MA-VL) : issus en majorité du traitement des combustibles usés, mais de niveau d'activité plus faible que les premiers.
- les déchets de faible activité à vie longue (FA-VL) : essentiellement des déchets de graphite provenant des réacteurs de première génération à uranium naturel graphite gaz et des déchets radifères.
- les déchets de faible et moyenne activité à vie courte (FMA-VC) : essentiellement issus de l'exploitation et du démantèlement des centrales nucléaires, des installations du cycle du combustible, des centres de recherche et, pour une faible partie, des activités de recherche biomédicale.
- les déchets de très faible activité (TFA) : majoritairement issus de l'exploitation, de la maintenance et du démantèlement des centrales nucléaires, des installations du cycle du combustible et des centres de recherche.
- les déchets à vie très courte (VTC) : gérés en décroissance sur place puis éliminés dans les filières conventionnelles ; ils ne sont donc pas envoyés dans un stockage dédié aux déchets radioactifs.

La gestion des déchets selon les différentes catégories listées ci-dessus est indiquée à la FIG. 2 selon leur période radioactive et leur niveau d'activité.

	VIE TRÈS COURTE (PÉRIODE < 100 JOURS)	VIE COURTE (PÉRIODE ≤ 31 ANS)	VIE LONGUE (PÉRIODE > 31 ANS)	
TRÈS FAIBLE ACTIVITÉ (TFA)	Gestion par décroissance radioactive sur le site de production  puis élimination dans les filières conventionnelles	Stockage de surface (centre de stockage des déchets de très faible activité de l'Aube)		Activité ↓
FAIBLE ACTIVITÉ (FA)		Stockage de surface (centre de stockage des déchets de faible et moyenne activité de l'Aube)	Stockage à faible profondeur (à l'étude dans le cadre de la loi du 28 juin 2006)	
MOYENNE ACTIVITÉ (MA)				
HAUTE ACTIVITÉ (HA)		Stockage profond (à l'étude dans le cadre de la loi du 28 juin 2006)		
	Période →			

FIGURE 2: Gestion des déchets selon leur activité et leur durée de vie [ANDRA, 2012].

## La gestion des déchets

L'objectif de la gestion à long terme des déchets radioactifs est de protéger l'homme et son environnement contre toute émission ou dissémination de matières radioactives. Une des composantes sur laquelle repose la sûreté du stockage est le colis contenant les déchets. Celui-ci doit être adapté à chaque type de déchets, dans le but d'isoler les matières radioactives de l'environnement pendant le temps nécessaire à la décroissance de la radioactivité contenue. Afin de s'assurer que l'ensemble des colis livrés aux centres de stockage par les producteurs présentent les qualités et caractéristiques requises de sûreté, l'Andra a mis en place des procédures d'agrément des colis reposant sur un ensemble de spécifications techniques à respecter.

Les colis considérés dans cette étude servant à confiner des déchets FMA-VC, appartiennent à la famille F3-3-11 (FIG. 3). Les déchets sont conditionnés dans

Identifiant famille IN	LIBELLÉ DE LA FAMILLE	CATÉGORIE	SECTEUR ÉCONOMIQUE
F3-3-04	Colis de déchets solides d'exploitation - Fûts métalliques CO (AREVA / La Hague)	FMA-VC	Électronucléaire
F3-3-07	Colis de déchets solides d'exploitation - Conteneurs amiante ciment (CAC) reconditionnés en caisson 10 m <sup>3</sup> (AREVA / La Hague)	FMA-VC	Électronucléaire
F3-3-10	Colis de déchets solides - Conteneurs béton-fibres (CBF-C1) (AREVA / La Hague)	FMA-VC	Électronucléaire
F3-3-11	Colis de déchets solides - Conteneurs béton-fibres (CBF-C2) (AREVA / La Hague)	FMA-VC	Électronucléaire
F3-3-12	Colis de déchets solides - Conteneurs béton-fibres (CBF-K) (AREVA / La Hague)	FMA-VC	Électronucléaire

FIGURE 3: Classification des colis de confinement de déchets de type FMA-CV extrait de [ANDRA, 2012].

des fûts métalliques compactés, appelés galettes, et sont empilés dans un autre fût métallique (environ 5 galettes par fût). Ce dernier est finalement positionné dans un conteneur en béton de fibres au moyen d'un dispositif de type "panier", afin de faciliter et d'optimiser ensuite l'opération d'injection. Un matériau à base de ciment est ensuite injecté dans le conteneur afin d'immobiliser le fût dans le conteneur. Le bouchon en béton du conteneur est réalisé après quelques jours de séchage. Le conditionnement peut se faire dans des conteneurs en béton-fibres cylindriques de type CBF-C2 (famille F3-3-11) (FIG. 4), CBF-C1 (famille F3-3-10), généralement quand ils sont compactables en fûts de 120 litres, ou cubiques de grandes dimensions CBF-K (famille F3-3-12).

## Cadre réglementaire

Suite à leur conditionnement, les colis sont transportés dans les endroits de stockage dédiés par différents modes : le chemin de fer, la route, la mer et l'air.



FIGURE 4: Conteneur en béton-fibres cylindrique de type CBF-C2.

Les déchets de faible et moyenne activité sont acheminés à partir de La Hague vers le Centre de stockage des déchets de faible et moyenne activité implanté dans l'Aube (FIG. 5).

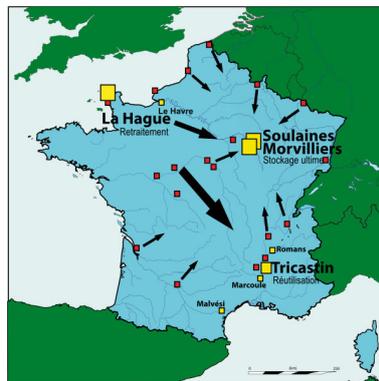


FIGURE 5: Lieux de stockage

La sûreté du transport nucléaire est principalement assurée par la robustesse de conception des colis. De ce fait, le transport et la manutention de matières radioactives sont assujettis à des réglementations strictes.

Selon le mode de transport utilisé (transport routier, ferroviaire et maritime) et les pays concernés, des réglementations se fondent sur les recommandations de l'Agence Internationale de l'Énergie Atomique (AIEA) qui spécifie les critères de performance du colis. Les emballages sont alors conçus de façon à ce que les risques radiologiques associés aux matières transportées soient maîtrisés en situation normale, mais aussi lors des situations accidentelles où les emballages doivent être en mesure d'empêcher le relâchement de matière radioactive vers l'extérieur.

Des épreuves simulant des incidents ou des accidents à l'issue desquelles le colis doit maintenir ses fonctions de sûreté sont donc définies.

L'un des tests de certification auquel le colis est soumis, consiste à s'assurer qu'en cas de chute, qui pourrait intervenir lors de la manutention, l'intégrité du conteneur en béton de fibres est préservée. Une épreuve réglementaire consiste ainsi à faire chuter le colis à 45° à la jonction avec le couvercle d'une hauteur de chute de 1,2 m (FIG. 6).



FIGURE 6: Essai de chute de colis [AREVA, 2016].

## Enjeux industriels et motivations

Dans le processus de certification des colis et de son matériau constitutif, l'essai de chute est l'essai ultime de résistance du colis auquel sont également associés des essais sur la durabilité du matériau. Sachant que les méthodologies actuelles permettant de qualifier les colis reposent intégralement sur des analyses expérimentales effectuées sur des structures à l'échelle 1, elles peuvent être relativement onéreuses et par conséquent, alourdir le processus de certification du choix d'un nouveau matériau et du colis.

Afin d'optimiser le processus de choix d'une nouvelle composition de matériau et de faire évoluer les méthodes de conception technique et de fabrication des colis, *New AREVA* souhaite associer à la démarche expérimentale une démarche de simulation en se dotant d'un outil numérique. Cet outil permettrait d'apporter en amont de la phase de certification un moyen supplémentaire pour faciliter la sélection de nouveaux matériaux et de solutions technologiques, réduisant ainsi la phase de développement.

Dans le processus de développement d'un nouveau matériau de béton de fibres utilisé pour la fabrication des colis, le comportement mécanique de ce matériau doit être évalué sous des sollicitations proches de celles rencontrées lors de la chute de colis.

Les épreuves prescrites par l'AIEA pouvant en partie être validées par des simulations numériques, *New AREVA* cherche à se doter d'un outil numérique permettant

de simuler la réponse de la structure du colis lors de la chute et de pouvoir par la suite évaluer la fissuration induite de façon qualitative, mais aussi quantitative. Le logiciel actuellement utilisé par *New AREVA* pour effectuer les calculs mécaniques est *LS-DYNA*. L'objectif du travail de thèse est donc d'identifier une loi de comportement déjà implémentée dans ce logiciel et de développer par la suite un modèle numérique pour la simulation de l'essai de chute ainsi qu'une méthode de post-traitement numérique capable de quantifier l'état de fissuration de la structure.

## 2 Contexte scientifique et objectifs

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but de développer un outil numérique capable de simuler le comportement global d'une structure en béton de fibres soumise à des sollicitations dynamiques. Il permet également d'accéder à des informations plus locales telle que la fissuration, tant en terme de trajet que d'ouverture de fissures. Pour ce faire, un ensemble d'essais mécaniques est réalisé afin de mieux comprendre les mécanismes d'endommagement et de fissuration de béton de fibres sous des sollicitations mécaniques, proches de celles rencontrées par le colis lors de l'impact.

Une modélisation aux éléments finis de la chute de colis est par la suite conduite après avoir choisi une loi de comportement adéquate. Une procédure d'identification des paramètres de cette loi est mise en oeuvre en se basant sur les données expérimentales obtenues. La quantification de l'énergie de fissuration en dynamique est examinée et l'intérêt de prendre en compte les effets inertiels de structure dans le calcul de l'énergie de fissuration est discuté.

Enfin, à partir des résultats de la simulation globale de l'essai dynamique, deux méthodes de post-traitement numériques des résultats des simulations numériques effectuées à l'échelle de la structure sont proposées afin d'acquérir des informations concernant la fissuration ; trajet de fissuration et ouvertures associées. La première est une ré-analyse locale à l'aide d'un modèle aux éléments discrets et la deuxième est basée sur une description continue.

Les objectifs de recherche peuvent donc être résumés comme suit :

- caractériser le comportement du matériau,
- choisir une loi de comportement pertinente et identifier les paramètres associés,
- modéliser et simuler l'essai de chute de colis,
- développer une méthode de post-traitement numérique pour l'extraction de la fissuration à partir du calcul global.

### 3 Organisation du manuscrit

Ce manuscrit est composé de quatre chapitres principaux, au sein desquels la démarche présentée précédemment est justifiée et développée.

Le premier chapitre dresse d'une part un état de l'art des bétons de fibres. On y décrit de manière générale leur composition ainsi que leur comportement sous sollicitations dynamiques en comparaison au cas quasi-statique. Les essais effectués pour caractériser leur comportement mécanique ainsi que quelques propriétés "matériau" sont présentés. D'autre part, les approches le plus souvent utilisées pour la modélisation numérique de la fissuration du matériau quasi-fragile classées en deux familles sont brièvement décrites.

Le deuxième chapitre résume les campagnes expérimentales effectuées pour caractériser le comportement macroscopique du matériau étudié. Le développement de l'essai de flexion dynamique aux barres de Hopkinson est détaillé. Les résultats d'essais réalisés sous chargement quasi-statique et dynamique, servant principalement à identifier les paramètres de la loi de comportement du modèle global et à observer la sensibilité des propriétés du matériau à la vitesse de sollicitation sont finalement résumés.

Dans le troisième chapitre, la démarche de modélisation à l'échelle globale de la structure est d'abord présentée. La loi de comportement considérée dans l'étude est brièvement décrite et la procédure d'identification des paramètres du modèle est détaillée. La méthode développée pour le calcul de l'énergie de fissuration en dynamique est par la suite présentée. La simulation de l'essai de flexion dynamique permet finalement de valider l'approche de modélisation globale conduite. La modélisation numérique de l'essai de chute de colis, application industrielle de la thèse, sous *LS-DYNA* est présentée suivie des résultats de la simulation.

Dans le quatrième chapitre, deux méthodes de post-traitement numérique pour l'extraction du chemin de la fissure et la quantification de l'ouverture sont exposées : l'une basée sur une méthode aux éléments discrets et l'autre sur une méthode de discontinuité forte. Les développements conduits pour la méthode basée sur la discontinuité forte sont détaillés. Des cas d'application pour les deux méthodes sont présentés suivis d'une discussion de la validité de chacune des deux approches en confrontant les résultats numériques à ceux expérimentaux.

Le manuscrit se termine par un résumé des travaux effectués ainsi que des principales conclusions tirées de ceux-ci, et met en perspectives des orientations et des travaux qui pourraient compléter et enrichir cette étude.



# Chapitre 1

## État de l'art

*Dans ce premier chapitre, une analyse bibliographique rappelle les informations de base concernant les bétons fibrés en mettant l'accent sur les fibres, et leur apport sur le comportement des matériaux cimentaires en quasi-statique. Les moyens expérimentaux en dynamique sont brièvement présentés suivis par une description du comportement du béton fibré lorsqu'il est soumis à des sollicitations dynamiques uni-axiales. Différents modèles numériques permettant de décrire la fissuration sont finalement détaillés en relevant leurs avantages et leurs inconvénients.*

### Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Le béton de fibres . . . . .</b>	<b>13</b>
1.1	Généralités sur le matériau . . . . .	13
1.2	Comportement mécanique uni-axial du béton de fibres sous chargement quasi-statique . . . . .	16
<b>2</b>	<b>Comportement du matériau sous chargement dynamique . . . . .</b>	<b>23</b>
2.1	Comportement du béton fibré en compression . . . . .	24
2.2	Comportement du béton fibré en traction . . . . .	26
2.3	Énergie de fissuration . . . . .	27
<b>3</b>	<b>Modélisation numérique de la fissuration . . . . .</b>	<b>31</b>
3.1	Échelles de modélisation . . . . .	31

3.2	Approches de description diffuse de la fissuration . . . . .	33
3.3	Approches de description discrète de la fissuration . . . . .	37
3.4	Approches mixtes . . . . .	43
4	<b>Synthèse</b> . . . . .	<b>45</b>

---

# 1 Le béton de fibres

Le béton est un des matériaux de construction le plus largement utilisé au monde. Cependant, il s'agit d'un matériau fragile qui présente une faible résistance à la traction et une faible capacité de déformation à la rupture. Ceci est classiquement surmonté par le renforcement des éléments structuraux qui, traditionnellement, consistent à ajouter des barres d'acier principalement placées en zone tendue. À la fin des années 1960, l'idée est apparue d'introduire des fibres dans le béton ; leur rôle étant de contrôler la fissuration et d'apporter une certaine ductilité au comportement du béton [Swamy, 1975] [Rossi, 1998]. À la différence des barres d'armatures conventionnelles, placées dans la zone de traction de l'élément en béton, les fibres sont généralement réparties de façon aléatoire dans tout le béton. Elles permettent ainsi de constituer un matériau un peu plus homogène ayant des propriétés mécaniques améliorées sous sollicitations de traction.

Ce matériau est fortement hétérogène et surtout mutli-échelle (FIG. 1.1). À l'échelle mésoscopique, il est possible de distinguer les granulats, la pâte de ciment et les fibres. À l'échelle microscopique, la pâte de ciment qui apparaît homogène à l'échelle précédente est hétérogène et on peut observer de la porosité, du ciment anhydre et des hydrates de ciment. L'observation au microscope électronique à balayage (MEB) permet de distinguer les différentes formes d'hydrates.

Afin de caractériser ce matériau, il est nécessaire de définir une échelle d'étude : on considère dans la suite celle du matériau à l'échelle macroscopique.

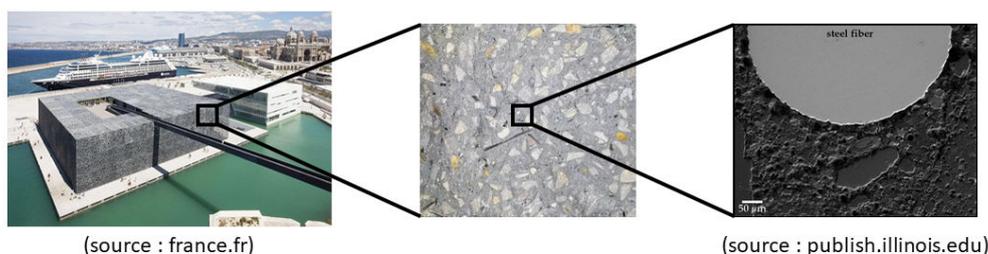


FIGURE 1.1: Différentes échelles d'observation : macroscopique (MUCEM), mésoscopique et microscopique.

Dans ce qui suit, après une brève description des propriétés des fibres, le comportement du matériau sous sollicitations quasi-statiques est exposé.

## 1.1 Généralités sur le matériau

### 1.1.1 Propriétés des fibres

Aujourd'hui, de plus en plus de types de fibres sont disponibles sur le marché conduisant ainsi à une grande diversité de bétons de fibres. Les fibres peuvent se classer selon :

- la nature des fibres : métalliques (acier, inox, fonte amorphe...), organiques (polypropylène, polyamide, acrylique, carbone...) et minérales (verre, basalte, mica...);
- la géométrie des fibres (FIG. 1.2) : courtes, longues, droites, ondulées, avec des crochets aux extrémités;
- le facteur d'élanement des fibres : ce ratio représente le rapport de la longueur sur le diamètre équivalent de la fibre;
- la caractérisation mécanique des fibres : flexibles, rigides, ductiles, fragiles;
- le dosage des fibres : généralement compris entre 0,5 à 3% en volume du béton;
- l'orientation des fibres : par rapport à la direction de chargement.

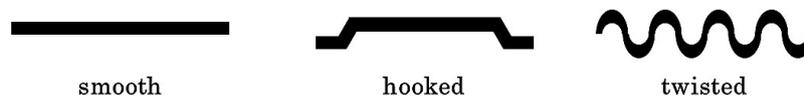


FIGURE 1.2: Différentes géométries de fibres.

### 1.1.2 Effets des fibres sur les caractéristiques du matériau

Une grande partie du travail pionnier sur l'utilisation du renforcement des matrices cimentaires par des fibres a été réalisée par [Romualdi et Batson, 1963], [Monfore, 1968] et [Biryukovich *et al.*, 1965]. Depuis, d'importants efforts de recherche ont été conduits, notamment sur l'influence des types fibres et de leur espacement moyen, la compréhension de l'interaction fibre-matrice...

**Nature des fibres** Il est bien établi que les fibres à faible module d'élasticité telles que le nylon, le polypropylène et le polyéthylène ne conduisent pas à une amélioration de la résistance des composites, mais leurs confèrent une plus grande capacité d'absorption d'énergie [Swamy, 1975]. Les fibres à module élevé, telles que le verre, l'acier et le carbone, permettent de concevoir des composites qui possèdent, à des degrés variés, des résistance plus importantes. [Majumdar, 1974] montre par exemple l'effet de l'interaction chimique entre le verre résistant aux alcalis et la pâte de ciment Portland qui peut entraîner une certaine dégradation de leur résistance avec le temps.

**Géométrie des fibres** Le comportement post-pic dépend fortement de la géométrie des fibres, étant donné que celle-ci en régit la relation force-arrachement [Naaman, 2004]. Ainsi, les fibres aux géométries plus complexes ayant une meilleure capacité d'ancrage augmentent l'énergie dissipée lors de l'arrachement, ce qui permet d'améliorer sensiblement la ductilité d'un béton fibré (FIG. 1.3).

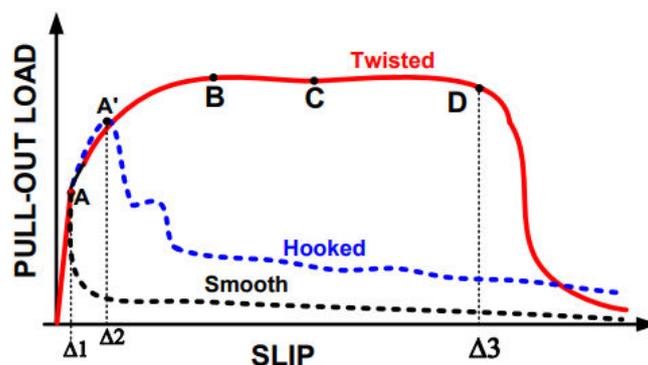


FIGURE 1.3: Relation force-arrachement de différentes géométries de fibres [Naaman, 1998].

**Orientation et distribution** En étudiant les effets des ajouts de fibres, l'amélioration des propriétés mécaniques du béton de fibres est généralement liée au dosage moyen en fibres. Ceci suppose implicitement que les fibres soient uniformément réparties dans toute la matrice et, de plus, qu'elles soient orientées de manière aléatoire. Or, ces paramètres ne sont pas sans conséquence sur l'efficacité des fibres [Grunewald *et al.*, 2012]. Une fibre est plus efficace si elle est orientée parallèlement à la direction du chargement en traction, perpendiculairement à la direction de propagation des fissures. [Chanvillard et Aitcin, 1996] trouvent que c'est un angle de  $90^\circ$  et non pas de  $45^\circ$  des fibres ondulées, par rapport au plan de fissuration, qui conduit à une force au pic plus grande ainsi qu'à une dissipation totale d'énergie maximale.

**Lien matrice-fibre** Dans une étude de [Hameed *et al.*, 2009] sur le lien entre la matrice cimentaire et la fibre, il a été mis en évidence que les fibres ayant un élancement plus important amélioreraient très notablement la capacité portante, la résistance résiduelle à la flexion ainsi que l'énergie dissipée, malgré une quantité (en nombre) plus faible de fibres par rapport à celles ayant un élancement plus faible. Toutefois, l'ouvrabilité du béton est fortement affectée par l'élancement (plus il est important, plus l'ouvrabilité diminue) et par le dosage des fibres (si le dosage est relativement important, celui-ci peut diminuer la maniabilité du mélange [Sinha, 2014]).

Sachant qu'il y a autant de bétons de fibres que de mélanges de fibres, de granulats et de pâte, il existe autant de matériaux cimentaires à base de fibres que de champs d'application. L'objectif n'est donc pas de présenter l'ensemble des propriétés des fibres et des bétons de fibres existants. On se limitera ici au béton de fibres métalliques étant donné que, dans ce travail, ce sont les deux matériaux

étudiés.

## 1.2 Comportement mécanique uni-axial du béton de fibres sous chargement quasi-statique

### 1.2.1 Sollicitation de traction simple

**Apport des fibres** Avec des fibres alignées dans la direction de chargement, [Shah et Rangan, 1971] retrouvent des augmentations très importantes de la résistance à la traction directe, allant jusqu'à 133% pour 5% en volume de fibres d'acier droites lisses. Pour d'autres études, conduites sur des matériaux comportant des fibres plus ou moins distribuées au hasard, l'augmentation de la résistance est beaucoup plus faible, allant dans certains cas à 60% au maximum [Hughes, 1981]. Néanmoins, de nombreuses recherches indiquent des valeurs intermédiaires d'évolution de la résistance. [Johnston et Coleman, 1974] remarquent une augmen-

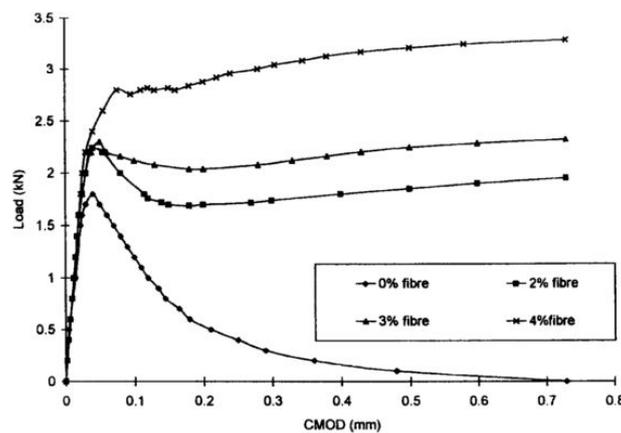


FIGURE 1.4: Courbes force-ouverture de fissure issus d'essais de flexion sur éprouvettes en béton avec différents pourcentages de fibres [Taylor *et al.*, 1997].

tation de 30 à 50% de la résistance à la traction pour 2 à 3% de fibres en volume. Pour [Gopalaratnam et Shah, 1987], cette augmentation varie de 7 à 23% pour un dosage de fibres variant de 0.5 à 1.5% en volume. [Taylor *et al.*, 1997] constatent également l'amélioration de la résistance à la traction (FIG. 1.4).

Si on examine de plus près le comportement du béton fibré avant le pic de contraintes, [Gopalaratnam et Shah, 1987] ont montré que celui-ci est élastique linéaire jusqu'à environ 80% de la résistance ultime, comparé à 50% observé pour un béton ordinaire. À partir de ce niveau de chargement, les déformations non-linéaires commencent à apparaître. La capacité de déformation est largement améliorée; jusqu'à 30 à 40 % d'amélioration pour 1.5% de fibres en volume. [Swamy, 1975] remarque une augmentation similaire pouvant même aller jusqu'à 80% par rapport à un béton non fibré.

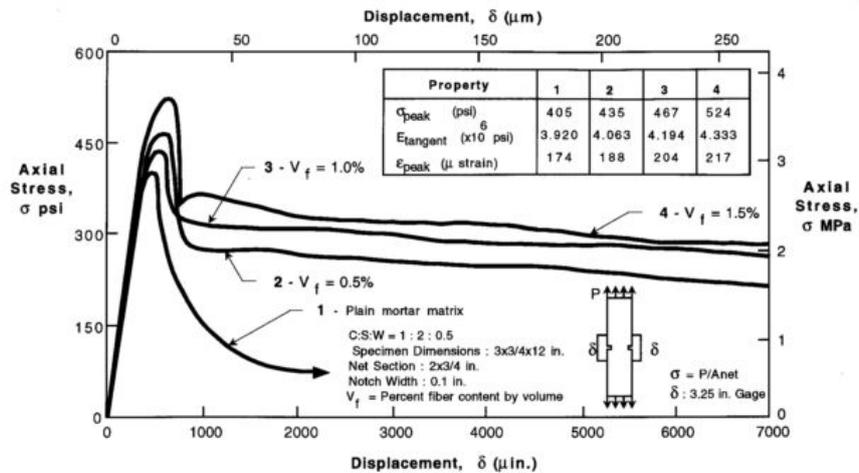


FIGURE 1.5: Courbes contrainte-déplacement en traction directe de bétons de fibres métalliques avec différents dosages [Daniel *et al.*, 2002].

Ainsi, l'ajout de fibres compense la fragilité du matériau en traction (FIG. 1.5). [Wille *et al.*, 2014] notent une tendance similaire qui semble être très peu influencée par le type de fibres, mais plutôt par le dosage volumique des fibres pour les bétons à haute performance (de résistance en compression pouvant atteindre les 150MPa).

De leur côté, [Rossi et Harrouche, 1990] ont conduit des essais de traction direct sur des éprouvettes de béton ordinaire et fibré. Ils ont conclu qu'avec l'ajout des fibres, la résistance à la traction de ces derniers diminue par rapport à celle d'un béton ordinaire et ceci pour les deux longueurs de fibres étudiées (30 et 60mm). Ils ont constaté une tendance similaire pour le module d'Young. Dans leur étude, il s'agissait d'un béton de fibres dont la composition avait été optimisée en terme d'ouvrabilité pour une application industrielle donnée. La composition des bétons fibrés était très différente de celle du béton ordinaire de référence avec des rapports E/C similaires, en opposition aux bétons fibrés produits en ajoutant des fibres à la matrice "vierge", comme c'est le cas d'autres études existantes dans la littérature. Les évolutions des propriétés sont ainsi comparées entre deux matériaux, béton ordinaire et béton fibré, à ouvrabilité équivalente.

La table 1.1 résume l'évolution des propriétés (augmentation exprimée en pourcentage) de différents bétons ou mortiers de fibres métalliques par rapport à ceux non renforcés, pour lesquelles le comportement en traction avait été investigué.

**Mécanismes d'action des fibres** Pour la description physique du fonctionnement de ces matériaux, et remarquant que dans les essais de compression et de traction directe le comportement post-pic du béton n'est pas observé en l'absence de localisation de fissures (passage de la micro-fissuration diffuse à la création d'une ou plusieurs macro-fissures), [Rossi *et al.*, 1987] proposent de considérer

Paramètre	Référence	Résistance à la traction	Énergie dissipée	Module d'élasticité	
$V_f$	0,5-1%	[Mangat, 1975]	+3-12%	-	-
		[Gopalaratnam et Shah, 1987]	+7-13%	+3-6%	+78-80%
		[Naaman et Gopalaratnam, 1983]	-	+9-10%	+4-25%
	1-1,5%	[Mangat, 1975]	+5-22%	-	-
		[Gopalaratnam et Shah, 1987]	+13-23%	+6-9%	+80-82%
	1,5-2%	[Mangat, 1975]	+6-30%	-	-
		[Naaman et Gopalaratnam, 1983]	-	+10-98%	+33-52%
	2-3%	[Johnston et Coleman, 1974]	+30-50%	-	-
		[Naaman et Gopalaratnam, 1983]	-	+97-99%	+33-62%
	5%	[Shah et Rangan, 1971]	+133%	-	-
$l/d$	31-35	[Mangat, 1975]	+3-10%	-	-
	47	[Naaman et Gopalaratnam, 1983]	-	+9-97%	+4-33%
	63-75	[Mangat, 1975]	+7-15%	-	-
		[Naaman et Gopalaratnam, 1983]	-	+10-97%	+16-39%
	94-105	[Mangat, 1975]	+10-30%	-	-
		[Naaman et Gopalaratnam, 1983]	-	+97-99%	+25-62%

TABLE 1.1: Résumé de l'évolution des propriétés des bétons de fibres en traction suivant le dosage ( $V_f$ ) et l'élanement ( $l/d$ ).

l'action des fibres à deux échelles : le matériau et la structure.

Soit un volume de béton de fibres soumis à une traction uni-axiale. Selon [Rossi *et al.*, 1987], on peut distinguer trois phases sur la courbe effort-déplacement qui décrit son comportement (FIG. 1.6).

Dans la **phase élastique 1**, les fibres et le béton subissent ensemble les forces. On observe une micro-fissuration diffuse, générée à partir des défauts initiaux et de l'hétérogénéité des caractéristiques locales du matériau. À ce stade, les fibres métalliques peuvent "coudre" les micro-fissures actives et retarder l'apparition de la localisation ; on observe alors une augmentation de la résistance et de la ductilité à l'échelle du matériau.

La **phase 2** correspond à une localisation des micro-fissures, qui conduisent à l'apparition d'une macro-fissure, où les fibres reprennent les forces et retardent le développement des fissures, assurant ainsi une capacité portante et une ductilité plus grandes à l'échelle du VER du matériau et, par conséquent, à celle de la

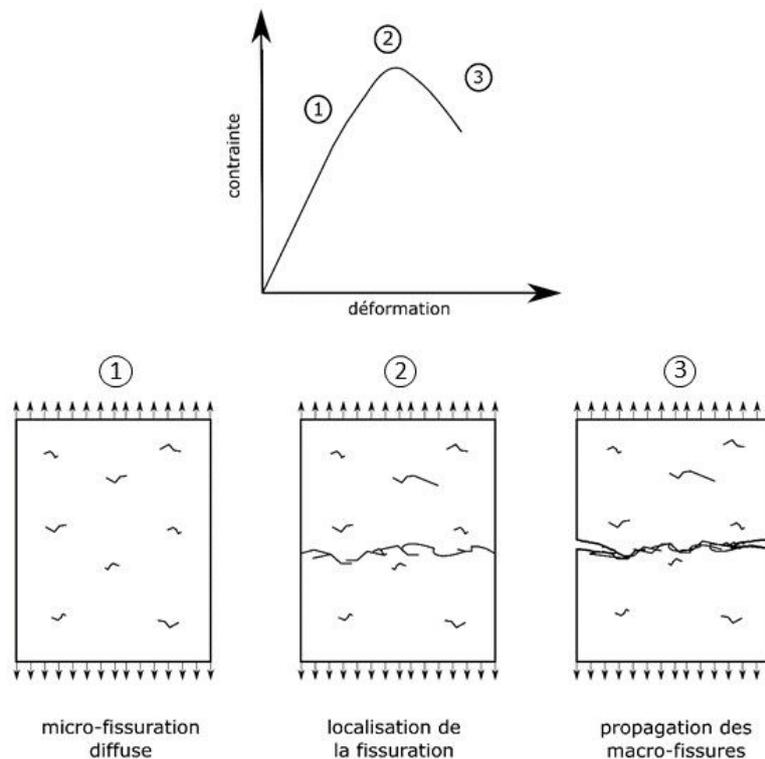


FIGURE 1.6: Phases de fissuration du béton ordinaire [Rossi *et al.*, 1987].

structure. Ainsi, les fibres empêchent la propagation des micro-fissures qui ne peuvent s'ouvrir davantage que par :

- allongement élastique ou/et plastique des fibres ;
- rupture brutale des fibres (liée à la résistance de la fibre) ;
- glissement des fibres et déchaussement hors de la matrice (dépendant de la résistance de l'interface).

Ce dernier phénomène, appelé décohésion, est le plus fréquent du fait que l'interface est l'élément le plus faible du matériau. Les fibres sont ainsi soumises à la traction et au cisaillement et sont sollicitées à l'arrachement. Ce processus empêche la propagation incontrôlée de la fissure et donc la rupture fragile du matériau étant donné que l'interface absorbe en partie l'énergie qui serait dissipée par la propagation de la fissure. Le rôle principal des fibres est donc de mieux contrôler la fissuration du béton en limitant leur ouverture.

La **phase 3** correspond à la propagation d'une ou de plusieurs macro-fissures due à la perte d'adhérence entre les fibres et le béton conduisant à la rupture du volume de béton considéré.

Dans le cas où le rôle principal des fibres est de retarder l'ouverture de micro-fissures, il est préférable que celles-ci soient nombreuses (pour couvrir l'ensemble

du volume) et de petit diamètre (FIG. 1.7). Elles peuvent ainsi améliorer les caractéristiques intrinsèques du matériau en retardant le passage à la phase 2. En revanche, en phase 3, le pontage des macro-fissures ne peut intervenir que par des fibres longues jouant un rôle similaire aux armatures dans le béton armé. La longueur de la fibre doit être suffisamment grande pour assurer un ancrage correct de celle-ci dans la matrice. Ces notions ne sont pas à prendre de l'absolue : la longueur de fibre dépend fortement des caractéristiques mécaniques de la matrice cimentaire.

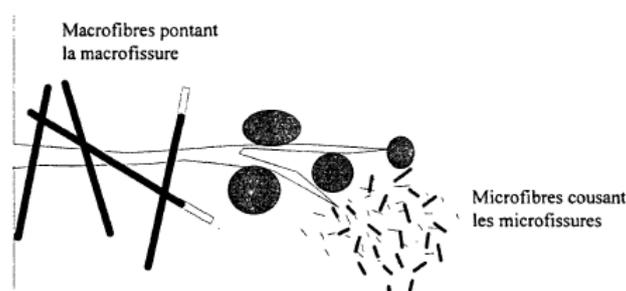


FIGURE 1.7: Rôle des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton [Casanova, 1995].

## 1.2.2 Sollicitation de compression simple

Le comportement du béton ordinaire au cours d'un essai de compression simple est dans un premier temps élastique, quasiment linéaire jusqu'à 30 à 50% de la résistance maximale  $f'_c$ , où des micro-fissures commencent à se former. Après le pic de contrainte, la chute de résistance est attribuée à la formation de macro-fissures. Sachant que les propriétés du béton fibré résultent de la combinaison de celles de ses composants, si le module d'élasticité de la fibre est élevé par rapport à celui du béton, les fibres peuvent reprendre une partie des charges. Toutefois, la résistance à la compression n'augmente que légèrement, de l'ordre de 10% selon [Swamy, 1975]. Par contre, le comportement post-pic devient plus "ductile" avec l'ajout de fibres. Une fois le pic de résistance atteint, le matériau continue à reprendre les efforts et la phase adoucissante est plus développée (FIG. 1.8).

Ce constat a également été fait par [Shah *et al.*, 1978] et [Williamson, 1974] qui notent une amélioration peu significative de la résistance à la compression uni-axiale (20 % au maximum). Plus récemment, des études expérimentales ont été faites par [Dhakal *et al.*, 2005] sur des bétons contenant différentes proportions de fibres. Une amélioration de la résistance avec la teneur en fibres variable de 0 à 2 % de fibres en volume par rapport à un béton non fibré est constatée (FIG. 1.9(a)).

Une légère augmentation de la résistance en compression entre le béton ordinaire et le béton fibré est observée, de 7 % à 30 % lorsque la proportion des fibres

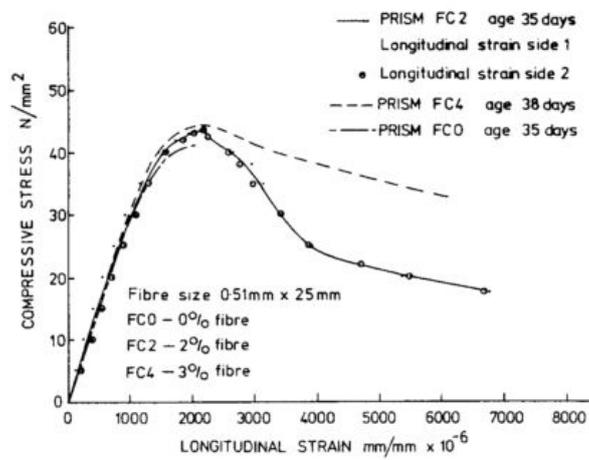


FIGURE 1.8: Courbe contrainte-déformation en compression simple de béton de fibres métalliques [Swamy, 1975].

varie de 0.5 % à 2 % de fibres en volume. Par contre, la présence de fibres en compression améliore sensiblement la capacité de déformation de la matrice et permet de maintenir une cohésion du matériau, même après l'apparition de la première macro-fissure [Taerwe et a.V. Gysel, 1996].

Si on considère les deux échelles tel que le proposent [Rossi et al., 1987], l'ajout des fibres agit aux deux niveaux micro et macro. À l'échelle micro, les fibres retardent le développement de micro-fissures menant à une amélioration de la résistance. À l'échelle macro, du fait que les fibres retiennent l'ouverture des fissures, elles augmentent la capacité d'absorption d'énergie et donc la ductilité du matériau composite. On remarque une plus grande capacité de déformation avec une déformation au pic de deux fois celle d'un béton non fibré selon [Neves et Almeida, 2005] et [Dhakar et al., 2005] (FIG. 1.9(b)).

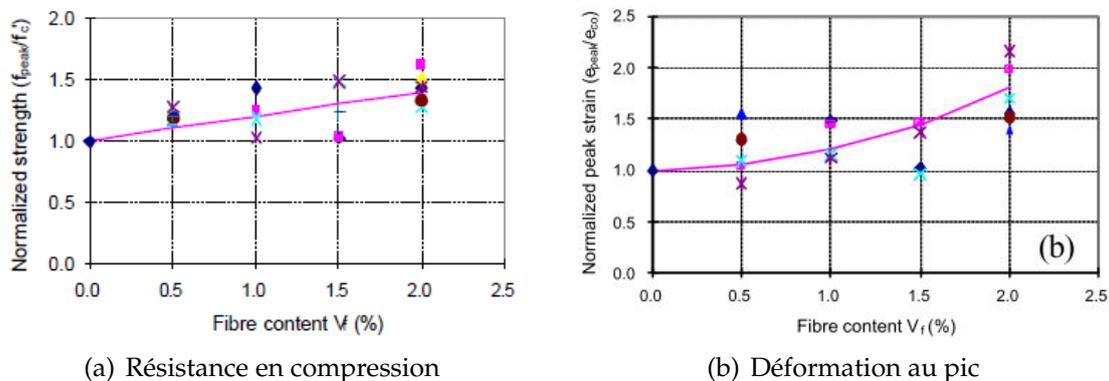


FIGURE 1.9: Évolution des propriétés du béton avec différents dosages de fibres [Dhakar et al., 2005].

Si l'amélioration de la ductilité du matériau avec l'ajout de fibres est significative, ce n'est pas le cas pour la résistance à la compression. En effet, plus le nombre de fibres est élevé dans la matrice, plus la probabilité qu'une microfissure soit interceptée par une fibre est grande, et la fibre peut donc empêcher le développement de la microfissure. Cependant, l'addition de fibres génère une certaine perturbation de la matrice cimentaire lors de la fabrication du matériau, ce qui peut conduire à une plus forte hétérogénéité et une porosité plus élevée. Ceux-ci peuvent être considérés comme des défauts, lieux de concentration de contraintes, où les fissures seront initiées. Par conséquent, le bon dosage de fibres résulte d'un équilibre subtil entre le pontage des microfissures et la porosité supplémentaire provoquée par l'ajout de fibres.

Paramètre	Référence	Résistance à la compression	Module d'élasticité
$V_f$	0,5-1%	[Neves et Almeida, 2005]	2,5-9%
		[Dhakal <i>et al.</i> , 2005]	2-16%
		[Song et Hwang, 2004]	7-11,8%
		[Ezeldin <i>et al.</i> , 1992]	6-32,7%
		[Gao <i>et al.</i> , 1997]	1-12,5%
	1-2%	[Afroughsabet et Ozbakkaloglu, 2015]	6-11%
		[Neves et Almeida, 2005]	5-20%
		[Dhakal <i>et al.</i> , 2005]	14-32%
	2-3%	[Song et Hwang, 2004]	12-15,3%
		[Gao <i>et al.</i> , 1997]	4,7-21,7%
$l/d$	45-55	[Swamy, 1975]	5-7%
		[Gao <i>et al.</i> , 1997]	1-12%
	55-65	[Neves et Almeida, 2005]	3,5-12,5%
		[Gao <i>et al.</i> , 1997]	2,8-16,8%
	70-75	[Ezeldin <i>et al.</i> , 1992]	6-13,5%
		[Song et Hwang, 2004]	7-15,3%
	80	[Gao <i>et al.</i> , 1997]	4,7-21,7%
		[Ezeldin <i>et al.</i> , 1992]	19-32,7%
	100	[Neves et Almeida, 2005]	4-26%
		[Afroughsabet et Ozbakkaloglu, 2015]	4-11%
		[Ezeldin <i>et al.</i> , 1992]	11,5-31%

TABLE 1.2: Résumé de l'évolution des propriétés des bétons de fibres en compression en fonction du dosage ( $V_f$ ) et de l'élancement ( $l/d$ ).

Le module d'Young est une caractéristique importante du fait qu'elle condi-

tionne la rigidité des structures. En comparant un béton ordinaire à des bétons de fibres, plusieurs études ne notent qu'une légère augmentation du module d'Young avec la teneur en fibres qui peut s'expliquer à l'aide de la loi des mélanges [Alwan et Naaman, 1994]. Par contre, d'autres chercheurs ont remarqué une légère diminution allant de 5 à 11% de celui-ci avec l'addition de fibres métalliques dans le béton [Rossi et Harrouche, 1990] [Mansur *et al.*, 1999] [Neves et Almeida, 2005]. Ils expliquent cela par l'augmentation de la porosité comme décrit précédemment et parce que les fibres orientées parallèlement à la direction du chargement peuvent agir comme des défauts.

La table 1.2 résume l'évolution des propriétés (augmentation en pourcentage) de différents bétons ou mortiers de fibres métalliques par rapport à ceux non renforcés pour lesquels le comportement en compression a été investigué.

## 2 Comportement du matériau sous chargement dynamique

La réponse des structures constituées de matériaux quasi-fragiles est connue pour être fortement influencée par le taux de chargement. Sachant que l'application finale de la thèse, la chute de colis, met en jeu des taux de déformation élevés, nous nous intéressons ici au comportement des bétons fibrés lorsqu'ils sont soumis à des chargements dynamiques. Dans la partie qui suit, les résultats d'essais avec un taux de déformation supérieure à  $1 \text{ s}^{-1}$  sont présentés.

Les machines d'essai classiques permettent rarement d'appliquer sur des éprouvettes des vitesses de déformations supérieures à  $1 \text{ s}^{-1}$ . Ainsi, on trouve dans la littérature différents dispositifs expérimentaux permettant de générer des sollicitations dynamiques et utilisés pour évaluer les propriétés des bétons de fibres : les machines à masse tombante, le chargement explosif, le dispositif des barres de Hopkinson... La large gamme de taux déformation correspondant aux

Vitesse déformation ( $\text{s}^{-1}$ )	Régime	Type de chargement
$\leq 10^{-1}$	quasi-statique	trafic
$10^{-1} - 10^1$	intermédiaire	impact d'avion
$10^1 - 10^4$	dynamique	impact dur
$> 10^4$	ondes de choc	

TABLE 1.3: Catégories de chargement par rapport au taux de déformation [Zielinski, 1984].

différents types de chargement est résumée dans la table 1.3.

Les moyens expérimentaux étant différents pour les essais quasi-statiques et dynamiques, il est rare de trouver dans la littérature une gamme d'essais, comportant à la fois des essais statiques et des essais dynamiques, pour un même béton auquel il a été ajouté les fibres. D'autant plus qu'il est difficile de corrélérer les résultats issus de ces différents essais, étant donné que les propriétés "dynamiques" du béton fibré semblent fortement dépendantes de la géométrie de l'échantillon ainsi que du dispositif de chargement. En effet, la masse du marteau et sa hauteur de chute [Banthia et Bindiganavile, 2002], ou la taille et la forme d'une charge explosive, la taille de l'échantillon et les conditions de support de l'échantillon ont une influence sur les résultats. Par la suite, une description générale des effets de vitesse sur le matériau sera présentée.

## 2.1 Comportement du béton fibré en compression

En ce qui concerne l'apport des fibres métalliques sur le comportement du béton en compression dynamique, on observe que la résistance dynamique à la compression augmente très lentement par rapport au cas quasi-statique à une vitesse de déformation relativement faible. [Lok et Zhao, 2004] ont montré que ce n'est qu'à partir de vitesse de déformation supérieure à  $20 \text{ s}^{-1}$  que cette augmentation devient significative (FIG. 1.10).

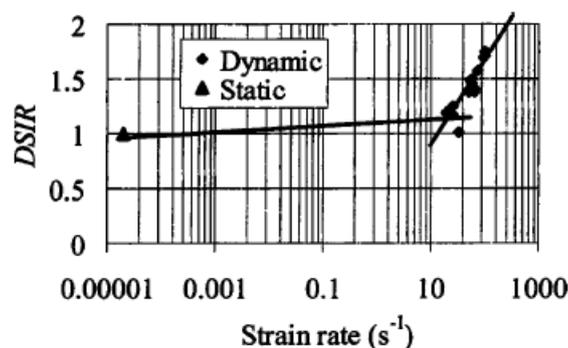


FIGURE 1.10: Augmentation de la résistance en compression d'un béton de fibres métalliques en fonction de la vitesse de déformation [Lok et Zhao, 2004].

Cette évolution est similaire à celles observées sur le béton ordinaire [Bischoff et Perry, 1991]; le DSIR (Dynamic Strength Increase Ratio), rapport de la résistance dynamique sur la résistance quasi-statique, en compression n'est remarquable qu'au-delà d'un seuil de vitesse de déformation. On distingue donc deux régimes :

- pour des vitesses de déformations comprises entre le régime quasi-statique et  $\dot{\epsilon} < 20 \text{ s}^{-1}$  ;

- pour des vitesses de déformations  $\dot{\epsilon} > 20 \text{ s}^{-1}$ .

Pour le premier régime, le DSIR est inférieur à 1.2. Étant donné que l'acier et le béton sont des matériaux sensibles à la vitesse de déformation, on peut s'attendre à ce que l'arrachement d'une fibre soit affecté par la vitesse de chargement. L'effet de vitesse devrait être principalement lié au comportement de la matrice et à l'arrachement des fibres du fait qu'à la rupture, les fibres ont tendance à être arrachées plutôt que rompues. Sous des taux de chargement faibles, les fibres ne montrent aucune sensibilité à la vitesse appréciable lorsqu'elles sont arrachées de la matrice [Joo Kim *et al.*, 2009]. La plupart des auteurs attribuent donc cette légère augmentation de résistance à l'effet Stéfán [Rossi *et al.*, 1992] [Rossi et Toutlemonde, 1996]. Il s'agit des effets visqueux provenant principalement de la présence d'eau libre dans les pores de la matrice.

Pour le second régime, le DSIR est compris entre 1,5 et 4. En comparant les résultats obtenus sur les bétons ordinaires et fibrés, [Wang *et al.*, 2012] ont remarqué que l'augmentation de la résistance en dynamique est plus importante pour le béton ordinaire que pour le béton fibré.

L'observation des modes de rupture des échantillons de béton fibrés sous sollicitations dynamiques montre que, bien que la matrice soit fracturée en petits fragments, ces derniers sont retenus par les fibres (FIG. 1.11). Ceci suggère que même à des vitesses de déformation assez élevées, le transfert des contraintes entre la matrice et les fibres existe encore. En suivant les éprouvettes durant la



FIGURE 1.11: Modes de rupture de béton ordinaire et fibré [Wang *et al.*, 2012].

durée de l'essai avec une caméra à haute fréquence, [Hao et Hao, 2013] ont étudié le mécanisme de rupture des bétons de fibres métalliques. Celui-ci change avec le dosage en fibres : le nombre de fragments générés diminue avec l'augmentation du dosage en fibres, soulignant la contribution considérable des fibres dans le processus de fissuration et le contrôle des taux de fissuration. La vitesse de

déformation joue aussi un rôle dans le mécanisme de rupture. Lorsque la vitesse de déformation est relativement faible, le mode de défaillance est dû à la rupture du béton et le décollement de la fibre en raison de la fragmentation de béton. Pour une vitesse de déformation relativement élevée, la rupture de granulats et même de fibres a été observée. [Wang *et al.*, 2012] ont d'ailleurs remarqué, qu'avec l'augmentation de la vitesse de déformation, la proportion de fibres rompues, et non pas arrachées, augmentait.

Cette augmentation de la résistance peut être expliquée d'une part par le fait que les fissures se propagent à travers les granulats et la matrice ainsi que dans les zones les plus faibles (interface matrice-granat), ce qui nécessite plus d'énergie de rupture. Cet effet de vitesse est aussi dû à d'autres facteurs : les fibres métalliques qui supportent une charge plus élevée sous impact [Banthia et Trottier, 1991], une plus grande énergie d'arrachement grâce à l'augmentation de l'adhérence apparente entre la matrice et les fibres, ou la dissipation dans la rupture des fibres [Hao et Hao, 2013].

Une autre cause "structurelle" relevée d'études faites sur du béton ordinaire est l'effet inertiel : pour les vitesses de sollicitation importantes, les forces d'inertie exercées sur des éprouvettes cylindriques sollicitées dans l'axe, génèrent des contraintes radiales non négligeables qui agissent comme une pression de confinement. Cette augmentation apparente de la résistance à la compression simple peut aussi être due à une diminution de la micro-fissuration avec l'augmentation de la vitesse de déformation [Suaris et Shah, 1983]. Ces explications restent valables pour le béton fibré et ces phénomènes peuvent en réalité exister simultanément et leur combinaison pourrait contribuer à l'augmentation de la résistance en compression dynamique.

L'étude de l'évolution du module d'Young a été moins investiguée, du fait de la difficulté d'effectuer une bonne mesure en dynamique. Des quelques résultats disponibles dans la littérature, il semble que celui-ci reste constant ou augmente légèrement quand la vitesse de déformation augmente [Wang *et al.*, 2012] [Wu *et al.*, 2005].

## 2.2 Comportement du béton fibré en traction

Les essais de traction ont été adaptés afin de tester le matériau en dynamique. Ils sont principalement réalisés grâce à deux dispositifs : les puits de chute et les barres de Hopkinson.

Les essais de masse tombantes ou "drop weight" permettent d'atteindre des taux de déformation de l'ordre de  $10 \text{ s}^{-1}$ . Toutefois, l'énergie transmise à l'échantillon est limitée par les caractéristiques du dispositif : en général des masses variables lâchées à des hauteurs variables (FIG. 1.13). Le dispositif des barres de Hopkinson permet d'obtenir des taux de déformation supérieurs, jusqu'à plus de  $10^2 \text{ s}^{-1}$ , et est couramment utilisé. Avec ces différents moyens, plusieurs

études ont été faites sur des échantillons en béton ordinaire et fibré.

En faisant varier la masse tombante et la hauteur de sa chute, [Banthia *et al.*, 1994] ont étudié la sensibilité de la réponse du matériau aux vitesses de déformation. Les valeurs de résistance en traction atteintes ont été mesurées et comparées aux résultats issus des essais quasi-statiques. Ils ont constaté que l'augmentation de la résistance en traction avec les vitesses de déformation est d'autant plus importante que le dosage de fibres est plus élevé. De leur côté, [Nammur et Naaman, 1985] ont rapporté que la résistance avant l'apparition de la première fissure ainsi que la déformation au pic de contrainte augmentent avec des taux de déformation croissants. C'est également le cas de la résistance dans la phase post-pic. De même, [Kormeling et Reinhardt, 1987] ont étudié le comportement en traction uni-axiale du béton renforcé des fibres d'acier. Ils remarquent une augmentation significative de la résistance à la traction du matériau par rapport à un béton ordinaire. Plus récemment, [Xu *et al.*, 2012] ont étudié le comportement dynamique en

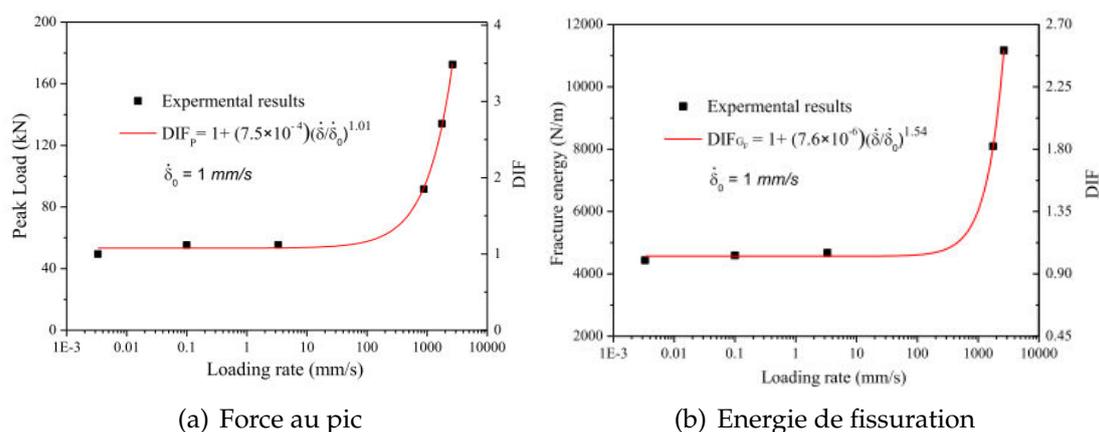


FIGURE 1.12: Dépendance de la force au pic et de l'énergie de fracture à la vitesse de chargement [Zhang *et al.*, 2014].

traction du béton fibré en effectuant des essais "drop-weight" en variant la hauteur de chute (2 et 3,8 m) du projectile. Les éprouvettes sont cylindriques et entaillées afin de contrôler l'enclenchement et la propagation de la fissure. Les résultats montrent que pour le béton ordinaire les résistances en traction pour les deux hauteurs de chute varient de 4,5 à 9 MPa, ce qui correspondrait à une augmentation de la résistance dynamique par rapport à la résistance quasi-statique de l'ordre de deux fois. Alors que pour le béton fibré, les résistances en traction atteignent les 22 MPa, ce qui correspond à un Dynamic Increase Factor ( $DIF = f_{dyn} / f_{stat}$ ) de l'ordre de 2,8. Pour [Zhang *et al.*, 2014], l'influence de l'effet de vitesse sur la force au pic est plus prononcée pour des taux de chargement élevés (de l'ordre de  $1 \text{ m.s}^{-1}$ ). Le facteur d'augmentation (DIF) est d'environ 3,5 pour la vitesse d'impact la plus élevée (FIG. 1.12(a)). Ceci est attribué principalement à la sensibilité de la matrice et à la résistance à l'arrachement des fibres.

## 2.3 Énergie de fissuration

Différentes techniques expérimentales ont été développées et utilisées depuis la barre de Kolsky [Kolsky, 1949], et de nombreuses modifications ont été apportées depuis lors à cette configuration dans le but de déterminer l'énergie dynamique de fissuration des matériaux cimentaires. Cependant, aucun protocole d'essai standard n'est à ce jour disponible pour quantifier cette énergie. Dans la suite, on fera une brève revue des essais développés visant à déterminer l'énergie dynamique de fissuration ( $G_f$ ) des matériaux quasi-fragiles (principalement en béton), suivie par les observations faites sur l'évolution de cette énergie pour un béton fibré entre les deux régimes de sollicitation quasi-statique et dynamique.

### 2.3.1 Revue des essais développés

Banathia et ses collaborateurs ont développé un dispositif de flexion trois-points à l'aide d'une machine à masse tombante. L'essai consiste en un marteau impactant une poutre, qui produit un transfert brusque d'énergie du marteau à la poutre (FIG. 1.13). Connaissant les accélérations tout le long de la poutre, une force inertielle généralisée, notée  $P_i(t)$ , agissant au centre peut être calculée et la force de flexion réelle peut ainsi être évaluée.

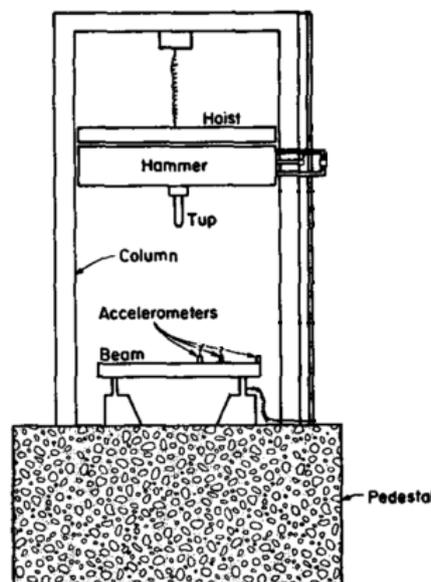


FIGURE 1.13: Machine à masse tombante [Banathia *et al.*, 1989].

Au moment de la rupture, le transfert d'énergie cesse. L'énergie de fissuration est calculée à partir de l'aire sous la courbe force généralisée par rapport à la flèche au niveau du point de chargement. À l'aide du même dispositif, [Zhang *et al.*,

2014] ont calculé l'énergie de fissuration à partir de la force de réaction mesurée, suite à la vérification effectuée par [Banthia *et al.*, 1989] sur la force de réaction qu'ils trouvent assez similaire à la force de flexion réelle calculée. Tous deux ont abouti à la conclusion que l'énergie de fissuration augmente avec la vitesse de chargement. Ils trouvent un DIF d'environ 26 pour un béton de haute résistance.

Plus récemment, des chercheurs ont étudié l'énergie de fissuration dynamique en effectuant des essais d'écaillage sur des échantillons de béton avec des vitesses de déformation de l'ordre de  $23 \text{ s}^{-1}$  [Brara et Klepaczko, 2007] [Weerheijm et Doormaal, 2007] (FIG. 1.14). En quantifiant tous les termes du bilan énergétique de l'échantillon, l'énergie de fissuration dynamique est estimée, en supposant que tout le matériau reste élastique linéaire, à l'exception de la zone de défaillance. Toute la dissipation d'énergie est donc concentrée dans la zone de rupture contribuant ainsi au  $G_f$ . Le DIF s'est avéré être de l'ordre de 2,5.

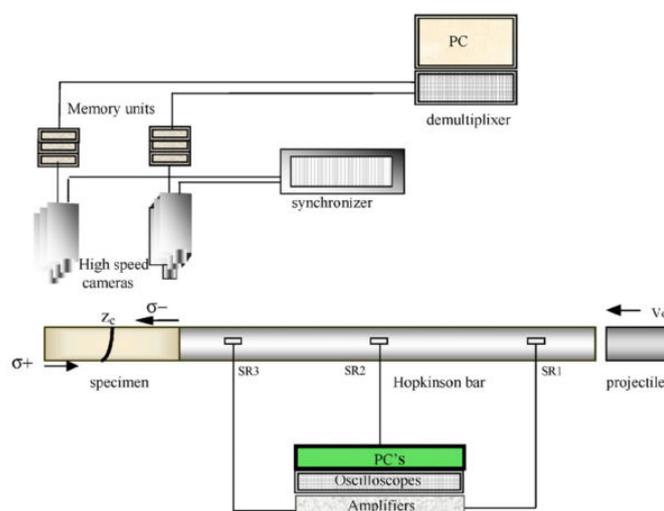


FIGURE 1.14: Essai d'écaillage suivi par des caméras rapides [Brara et Klepaczko, 2007].

Une autre approche a été proposée par [Schuler *et al.*, 2006], où l'énergie de fissuration est déterminée à partir de la variation des vitesses des fragments au moment de l'apparition des fissures. Un DIF pour l'énergie de fissuration entre 2 et 3 a été mesuré pour les taux de déformation de l'ordre de  $30 \text{ s}^{-1}$ . De son côté, [Vegt *et al.*, 2009], en testant des échantillons cylindriques sur une large gamme de taux de chargement, a trouvé une énergie de fissuration constante dans la plage statique et jusqu'à  $50 \text{ GPa.s}^{-1}$ . Cependant, cette valeur augmente significativement, jusqu'à 12,5 fois, pour un taux de chargement de l'ordre de  $1700 \text{ GPa.s}^{-1}$ .

Des tests d'écaillage ont été effectués aux barres de Hopkinson sur des échantillons entaillés par [Doormaal *et al.*, 1994]. En traitant les signaux incident et transmis

dans le béton et la déformation à plusieurs endroits à la surface de l'échantillon, ils obtiennent les courbes effort-déformation de l'ensemble de l'échantillon et de la zone de fissuration. Sachant que la réponse mesurée durant les essais est influencée par les effets structurels (géométrie, inertie de l'échantillon...), un modèle numérique où l'effet dynamique est pris en compte pour la résistance à la traction mais pas pour l'énergie de fissuration a été utilisé pour surmonter ce problème. Il ont montré que l'inertie de l'échantillon contribue à l'augmentation de l'énergie de rupture. Il en est sorti que l'énergie de fissuration dynamique ne diffère pas considérablement de celle en statique pour des taux de chargement entre 12 et 19  $\text{GPa}\cdot\text{s}^{-1}$ .

Ainsi, différentes techniques expérimentales, approches et conclusions sont proposées dans la littérature concernant l'effet de la vitesse de chargement sur l'énergie de fissuration pour les matériaux cimentaires quasi-fragiles.

### 2.3.2 Énergie de fissuration du béton fibré en dynamique.

Si on s'attarde sur la détermination de l'énergie de fissuration dynamique pour les béton fibrés, on remarque qu'une multitude d'études mettent en évidence l'augmentation de cette énergie en dynamique avec le dosage en fibres comparée à celle d'un béton ordinaire (FIG. 1.16) [Banthia *et al.*, 1994], [Suaris et Shah, 1982], [Shah, 1985]. [Gopalaratnam et Shah, 1986] montrent que les bétons fibrés

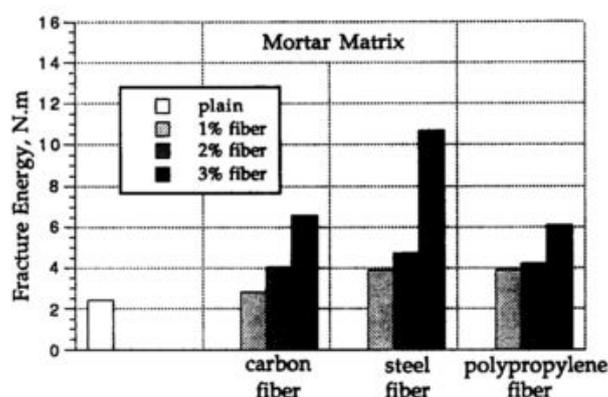
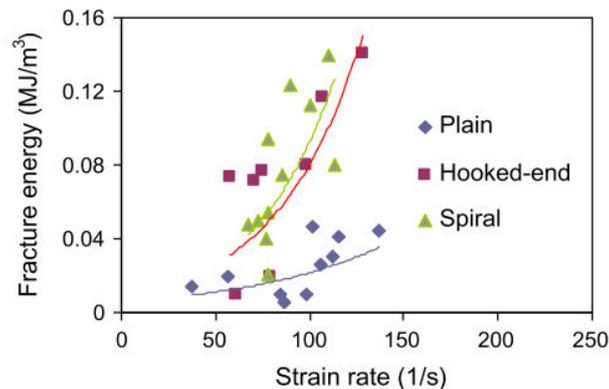


FIGURE 1.15: Évolution de l'énergie de fissuration avec la quantité de fibres [Banthia *et al.*, 1994].

sont plus sensibles à la vitesse de chargement que leurs matrices non renforcées respectives, avec une augmentation de l'absorption d'énergie de 70 % (avec 1,5 % de fibres en volume) par rapport aux valeurs retrouvées en quasi-statique. Ils suggèrent que la sensibilité à la vitesse de ces matériaux est principalement due à une modification du processus de fissuration. Pour [Kormeling et Reinhardt, 1987], l'énergie de fissuration augmenterait jusqu'à cent fois par rapport à celle

d'un béton ordinaire pour des vitesses de déformation allant de  $1,5$  à  $20 \text{ s}^{-1}$ . [Xu *et al.*, 2012] expliquent cette amélioration par le fait que la propagation des fissures est plus lente dans les bétons fibrés. Pour [Zhang *et al.*, 2014] et [Zhang *et al.*, 2016],



**FIGURE 1.16:** Évolution de l'énergie de fissuration en fonction de la vitesse de déformation pour des bétons de fibres métalliques par rapport à un béton non fibré [Xu *et al.*, 2012].

le facteur d'augmentation de cette énergie en dynamique pourrait atteindre les 2,5 pour une vitesse de chargement de l'ordre de  $1 \text{ m.s}^{-1}$  (FIG. 1.12(b)).

D'ailleurs, [Kim *et al.*, 2013] ont montré que la rigidité du béton fibré est 5 fois plus importante que sous une sollicitation statique. Pour [Lok et Zhao, 2004], le comportement post-pic n'est ductile que si le taux de déformation est peu élevé (généralement inférieur à  $50 \text{ s}^{-1}$ ) durant le processus de chargement. [Bindigana-vile et Banthia, 2001] ont constaté que le mode de défaillance de la fibre changeait d'un arrachement complet sous chargement quasi-statique à une fissuration de la fibre lors d'un d'impact. Si ce phénomène peut entraîner une augmentation de la résistance, en contre partie il peut réduire la capacité d'absorption d'énergie du matériau.

De manière générale, les résultats dans la littérature concernant la résistance en traction et en compression ainsi que la déformation au pic du béton fibré, qui s'améliore avec des vitesses de chargement croissantes, sont en accord entre eux. Cependant, une comparaison quantitative n'est pas directement possible puisque la composition du matériau, le taux de déformation, la température et le type de chargement (traction, fendage, flexion...) sont différents. Finalement, il convient de noter que l'effet de vitesse sur l'énergie de fissuration pour le béton fibré, illustre des tendances variées avec les différentes méthodes de chargement, et les différentes configurations expérimentales.

### 3 Modélisation numérique de la fissuration

Cette partie est consacrée à la revue des différentes approches existantes capables de prendre en compte l'état dégradé de la structure dû à la fissuration. D'abord, une définition des échelles de modélisation est brièvement présentée. Ensuite, une étude bibliographique des deux principales approches capables de représenter la fissuration des structures est détaillée : d'un côté, les approches décrivant la rupture de manière diffuse et implicite et de l'autre, celles décrivant la rupture de manière discontinue et explicite. Finalement, une synthèse des méthodes est faite avant de présenter la stratégie de modélisation qui sera adoptée par la suite dans ce travail.

#### 3.1 Échelles de modélisation

Les caractéristiques du comportement du béton fibré, détaillées dans les sections précédentes, sont observées à l'échelle du matériau. Celui-ci est cependant constitué de plusieurs phases (C-S-H, sable, gravier, fibres...) lui conférant un caractère hétérogène. La modélisation de la structure nécessite la définition d'une échelle de modélisation et est directement liée à l'échelle d'observation, comme illustrée à la figure 1.17 [D'Addetta, 2004]. On distingue différentes échelles d'ob-

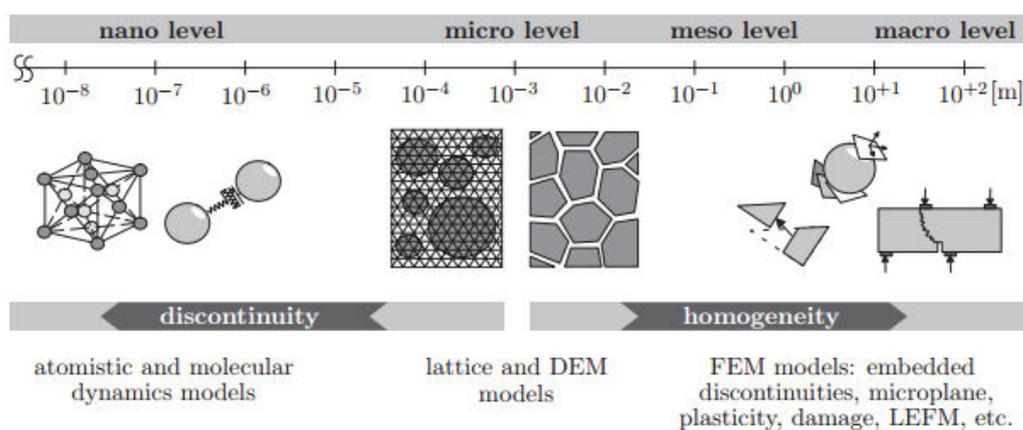


FIGURE 1.17: Échelles d'observation et techniques de modélisation pour les matériaux cohésifs [D'Addetta, 2004].

servation pour les matériaux quasi-fragiles :

- échelle microscopique : à cette échelle on étudie la pâte de ciment et ses constituants ;
- échelle mésoscopique : cette échelle décrit le béton fibré comme un ensemble d'entités : la pâte de ciment, les granulats et les fibres. Ces trois composants sont traités comme homogènes. Les non-linéarités matérielles sont représentées via des lois constitutives contrainte-déformation relatives à

chaque composante (béton, fibres...). Le comportement de l'interface béton-fibres peut aussi être prise en compte. Des modèles aux éléments discrets par exemple permettent de décrire les différentes phases du matériau.

- échelle macroscopique : cette échelle ne tient pas compte des différents constituants du matériau qui est considéré comme homogène. Des modèles globaux permettent de décrire le comportement du matériau à l'aide de lois phénoménologiques liant des quantités structurelles globales telles que le moment à la courbure ou la force au déplacement.

Néanmoins, réaliser un calcul de structure avec une représentation fine de la microstructure et notamment de la fissuration (fissures explicites, trajet...) est très souvent inenvisageable, en raison du coût de calcul exorbitant. Dans ce travail, l'échelle macroscopique est considérée comme l'échelle de l'étude, étant donné que cette échelle présente un niveau global de description suffisant pour les structures étudiées. Un aperçu non exhaustif de modèles macroscopiques, utilisés pour décrire le comportement des matériaux quasi-fragiles et la fissuration, est proposé en distinguant deux familles de modèles : d'un côté, celle basée sur une description diffuse de la fissuration dans un milieu continu et d'un autre, celle basée sur une description localisée de la fissuration en introduisant explicitement une discontinuité.

## 3.2 Approches de description diffuse de la fissuration

Dans ces approches, le matériau est considéré comme un milieu continu et la fissuration est modélisée implicitement au moyen d'un champ continu décrivant la dégradation progressive du matériau. Les méthodes numériques associées sont pour la plupart, basées sur la méthode des éléments finis (MEF), avec une loi de comportement adaptée à la physique du problème étudié.

### 3.2.1 Modèle de fissuration diffuse/répartie

Telle qu'il a été introduit par Rashid [Rashid, 1968], le modèle de fissuration répartie ou "smeared crack model" considère comme hypothèse, que pour une fissure en mode I, la zone de micro-fissuration (ou Fracture Process Zone notée FPZ), de taille finie, peut être décrite par une ligne de fissure fictive qui transmet la contrainte normale  $\sigma(x)$ , fonction décroissante de la séparation  $w$  (appelée aussi Crack Opening Displacement COD). Ce modèle considère une décomposition de la déformation totale en deux parties :

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \underline{\underline{\epsilon}}_e + \underline{\underline{\epsilon}}_{an} \quad (1.1)$$

$\underline{\underline{\epsilon}}$  désigne le tenseur de déformation totale.  $\underline{\underline{\epsilon}}_e$ , correspond à la déformation du matériau non fissuré (généralement gouverné par une loi de comportement linéaire

élastique).  $\underline{\epsilon}_{an}$ , correspond à la contribution de la fissuration. La déformation anélastique représente ainsi une déformation additionnelle due à l'ouverture de fissure. Le seuil de contrainte au-delà duquel une fissure est initiée est généralement défini comme une combinaison des contraintes (e.g. les contraintes principales). Dans la littérature, divers modèles ont été proposés pour décrire le comportement mécanique de matériaux quasi-fragiles, parmi lesquels on peut citer [Bazant et Gambarova, 1980], [Gupta et Akbar, 1984], [Rots *et al.*, 1985], [Jirásek et Zimmermann, 1998].

En présence d'une multi-fissuration ou si des problèmes 3D sont étudiés, la mise en oeuvre de ces modèles s'avère complexe.

### 3.2.2 Théorie de la bande de fissuration

[Bazant et Oh, 1983] proposent de décrire la fissuration comme étant une concentration de non-linéarités dans une bande de fissure de largeur  $w_c$  (FIG. 1.18). La bande de fissure est associée à un champ de déformation continu et le comportement non linéaire est exprimé en termes d'une relation contrainte-déformation dans celle-ci. En dehors de cette bande, le matériau est considéré élastique. Ce modèle reproduit assez bien le comportement adoucissant des matériaux quasi-fragiles, mais présente un inconvénient majeur, à savoir une dépendance du chemin de fissure à la largeur de la bande.

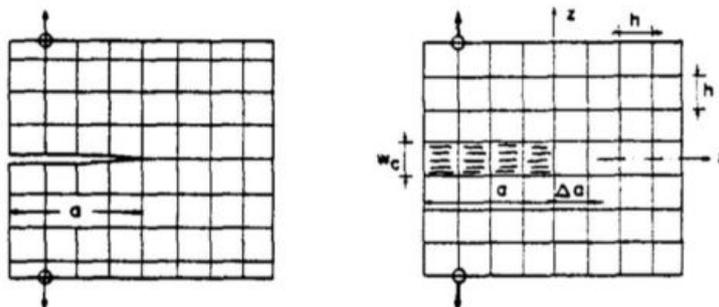


FIGURE 1.18: Représentation de la fissure discontinue (à gauche) par le modèle de la bande de fissuration (à droite) [Bazant et Oh, 1983].

### 3.2.3 Modèles d'endommagement

Les approches classiques basées sur l'endommagement ont pour objectif de décrire l'effet mécanique de la fissuration. Elles permettent la description de la dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, les discontinuités étant exprimées sous forme de variables macroscopiques continues (e.g. variable d'endommagement) [Kachanov, 1958].

[Mazars, 1984] propose un premier modèle d'endommagement pour les matériaux quasi-fragiles tel que le béton. Dans le cas isotrope (du matériau et de

l'endommagement), la relation contrainte-déformation peut s'écrire comme :

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - D)\underline{\underline{C}} : \underline{\underline{\epsilon}} \quad (1.2)$$

$\underline{\underline{\sigma}}$ ,  $\underline{\underline{C}}$  et  $\underline{\underline{\epsilon}}$  désignent respectivement le tenseur de contraintes, le tenseur de rigidité et le tenseur de déformations.  $D$  est la variable scalaire représentant l'endommagement. Elle est comprise entre 0 et 1 :  $D=0$  correspond au matériau sain et  $D=1$  correspond à un matériau complètement endommagé. À la suite de ce travail, plusieurs développements ont été faits pour intégrer différents phénomènes : dissymétrie entre les comportements en traction et compression, déformations permanentes et effet unilatéral [La Borderie, 1991], glissement frottant entre les lèvres des fissures [Richard *et al.*, 2010], anisotropie de l'endommagement [Desmorat *et al.*, 2007]...

Des modèles couplant l'endommagement et la plasticité ont également été développés. Ce type de couplage a initialement été proposé pour décrire le comportement des métaux, et notamment la rupture ductile [Lemaitre et Chaboche, 1984]. Ces modèles ont été étendus aux matériaux quasi-fragiles [Oller *et al.*, 1990] [Meschke *et al.*, 1998]. Ils permettent de représenter à la fois les déformations irréversibles (frottement au niveau des fissures), la perte de rigidité associée au développement de l'endommagement (micro-fissuration), ainsi que l'adoucissement post-pic de la réponse contrainte-déformation (FIG. 1.19). Les modèles

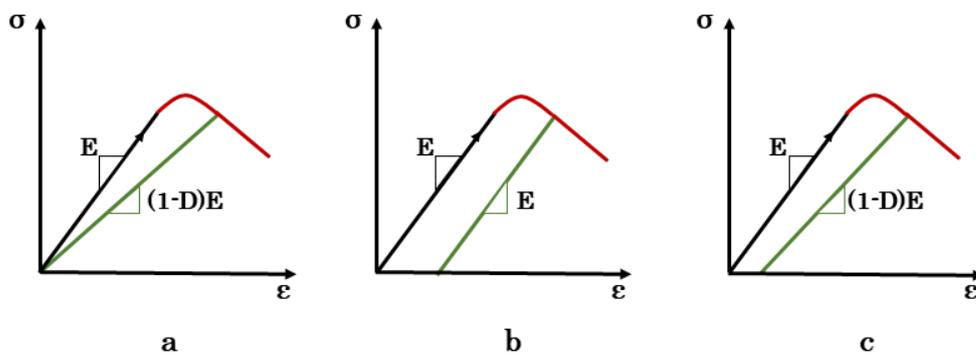


FIGURE 1.19: Pente de décharge selon les différents modèles a)endommagement b)plasticité c)couplage endommagement-plasticité.

couplant plasticité et endommagement considèrent généralement dans leur formulation un écrouissage isotrope pour la plasticité et un endommagement anisotrope [Hansen *et al.*, 2001] [Cicekli *et al.*, 2007] ou, plus communément, isotrope [Gatuingt et Pijaudier-Cabot, 2002] [Kratzig et Polling, 2004] avec un critère en déformation élastique [Jason *et al.*, 2006], plastique [Grassl et Jirásek, 2006] ou total [Murray, 2007] pour piloter l'endommagement.

Ces modèles sont capables de reproduire les pentes de déchargement qui, expérimentalement définissent le niveau d'endommagement au sein du matériau. La prise en compte de l'effet de vitesse dans ces modèles a fait l'objet de nombreuses études ; on peut citer les travaux de [Lubliner *et al.*, 1989] [Schwer et Murray, 1994] [Ragueneau et Gatuingt, 2003] [Hervé *et al.*, 2005] [Wu *et al.*, 2006].

Sachant que, numériquement, ces modèles présentent une perte d'objectivité (du fait du comportement adoucissant) et une dépendance de la dissipation globale d'énergie à la taille des éléments finis, une méthode de régularisation doit être introduite dans le modèle.

Une des premières techniques développées par [Hillerborg *et al.*, 1976], consiste à faire dépendre la loi de comportement adoucissante de la taille des éléments finis afin de rendre l'énergie de dissipation indépendante de la taille des mailles. Néanmoins, la réponse dépend de l'orientation du maillage (droit ou incliné).

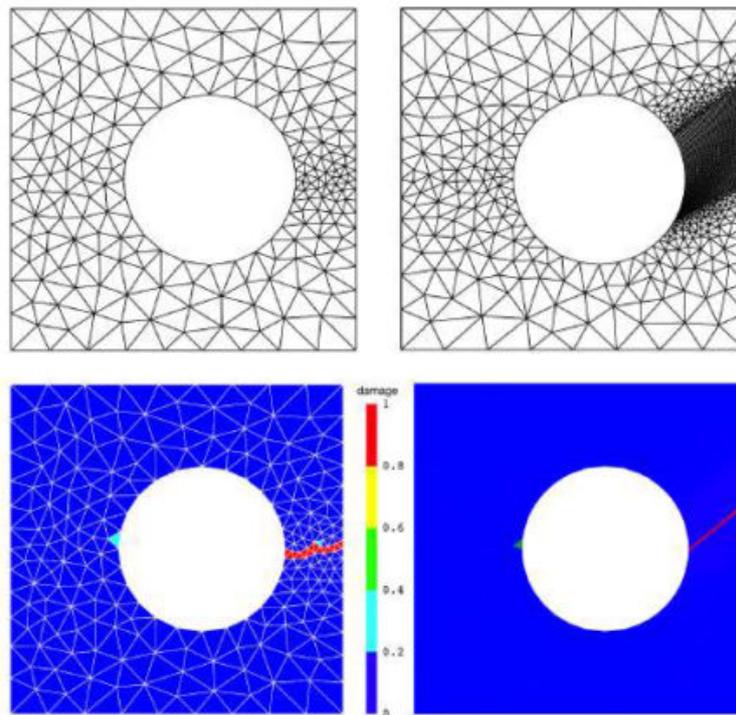


FIGURE 1.20: Localisation pathologique de l'endommagement [Lorentz, 2008].

Cette sensibilité pathologique au maillage (taille des mailles, orientation...), est illustrée à la FIG. 1.20.

Une autre solution consiste à régulariser de façon non locale les variables internes. Le principe est de considérer, en chaque point, non plus une quantité locale, mais une quantité dépendant du voisinage de ce point. On introduit ainsi sur une longueur caractéristique  $l_c$ , qui régit la taille d'une bande où la zone de localisation se développe. La quantité non locale correspond à une pondération

des quantités locales des points du voisinage. L'opérateur non-local peut être appliqué sur la déformation équivalente, ou la variable d'endommagement. On peut notamment citer les travaux de [Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987], [Giry *et al.*, 2011] et de [Grégoire *et al.*, 2013].

De leur côté, [Desmorat *et al.*, 2015] proposent une théorie non-locale basée sur le temps de propagation d'ondes élastiques, en introduisant un temps interne  $\tau_c$ . Ce modèle présente l'avantage par rapport aux précédents d'éviter une interaction non physique des points à travers une fissure ou un trou.

Enfin, une autre piste proposée dans la littérature consiste en l'introduction de viscosité dans la loi de comportement. Cette méthode est avantageuse vu que sa mise en oeuvre est facile et les coûts de calcul supplémentaires restent limités. On peut ainsi citer les travaux de [Needleman, 1988], [Loret et Prevost, 1990], [Wang *et al.*, 1997], [Georgin et Reynouard, 2003] et [Van Der Meer et Sluys, 2009] qui utilisent la viscosité dans le but d'assurer l'objectivité des résultats vis-à-vis du maillage. L'effet de la vitesse de chargement peut être introduit dans la loi de comportement en modifiant l'expression de l'évolution de l'endommagement [Dubé *et al.*, 1996]. [Allix et Deü, 1997] proposent un modèle basé sur l'utilisation de lois d'endommagement dépendantes du temps, appelées retardées, introduisant la notion de vitesse maximale d'endommagement. [Desmorat *et al.*, 2010] proposent un modèle d'endommagement anisotrope 3D avec effet retard.

Il faut noter que ces approches ne donnent généralement pas accès à une information quantitative sur la fissuration (ouverture de fissure, espacement...). Des méthodes de post-traitement sont alors nécessaires afin d'accéder à ces informations fines [Matallah *et al.*, 2010] [Oliver-Leblond *et al.*, 2013] [Dufour *et al.*, 2012].

### 3.3 Approches de description discrète de la fissuration

Les méthodes discontinues permettent une représentation explicite de la fissure via des discontinuités géométrique et cinématique. Une revue non exhaustive des modèles discontinus pour la description de la fissuration, basée sur la MEF ou pas, est présentée ici.

#### 3.3.1 Mécanique de la Rupture

La mécanique de la rupture a pour objet d'étudier et de prédire la propagation de fissures. La rupture est caractérisée par la séparation irréversible d'un milieu continu en deux parties de part et d'autre d'une interface. Cette séparation est appelée fissure et modifie les champs de déplacement, de déformation et de contraintes.

D'un point de vue cinématique, on peut définir trois modes de rupture (FIG. 1.21) :

- le mode I ou mode d'ouverture (déplacement perpendiculaire des lèvres de la fissure au plan de la fissure),
- le mode II ou mode de cisaillement plan (déplacement parallèle au plan de la fissure et normal au front),
- le mode III ou mode de cisaillement anti-plan (déplacement parallèle au plan de la fissure et au front).

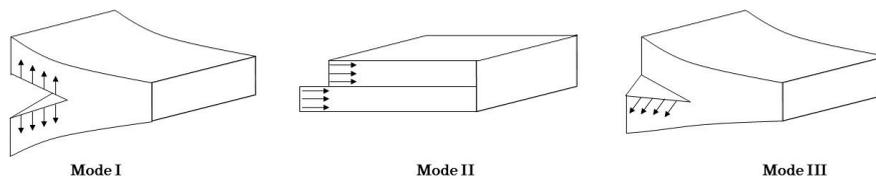


FIGURE 1.21: Modes de rupture donnés par la MLR.

Dans la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER), les facteurs d'intensité de contrainte  $K_I$ ,  $K_{II}$  et  $K_{III}$  caractérisent la singularité de contrainte en pointe de fissure et des expressions analytiques existent pour de nombreuses configurations. On suppose que la croissance de la fissure survient lorsque  $K_I$  dépasse la ténacité de rupture  $K_C$ . [Griffith, 1921] entreprend une approche énergétique de la mécanique de la rupture et fait notamment le lien entre la perte d'énergie du système et l'avancée de la fissure en élasticité linéaire. L'énergie ainsi dépensée pour permettre l'accroissement d'une fissure d'une aire  $dA$  est appelée taux de restitution de l'énergie. Le comportement de la fissure se caractérise donc par le transfert de l'énergie potentielle  $E_p$  de la structure en une énergie de décohésion au voisinage de la pointe.

Cette approche ne permet cependant pas le traitement de l'amorçage de la fissure et n'est pas convenable à des matériaux présentant une zone de microfissuration en pointe de fissure (FPZ) non négligeable par rapport aux dimensions de la structure.

### 3.3.2 Modèle de zones cohésives

Initialement proposés dans les travaux de [Dugdale, 1960] et [Barenblatt, 1962], les modèles de zones cohésives ont pour but de décrire l'amorçage et l'évolution de fissure (en l'absence de fortes singularités géométriques). Ils permettent de prendre en compte la présence d'une *Fracture Process Zone* en pointe de fissure ; cette dernière ayant une taille non négligeable par rapport aux dimensions de la structure dans les matériaux quasi-fragiles.

Le modèle de zones cohésives décrit la fissure au moyen d'une couche d'interface séparée d'éléments cohésifs entre les éléments du volume continu. Lorsque la fissure progresse, une discontinuité dans le réseau continu apparaît. Le critère

permettant de déclencher la fissure est la contrainte en traction maximale dans l'élément : une fois la valeur critique dépassée, l'élément est considéré comme fissuré. Le critère peut aussi être l'énergie de rupture  $G_f$  définie comme l'énergie nécessaire pour séparer les deux lèvres de la fissure au niveau de l'interface. Les éléments de la zone cohésive exercent une traction égale mais opposée des deux côtés de la discontinuité selon une fonction appelée la loi de séparation (TSL) jusqu'à ce qu'une certaine ouverture maximale  $\delta_0$  soit atteinte.

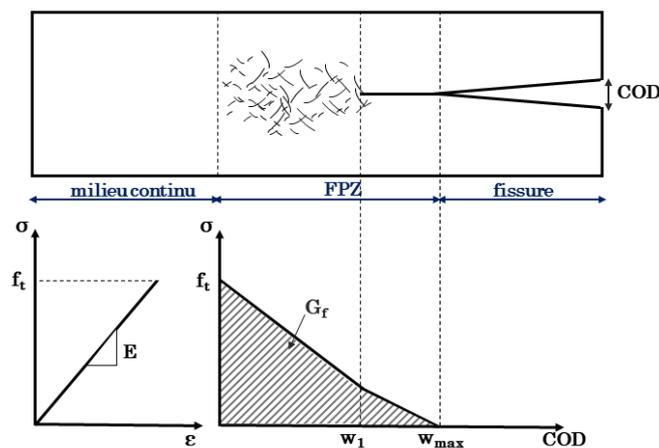


FIGURE 1.22: Le modèle de fissure fictive tel qu'il a été proposé par [Hillerborg *et al.*, 1976].

La figure 1.22 distingue trois zones :

- la première correspond à la zone de fissure réelle où la contrainte normale à la discontinuité sur les lèvres de la fissure s'annule ;
- la seconde est celle de la micro-fissuration correspondant à la fissure fictive, pour laquelle la contrainte normale est fonction de l'ouverture de fissure ;
- la troisième correspond au matériau sain non fissuré et est régie par une loi d'élasticité linéaire.

À la rupture (séparation complète des deux faces du plan de fissure) , la surface en dessous de la courbe contrainte-ouverture représente l'énergie totale de fissuration dissipée par unité de surface  $G_f$ .

Il faut noter qu'en introduisant un élément d'épaisseur nul mais de rigidité finie, dans le cas des modèles cohésifs "intrinsèques", la rigidité globale de la structure est modifiée. Les modèles cohésifs "extrinsèques" possédant une rigidité initiale infinie permettent d'éviter ce problème. Par ailleurs, cette méthode suppose la connaissance a priori du trajet de la fissure en disposant d'éléments cohésifs le long de ce trajet. [Ortiz et Pandolfi, 1999] et [Bouchard *et al.*, 2000] proposent de surmonter ce problème et de suivre l'évolution de la fissure, avec un processus de remaillage adaptatif. Ce dernier est généralement coûteux en temps de calcul, et présente l'inconvénient d'être dépendant vis-à-vis du maillage.

### 3.3.3 Méthodes basées sur la partition de l'unité

Une manière de représenter de façon explicite l'évolution de la fissuration consiste à enrichir la cinématique initialement continue des éléments finis. Deux types de méthodes sont proposés et décrits brièvement par la suite.

**E-FEM** L'enrichissement est fait au niveau local. Les éléments finis traversés par une discontinuité de champ sont enrichis localement via l'introduction de fonctions de formes spécifiques capables de reproduire la discontinuité de champs de déplacement ou de déformation [Oliver, 1996], [Armero et Garikipati, 1996], [Jirásek, 2000]. Le champ discontinu est donc séparé en une partie continue et un saut de déplacement décrit dans les éléments enrichis (FIG. 1.23(a)).

**X-FEM** L'enrichissement peut aussi être réalisé au niveau global. Les noeuds des éléments finis traversés par une discontinuité de champs, sont "enrichis" via l'introduction de degrés de liberté supplémentaires [Moes *et al.*, 1999], [Belytschko *et al.*, 2001], [Mariani et Perego, 2003], [Réthoré *et al.*, 2005]. Le champ discontinu est une combinaison linéaire de fonctions de forme classique et des déplacements nodaux initiaux, à laquelle s'ajoute une combinaison linéaire de fonctions de forme spécifiques et des déplacements nodaux additionnels (FIG. 1.23(b)). Une

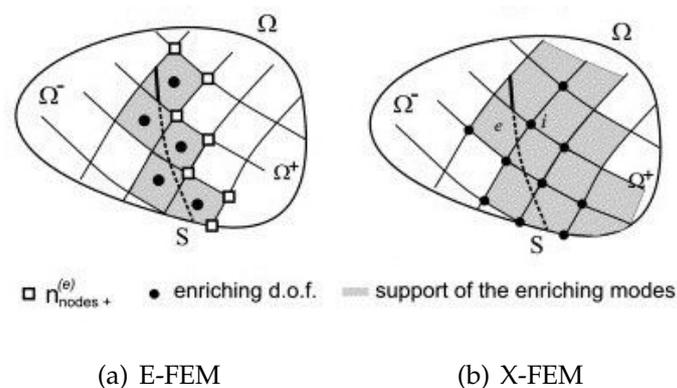


FIGURE 1.23: Enrichissement élémentaires et nodaux [Oliver *et al.*, 2006].

étude faite par [Oliver *et al.*, 2006] présente une comparaison des deux approches, tant en terme de précision et convergence qu'en temps de calcul. Dans ces approches l'emplacement de la fissure et l'ouverture de fissure sont directement quantifiés. Un avantage principal de ces méthodes est que l'évolution de la fissure est indépendante du maillage EF. Ce point reste discutable du fait que les critères de propagation de la fissure, existants dans la littérature, nécessitent un maillage assez fin au voisinage de la pointe de fissure. De plus, la question de l'amorçage

de la fissure reste ouverte. Il faut aussi noter que ces méthodes sont relativement lourdes et intrusives dans les codes de calcul aux éléments finis.

### 3.3.4 Méthode d'élimination d'éléments

[Agardh et Laine, 1999] et [Huang *et al.*, 2005] utilisent des techniques d'érosion d'éléments qui sont basées sur la suppression des éléments. Un critère, qui peut être une valeur de contrainte maximale, permet de supprimer l'élément en question du modèle. [Teng *et al.*, 2008] implantent un processus d'érosion avec LS-DYNA ; le critère employé est un seuil de déformation plastique. L'avantage de cette technique réside dans sa facilité de mise en oeuvre d'autant plus qu'elle ne nécessite pas la connaissance du chemin de fissure à priori. Le principal inconvénient est la perte de masse et d'inertie dans les problèmes où l'influence de la vitesse de déformation et de fissuration rentre en jeu. La dépendance au maillage peut également être un problème, mais des solutions existent, où un critère de défaillance avec une correction pour la taille de l'élément est utilisé.

### 3.3.5 Méthodes sans maillage

Dans la méthode des éléments finis, l'approximation des champs est construite à l'aide de fonctions de forme définies sur les éléments. Elle pose des problèmes lorsque les transformations sont grandes ou que des discontinuités apparaissent. Dans la méthode sans maillage (meshless), la notion d'éléments n'existe pas. Des noeuds sont définis dans l'espace où se trouve la structure à modéliser, mais ils ne sont pas liés à cette structure. L'approximation du champ est construite en s'appuyant uniquement sur les noeuds présents dans un certain voisinage (en bleu sur FIG. 1.24). L'influence de chacun de ces noeuds est pondérée par une fonction poids. Ils peuvent ainsi mieux représenter l'apparition de discontinuités, tout en conservant les mêmes lois de comportement et en se dispensant des techniques de maillage adaptatif. Une revue complète de ces méthodes a été effectuée par [Fries *et al.*, 2003]. On peut citer la méthode "Smooth Particule Hydrodynamics" issue de la mécanique des fluides, et les méthodes "Element-Free Galerkin" qui sont plus coûteuses en terme de calcul [Belytschko et Tabbara, 1996].

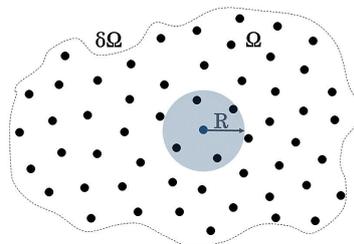


FIGURE 1.24: Représentation des noeuds et de leur cercle d'influence.

### 3.3.6 Modèles aux éléments discrets

Ces modèles prennent naturellement en compte les discontinuités telles que les fissures. On peut les regrouper en deux grandes familles : d'une part, les modèles "lattice", où la discrétisation est faite par des éléments de structures simples déformables et les modèles aux éléments discrets, où la discrétisation est faite par des particules rigides de forme géométrique simple. Dans les modèles discrets, les forces et les déplacements sont utilisés comme variables primaires, plutôt que des contraintes et des déformations, comme pour la méthode des éléments finis.

**Modèles Lattice** Les modèles "lattice" consistent à représenter le milieu par un réseau d'éléments déformables, de type poutre, barre ou ressort. Un comportement local est ensuite affecté à chaque élément, associé à un critère de rupture qui permet de retirer l'élément rompu du modèle. La gestion de la fissuration se fait via un critère associé à chaque élément qui, une fois atteint, est cassé et est retiré du maillage. On peut citer les travaux de [Prado et Van Mier, 2003] dans lesquels la méso-structure du béton a été modélisée et où les paramètres mécaniques des liens ont été générés en fonction de ce qu'ils représentent (granulat, pâte de ciment, interface). Ce modèle utilise des poutres de type Euler-Bernoulli associées à des lois élastiques purement fragiles différentes pour chaque phase. En superposant un réseau de poutres et une répartition aléatoire des agrégats (représentés par des disques), on repère les éléments de chaque phase (FIG. 1.25). [Delaplace et Desmorat, 2007] proposent de leur part un modèle discret, qu'ils utilisent comme machine d'essai virtuelle pour simuler des essais difficilement réalisables en laboratoire, tel que l'essai de traction tri-axiale.

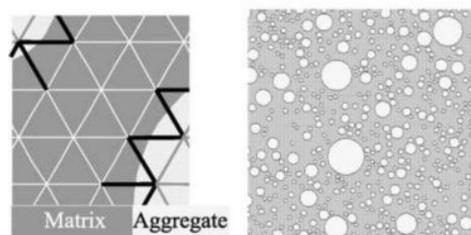


FIGURE 1.25: Modèle lattice pour la représentation des phases dans le béton [Van Mier et Van Vliet, 2003].

**Modèles particuliers** Développés principalement pour la modélisation de milieux granulaires non cohésifs [Cundall et Strack, 1979], les méthodes particulières consistent à représenter le matériau comme un ensemble de particules rigides. Les interactions entre les éléments sont gérées par deux raideurs, normale et tangentielle. Elles permettent d'obtenir les efforts normal et tangentiel, pour chaque

contact, puis les efforts totaux sur chaque particule. En considérant la cohésion entre les particules via un réseau de treillis, [Kawai, 1978] adapte ces méthodes aux matériaux cohésifs. Une autre alternative pour le faire consiste à ajouter des lois de cohésion entre grains. Ainsi, le processus de fissuration peut être introduit au niveau de la force d'interaction cohésive avec une loi de rupture de type Mohr-Coulomb [Hentz *et al.*, 2003]. En dynamique, on peut citer l'application du modèle aux éléments discrets faite par [Hentz *et al.*, 2004] sur un échantillon en béton sollicité lors d'un essai au banc des barres de Hopkinson. Les cartes d'endommagement et de vitesse particulaire à la rupture sont représentées respectivement aux figures 1.26(a) et 1.26(b).

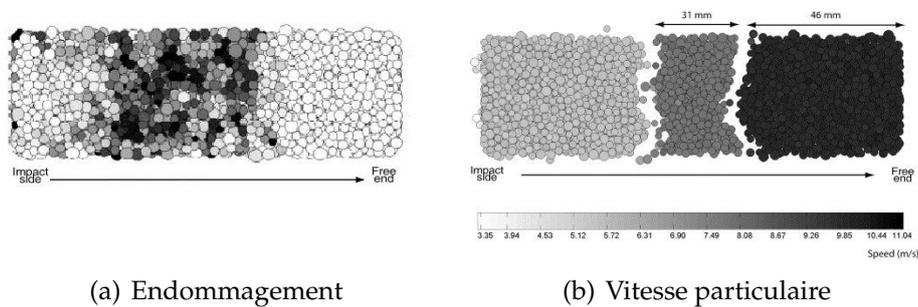


FIGURE 1.26: Modélisation aux éléments discrets d'un échantillon en béton soumis à un essai d'écaillage [Hentz *et al.*, 2004].

[Cusatis et Pelessone, 2006] propose une approche mixte : lattice et particulaire. Le béton est modélisé à l'aide de treillis reliant les centres des granulats afin de reproduire l'interaction entre les granulats adjacents à travers la matrice. La loi constitutive adoptée simule la fissure, le frottement et la cohésion au niveau mésoscopique et prend en compte l'effet de vitesse.

Bien que ces méthodes fonctionnent bien sur des modèles à dimensions réduites, leur mise en oeuvre sur de grandes structures est complexe. D'une part, la gestion des contacts à chaque itération est pénalisante et, d'autre part, l'utilisation d'éléments sphériques discrétisés finement pour prédire le comportement local conduit à un nombre important d'éléments, à l'échelle de la structure. Ces méthodes montrent leurs limites quant à leur utilisation à l'échelle de l'ouvrage.

### 3.4 Approches mixtes

Des approches mixtes combinant différents modèles présentés ci-dessus ont été développées pour différents motifs : modèles adaptés à l'objectif d'une simulation, résultats plus facilement exploitables, pas de temps optimisés, réduction du temps de calcul, enrichissement d'une méthode continue par une autre discrète, etc.

**Mécanique de l'endommagement et mécanique linéaire de la rupture** [Mazars et Pijaudier-Cabot, 1996] ont proposé un couplage entre la mécanique de l'endommagement (pour la phase de micro-fissuration diffuse) et la mécanique linéaire de la rupture (pour la macro-fissuration). Ce modèle a été validé pour le cas où le trajet de la fissuration est connu à priori.

**Fissuration répartie et E-FEM** [Jirasek et Zimmermann, 2001] a proposé la combinaison d'une part, un modèle de fissuration répartie utilisé jusqu'à ce qu'une ouverture de fissure critique soit atteinte, et d'autre part, un modèle E-FEM qui s'active à ce moment-là. D'un point de vue physique, la description diffuse des fissures aux premiers stades de la dégradation matérielle est adéquate. La fissuration macroscopique ou localisée est par la suite modélisée par une discontinuité de déplacement. Les résultats optimaux en termes de dépendance au maillage sont obtenus si l'orientation de fissure est déterminée à partir de déformations principales non locales. Le coût d'un tel calcul est assez conséquent.

**Modèle d'endommagement et E-FEM** [Simone, 2007] propose un modèle continu-discontinu qui associe la théorie de l'endommagement et la X-FEM. Lorsqu'un état totalement endommagé est atteint, les champs continus sont enrichis d'une discontinuité. Celles-ci sont introduites en utilisant la partition unitaire des fonctions de forme. Le processus de rupture, de la micro-fissuration diffuse à la fissure macroscopique, est réalisé de manière réaliste.

**Couplage d'éléments finis et d'éléments discrets** Différentes combinaisons de ces deux méthodes sont possibles avec pour objectif une meilleure représentation de la fissuration tout en réduisant le coût et le temps de calcul.

Pour faire ce couplage, certains auteurs considèrent un maillage aux éléments finis pour simuler le comportement de la structure en raffinant par un maillage aux éléments discrets les zones susceptibles de fissurer. La continuité matérielle entre les deux domaines est assurée à l'aide d'équations de couplage exprimées différemment selon que les modèles sont liés bord à bord (avec des noeuds maîtres ou esclaves) [Cusatis *et al.*, 2006] ou avec recouvrement [Belytschko et Xiao, 2003]. Il est bien évident que cette méthode nécessite la connaissance à priori des zones de fissuration.

Une autre technique, privilégiant le comportement discret, considère la discrétisation initiale de la structure par éléments finis et consiste à transformer ces derniers en éléments discrets, de forme similaire, dès qu'un critère de fissuration est atteint [Owen *et al.*, 2005]. La fissure peut ainsi se propager intra ou inter élément (FIG. 1.27). Néanmoins, le choix du critère de transition et la dépendance de la réponse au maillage restent des questions ouvertes.

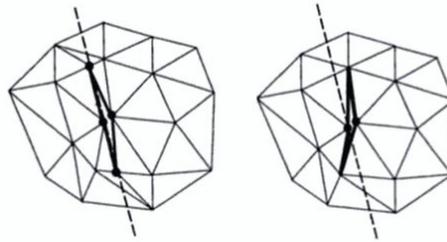


FIGURE 1.27: Représentation de la fissure intra-élément ou inter-élément [Owen *et al.*, 2005].

[Oliver-Leblond, 2013] propose une méthode de couplage non-intrusive avec deux niveaux d'analyse : l'échelle globale (celle de la structure) et l'échelle locale (celle de la fissure). À l'échelle globale, un modèle aux éléments finis basé sur la mécanique de l'endommagement est utilisé. Les zones de concentration d'endommagement sont ensuite analysées à l'échelle locale avec un modèle aux éléments discrets. Plusieurs cas tests ont été étudiés afin de montrer la capacité de la méthode à modéliser la propagation des fissures. L'éprouvette testée en flexion 3-points est représentée à la FIG. 1.28(a) et la zone ré-analysée à l'aide du modèle discret à la FIG. 1.28(b). Cette dernière méthode mixte ne nécessite pas la

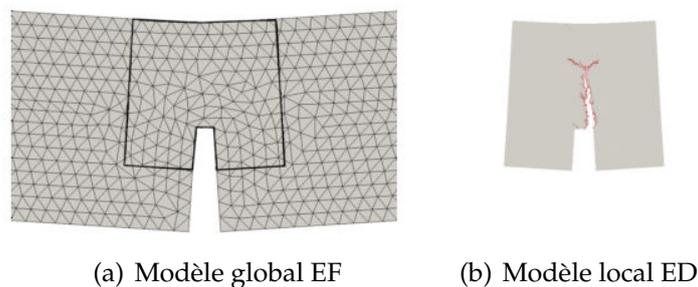


FIGURE 1.28: Déformée de la poutre en flexion 3-points [Oliver-Leblond *et al.*, 2013].

connaissance de l'emplacement des fissures en amont du calcul et peut ainsi être utilisée dans le cas de dimensionnement de structures.

**Thick Level Set (TLS)** La méthode Thick Level Set (TLS) est une nouvelle approche de la modélisation de la croissance de l'endommagement. L'évolution de l'endommagement est décrite par une fonction de niveau en fonction de la largeur de la bande d'endommagement. Représentée à la figure 1.29, une *level set* est utilisée pour séparer la zone saine de la zone endommagée. Dans la zone endommagée, la variable d'endommagement est une fonction explicite de la *level set* et cette fonction est un paramètre du modèle.

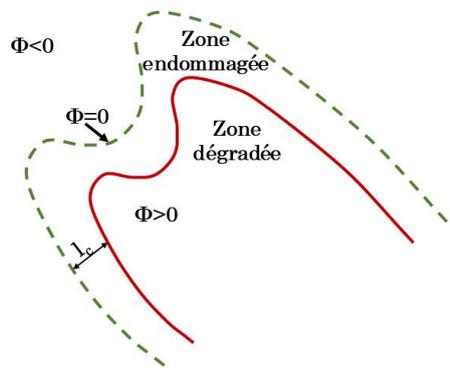


FIGURE 1.29: Représentation d'une Level Set.

Récemment proposée par [Moes *et al.*, 2011], l'approche combine des modèles basés sur la mécanique de l'endommagement et l'approche X-FEM. Lorsqu'un endommagement total est atteint, la discontinuité du champ cinématique se met en place naturellement avec la méthode X-FEM, offrant la transition continu/discontinu. Cette approche permet de retrouver des chemins de fissures assez complexes. Cependant, la mise en oeuvre numérique et la gestion des ensembles de fonctions de niveaux sont encore complexes, en particulier en 3D.

## 4 Synthèse

Le but de ce chapitre était d'éclairer les principaux éléments du travail à suivre. L'étude bibliographique sur le comportement du béton fibré en quasi-statique et en dynamique a permis de mettre en avant l'apport des fibres par rapport à un béton ordinaire non renforcé en quasi-statique tels que :

- une amélioration de la résistance à la traction et à la flexion ;
- une résistance à la fissuration améliorée et retenue des fissures dans le béton dues au mécanisme de pontage des fissures par les fibres entraînant la redistribution des contraintes uniformément dans toute la matrice ;
- une augmentation de la pseudo-ductilité du béton fibré.

Le comportement du matériau fibré dépend bien entendu de différents paramètres ; le type de fibres ainsi que son dosage, l'interface fibre-matrice, l'inclinaison de la fibre par rapport à la sollicitation...

Ensuite, différents dispositifs expérimentaux utilisés pour la caractérisation du comportement dynamique des matériaux quasi-fragiles ont été présentés et en particulier le banc des barres de Hopkinson. La dépendance du comportement du béton de fibres métalliques à la vitesse de chargement a été relevée et différentes tendances ont été notées. Il est donc nécessaire de conduire des essais de caractérisation quasi-statique et dynamique pour les matériaux de cette étude.

Concernant l'énergie de fissuration, il n'existe pas de configuration de test standard et les différents résultats trouvés dans la littérature ne sont pas facilement et quantitativement comparables. Ainsi, un essai instrumenté permettant de le faire sera développé dans ce travail.

Enfin, à travers un aperçu bibliographique sur la modélisation de la fissuration, une liste non exhaustive des différents modèles et méthodes numériques permettant de représenter la propagation de fissure a été présentée. Les motivations de cette étude sont de mener des calculs à l'échelle d'une structure entière (i.e. un colis). Le but est ensuite de quantifier la fissuration, d'où l'intérêt d'une approche mixte. Ceci nous amène à considérer le niveau macroscopique pour l'étude de l'évolution des non-linéarités au sein de la structure ; une approche par élément finis avec une loi de comportement matériau pertinente sera adoptée. Ce type d'approche ne permettant pas de simuler explicitement la propagation de la fissure ainsi que son ouverture, il doit donc être suivi d'une méthode de post-traitement. Dans ce travail on choisit d'utiliser deux méthodes : la première aux éléments discrets développée par [Oliver-Leblond, 2013] et la seconde basée sur la méthode de discontinuité forte de [Dufour *et al.*, 2008a].



# Chapitre 2

## Caractérisation du comportement du matériau

*Ce chapitre regroupe les dispositifs expérimentaux utilisés et développés ainsi que les résultats de la campagne expérimentale menée sur les deux matériaux. Dans un premier temps la campagne réalisée en quasi-statique est présentée. Ensuite, différents dispositifs d'essais de flexion dynamique sont brièvement décrits, suivis du développement d'essai de flexion dynamique au banc des barres de Hopkinson du LMT. Finalement, les essais dynamiques et les résultats de la campagne expérimentale effectuée sont présentés.*

### Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Campagne expérimentale quasi-statique</b>	<b>49</b>
1.1	Matériaux	49
1.2	Dispositifs expérimentaux	50
1.3	Campagne d'essais	53
1.4	Résultats et analyse	54
<b>2</b>	<b>Développement de l'essai de flexion</b>	<b>62</b>
2.1	Dispositif expérimental : banc des barres de Hopkinson	63
2.2	Dispositif de flexion	64

2.3	Modélisation de l'essai . . . . .	65
2.4	Résultats et analyse . . . . .	68
<b>3</b>	<b>Campagne expérimentale dynamique . . . . .</b>	<b>71</b>
3.1	Appareillage et systèmes de mesure . . . . .	71
3.2	Essai de flexion . . . . .	76
3.3	Essais dynamiques complémentaires . . . . .	81
<b>4</b>	<b>Synthèse . . . . .</b>	<b>86</b>

---

# 1 Campagne expérimentale quasi-statique

La campagne expérimentale a été menée sur les deux matériaux objets de l'étude, correspondant à deux formulations de béton de fibres. Le but est de mieux comprendre les mécanismes de déformation et de fissuration de ces matériaux sous des sollicitations mécaniques quasi-statiques et de caractériser les grandeurs mécaniques principales pour identifier la loi de comportement, notamment :

- la résistance à la compression,
- la résistance à la traction,
- l'énergie de fissuration.

Dans le cadre de ce travail limité à la caractérisation du comportement uni-axial, des séries d'essais classiques de compression, fendage brésilien et flexion 3-points ont donc été effectués sur les éprouvettes fabriquées par la société *New Areva*.

## 1.1 Matériaux

La formulation des matériaux étant confidentielle, on se limitera dans ce qui suit à une brève description de quelques propriétés relatives aux fibres utilisées.

Le premier matériau est un béton de fibres métalliques lisses plates, qu'on notera par la suite *BF1*. Il s'agit de fibres de fonte amorphe FIBRAFLEX (FF30L6ZZ) fabriquées par la société *Saint Gobain SEVA*. Les dimensions des fibres sont de  $30 \text{ mm} \times 1,6 \text{ mm} \times 29 \mu\text{m}$  et de fait la surface spécifique est assez importante ( $9,6 \text{ m}^2/\text{kg}$ ) (FIG. 2.1(a)). Ces fibres fonctionnent par adhérence, du fait de leur grande surface spécifique. Elles possèdent une haute résistance (de l'ordre de 2000 MPa



(a) Fibres FIBRAFLEX



(b) Fibres DRAMIX

FIGURE 2.1: Les deux types de fibres utilisés pour le renforcement des matériaux cimentaires de l'étude.

en traction), et une grande flexibilité. Elles sont également très résistantes à la corrosion. La quantité de fibres est de 100.000 fibres/kg. Le dosage des fibres dans la composition du béton est de l'ordre de  $30 \text{ kg}/\text{m}^3$ .

Le second matériau, qu'on notera par la suite *BF2*, est un béton auto-plaçant auquel on a ajouté des fibres DRAMIX fabriquées par la société *Bekaert*. Ce sont

des fibres plus classiques, lisses à bouts en forme de crochets (FIG. 2.1(b)). Avec une longueur de 35 mm et une section circulaire de diamètre de 0,55 mm, les fibres présentent un facteur d'élanement, défini par le rapport entre la longueur et le diamètre, de 65. Ce type de fibres fonctionne par ancrage qui est assuré par les crochets aux extrémités. Le dosage en fibres est compris entre 80 et 100 kg/m<sup>3</sup>. Pour les deux matériaux, les tailles maximales des granulats est de 10 mm. Les caractéristiques des deux types de fibres sont données dans le tableau 2.1.

Dénomination	Section	Longueur <i>mm</i>	Largeur <i>mm</i>	Épaisseur <i>mm</i>	$\phi$ <i>mm</i>	E <i>GPa</i>	$f_t$ <i>MPa</i>
Fibraflex	rectangulaire	30	1.6	0.029	-	140	2000
Dramix	circulaire	35	-	-	0.55	210	1200

TABLE 2.1: Caractéristiques des fibres.

L'orientation et la distribution des fibres dans la matrice de béton ont été vérifiés via une analyse visuelle basée sur l'analyse tomographique est faite (c.f. annexe A).

## 1.2 Dispositifs expérimentaux

### 1.2.1 Machines d'essais

La machine utilisée pour réaliser les essais de compression et de fendage quasi-statique est une presse servohydraulique (MTS-250) d'une capacité de 2500kN entièrement asservie de manière hydraulique, capable de piloter le déplacement du vérin axial avec une vitesse inférieure à 20 mm/s (FIG. 2.2(a)). Elle est donc réservée pour réaliser des essais statiques sous forte charge. Le capteur de force est précis et permet de couvrir la gamme d'effort de l'intégralité des essais. La presse est aussi équipée d'un capteur de déplacement installé dans le vérin axial qui permet de piloter le chargement en déplacement pendant un essai.

Pour réaliser les essais de flexion quasi-statique, la presse servo-hydraulique (MTS-TTC) d'une capacité de  $\pm 100$  kN en effort axial a été utilisée (FIG. 2.2(b)). La machine adaptée pour effectuer des essais de traction, compression et torsion est équipée d'une cellule d'effort bi-axiale.

### 1.2.2 Éprouvettes testées

La taille d'éprouvette est choisie de façon à ce qu'elle puisse être considérée comme homogène. Il faut donc définir un volume élémentaire représentatif (VER) qui soit plus grand que la taille caractéristique des hétérogénéités. Dans notre cas,

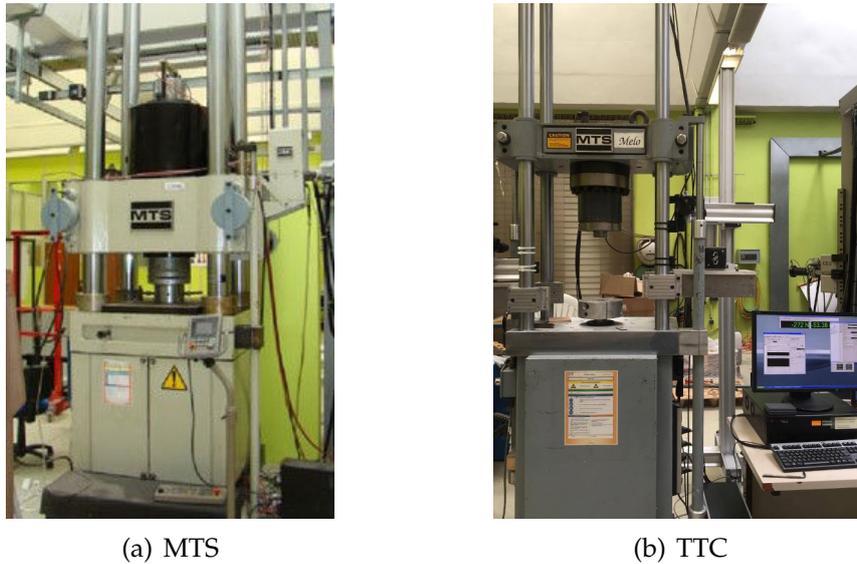


FIGURE 2.2: Vue d'ensemble des deux presses utilisées pour les essais quasi-statiques.

la dimension maximale des granulats est de 10 mm et la longueur des fibres varie entre 30 à 35 mm. On considère la plus petite dimension des éprouvettes de l'ordre de 3 fois celle de la dimension maximale des hétérogénéités.

Pour chaque composition (BF1 et BF2), des prismes standards de 10 cm de hauteur, 10 cm de largeur et de 40 cm de longueur et des cylindres de 11 cm de diamètre et de 22 cm de hauteur ont été confectionnés par la société *New AREVA*. Les éprouvettes ont été totalement immergées dans l'eau au LMT jusqu'au moment

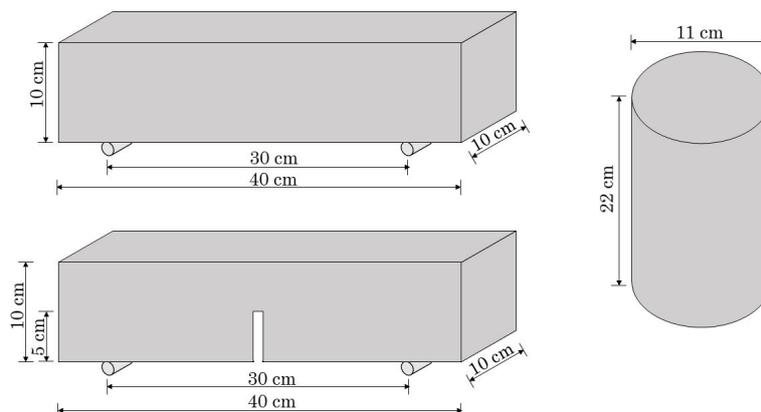


FIGURE 2.3: Les géométries et dimensions des éprouvettes.

de l'essai (FIG. 2.3). Les essais de compression et de fendage ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques, et les essais de flexion sur des éprouvettes prismatiques. Les éprouvettes cylindriques ont été surfacées, afin d'obtenir deux faces régulières planes et parallèles sur lesquelles a été appliquée la force axiale perpendiculaire et distribuée sur la surface de façon homogène.

### 1.2.3 Dispositifs de mesure

Un extensomètre *J2P* a été utilisé durant les essais de compression uni-axiale [Boulay et Colson, 1981] (FIG. 2.4). Il s'agit de trois capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transformer) fixés à  $120^\circ$  sur une couronne et la ligne de mesure du déplacement vient reposer sur une seconde couronne placée à une distance de 110 mm par rapport à la première. Chaque couronne est fixée sur l'éprouvette par un système de pointes "mobiles" qui, par l'intermédiaire de ressort viennent appliquer une charge sans entraver la déformation latérale de l'éprouvette. Chaque couronne suit ainsi l'évolution d'une section droite de l'éprouvette et la moyenne des capteurs fournit la variation de longueur entre les deux sections. Les pointes sont espacées verticalement de 110 mm. Elles permettent de retrouver les déplacements relatifs entre chaque deux points et donnent une mesure moyenne de la déformation axiale à l'échelle globale de l'échantillon.



FIGURE 2.4: L'extensomètre pour le suivi des déformations longitudinales lors d'un essai de compression.

Pour garantir les mesures, certaines éprouvettes ont été également équipées de jauges de déformation, placées dans la direction axiale. Les jauges de type N2A-350 de la société Vishay Micro-measurements, de 35 mm de longueur, permettent de mesurer finement les déformations dans la phase élastique du béton.

Le capteur *cm0d* a été utilisé dans les essais de flexion sur éprouvettes entaillées afin de calculer l'ouverture de la fissure tout le long de l'essai.

Des appareils photos numériques et une méthode de corrélation d'images ont également été utilisés pour acquérir les champs de déplacement en cours d'essais. Pour les essais de flexion, deux caméras sont utilisées. L'une avec une vue sur toute l'éprouvette, en vue de calculer la flèche et l'autre avec une vue focalisée au niveau de la partie centrale de l'éprouvette, lieu où s'initiera la fissure, en vue de calculer l'ouverture de fissure.

Deux essais de compression simple ont été effectués en suivant la surface latérale de l'éprouvette avec 6 appareils photos, couvrant ainsi la totalité de la surface des éprouvettes cylindriques. La technique de stéréo-corrélation a été utilisée pour reconstruire le champ de déplacement tridimensionnel de la surface cylindrique de l'échantillon, et localiser les zones d'initiation de la fissure. Le code de stéréo-corrélation utilisé pour l'analyse des images numériques est celui développé par [Dufour *et al.*, 2015] au sein du LMT.

Pour ces deux essais, le montage a consisté en une éprouvette sur laquelle trois jauges longitudinales ont été collées à  $120^\circ$  suivie par six appareils photos et des panneaux LED ainsi que d'autres lampes pour assurer un éclairage homogène (FIG. 2.5).

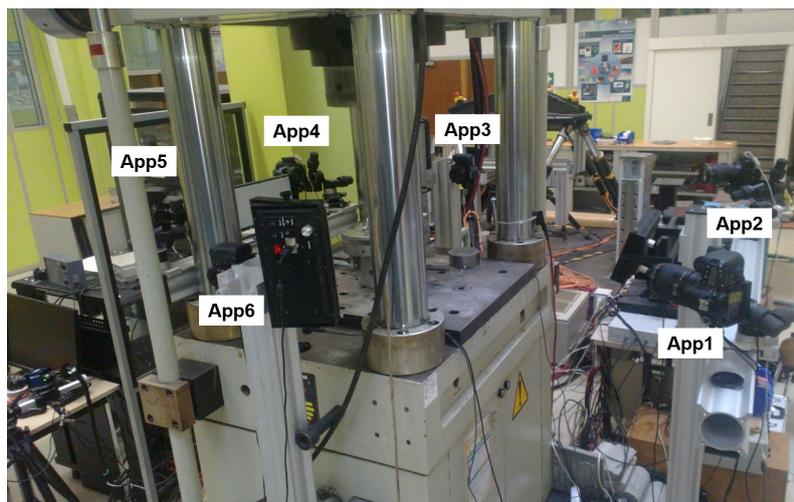


FIGURE 2.5: Montage de l'essai de compression avec stéréo-vision.

### 1.3 Campagne d'essais

L'ensemble des essais réalisés sur les lots de BF1 et BF2 sont présentés dans la tables 2.2 et 2.3.

La masse de chaque éprouvette a été mesurée avant l'essai et la masse volumique moyenne calculée. Cette valeur est utile pour le calcul de l'énergie de fissuration ainsi que pour la simulation numérique dans la suite. La valeur obtenue de la masse volumique est  $2520 \text{ kg/m}^3$  pour le BF1 et  $2325 \text{ kg/m}^3$  pour le BF2.

Type d'essai	Nombre d'éprouvettes	Âge
Compression	4	53 semaines
Fendage	6	43 semaines
Flexion 3-points	3	38 semaines
Flexion sur éprouvette entaillée	3	36 semaines

TABLE 2.2: Plan des essais du lot du BF1.

Type d'essai	Nombre d'éprouvettes	Âge
Compression	4	5 semaines
Fendage	5	6 semaines
Flexion 3-points	5	6 semaines
Flexion sur éprouvette entaillée	4	7 semaines

TABLE 2.3: Plan des essais du lot de BF2.

## 1.4 Résultats et analyse

### 1.4.1 Compression simple

L'essai de compression simple est effectué selon le protocole défini dans la norme européenne NF EN 12390-4 "Résistance en compression des éprouvettes". L'essai a été conduit en pilotant le déplacement du vérin à une vitesse de  $3 \mu\text{ms}$ . La mesure des petites déformations a été effectuée par les trois jauges longitudinales, la déformation axiale étant donnée par la moyenne des trois mesures. L'information est perdue, une fois qu'au niveau de l'endroit des jauges la fissure se propage. D'où l'absence de la partie post-pic sur les courbes contrainte-déformation à la FIG. 2.7(a).

On peut ainsi calculer les déformations sur des jauges virtuelles à partir du post-traitement des champs de déplacement longitudinal obtenus à partir de la stéré-corrélation, ce qui permet d'accéder à la partie post-pic. Les réponses contrainte-déformation obtenues, à partir des jauges ainsi que par le post-traitement de DIC en 2D et 3D, sont représentées à la FIG. 2.6 et semblent être en accord du moins pour la partie avant pré-pic de résistance. On retrouve une partie linéaire suivie d'une petite phase non linéaire jusqu'à la rupture caractérisée par une chute graduelle de la contrainte pour le BF1. La contrainte se stabilise ensuite à une valeur résiduelle.

La FIG. 2.7(a) regroupe l'ensemble des courbes contraintes-déformation des 6 essais de compression du BF1. La résistance maximale moyenne en compression simple est de 75 MPa.

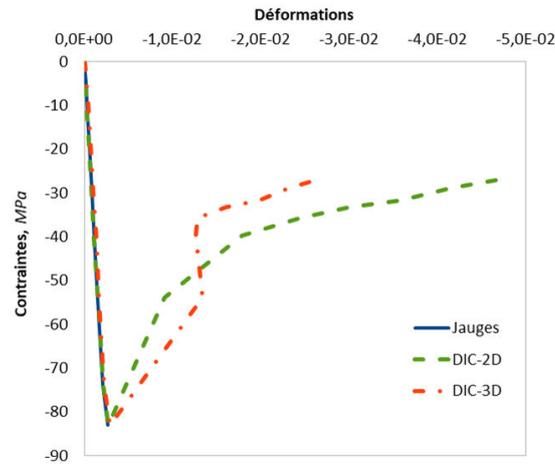
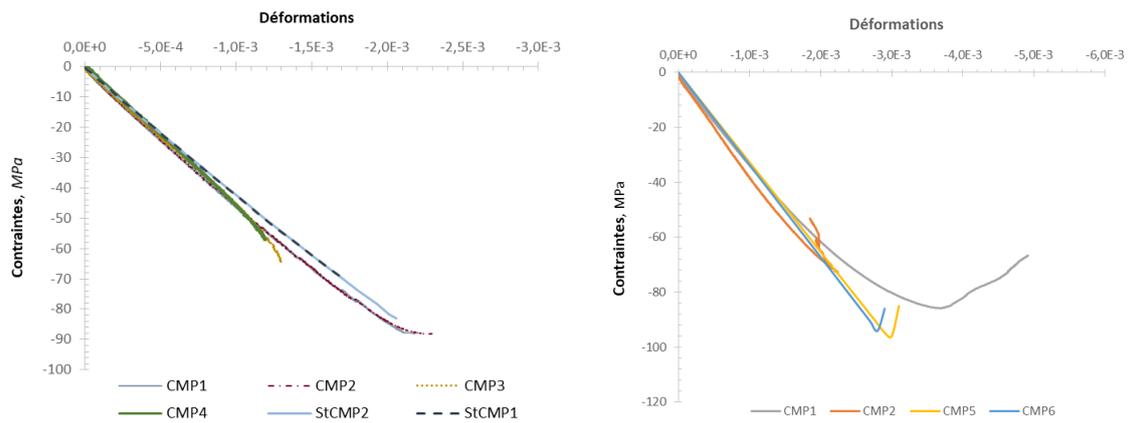


FIGURE 2.6: Courbes de contrainte-déformation de l'essai de compression obtenues par les jauges et par la CIN.



(a) Courbes de contrainte-déformation de l'ensemble des essais de compression du BF1.

(b) Courbes de contrainte-déformation de l'ensemble des essais de compression du BF2.

FIGURE 2.7: Courbes de contrainte-déformation issus des essais de compression.

Pour le BF2, les courbes contrainte-déformations sont tracées à la FIG. 2.7(b). L'essai est dispersif malgré les précautions prises lors de la préparation des essais et l'utilisation d'un dispositif de centrage spécifique des éprouvettes sur l'axe du vérin. Cette dispersion est en partie due à l'hétérogénéité du matériau. La résistance au pic est de 87 MPa en moyenne.

En considérant la partie linéaire élastique des courbes contrainte-déformation, le module d'Young du matériau supposé isotrope a été identifié. Sa valeur diffère selon qu'on considère les déformations calculées à partir des données des jauges

de déformation ou par la DIC (FIG. 2.8(b)). L'écart reste cependant relativement faible entre les deux calculs : de 2 à 10 %.

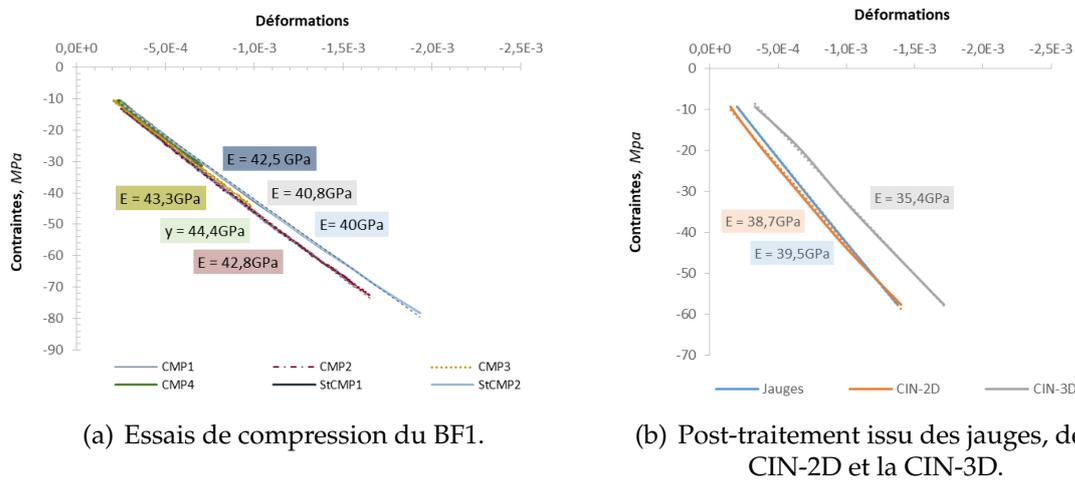


FIGURE 2.8: Parties linéaires des courbes de contrainte-déformation de l'ensemble des essais de compression du BF1.

En considérant les résultats issus des jauges de déformation (FIG. 2.8(a)), le module d'élasticité mesuré est de 42 GPa en moyenne pour le BF1 et de l'ordre de 40 GPa pour le BF2. Les deux matériaux ont donc des propriétés élastiques très voisines malgré la différence de composition.

La FIG. 2.9 montre les résidus de corrélation à différentes étapes du chargement. Ces champs correspondant à l'erreur de corrélation qui peut être un indice de la fissuration, du fait de la non convergence aux endroits de discontinuité. Avant l'atteinte du pic de contrainte (étapes ① et ②), les résidus sont négligeables. Les zones, où la valeur du résidu est importante correspondent aux endroits des câbles des jauges. La micro-fissuration n'est pas détectable à cette échelle d'analyse.

Aux étapes ④ et ⑤, l'erreur se réduit essentiellement à la surface fissurée elle-même. On observe la fissuration qui apparaît et se propage à plusieurs endroits de l'éprouvette.

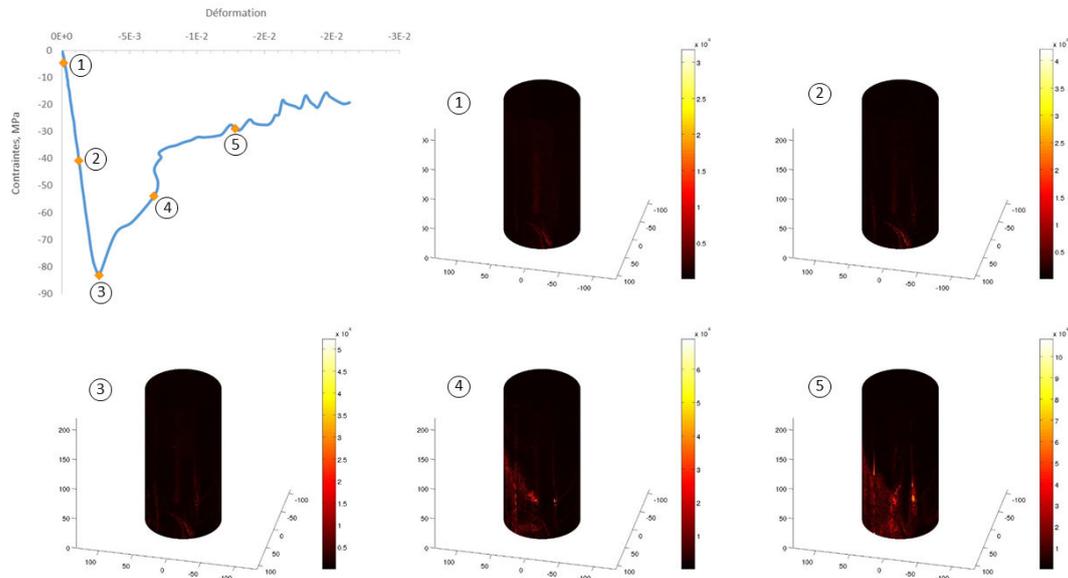


FIGURE 2.9: Résidus issus de la DIC par stéréo-corrélation à différents pas de chargement.

#### 1.4.2 Traction par fendage

L'essai de traction par fendage permet de déterminer la résistance à la traction du matériau. Il est mené selon le protocole défini par la norme NF EN 12390-6 "Résistance à la traction par fendage d'éprouvettes". Il consiste à charger en compression une éprouvette cylindrique d'éclatement de 2, suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. Dans la direction perpendiculaire au plan diamétral défini à partir des génératrices, des contraintes normales de traction sont induites qui sont maximales dans la zone centrale.

Le plan de chargement est défini en traçant deux lignes dans un plan axial se rejoignant sur chaque extrémité de l'éprouvette. On place ensuite l'éprouvette et les bandes de chargement de contreplaqué entre les plateaux de la machine d'essai afin de distribuer les plus uniformément possible l'effort du vérin. L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement du vérin constante et égale à  $30 \mu\text{m/s}$ . L'éprouvette est calée à l'intérieur de la machine sur un dispositif fabriqué au LMT ; elle est alors centrée sur le plateau, son plan coïncidant avec celui de la machine pour garantir la symétrie.

Si  $P$  est la charge de compression maximale produisant la rupture, la résistance en traction par fendage s'écrit telle que :

$$\sigma = \frac{2P}{(\pi DL)} \quad (2.1)$$

Les résultats des six éprouvettes de BF1 et cinq de BF2 sont représentés à la FIG. 2.10. On obtient une résistance moyenne de traction par fendage de 6,9 MPa pour le BF1 et de 7,4 MPa pour le BF2. Ces résistances sont assez proches et suivent la tendance observée en compression.

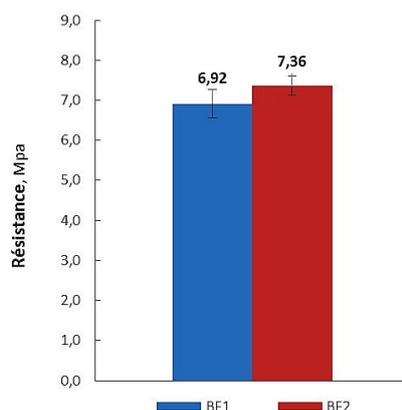


FIGURE 2.10: Résultats des essais de fendage pour les deux matériaux.

### Modes de rupture

La rupture de l'éprouvette s'est effectuée suivant le plan diamétral sous l'influence des contraintes de traction qui se développent perpendiculairement à la direction de compression. Une fois la charge maximale atteinte, les éprouvettes en BF1 ont été séparées en deux parties (FIG. 2.11(a)) alors que les morceaux des éprouvettes en BF2 sont restés solidaires, retenus par les fibres (FIG. 2.11(b)). On observe après la rupture principale, un certain poinçonnement du béton fibré à l'endroit où ont été positionnées les baguettes de bois.



(a) Une moitié de l'éprouvette en BF1 rompue en deux.



(b) Éprouvette fissurée en BF2.

FIGURE 2.11: Modes de ruptures en fendage des deux matériaux.

### 1.4.3 Flexion

Les éprouvettes prismatiques ont été testées en flexion trois points pour déterminer les propriétés de flexion : résistance à la traction, et énergie de fissuration. La

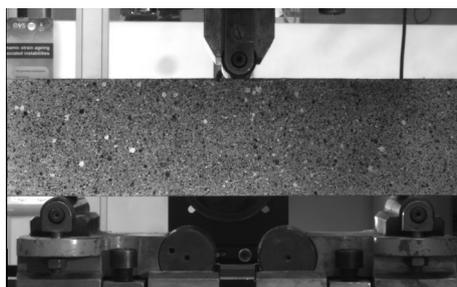


FIGURE 2.12: Configuration de l'essai de flexion 3-points.

résistance indirecte à la traction a été déterminée à partir des essais faits sur les éprouvettes non entaillées. L'énergie de fissuration a été déterminée à partir des essais conduits sur les éprouvettes entaillées, permettant la localisation la fissure. Le montage de l'essai de flexion est présenté sur la FIG. 2.12 ; les faces des éprouvettes sont peintes afin d'avoir un motif aléatoire sur les surfaces pour la corrélation d'images.

### Éssais sur éprouvettes non entaillées

Les courbes force-déplacement des deux matériaux sont présentées dans les FIG. 2.13(a) et FIG. 2.13(b). Le matériau présente d'abord une phase élastique linéaire correspondant à l'état "homogène" non fissuré. Cette phase est suivie d'une partie non-linéaire jusqu'au pic d'effort. Durant cette phase, une multitude de micro-fissures réparties dans la zone tendue le long de l'éprouvette commencent à se former, qui s'explique par le rôle d'ancrage local joué par les fibres métalliques. La dernière phase correspond à la concentration des déformations au droit d'une section au sein de laquelle une macro-fissure se crée. Le comportement devient adoucissant et l'effort diminue et l'ouverture de la fissure augmente progressivement. Le comportement des deux matériaux renforcés de fibres métalliques se distinguent par leur capacité de déformation importante, plus apparente pour le BF2 que pour le BF1, alors que l'effort maximal est sensiblement similaire. La propagation de la macro-fissure se fait selon un faciès complexe et non parfaitement perpendiculaire à l'effort de traction comme c'est classiquement le cas pour un béton non fibré. La fissure se propage selon le chemin des points faibles, ce qui explique son parcours tortueux (FIG. 2.15).

La contrainte normale maximale de flexion est calculée d'après la relation classique de résistance des matériaux :

$$\sigma = \frac{3Pl}{2bh^2} \quad (2.2)$$

La contrainte à fissuration de l'éprouvette, qui correspond à la résistance à la

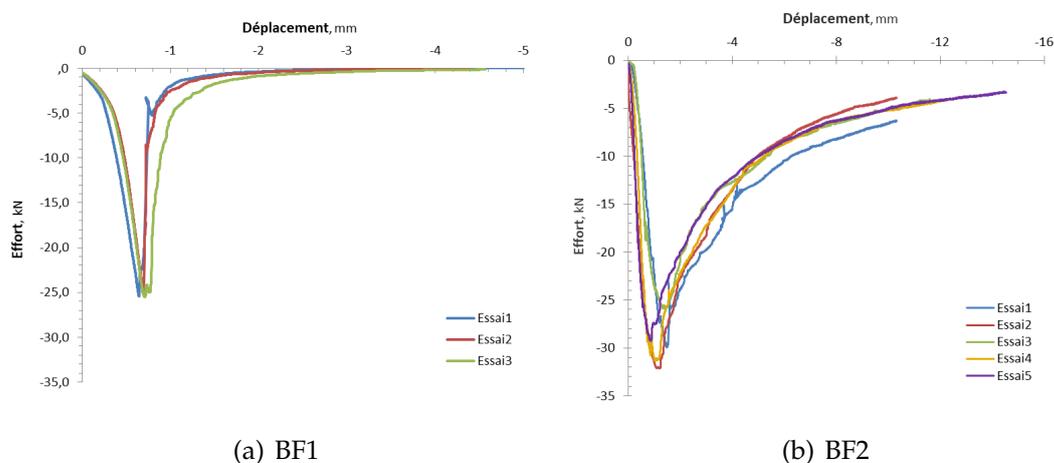


FIGURE 2.13: Courbes force-déplacement de l'essai de flexion 3-points sur éprouvettes non entaillées de BF1.

traction par flexion est la valeur maximale de cette contrainte. La résistance apparente à la flexion (11,3 MPa pour le BF1 et 12,9 MPa pour le BF2) est supérieure à la résistance à la traction par fendage (1,6 fois plus grande). Cet effet dépend fortement des dimensions de l'élément mais aussi de l'hétérogénéité du matériau, si bien que la résistance déterminée à partir de l'essai de flexion n'est pas une propriété intrinsèque du matériau.

### Éssais sur éprouvettes entaillées

Des essais réalisées sur les éprouvettes entaillées, on peut tracer les courbes effort-déplacement (FIG. 2.14(a) et FIG. 2.14(b)) ainsi que les courbes effort-ouverture de fissure (FIG. 2.17(a) et FIG. 2.17(b)).

L'ouverture de fissure peut être déterminée à partir du capteur cmod ou calculée à partir du post-traitement des champs de déplacement donnés par la technique de mesure par DIC. En effet, ce dernier est déduit à partir du saut de déplacement longitudinal montrant une discontinuité une fois la fissure initiée (FIG. 2.15). Pour un essai, la comparaison entre les deux techniques de mesures montre une bonne concordance (FIG. 2.16).

Les courbes force-cmod de l'ensemble des essais sont tracées aux FIG. 2.17(a) et FIG. 2.17(b) pour les deux matériaux BF1 et BF2 respectivement. Ceci nous permet de déterminer l'énergie de fissuration  $G_f$  selon [Hillerborg, 1985]. Le calcul de l'énergie de fissuration sera explicité plus en détails dans le chapitre 3.

Pour le BF1, on obtient un  $G_f$  de l'ordre de 1000 N/m, à peu près dix fois supérieure à celle d'une valeur habituelle d'un béton non fibré. Alors que pour le

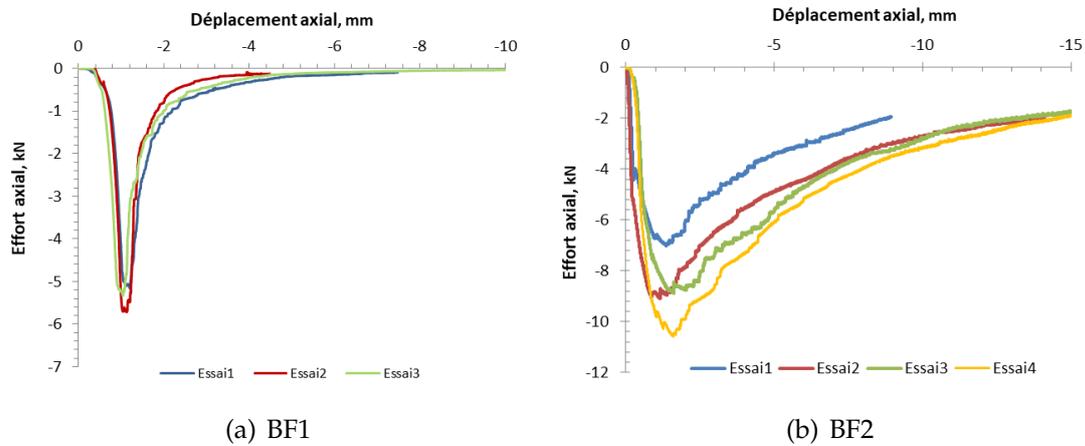


FIGURE 2.14: Courbes force-déplacement des essais de flexion 3-points sur éprouvettes entaillées pour les deux matériaux.

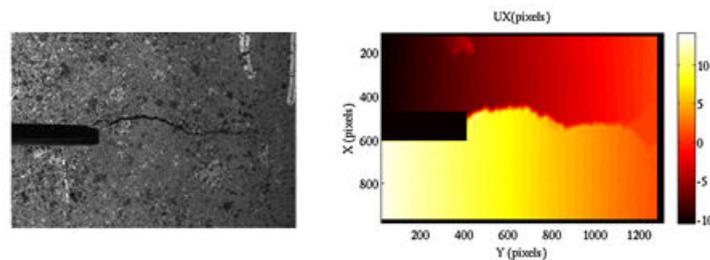


FIGURE 2.15: ZOI (à gauche) et champ de déplacement associé extrait de la DIC montrant une discontinuité à l'endroit de la fissure.

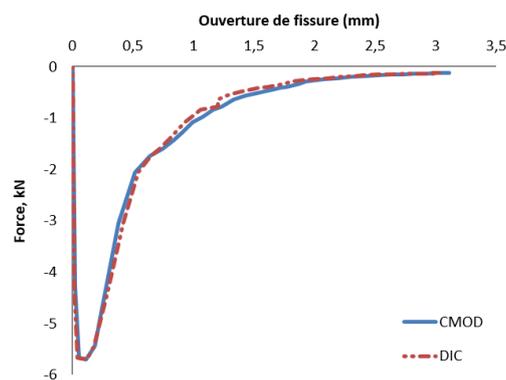


FIGURE 2.16: Courbe force-cmod d'un essai de flexion 3-points sur éprouvette entaillée, d'après le cmod et la DIC.

BF2, celle-ci est de 9000 N/m en moyenne.

Par rapport à un béton non fibré, la réponse en flexion du matériau est améliorée

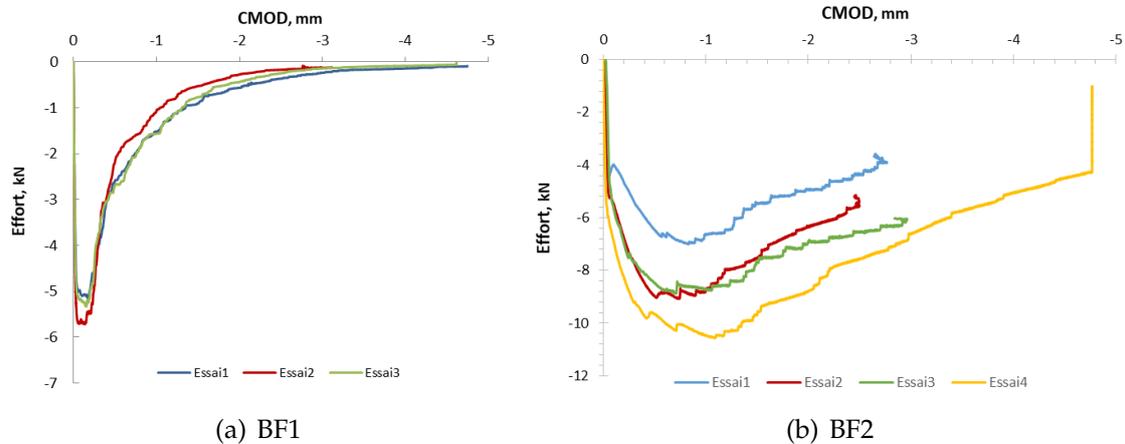


FIGURE 2.17: Courbes force-cmod des essais de flexion 3-points sur éprouvettes entaillées pour les deux matériaux.

avec l'addition de fibres métalliques en terme de résistance et de ductilité. La présence de fibres métalliques confère au matériau cimentaire des propriétés intéressantes au regard de la fissuration. Pour les deux matériaux BF1 et BF2, le principal apport des fibres est la limitation de l'ouverture des fissures pour un niveau de chargement donné. Pour le BF2, les fibres se substituent au béton lors de la fissuration lui conférant ainsi une meilleure ductilité et permettent d'augmenter la capacité portante du matériau grâce à leur capacité plus importante de reprise des efforts.

## 2 Développement de l'essai de flexion

L'identification précise de propriétés mécaniques dépendant de la vitesse de chargement, utilisées comme paramètres constitutifs de modèles de comportement, est nécessaire pour la réalisation de simulation numérique de la réponse de structures à des sollicitations dynamiques. On s'intéresse, plus particulièrement, à caractériser la résistance à la traction du matériau ainsi que l'énergie de fissuration, propriétés fortement dépendantes de la vitesse de déformation, et paramètres caractéristiques de la réponse du béton en traction.

Dans ce qui suit, l'essai classique de compression dynamique réalisé sur le banc des barres de Hopkinson, est présenté avec son dépouillement ainsi que les grandeurs qui peuvent en être déduites. Ensuite, les différents essais de flexion dynamique aux barres de Hopkinson recensés dans la littérature seront revus brièvement. Une étude numérique prenant en compte différents paramètres permet par la suite d'adopter une configuration finale de l'essai de flexion dynamique. Finalement, les montages et les instrumentations utilisés dans la campagne expérimentale dynamique sont décrits et les résultats qui en découlent sont présentés.

## 2.1 Dispositif expérimental : banc des barres de Hopkinson

Pour réaliser un essai de compression dynamique aux barres de Hopkinson (FIG. 2.18), l'éprouvette est placée entre deux longues barres identiques de limite élastique élevée par rapport à celle du matériau testé [Kolsky, 1949]. Un projectile lancé avec une vitesse initiale vient impacter la barre entrante qui elle-même percute l'éprouvette. Le projectile génère une onde incidente élastique de compression

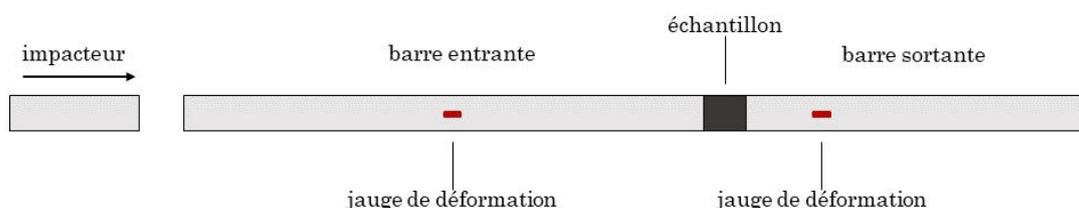


FIGURE 2.18: Schéma du dispositif des barres de Hopkinson

dans la barre entrante qui se propage jusqu'à son extrémité.

Au contact avec l'échantillon dont l'impédance est inférieure à celle des barres, une partie de cette onde est réfléchi sous la forme d'une onde de traction et une autre traverse l'échantillon et se propage dans la barre sortante sous forme d'onde de compression.

Des jauges de déformations collées sur les barres entrante et sortante permettent de mesurer les déformations induites par les ondes incidentes, réfléchies et transmises.

Soient  $S_e$ ,  $E_e$  et  $\rho_e$  respectivement la surface de la section droite, le module d'Young et la masse volumique relatifs à l'échantillon et  $S_b$ ,  $E_b$  et  $\rho_b$  ceux relatifs aux barres. L'impédance mécanique de l'échantillon et des barres peut être calculée de la manière suivante :

$$\begin{cases} Z_e = S_e \sqrt{E_e \rho_e} \\ Z_b = S_b \sqrt{E_b \rho_b} \end{cases} \quad (2.3)$$

Le coefficient de réflexion des ondes de la barre sur l'interface, notée R, et le coefficient de transmission des ondes de la barre vers l'échantillon, notée T, s'écrivent respectivement :

$$\begin{cases} R = \frac{Z_b - Z_e}{Z_e + Z_b} \\ T = \frac{2Z_b}{Z_e + Z_b} \end{cases} \quad (2.4)$$

Si  $\frac{Z_e}{Z_b} = 1$ , le coefficient de réflexion R est nul. L'onde incidente se transmet complètement, l'impédance des deux milieux est dite adaptée. Dans le cas où  $\frac{Z_e}{Z_b} = 0$ , R est égal à 1 et l'onde incidente se réfléchit à l'identique sur l'interface

pour les déplacements et en changeant de signe pour les pressions. En pratique, on cherche à obtenir une partie de l'onde réfléchie et une autre transmise.

Le traitement de ces signaux permet de déterminer les sollicitations appliquées par les barres entrante et sortante sur les deux faces de l'échantillon. Le dépouillement élémentaire des signaux est fondé sur deux hypothèses simplificatrices : le caractère unidimensionnel des ondes et l'homogénéité des contraintes et des déformations dans l'échantillon. Les hypothèses de propagation unidimensionnelle et d'élasticité des barres permettent de relier simplement les déformations, mesurées dans les barres à une certaine distance des interfaces barres/éprouvette, aux contraintes. En supposant que ces grandeurs se transportent sans se modifier, on en déduit les forces aux interfaces barre/échantillon. Soient  $(\epsilon_i, \epsilon_r \text{ et } \epsilon_t)$  respectivement les ondes de déformation incidente, réfléchie et transmise aux interfaces barres/échantillon et  $c_b$  la célérité des ondes dans les barres, on peut retrouver les vitesses aux interfaces entrante et sortante tel que :

$$\begin{cases} v_e = c_b(\epsilon_i - \epsilon_r) \\ v_s = c_b\epsilon_t \end{cases} \quad (2.5)$$

Connaissant  $S_b$  la surface des barres et  $E_b$  le module d'Young relatif au matériau dont est constitué la barre, les forces  $F_e, F_s$  aux interfaces entrante et sortante sont données par :

$$\begin{cases} F_e = ES_b(\epsilon_i - \epsilon_r) \\ F_s = ES_b\epsilon_t \end{cases} \quad (2.6)$$

Lorsqu'une quasi-égalité entre la force sortante  $F_s$  et la force entrante  $F_e$  existe, l'état de contrainte est quasi-homogène [Gary et Bailly, 1998], ce qui permet de calculer la contrainte uni-axiale de compression dans l'éprouvette :

$$\sigma = \frac{F_e}{S_e} = \frac{F_s}{S_e} . \quad (2.7)$$

Il est aussi possible de remonter à la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_{ech}$  au cours de l'essai à partir de la vitesse des faces de l'échantillon. Connaissant la longueur initiale de l'échantillon  $l_{e0}$ , la déformation, supposée petite, est alors intégrée de sorte que :

$$\epsilon = \int_0^t \dot{\epsilon}_{ech} dt = \int_0^t \frac{v_s + v_e}{l_{ech0}} dt \quad (2.8)$$

## 2.2 Dispositif de flexion

Pour caractériser l'effet de vitesse sur la résistance à la traction des matériaux, différents essais dynamiques aux barres de Hopkinson ont été développés : traction dynamique directe, écaillage, fendage brésilien ou flexion. L'essai de fendage brésilien [Tedesco et al., 1989] et l'essai d'écaillage [Erzar et Forquin, 2011] sont assez répandus et bien maîtrisés. Il n'en est pas de même pour l'essai de flexion qui est le plus souvent utilisé pour caractériser la ténacité [Jiang et Vecchio, 2009].

Ainsi, si plusieurs études sur le comportement des bétons en traction sur une large gamme de vitesses de déformation sont disponibles dans la littérature, seules quelques données le sont pour l'énergie de fissuration.

Le dispositif de flexion dynamique a été initialement proposé par Yokoyama en 1989 [Yokoyama et Kishida, 1989]. Comme le montre la FIG. 2.29d, l'échantillon est en appui sur les barres sortantes et le chargement est appliqué par la barre entrante. Une variante de l'essai avec deux barres (FIG. 2.29c) a été développée par [Rittel

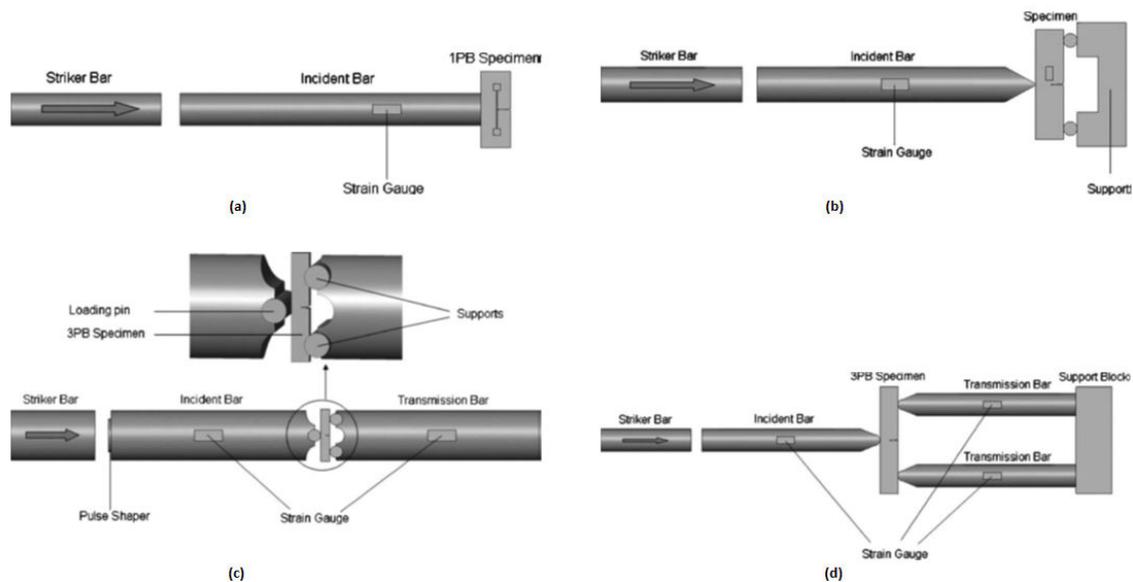


FIGURE 2.19: Différentes configurations de l'essai de flexion dynamique

*et al.*, 1992], sur des échantillons en acier. [Bacon *et al.*, 1993] ont ensuite réalisé des essais de flexion 3-points sur des échantillons en polymère de type PMMA avec une barre et deux appuis fixes afin de mesurer le déplacement au point de chargement. La configuration de l'essai de flexion 1-point, avec uniquement une barre entrante, a été proposée par [Homma *et al.*, 1991] dans le but de mesurer la ténacité d'échantillons en PMMA (FIG. 2.29a).

### 2.3 Modélisation de l'essai

Un des objectifs de la thèse a été de développer un essai de flexion dynamique permettant de caractériser le comportement de matériaux quasi-fragiles, et plus particulièrement pour identifier l'énergie de fissuration.

La simulation numérique en amont de l'essai nous permet d'examiner de nombreux paramètres (géométrie, conditions de chargement...) qui, expérimentalement, seraient longs et coûteux à tester.

Dans ce but, différentes configurations d'essai de flexion aux barres de Hopkinson

d'une poutre prismatique pré-entaillée ont été simulées. Les caractéristiques du banc des barres de Hopkinson du LMT de Cachan ont été considérées dans les simulations. Elles sont données ci-dessous :

- $L_{imp}$  : 0,8 m
- $L_{BE}$  : 4,5 m
- $L_{BS}$  : 2 m
- $\phi_{barres}$  : 60 mm

L'analyse numérique a été effectuée en utilisant le code d'éléments finis dynamique explicite LS-DYNA [LSTC, 2015].

### Maillage

Des éléments hexaédriques à huit noeuds sous-intégrés ont été sélectionnés pour réaliser le maillage de l'échantillon et des barres. L'échantillon a été maillé finement avec des éléments finis ayant un rapport d'aspect égal à 1 afin de capturer les phénomènes non-linéaires. Les parties restant élastiques durant l'essai (barres et impacteur) ont été maillées de façon plus grossière avec un rapport d'aspect légèrement supérieur à 1. Le résumé de la distribution EF dans les différentes parties du modèle est donnée dans le tableau 2.4. Le maillage de l'échantillon ainsi

Partie	Noeuds	Eléments
Impacteur	4329	3680
Barre entrante	22126	20700
Échantillon	115816	107100

TABLE 2.4: Détails du maillage de l'éprouvette dans le modèle EF.

que celui de l'extrémité de la barre entrante sont montrés sur la FIG. 2.20.

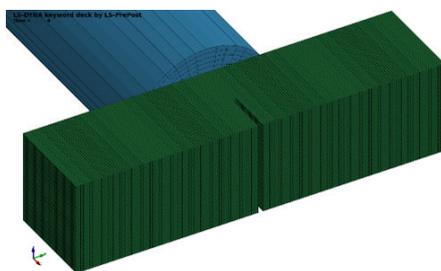


FIGURE 2.20: Modélisation comprenant la barre entrante et l'éprouvette.

## Modèle matériau

Le choix de la loi de comportement est une étape importante dans l'analyse, étant donné qu'elle détermine la réponse de la structure au chargement. Des données expérimentales issues de la littérature (cf. chapitre 1) indiquent que le matériau, objet de notre étude, est quasi-fragile et sensible à la vitesse de déformation. Par conséquent, le modèle d'endommagement élasto-plastique, MAT\_159 dans sa version modifiée, a été choisi [Murray, 2007].

On décrit brièvement le modèle ci-après qui est davantage détaillé au chapitre 3.

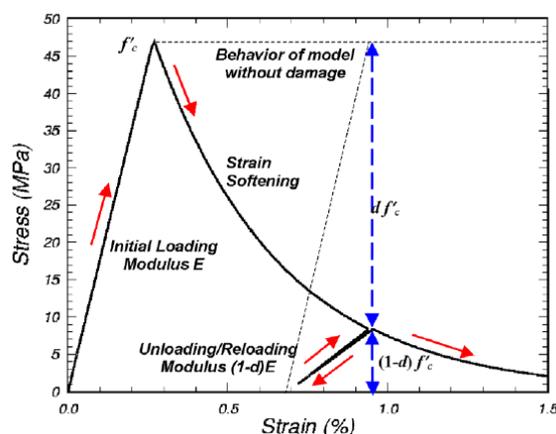


FIGURE 2.21: Prise en compte de l'adoucissement et de la réduction du module dans le modèle MAT\_159 [Murray, 2007].

Le comportement du matériau est considéré élastique linéaire isotrope avant la rupture. Quand la limite d'élasticité, décrite par une surface seuil, est dépassée, le comportement devient adoucissant et un état dégradé du matériau s'établit. Un modèle d'endommagement permet de représenter cet adoucissement et la réduction du module d'élasticité (FIG. 2.21). L'endommagement est décrit via le paramètre  $d$  basé sur deux formulations distinctes : fragile et ductile afin de prendre en compte la dissymétrie du comportement. Les effets de vitesse sont modélisés et se traduisent dans la formulation de la surface de plasticité, de la loi d'évolution de l'endommagement (en décalant le seuil initial d'endommagement) ainsi que sur l'énergie de fissuration.

Finalement, pour pallier les difficultés numériques spécifiques aux modèles adoucissants, une méthode de régularisation est utilisée pour éviter le problème de la dépendance au maillage. Le modèle maintient une énergie de fissuration constante par l'introduction d'une longue interne ainsi qu'un paramètre énergétique.

La loi a été utilisée dans sa version simplifiée, 'MAT\_CSCM\_CONCRETE', qui requiert un nombre limité de paramètres : masse volumique, résistance à la compression et taille maximale des granulats.

En ce qui concerne le matériau constituant les barres, celui-ci présente une limite d'élasticité supérieure à l'état de contrainte attendu au cours de l'essai. Par conséquent, il a été modélisé comme matériau élastique linéaire.

Les barres sont en aluminium avec les caractéristiques suivantes :  $E_{al} = 69$  GPa,  $\rho_{al} = 2800$  kg/m<sup>3</sup>,  $\nu = 0,3$  et  $\phi = 60$  mm. L'échantillon est constitué de béton de fibres avec les caractéristiques suivantes :  $\rho_{bf} = 2520$  kg/m<sup>3</sup>,  $f'_c = 75$  MPa et  $\nu_{bf} = 0,21$ .

## Contact

Définir des contacts permet la modélisation des interactions entre les différentes parties du modèle qui présentent des non-linéarités difficiles à prendre en compte. L'algorithme de contact dans LS-DYNA permettant de gérer le contact utilise la méthode de pénalisation. Il s'agit de détecter la pénétration du noeud esclave dans la surface maître à l'instant  $t$  lorsqu'il y a contact, et d'appliquer des forces de contact correspondant aux réactions dues à deux ressorts fictifs introduits entre les entités en contact. La carte de contact retenue pour le modèle est *AUTOMATIC\_SURFACE\_TO\_SURFACE*, convenable du fait que l'essai ne présente pas de pénétration.

## Conditions aux limites

La direction axiale de l'impacteur et de la barre incidente étant le long de la direction  $X$  du système global de coordonnées cartésiennes, le déplacement de l'échantillon a été contraint dans cette direction au niveau des appuis des barres sortantes afin d'obtenir une configuration de flexion trois-points et d'éviter de modéliser les barres sortantes.

## 2.4 Résultats et analyse

### Vérifications premières

Les énergies globales du modèle sont vérifiées pour des énergies d'hourglass négligeables (FIG. 2.22).

### Configuration

On a étudié dans un premier temps la configuration où une éprouvette est sollicitée en flexion 3-points. Sur la FIG. 2.23, sont tracées la force entrante au niveau de l'éprouvette en contact avec la barre entrante, la résultante des deux forces sortantes au niveau des appuis, ainsi que l'évolution de l'endommagement au niveau de l'éprouvette. Cette dernière montre que l'endommagement est initié avant même qu'un état d'équilibre ait lieu dans l'éprouvette.

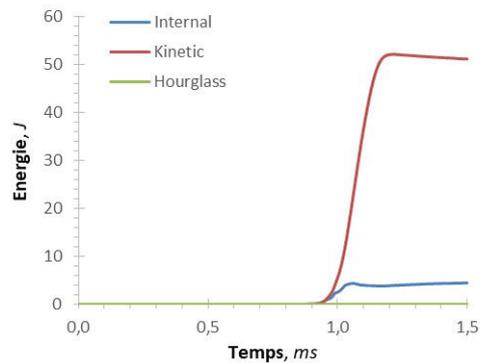


FIGURE 2.22: Évolution des énergies globales du modèle.

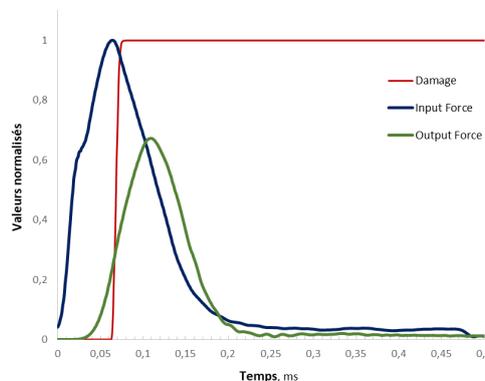


FIGURE 2.23: Forces entrante et sortante et évolution de l'endommagement en fonction du temps.

Des simulations avec des travées plus petites ont également été réalisées, mais l'équilibre n'a cependant pas été observé avant la rupture de l'éprouvette. Les supports dans la configuration d'essai de flexion à trois points ne rentrent donc pas en jeu, mettant ainsi l'éprouvette dans un état libre. La fissuration s'est produite avant que les supports ne soient engagés et n'aient repris d'effort ; la déformation de l'échantillon est uniquement provoquée par le chargement de l'impacteur et l'inertie matérielle.

Étant donné que l'état mécanique de l'échantillon est identique à celui d'une configuration sans supports, une configuration d'essai de flexion 1-point a été adoptée.

### Dimensions

En optant pour la configuration de flexion 1-point, avec un impacteur, une barre entrante et aucun support, trois tailles d'éprouvette prismatique ont été considérées :  $(40 \times 40 \times 160)$ ,  $(60 \times 60 \times 240)$  et  $(100 \times 100 \times 400)$  mm<sup>3</sup>. Les courbes d'évolution de la

force entrante en fonction du déplacement du point de chargement sont tracées sur la FIG. 2.24 pour les trois types d'éprouvette sollicitée par l'impacteur lancé à la même vitesse.

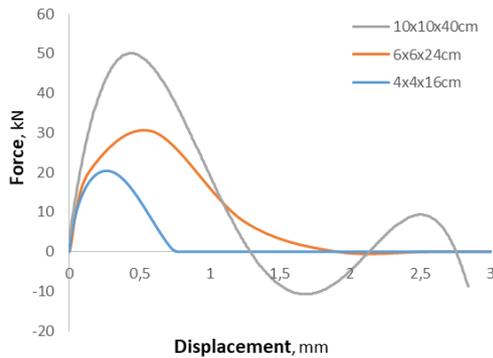


FIGURE 2.24: Courbes force-déplacement en fonction des tailles d'éprouvettes.

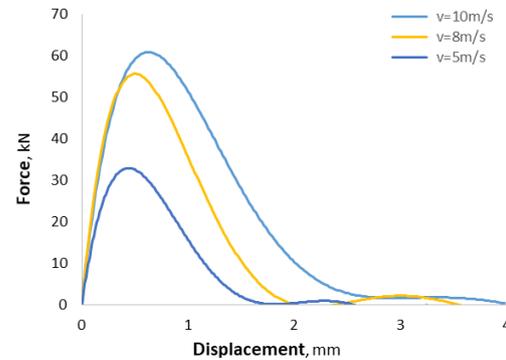


FIGURE 2.25: Courbes force-déplacement en fonction des vitesses d'impact.

### Chargement

En fonction de la vitesse initiale d'impact, l'échantillon se fissure plus ou moins tôt. Comme le montre la FIG. 2.25, la force entrante et le déplacement maximal atteint sont plus importants pour des vitesses d'impact plus élevées.

En outre, l'endommagement et la fissuration de l'échantillon ont été atteints plus tôt pour des vitesses initiales plus élevées (FIG. 2.26).

Finalement, la configuration choisie est celle de la flexion 1-point au dispositif des barres de Hopkinson avec une barre entrante et sans barre sortante. La réponse de l'échantillon ainsi que le dispositif expérimental nécessaire sont fortement influencés par la taille de ce dernier. En effet, l'échantillon est pratiquement tenu sans appuis, ce qui le rend d'autant plus difficile à maintenir en place avec des dimensions et des masses plus importantes. Ainsi pour faciliter la manipulation et le support de l'échantillon, les dimensions ont été réduites par rapport à celles utilisées pour réaliser les essais quasi-statiques. Les dimensions adoptées des éprouvettes pour l'étude expérimentale sont donc :  $40 \times 40 \text{ mm}^2$  de section et 160 mm de longueur. Concernant les vitesses d'impact, on vérifie que celles pouvant être atteintes sur le banc disponible au LMT sont suffisantes pour provoquer la rupture de l'éprouvette.

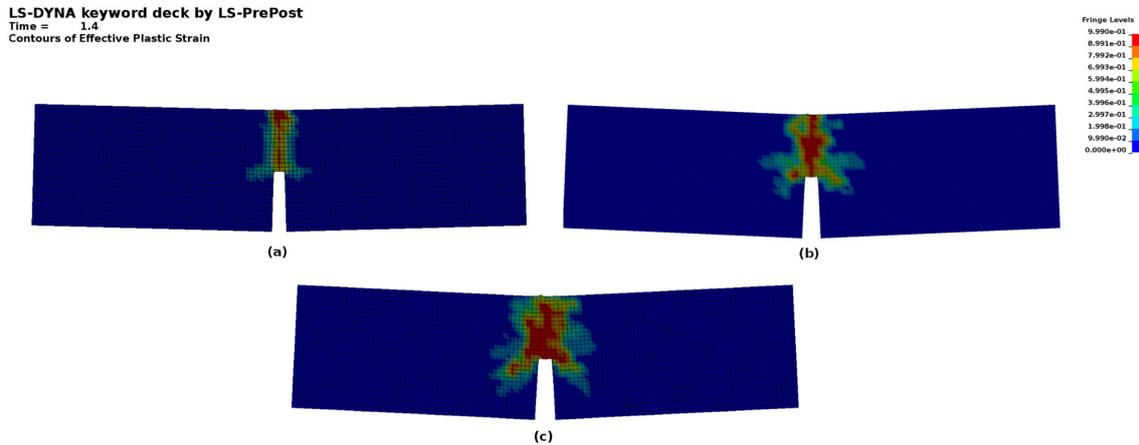


FIGURE 2.26: Endommagement de l'échantillon à  $t=1,4$  ms pour des vitesses d'impact de (a) 5 m/s (b) 8 m/s and (c) 10 m/s.

### 3 Campagne expérimentale dynamique

La campagne expérimentale dynamique a comprise des essais de fendage, de compression et de flexion 1-point (c.f. § 2) pour les deux matériaux de notre étude (c.f. § 1.1).

#### 3.1 Appareillage et systèmes de mesure

Pour l'ensemble des essais réalisés, le banc des barres de Hopkinson du LMT de Cachan a été utilisé. Les caractéristiques des barres sont données au §2.3. Le dépouillement classique des signaux enregistrés (c.f. §2.1) ne nous permettant pas d'accéder à des mesures locales dans l'éprouvette, des mesures de champ par imagerie ont été effectuées par la technique de corrélation d'images numériques. Ainsi, deux caméras rapides ont été utilisées pour enregistrer l'événement depuis le début du chargement, tout le long de l'initiation de la fissure ainsi que de sa propagation.

##### 3.1.1 Dépouillement des signaux

###### Célérité des ondes

Une mesure précise de la célérité des ondes dans les barres entrante et sortante a été effectuée à l'aide d'un essai "barre sur barre". En enregistrant le temps d'arrivée des deux ondes, incidente et réfléchie, à l'endroit de la jauge placée au niveau de la barre entrante ( $t_1$  and  $t_2$  respectivement), et connaissant la distance entre la jauge et l'extrémité de la barre entrante ( $L_{Ig}$ ), la célérité des ondes peut

être calculée selon l'équation 2.9 :

$$c_b = \frac{2L_{Ig}}{t_2 - t_1} \quad (2.9)$$

La célérité des ondes dans les barres peut être calculée à partir des signaux mesurés par les jauges de déformations situées au niveau des barres entrante et sortante, connaissant la distance qui les sépare.

Pour les barres d'aluminium utilisées, la valeur moyenne de la célérité des ondes a ensuite été calculée : elle est égale à 5150 m/s.

### Dispersion et calage temporel

Pendant l'essai, les déformations induites par les ondes ont été mesurés à l'aide de quatre jauges de déformation positionnées à la même abscisse et branchées dans une configuration de pont complet de Wheatstone. Les quatre jauges ont été utilisées en paires : la première est relié le long de l'axe de la barre et la seconde paire de jauges est reliée de la même manière mais diamétralement opposée. Les signaux électriques mesurés avec les ponts de jauge sont convertis en déformation selon l'équation 2.10 :

$$\varepsilon = \frac{2V_{out}}{V_{in} \times f_a \times GF \times (1 + \nu_b)} \quad (2.10)$$

avec :

- $V_{out}$  : potentiel électrique mesuré ;
- $V_{in}$  : tension d'entrée ;
- $f_a$  : facteur d'amplification ;
- $\nu_b$  : coefficient de Poisson de la barre ;
- $GF$  : facteur de jauge.

Connaissant la célérité des ondes et les distances entre les jauges et les extrémités des barres, le temps de propagation des ondes permet de fixer l'origine du temps correspondant à l'arrivée de l'onde incidente à l'interface barre-échantillon. Le transport dans l'espace exige également de tenir compte de l'effet de la dispersion, étant donné que les ondes de différentes longueurs se propagent dans un milieu donné à des vitesses différentes. Cet effet est observable dans les barres de Hopkinson, en raison de l'aspect tridimensionnel de la barre. En tenant compte de la correction de dispersion, les ondes mesurées sont transportées à l'interface barre entrante-échantillon en utilisant le logiciel DAVID ([Gary, 2005]).

### 3.1.2 La mesure optique des déplacements pour les essais dynamiques

L'acquisition d'images numériques à l'aide des caméras ultra-rapides durant l'essai a permis de visualiser et d'analyser les mécanismes de dégradation. Avec

le développement des techniques de corrélation, elle a permis d'effectuer des mesures quantitatives de champs de déplacement surfaciques et de ce fait d'obtenir des informations plus locales.

### Caméras

Quelques notions concernant l'imagerie rapide sont importantes à définir pour mieux comprendre les spécifications des caméras.

- la définition : une image numérique est définie par le nombre de pixels qui la composent. Dans une caméra noir et blanc, le "pixel" (*Picture Element*) est utilisé comme un niveau de gris ; la notion de "dynamique" (profondeur en bits entre le noir et le blanc) est définie en fonction de la résolution du capteur ;
- la cadence : représente le nombre d'images par seconde de la séquence ;
- la vitesse d'obturation : c'est la vitesse à laquelle l'obturateur s'ouvre et se referme de manière à exposer plus ou moins longtemps le capteur à la lumière. Plus la vitesse d'obturation est rapide, et moins le capteur reçoit de lumière. Ce paramètre est responsable du "flou de mouvement" quand on filme des mouvements rapides : il doit être inférieur à l'inverse de la cadence ;
- le trigger : c'est le signal qui déclenche le début de stockage de la séquence enregistrée ;
- la sensibilité : une image numérique étant le résultat de réintégration de la lumière par un capteur, les paramètres qui assurent la luminosité de l'image sont donc la sensibilité du capteur, l'ouverture de l'objectif et la vitesse d'obturation. Or, pour des cadences élevées, il faut des vitesses d'obturation courts. De plus, pour des phénomènes rapides, il faut absolument éviter le flou de mouvement en minimisant le temps d'intégration, ce qui tend à diminuer la dynamique de l'image. Ainsi, un éclairage puissant et uniforme est indispensable afin d'assurer une dynamique suffisante de l'image (une bonne définition de toute la gamme possible des niveaux de gris).

Ces paramètres sont illustrés sur la [FIG. 2.27](#).

Deux modèles de caméras numériques ont été utilisés au cours de ces travaux. La première est la caméra SA5 commercialisée par Photron ([FIG. 2.28\(a\)](#)). Il s'agit d'une caméra numérique à buffer tournant : les images sont stockées en boucle, la dernière image enregistrée remplace la plus ancienne image stockée dans la mémoire. La fréquence d'acquisition est variable et atteint au maximum 150K pfs. La résolution maximale de l'image est de  $1024 \times 1024$  pixels.

La seconde est la caméra HPV-X ([FIG. 2.28\(b\)](#)), commercialisée par SHIMADZU. La technologie très récente permet d'acquérir des images jusqu'à une très haute

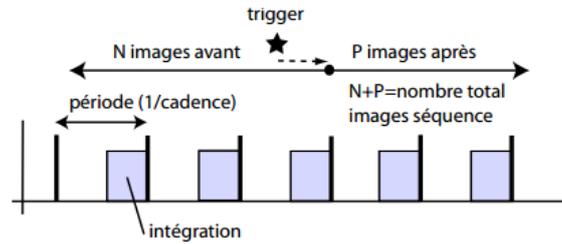


FIGURE 2.27: Paramètres d'acquisition d'une séquence d'après [Pattofatto et Forquin, 2010].



(a) Photron SA5



(b) Shimadzu HPV-X

FIGURE 2.28: Dépouillement à l'interface entre la barre entrante et l'échantillon.

fréquence, de 10M fps. Les images sont enregistrées jusqu'à saturation de la mémoire. La résolution maximale de l'image est de  $400 \times 250$  pixels.

Les caractéristiques principales sont récapitulées dans le tableau 2.5.

	Photron SA5	Shimadzu HPV-X
<b>Résolution du capteur</b>	$1024 \times 1024$ px	$400 \times 250$ px
<b>Fréquence maximale</b>	150K fps pour 4096px	10M fps pour 50000px
<b>Input/Output</b>	Trig Ext, SYNC IN	Trig Ext
<b>Nombres d'images</b>	-	256/128
<b>Option</b>	-	délai de temps

TABLE 2.5: Caractéristiques des caméras rapides au LMT.

À noter que, pour la SA5, plus la fréquence d'acquisition est grande, plus la résolution est faible. Ceci est lié au temps de transfert des informations du capteur vers la mémoire de la caméra. Pour la HPV-X, l'enregistrement peut être effectué à la résolution maximale de  $400 \times 250$  pixels indépendamment de la vitesse d'enregistrement, ce qui permet une analyse détaillée des phénomènes à très haute vitesse. En contre partie, la capacité de mémoire de HPV-X est limitée, ce qui n'est pas le cas de la SA5. Dans l'essai de flexion, la caméra Photron SA5 a été utilisée pour réaliser une prise de vue sur l'ensemble de l'éprouvette tandis

que la caméra HPV-X a été utilisée pour réaliser une prise de vue en zoom au niveau de l'entaille.

### Éclairage

Du fait des vitesses d'obturation employées, l'imagerie rapide nécessite de très grands apports de lumière. Des spots de lumière spécifiques éclairent en continu l'échantillon durant l'essai : les "dedocool" et "dedolight". La répartition lumineuse est parfaitement uniforme d'une extrémité à l'autre du faisceau. De plus, ils ont l'avantage de rester relativement froids afin de réduire le risque d'échauffement de l'éprouvette au cours de l'essai.

### Déclenchement

L'instant de déclenchement de la caméra est critique car la durée de l'essai est très courte. Le déclenchement de l'acquisition des données des barres de Hopkinson attend un front montant d'un signal, avec une valeur seuil minimum. Il est effectué à partir d'un boîtier *TTL* qui en entrée récupère le signal positif de la 1<sup>re</sup> jauge collée sur la barre entrante et génère en sortie une impulsion qui arrive par l'entrée *TRIG TTL IN* de la caméra SA5 permettant ainsi de déclencher l'enregistrement des images de celle-ci.

En ce qui concerne la Photron SA5, vu qu'on n'est pas limité en mémoire, le fait de déclencher l'enregistrement au moment où l'onde est encore au début de la barre entrante ne pose pas problème. De son côté, la Shimadzu HPV-X disposant d'une mémoire limitée, il est important de déclencher l'acquisition au bon moment du fait du nombre limité d'images pour une séquence. Le déclenchement ne peut donc pas se faire au même instant que la SA5, sinon le phénomène à enregistrer est raté ; à savoir l'arrivée de l'onde à l'interface barre-échantillon et sa propagation à travers l'échantillon. Ainsi, le déclenchement de la HPV-X se fait grâce à l'option "delay" qui permet de définir un retard temporel par rapport au signal *TTL*.

### Synchronisation

Afin de pouvoir synchroniser les mesures de jauges avec les images des caméras, il faut que ces deux techniques aient une composante commune. Avec l'entrée *SYNC IN*, la caméra SA5 enregistre également une des voies du signal de jauge. Par la suite, sur le programme Labview, en comparant le signal enregistré PAR la jauge de déformation et celui enregistré par le logiciel Fastcam Viewer, il est possible de synchroniser a posteriori en temps les mesures aux barres avec les images de la caméra rapide. Sur la FIG. 2.29, on voit que le signal de la 2<sup>e</sup> jauge est envoyé vers la carte d'acquisition analogique-numérique, mais aussi vers la caméra en passant par un boîtier MCDL pour permettre le dialogue. La caméra reçoit ensuite les données qu'elle stocke pendant l'essai. Ainsi, il est possible de lier chaque image de l'essai, issue de la caméra SA5, à un point du signal de jauge.

Connaissant le retard entre le déclenchement d'enregistrement de la SA5 et celui de la HPV-X, on peut aussi relier chaque image de la HPV-X à celle de la SA5 et aux points du signal enregistré par la jauge.

### 3.2 Essai de flexion

Le dispositif de l'essai de flexion 1-point sous sollicitation dynamique est présentée sur la FIG. 2.29. L'éprouvette prismatique est entaillée à mi-hauteur. La vitesse de l'impacteur est mesurée par des cellules photoélectriques.

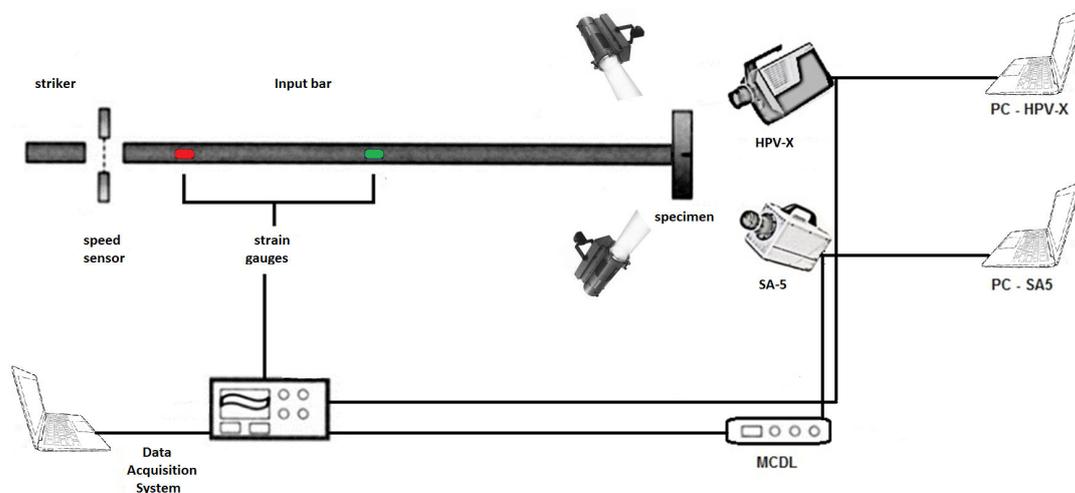


FIGURE 2.29: Configuration de l'essai de flexion 1-point dynamique.

#### 3.2.1 Post-traitement des signaux

Après correction et recalage des signaux bruts (signal de la jauge au milieu de la barre entrante en bleu sur la FIG. 2.30), la vitesse entrante à l'interface entre la barre entrante et l'échantillon est calculée suivant la procédure détaillée au §2.1. Les résultats sont représentées sur la FIG. 2.31(a) pour le BF1 et la FIG. 2.31(b) pour le BF2. Idem pour la force entrante à l'interface entre la barre entrante et l'échantillon représentées sur la FIG. 2.32(a) pour le BF1 et la FIG. 2.32(b) pour le BF2.

#### 3.2.2 Post-traitement d'images et mesures de champs

##### Enregistrement et synchronisation

Comme détaillé à la section précédente, la synchronisation des mesures par jauge de déformation avec les images s'appuie sur le signal inversé de la jauge de déformation placée à l'extrémité gauche de la barre entrante. Les instants de prise

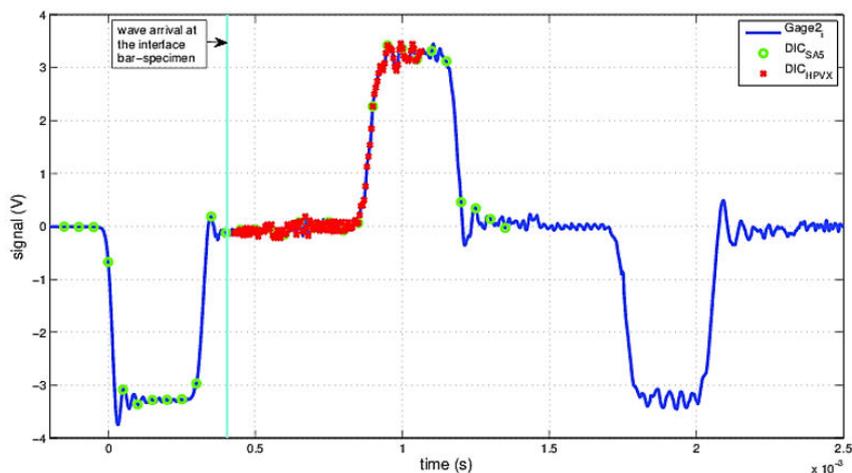


FIGURE 2.30: Signaux bruts enregistrés synchronisés avec les instants de prise d'images.

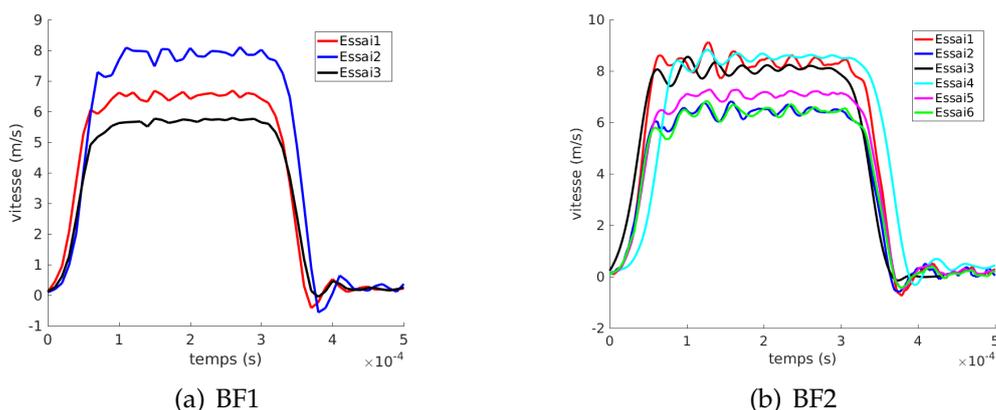


FIGURE 2.31: Vitesse à l'interface barre entrante-échantillon au cours des essais de flexion 1-point pour les deux matériaux.

d'images des deux caméras rapides sont illustrés sur la FIG. 2.30 par rapport au moment d'arrivée de l'onde à l'interface barre entrante-échantillon.

### Analyse d'incertitude

Pour analyser les images par une technique de DIC, il est important de vérifier au préalable leur qualité. Une première étape a consisté à réaliser une analyse d'incertitude sur la région d'intérêt, la ROI (Region Of Interest) (FIG. 2.33(a)). L'histogramme des niveaux de gris doit être bien distribué. Le mouchetis et l'éclairage doivent être réglés pour atteindre une bonne répartition sur une large plage de niveaux de gris (FIG. 2.33(b)). Une autre étape est d'évaluer l'incertitude sur les mesures du

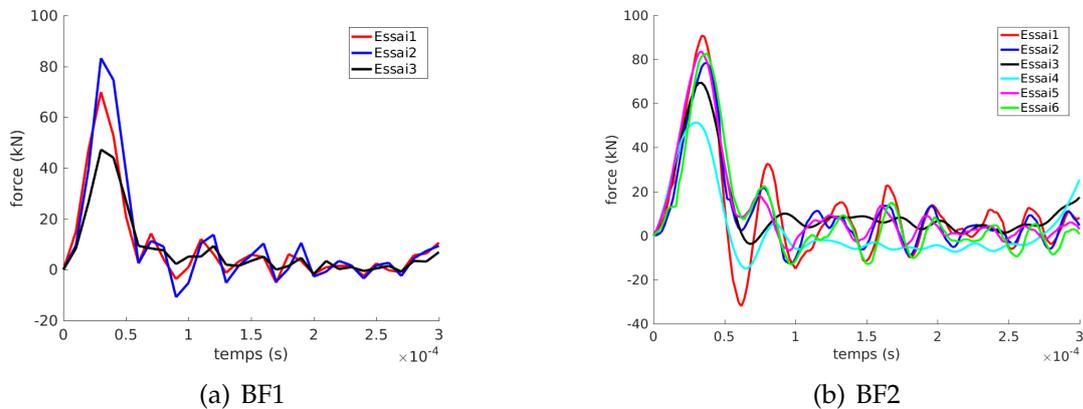


FIGURE 2.32: Dépouillement de la force à l'interface entre la barre entrante et l'échantillon des essais de flexion 1-point.

champ de déplacement. Cela peut se faire en considérant deux images successives au repos (FIG. 2.33). Celle-ci est de l'ordre de 0,02 pixels, ce qui est relativement faible par rapport aux valeurs de déplacement atteintes durant l'essai (inférieur à 2%).

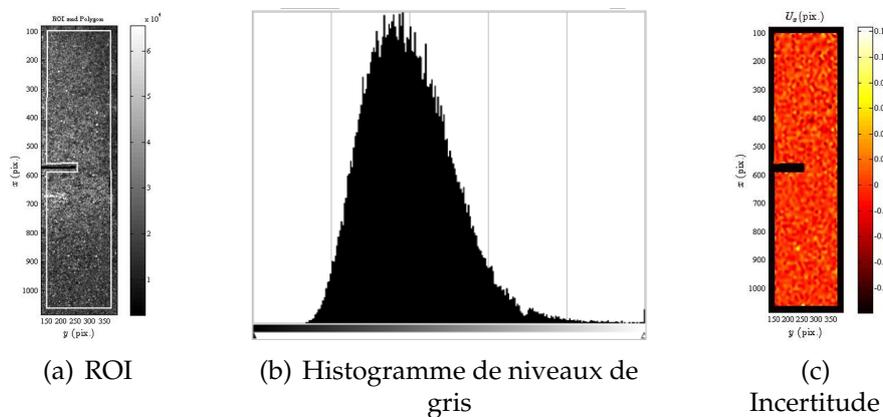


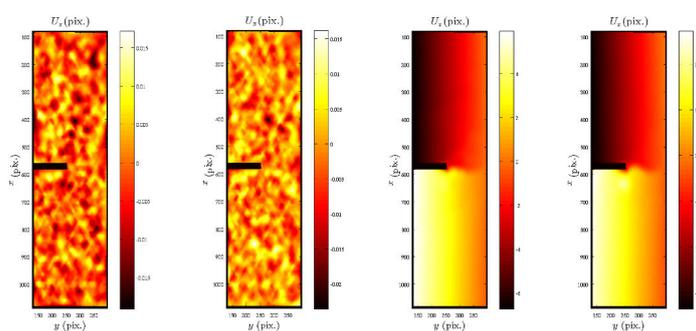
FIGURE 2.33: Analyse d'incertitude

### Champs extraits

L'analyse d'incertitude faite, on peut procéder à l'extraction des champs de déplacement via le logiciel de corrélation d'images *Correli RT3* développé au sein du laboratoire du LMT [Tomicevc *et al.*, 2013].

Pour déterminer les ouvertures de fissure dans les essais dynamiques, le capteur cmod n'a pas été utilisé. Elles ont été mesurées à partir de la DIC, cette technique ayant été validée lors la campagne quasi-statique (c.f. §1.4.3).

Les images de la Shimadzu HPV-X ont été prises à une fréquence de 200.000 i/s. Celles de la *Photron SA5* à une fréquence de 20.000 i/s. Les champs de déplacement extraits à différents instants de l'essai sont présentés à la FIG. 2.34. Le temps  $t = 0$  est considéré comme étant le temps auquel l'onde atteint l'interface entre la barre entrante et l'échantillon.



(a)  $t = -0.81ms$  (b)  $t = -0.31ms$  (c)  $t = 0.19ms$  (d)  $t = 0.69ms$

FIGURE 2.34: Champs de déplacements longitudinaux à différents instants de l'essai.

Ainsi, la discontinuité du champ de déplacement longitudinal (FIG. 2.34(c) et FIG. 2.34(d)), marque la présence d'une fissure. Le saut de déplacement, calculé aux différents instants de l'essai, correspond alors à l'ouverture de fissure recherchée. L'évolution de celle-ci en fonction du temps est tracée à la FIG. 2.35(a). Vu que la fréquence est beaucoup plus faible pour la SA5 que la HPV-X, on a accès à de l'information sur une durée plus grande. Ceci permet ainsi de suivre la propagation de la fissure jusqu'à un stade plus avancé sur la période de recouplement des enregistrements des deux caméras. Les ouvertures de fissure calculées de part et d'autres des faces de l'éprouvette convergent vers des valeurs à peu près égales. On peut finalement tracer la courbe de la force en fonction de l'ouverture de fissure (FIG. 2.35(b)) permettant de quantifier l'énergie de fissuration. Pour le BF1, l'énergie de fissuration est de l'ordre de 3580 N/m en moyenne et pour le BF2 de 6500 N/m. Comme en quasi-statique, on constate que l'énergie de fissuration est plus importante pour le BF2 que pour le BF1. Le calcul de l'énergie de fissuration en dynamique est détaillé au chapitre 3.

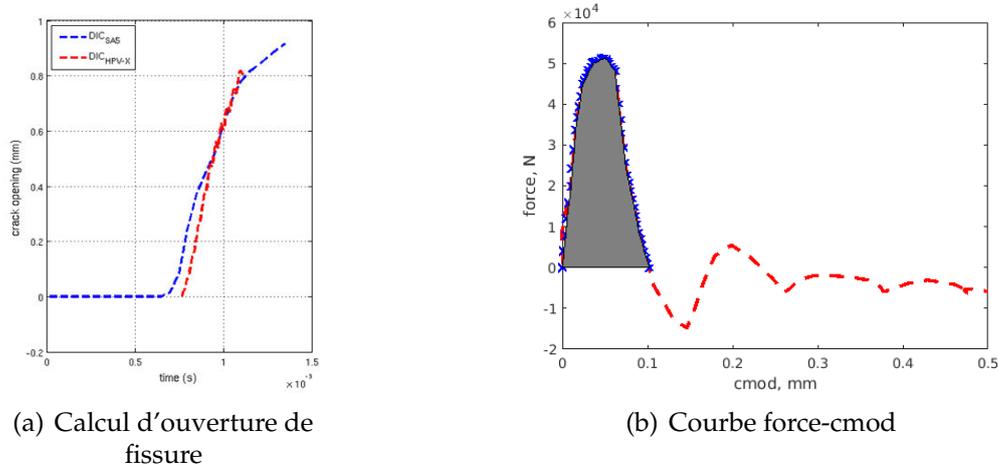


FIGURE 2.35: Post-traitement pour la quantification de l'énergie de fissuration.

### 3.2.3 Profil de rupture

Sur la FIG. 2.36(a), le trajet de la fissure pour l'éprouvette en BF1 est visiblement tortueux, comme en quasi-statique. L'éprouvette est rompue en deux blocs en fin d'essai. L'observation du faciès des surfaces rompues révèle que la rupture est inter-granulaire et trans-granulaire ; les granulats rompus sont encerclés en noir sur la FIG. 2.36(b). Les fibres sont majoritairement arrachées plutôt que rompues.



FIGURE 2.36: Faciès d'éprouvettes de flexion rompues de BF1.

Sur la FIG. 2.37, le trajet de fissure pour l'éprouvette en BF2 n'est plus visible, à cause de l'impact qu'elle a subi au niveau de la barre sortante à la fin de l'essai. On peut quand même remarquer que les deux parties de l'éprouvette sont restées solidaires, maintenues par les fibres, contrairement au BF1. On n'observe pas de fibres rompues non plus pour les éprouvettes de BF2.

### 3.2.4 Bilan

Pour résumer, trois essais de flexion 1-point sur éprouvettes entaillées de BF1 et cinq essais sur le BF2 ont été réalisés. La table ci-dessous 2.6, résume les grandeurs



FIGURE 2.37: Faciès d'éprouvettes de flexion rompues de BF2.

intéressantes retenues de ces essais.

Matériau #	Vitesse d'impact <i>m/s</i>	Force entrante <i>kN</i>
BF1	5,5-7,6	48-83
BF2	6-8,5	50-80

TABLE 2.6: Bilan des grandeurs retenues des essais de flexion 1-point.

### 3.3 Essais dynamiques complémentaires

L'augmentation de la résistance en compression et en traction du béton fibré, avec la vitesse de déformation, a déjà été démontrée dans la littérature (c.f. chapitre 1). Le but de ces essais complémentaires n'est donc pas de montrer le facteur d'augmentation de ces grandeurs pour les matériaux de cette étude, mais de fournir un ensemble de données expérimentales pouvant servir à valider un modèle de comportement identifié avec d'autres essais.

#### 3.3.1 Essais de compression

Pour réaliser l'essai de compression aux barres de Hopkinson, le dispositif classique de barres de Hopkinson a été utilisé. En cours d'essai, des images ont été prises par les deux caméras rapides (SA5 et HPV-X) à des cadences de 30.000 i/s et 200.000 i/s respectivement. Une photo du dispositif expérimental est montrée sur la FIG. 2.38 : les barres, les caméras, l'éclairage, les ordinateurs ... Les éprouvettes cylindriques ont été carottées dans une poutre prismatique de 40 cm de longueur de  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  de section. Le diamètre de l'éprouvette est de 6 cm et deux épaisseurs ont été considérées : 30 mm et 15 mm.

#### Rupture des éprouvettes

Des mesures de déplacement par DIC ont été testées mais n'ont malheureusement pas été concluantes. Dans l'essai de compression, l'analyse via la corrélation

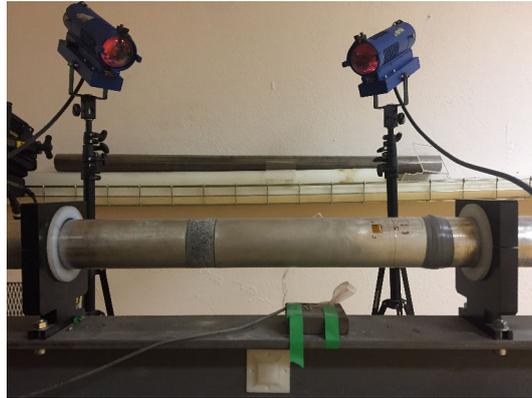


FIGURE 2.38: Photo du dispositif de l'essai de compression aux barres de Hopkinson au LMT.

d'images n'a pas aboutit car la graisse mise de part et d'autre de l'échantillon, afin d'assurer un bon contact avec les barres, s'est dispersée sur la surface latérale en cours d'essai et a perturbé le processus (FIG. 2.39).

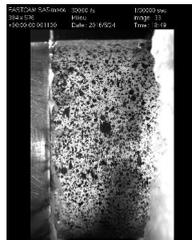


FIGURE 2.39: Image de l'éprouvette au cours de l'essai de compression perturbée par le débordement de graisse.

### Post-traitement des signaux

Après correction et recalage des signaux bruts obtenus par les jauges de déformation au niveau des barres entrante et sortante, les vitesses et les forces aux interfaces barres-échantillon ont été calculées (FIG. 2.40(a) et FIG. 2.40(b)). Les forces entrante et sortante se superposent et indiquent que l'état d'équilibre de l'échantillon a été atteint.

En tout, cinq essais de compression sur éprouvettes cylindriques ont été réalisés. Les grandeurs intéressantes retenues de chacun des essais sont résumées dans le tableau 2.7 pour le BF1 et le BF2.

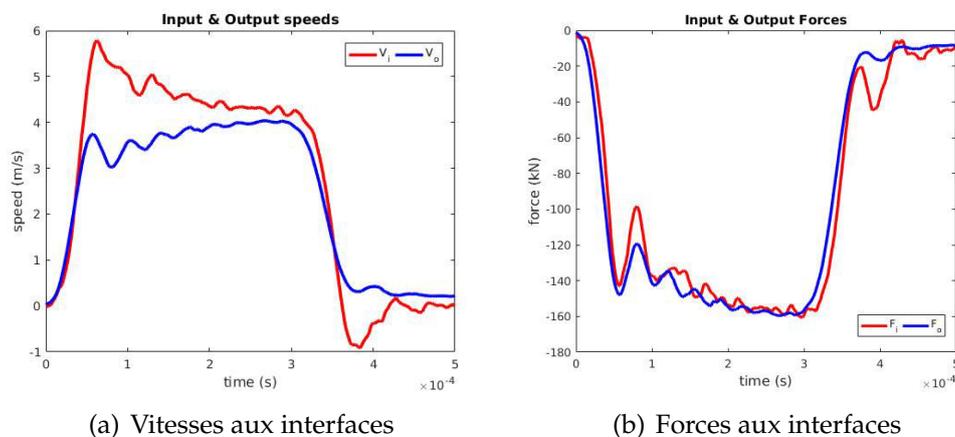


FIGURE 2.40: Dépouillement à l'interface entre les barres et l'échantillon de compression

Essai #	Hauteur <i>mm</i>	Vitesse d'impact <i>m/s</i>	Vitesse de déformation /s	Force au pic <i>kN</i>
<b>BF1</b>				
1	15	3.2	145	119
2	10	2.9	180	99
<b>BF2</b>				
1	30	4.5	29	140
2	30	4.8	35	120
3	15	4.5	94	125

TABLE 2.7: Bilan des grandeurs retenues des essais de compression des deux matériaux.

### 3.3.2 Essais de fendage

Pour l'essai de fendage dynamique, le montage est assez similaire à celui de l'essai de compression. Il comporte un impacteur, une barre entrante (sur laquelle une jauge est placée à l'extrémité gauche et une deuxième jauge au milieu) et une barre sortante (sur laquelle est placée une jauge). L'éprouvette a été positionnée entre la barre entrante et la barre sortante. Les essais ont été suivis avec les deux caméras rapides : la SA5 et la HPV-X (FIG. 2.41).

Les éprouvettes cylindrique de diamètres 6 cm et d'épaisseur 3 cm ont été carottées dans une poutre prismatique de 40 cm de longueur de  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  de section.



FIGURE 2.41: Image du montage de l'essai de fendage aux barres de Hopkinson

### Post-traitement des signaux

Après correction et recalage des signaux, les vitesses aux interfaces barres-échantillon ont été calculées (FIG. 2.42(a)) ainsi que la vitesse de déformation (FIG. 2.42(b)).

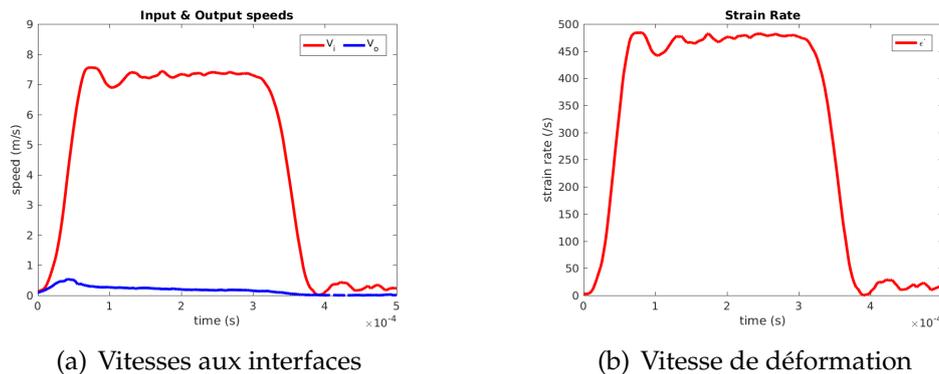


FIGURE 2.42: Dépouillement à l'interface entre les barres et l'échantillon.

La vitesse de déformation moyenne retenue pour chaque essai est moyennée sur la durée du créneau de chargement.

### Post-traitement d'images

L'analyse de l'essai a été faite via la corrélation d'images. D'une part, à l'aide de la HPV-X, des images ont été prises à une fréquence de 200.000 i/s. Ensuite les champs de déplacement ont été extraits, desquels le saut de déplacement correspondant au  $c_{mod}$  a été déterminé. La même procédure a été adoptée pour les images de la SA5, pris à une cadence de 75.000 i/s avec une résolution de  $448 \times 200$  pixels. On a ainsi pu caractériser l'évolution de la fissure au cours du temps à partir des images prises par les deux caméras (FIG. 2.43).

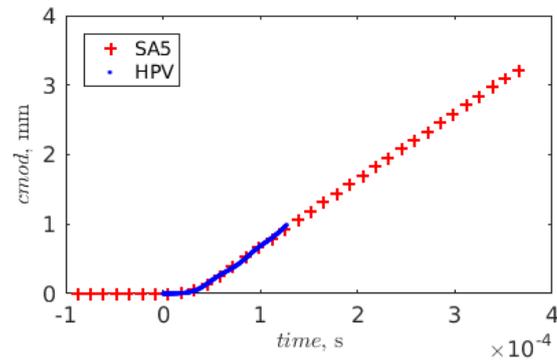


FIGURE 2.43: Évolution de l'ouverture de fissure calculée suite à l'extraction des champs de déplacement via la corrélation d'images.

### Trajet de fissure et faciès de rupture

Celle-ci s'est initiée du côté de la barre entrante (FIG. 2.44(a)) et a continué à se propager le long du plan diamétral de l'échantillon (FIG. 2.44(b)).

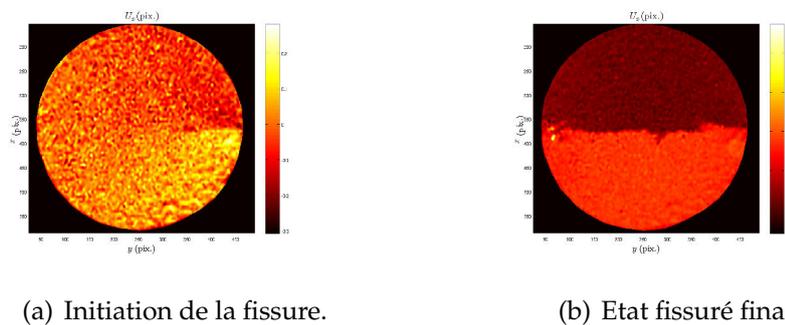


FIGURE 2.44: Champs de déplacements issus de la CIN indiquant le trajet de fissure pour l'essai de fendage dynamique.

Les FIG. 2.45(a) et FIG. 2.45(b) montrent les faciès de rupture pour le BF1 et le BF2 respectivement. L'éprouvette en BF1 s'est rompue en deux parties, contrairement à celle en BF2 dont les deux parties sont restées solidaires. Dans les deux cas, les fibres ont été arrachées et non rompues. Finalement, on peut remarquer que la fissuration est intra et trans-granulaire (FIG. 2.45(c)).

En tout, sept essais de fendage sur éprouvettes cylindriques ont été effectués. Le tableau 2.8 ci-dessous résume les grandeurs intéressantes retenues de l'ensemble des essais pour le BF1 et le BF2.

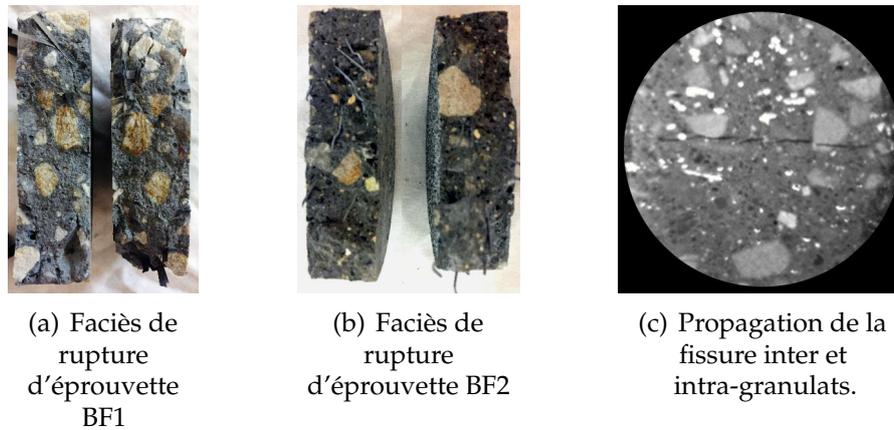


FIGURE 2.45: Trajet de fissure et faciès de rupture d'éprouvettes de fendage.

Essai (#)	Hauteur (mm)	Vitesse d'impact (m/s)	Vitesse de déformation (/s)	Force au pic (kN)
<b>BF1</b>				
1	10	4	400	20
2	15	3.5	226	12
<b>BF2</b>				
1	15	6	375	67
2	15	7	369	120
3	15	8	530	124
4	15	7	400	56
5	15	8	511	144

TABLE 2.8: Bilan des grandeurs retenues des essais de fendage des deux matériaux.

## 4 Synthèse

Dans ce chapitre, la campagne expérimentale quasi-statique qui a été conduite sur les deux matériaux de l'étude comprenant des essais classiques de compression simple, de fendage brésilien et de flexion 3-points a été présentée. Celle-ci a permis de caractériser le comportement mécanique uni-axial des deux matériaux et de déterminer les paramètres importants pour alimenter le modèle de comportement. Le suivi des essais par des appareils photos a permis de remonter aux champs de déplacements grâce à la corrélation d'images et des quantités d'intérêt ont pu être déterminées, notamment l'ouverture de fissure. Ces essais ont permis

de caractériser les paramètres "matériau", nécessaires pour alimenter le modèle numérique qui sera détaillé dans le chapitre suivant.

Un essai de flexion 1-point adapté au banc expérimental des barres de Hopkinson à disposition au LMT a été développé dans l'objectif de quantifier une énergie de fissuration en dynamique pour le type de matériau étudié. Le banc de barres de Hopkinson a été brièvement détaillé. L'essai de flexion 1-point dynamique a par la suite été réalisé ainsi que des essais de compressions et de fendage au banc des barres de Hopkinson du LMT. Les essais ont été suivis par deux caméras rapides afin d'accéder aux champs de déplacements pendant la durée de l'essai et pouvoir ainsi quantifier l'ouverture de fissure et par la suite l'énergie de fissuration. D'autres essais dynamiques complémentaires, de compression et de fendage, ont été conduits et peuvent servir comme données d'entrée à des modélisations qu'on pourrait envisager de faire dans le but de valider les paramètres d'un modèle matériau.



# Chapitre 3

## Démarche de modélisation globale

---

*Dans ce troisième chapitre, le choix de modèle de comportement à utiliser dans le modèle global est discuté et une procédure d'identification des paramètres de cette loi est développée et validée grâce aux résultats des essais décrits et conduits au deuxième chapitre. Une méthode pour le calcul de l'énergie de fissuration dynamique est proposée en prenant en compte l'effet inertiel de structure. Celle-ci est basée sur des essais de flexion 1-point dynamique. Les résultats numériques sont comparés à ceux obtenus expérimentalement. Finalement, la simulation du comportement du colis soumis à une chute selon les recommandations de l'AIEA est présentée et suivie d'une analyse des résultats.*

### Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Choix d'une loi de comportement</b> . . . . .	<b>91</b>
1.1	Modèles existants dans LS-DYNA . . . . .	91
1.2	Description de la loi de comportement CSCM . . . . .	92
<b>2</b>	<b>Procédure d'identification des paramètres de la loi</b> . . . . .	<b>95</b>
2.1	Implantation de la procédure . . . . .	95
2.2	Identification des paramètres . . . . .	96

2.3	Simulation numérique de l'essai de flexion dynamique . . . .	103
<b>3</b>	<b>Calcul de l'énergie de fissuration en dynamique . . . . .</b>	<b>104</b>
3.1	Méthode usuelle de calcul du $G_f$ en quasi-statique . . . . .	105
3.2	Méthode de calcul en dynamique . . . . .	106
<b>4</b>	<b>Application industrielle : l'essai de chute de colis . . . . .</b>	<b>110</b>
4.1	Configuration de l'essai de chute de colis . . . . .	110
4.2	Modélisation de l'essai de chute . . . . .	111
4.3	Résultats et analyse . . . . .	115
<b>5</b>	<b>Résultats expérimentaux . . . . .</b>	<b>118</b>
<b>6</b>	<b>Synthèse . . . . .</b>	<b>119</b>

---

# 1 Choix d'une loi de comportement

Dans l'approche envisagée, il est nécessaire de capturer les non-linéarités liées à la fissuration à l'échelle globale, d'où le besoin d'une modélisation continue pertinente à l'échelle de la structure. Le choix de la loi de comportement est donc une étape importante de l'analyse, étant donné qu'elle détermine la réponse de la structure au chargement.

## 1.1 Modèles existants dans LS-DYNA

Le comportement du matériau, objet de notre étude, étant quasi-fragile et dépendant de la vitesse de déformation, le calcul numérique doit être capable de décrire plusieurs phénomènes, tels que la fissuration en traction, la rupture en compression, l'effet du confinement inertiel sur la contrainte ultime du matériau ainsi que la modification du module d'élasticité et de cisaillement. Cela nécessite sur le plan phénoménologique, la prise en compte dans la loi de comportement :

- du comportement élastique initial du béton en traction et en compression qui est supposé linéaire isotrope (de même module d'élasticité) ;
- de la dissymétrie du comportement, aussi bien sur les niveaux de contraintes pic (10 fois plus élevées en traction qu'en compression) que sur les déformations maximales (facteur 10 également) ;
- de déformation irréversible, apparaissant du fait de l'ouverture de ces microfissures ;
- de l'augmentation de la rigidité due à la compaction ;
- du caractère adoucissant du comportement en traction et en compression ;
- de l'endommagement dû à l'ouverture de microfissures en traction ;
- de l'expansion de volume du béton sous des chargements de compression à de faible pression de confinement ;
- des effets de vitesse de déformation qui se traduisent pas une augmentation de la résistance du matériau avec la vitesse de déformation (20 à 50% d'augmentation du pic de résistance en compression et plus de 100% en traction).

Plusieurs modèles de comportement adaptés aux matériaux quasi-fragiles, notamment le béton et le béton fibré existent dans la librairie des lois de comportement de *LS-DYNA*. De manière générale, le choix d'une loi est basé sur plusieurs critères :

- le nombre de paramètres minimal en entrée,
- la prise en compte de l'effet de vitesse,

- la séparation de la formulation de l'endommagement pour la traction et la compression.

Les différents modèles et critères correspondants sont regroupés dans la table suivante :

Modèle matériau	ID	Nombre de paramètres	Effet de vitesse	Endommagement T/C
SOIL_AND_FOAM	005	29	N	N
PSEUDO_TENSOR	016	49	N	N
ORIENTED_CRACK	017	7	N	N
GEOLOGICAL_CAP_MODEL	025	17	N	N
CONCRETE_DAMAGE	072	47	O	N
CONCRETE_DAMAGE_REL3	072R3	49	O	O
SOIL_CONCRETE	078	10	N	N
WINFRITH_CONCRETE	084/085	31	O	N
BRITTLE_DAMAGE	096	14	N	N
JOHNSON_HOLMQUIST_CONCRETE	111	21	O	N
SCHWER_MURRAY_CAP_MODEL	145	43	N	O
CSCM_CONCRETE/TITLE	159	8/43	O	O

TABLE 3.1: Modèles existants dans LS-DYNA pour les matériaux quasi-fragiles

D'après les critères cités ci-dessus et du fait de l'option *CONCRETE* permettant de réduire les paramètres d'entrée de façon significative par rapport au modèle *CONCRETE\_DAMAGE\_REL3*, le modèle d'endommagement élasto-plastique avec les effets de vitesse pris en compte, à savoir le *Continuous Surface Cap Model (CSCM)*, a été choisi. L'évaluation complète de ce modèle a été faite dans [Murray et al., 2007].

## 1.2 Description de la loi de comportement CSCM

Dans cette section, une description générale du modèle initialement développé par [Schwer et Murray, 1994] est présentée.

Avant l'initiation de la fissuration, le comportement du béton est considéré élastique isotrope. La loi de Hooke est utilisée pour décrire la relation contraintes-déformations. Elle dépend de deux paramètres élastiques : le module d'élasticité et le module de cisaillement.

Selon l'état de contraintes, le matériau peut atteindre la limite d'élasticité initiale et potentiellement arriver à la rupture. Le domaine d'élasticité est défini par une surface seuil, illustrée dans la FIG. 3.1.

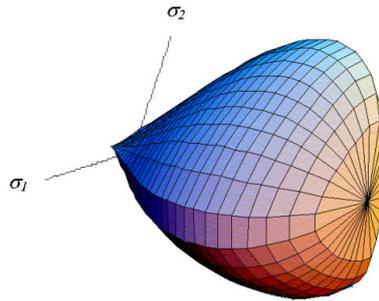


FIGURE 3.1: Représentation dans l'espace des contraintes principales de la forme générale de la surface seuil 3D du modèle CSCM [Murray, 2007].

Cette dernière est formulée en multipliant deux fonctions : l'une est relative à la surface seuil de plasticité (notée  $F_f$ ) et l'autre est relative à la surface d'érouissage (notée  $F_c$ ) (FIG. 3.2). Elle dépend indirectement des trois invariants du tenseur de contraintes :  $J_1$  le premier invariant du tenseur de contraintes,  $J_2'$  le second invariant du tenseur déviatorique des contraintes et  $J_3'$  le troisième invariant du tenseur déviatorique des contraintes et du paramètre d'érouissage  $\kappa$  :

$$f(J_1, J_2', J_3', \kappa) = J_2' - \mathfrak{R}^2 F_f^2 F_c \quad (3.1)$$

avec

- $F_f$  : surface seuil de plasticité fonction de  $J_1$  ;
- $F_c$  : surface d'érouissage fonction de  $J_1$  et de  $\kappa$  ;
- $\mathfrak{R}$  : facteur de réduction Rubin fonction de  $J_2'$  et  $J_3'$  (permettant de prendre en compte la dissymétrie du comportement en traction et compression).

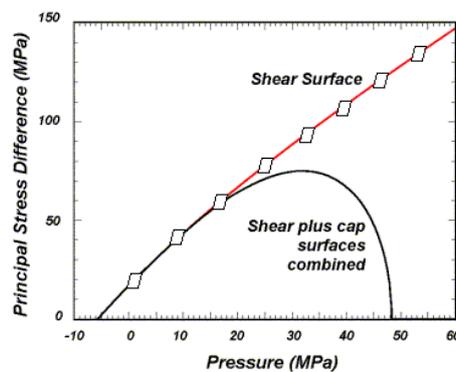


FIGURE 3.2: Schéma représentatif de la formulation multiplicative des surfaces de plasticité et d'érouissage [Murray, 2007].

La fonction Rubin  $\mathfrak{R}$  permet de déterminer la résistance du matériau pour tout état de contrainte par rapport à la résistance en compression. À titre d'exemple, la contrainte en traction est simulée en réduisant la résistance à la compression par la fonction Rubin ( $\mathfrak{R} \times F_f$ ). Il s'agit d'une fonction qui modifie la forme (rayon) de la surface seuil dans le plan déviatorique en fonction de l'angle  $\beta$  (correspondant à un état de contrainte donné) comme le montre la FIG. 3.3.

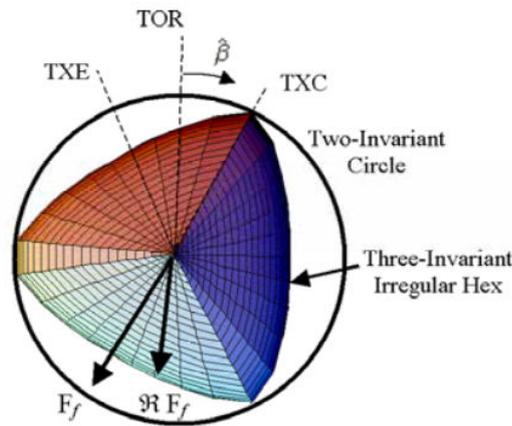


FIGURE 3.3: Exemple de formes de surface seuil de plasticité dans le plan déviatorique selon que le facteur  $\mathfrak{R}$  soit égal à 1 (cercle) ou pas [Murray, 2007].

L'adoucissement est modélisé par l'introduction d'un endommagement. Sans celui-ci le comportement serait parfaitement plastique. L'introduction d'une variable d'endommagement et sa formulation dans la loi pour décrire son évolution et son effet sur l'état permet de modéliser la diminution de la contrainte après l'atteinte du pic, ainsi que la diminution du module d'élasticité. L'endommagement est initié lorsqu'une énergie (basée sur les déformations) dépasse un certain seuil. Il s'accumule via la variable  $d$  basée sur deux formulations distinctes : fragile en traction (l'accumulation dépend de la déformation principale maximale) et ductile en compression (l'accumulation dépend des composantes du tenseur des déformations totales).

Du fait qu'il s'agit d'un modèle adoucissant, afin d'éviter une dépendance au maillage, une énergie de fissuration constante est imposée en incluant la longueur d'élément  $(V_{elt})^{1/3}$  et un paramètre énergétique qui est l'énergie de fissuration  $G_f$ .

Les formulations d'effet de vitesse sont appliquées sur :

- la surface de plasticité : par la présence d'une contrainte visqueuse qui vient s'ajouter à la contrainte plastique de sorte que la contrainte totale, somme des deux, dépasse la valeur de la contrainte seuil. Un algorithme de

viscoplasticité permet à l'état de contrainte viscoplastique d'être en dehors de la surface seuil : la résistance dynamique 'viscoplastique' est égale à la résistance élasto-plastique plus une 'sur-contrainte' dynamique ;

- l'endommagement : en introduisant un effet retard par décalage du seuil initial d'endommagement ;
- l'énergie de fissuration : via un paramètre responsable de l'augmentation de l'énergie de fissuration avec l'augmentation des vitesses de déformation proportionnellement à la résistance.

## 2 Procédure d'identification des paramètres de la loi

L'utilisation efficace de modèles matériels non linéaires de béton dans des simulations numériques est souvent problématique car ils contiennent très souvent des paramètres dont les valeurs sont difficiles à identifier. Ils s'agit parfois de paramètres dont les valeurs numériques ne peuvent être déterminées que sur la base de tests spécifiques. D'autres paramètres n'ont pas de signification physique claire, mais seulement une signification purement mathématique. La simulation numérique permet cependant aujourd'hui de surmonter ce problème grâce à l'identification inverse des paramètres du modèle de matériau. Celle-ci est basée sur la combinaison d'approches numériques et expérimentales avec des méthodes ou des procédures d'optimisation.

### 2.1 Implantation de la procédure

Dans sa version actuelle, le modèle sélectionné (CSCM) requiert en entrée 37 paramètres, dont 19 à identifier à partir de données expérimentales. Un jeu de paramètres peut être construit sur la fourniture de trois paramètres en entrée, à savoir la résistance à la compression non confinée, la taille des granulats et les unités.

La procédure d'identification adoptée a été basée sur des simulations éléments finis couplées à un algorithme d'identification en définissant des courbes ou des quantités de référence, généralement obtenues expérimentalement. Les résultats d'essais conduits durant la campagne expérimentale quasi-statique et dynamique (c.f. [chapitre 2](#)) ont servi de base de données expérimentales pour l'identification ou la validation de ces paramètres. Une fonction d'erreur, le résidu, a été définie, qui quantifie l'écart entre les résultats issus de la simulation et ceux des essais. L'optimisation consiste à retrouver le jeu de paramètres qui minimise ce résidu. L'analyse inverse est basée sur l'utilisation d'une fonction d'erreur de type moindres carrés : la fonction *lsqnonlin* définie dans MATLAB.

Le schéma de la procédure d'identification est résumé par les étapes suivantes :

1. Écrire la fonction  $F(x^k)$  à minimiser ;
2. Choisir le vecteur initial de paramètres  $x^0$  ;  $x^k = x^0$  ;
3. Lancer la simulation avec le vecteur  $x^k$  ;
4. Extraction des résultats numériques à comparer à ceux expérimentaux ;
5. Déterminer un nouveau vecteur  $x^k$  ;
6. Itérer jusqu'à l'obtention du vecteur  $x^k$  minimisant la fonction F.

## 2.2 Identification des paramètres

Dans cette partie, l'identification inverse a été axée sur un total de 5 paramètres du modèle relatifs au comportement du matériau en compression et traction. D'autres paramètres ont été générés ou définis par des valeurs constantes, lorsque c'est nécessaire.

Sachant que les simulations complètes des essais quasi-statiques sont coûteuses en temps de calcul (dû au caractère explicite de LS-DYNA) et que le même calcul doit être lancé à plusieurs reprises dans la procédure, le temps de calcul total de l'identification peut devenir assez conséquent. Aussi, pour diminuer le nombre de degrés de liberté, on a considéré dans les modèles numériques, uniquement un élément fini avec un point d'intégration (FIG. 3.4(a) et FIG. 3.4(b)) pour la compression et la traction respectivement. En effet, le temps de calcul de la simulation de ce dernier est de 0,1866 sec en temps de CPU, 130525 fois de moins que celui d'une simulation d'un essai de compression complet (57175 sec en temps de CPU pour 32200 éléments).

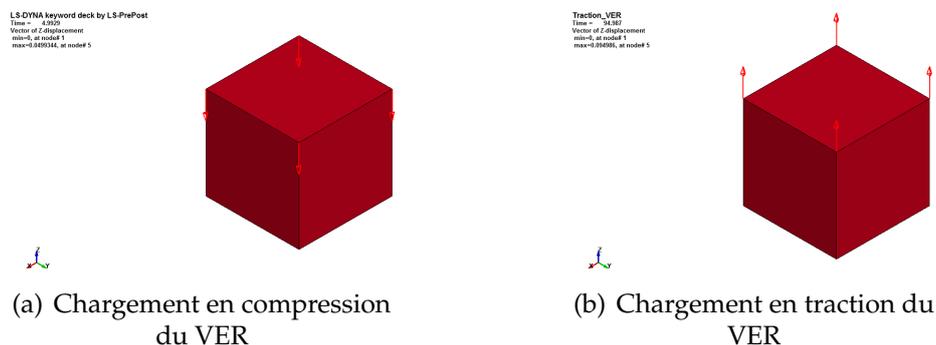


FIGURE 3.4: Simulation numérique avec un élément fini pour l'identification des paramètres.

**Choix des paramètres à identifier** On se propose dans un premier temps, d'identifier les paramètres du modèle pilotant le comportement du matériau en compression en se basant sur la courbe contrainte-déformation obtenue expérimentalement (cf. chapitre 2).

Afin de simplifier l'identification, seuls les paramètres qui influent sur le comportement en compression devraient être pris en compte. Les résultats de l'identification

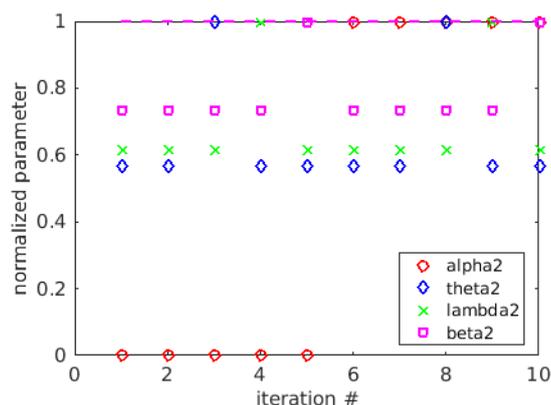


FIGURE 3.5: Évolution des paramètres et de la fonction erreur.

en considérant également les 4 paramètres régissant la surface seuil en traction (alpha2, theta2, lambda2 et beta2) ont montré que ceux-ci n'avaient aucune influence sur le comportement en compression : la fonction erreur reste constante indépendamment de la variation des valeurs de ces paramètres (FIG. 3.5).

**Identification en compression** On présente ici l'identification des paramètres relatifs au BF2. Les valeurs initiales des paramètres considérés sont données dans le tableau 3.2. Elles ont été déterminées à partir d'équations quadratiques, fonction de la résistance à la compression du matériau fournies dans [Murray, 2007].

Paramètre	Unité	Valeur initiale
$\alpha$	MPa	$3.736 \times 10^1$
$\theta$	MPa <sup>-1</sup>	$1.490 \times 10^{-1}$
$\lambda$	-	$1.063 \times 10^1$
$\beta$	MPa <sup>-1</sup>	$6.05 \times 10^{-3}$

TABLE 3.2: Paramètres sélectionnés du modèle et valeurs initiales choisies.

D'autres paramètres ont été générés ou définis par des valeurs constantes, si nécessaire.

On cherche à minimiser l'écart entre les courbes contrainte-déformation expérimentale et numérique. La fonction erreur peut donc s'écrire :

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{f_{sim}^{i,c}(\underline{x}) - f_{exp}^{i,c}}{\max(f_{exp}^{i,c})} \right)^2} \quad (3.2)$$

avec

- $f_{sim}^{i,c}(\underline{x})$  : le point de la courbe force-déplacement de la réponse de la simulation en compression au pas de chargement  $i$  pour le vecteur de paramètres  $\underline{x}$ ;
- $f_{exp}^{i,c}$  : le point de la courbe force-déplacement de la réponse expérimentale en compression au pas de chargement  $i$ .

Les deux courbes n'étant pas définies pour des abscisses identiques, une interpolation est faite sur une subdivision commune afin de permettre leur comparaison. L'intervalle est discrétisé plus finement dans la partie correspondant au pic afin de donner plus de poids à celle-ci dans le calcul d'écart.

Il faut noter que la qualité de l'identification dépend aussi du jeu initial de paramètres considéré. En effet, avec un jeu initial proche des "bons" paramètres (FIG. 3.6(a)), l'erreur d'identification finale est plus faible par rapport à une identification partant d'un jeu initial "éloigné" (FIG. 3.6(b)).

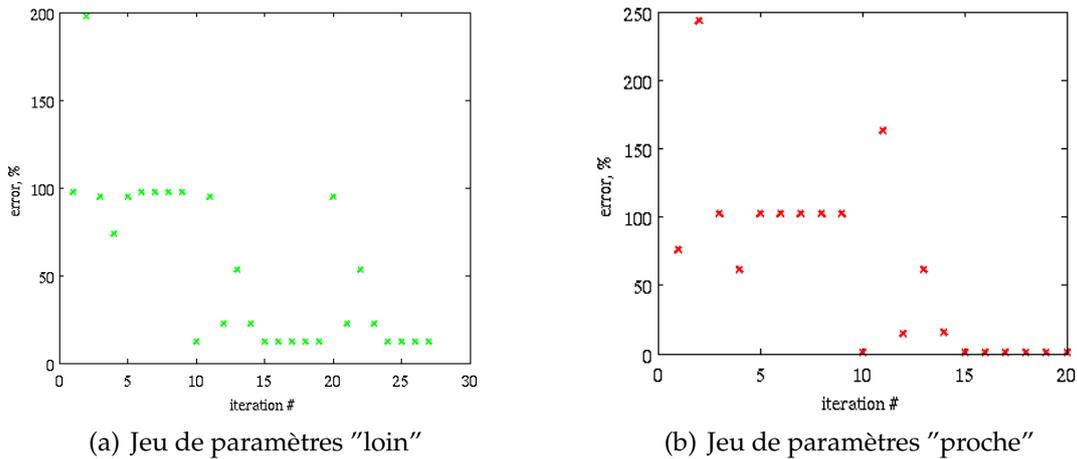


FIGURE 3.6: Erreur finale de l'identification en compression pour deux jeux de paramètres initiaux.

On trace l'évolution de l'erreur, en pourcentage, en fonction du nombre d'itérations sur la FIG. 3.7).

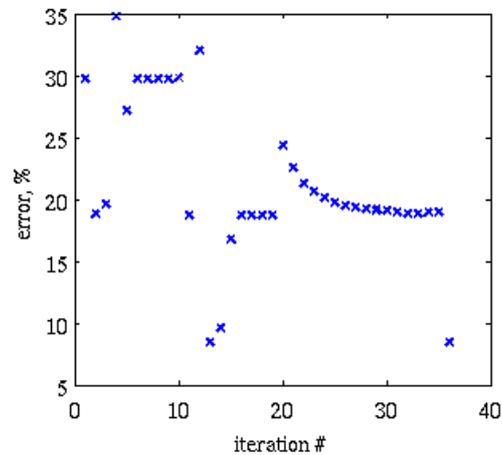


FIGURE 3.7: Évolution de la fonction erreur.

Un jeu de paramètres est finalement identifié après 50 itérations. Les courbes expérimentale et numériques (complète sur la totalité de l'intervalle en vert et interpolée en bleu) sont présentées à la FIG. 3.13.

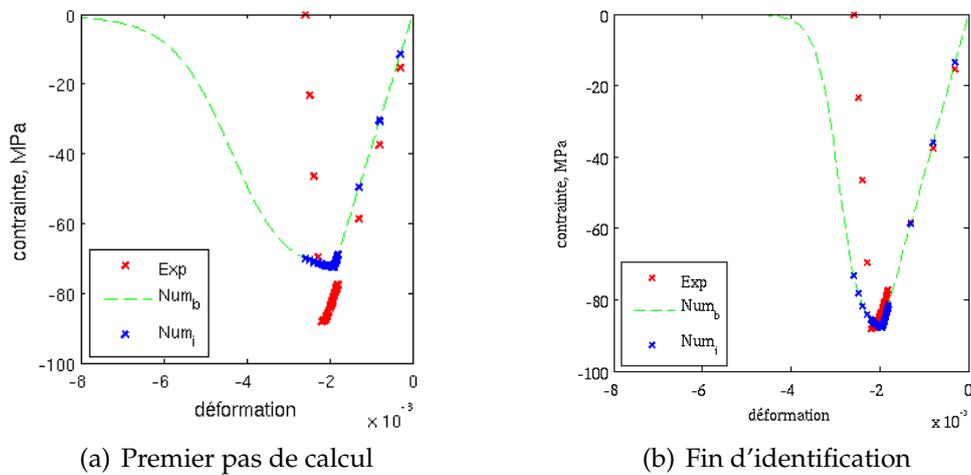


FIGURE 3.8: Évolution contrainte-déformation en compression.

**Identification en compression et traction** On procède ensuite à l'identification des paramètres du modèle pilotant le comportement du matériau à la fois en compression et en traction quasi-statique. Les paramètres identifiés en compression

sont utilisés comme jeu de paramètres initiaux.

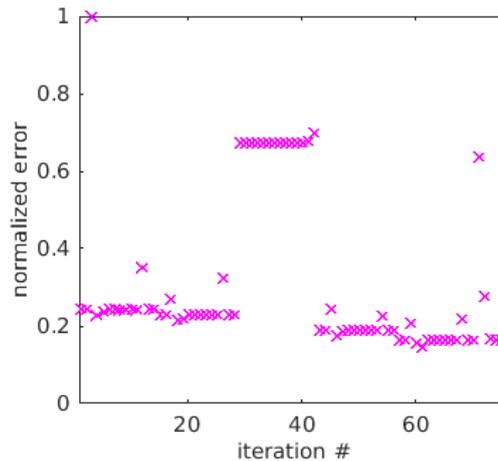
Pour la traction, la minimisation s'effectue au niveau du pic de la résistance. Le critère que l'on cherche à minimiser s'écrit tel que :

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{f_{sim}^{i,c}(\underline{x}) - f_{exp}^{i,c}}{\max(f_{exp}^{i,c})} \right)^2 + \left( \frac{(y_{sim}^t(\underline{x}) - y_{exp}^t)^2}{\max(y_{exp}^t)} \right)} \quad (3.3)$$

avec

- $y_{sim}^t(\underline{x})$  : la résistance en traction au pic ; obtenue par la simulation de l'essai pour le vecteur de paramètres  $\underline{x}$ .
- $y_{exp}^t$  : la résistance en traction au pic obtenue expérimentalement

On présente par la suite les résultats de l'identification des paramètres relatifs au BF1. L'évolution du résidu aux différentes itérations est représentée à la FIG. 3.9. La courbe est normée de telle manière que l'erreur maximale représentée soit égale à 1. Le résidu se stabilise à une valeur de 0,18 après 78 itérations et un jeu de paramètres est ainsi identifié. L'évolution des différents paramètres considérés



**FIGURE 3.9:** Résidus aux différentes itérations pour l'identification des paramètres relatifs au comportement du matériau en compression et traction.

pour l'identification est représentée à la FIG. 3.10 ainsi que la fonction erreur. La courbe contrainte-déformation obtenue à la dernière itération est tracée à la FIG. 3.11(a) et la variation de la résistance à la traction aux différentes itérations est représentée à la FIG. 3.11(b).

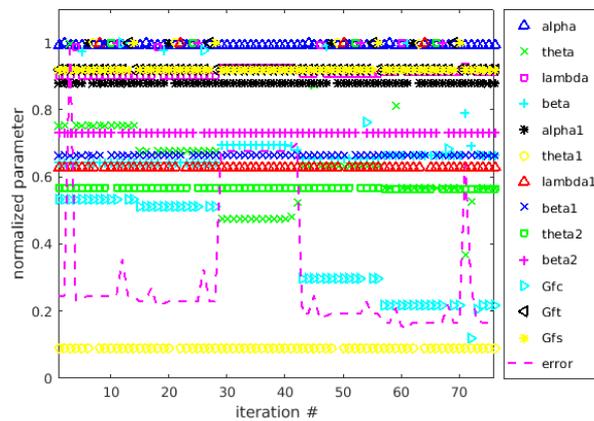


FIGURE 3.10: Evolution relative des paramètres aux différentes itérations.

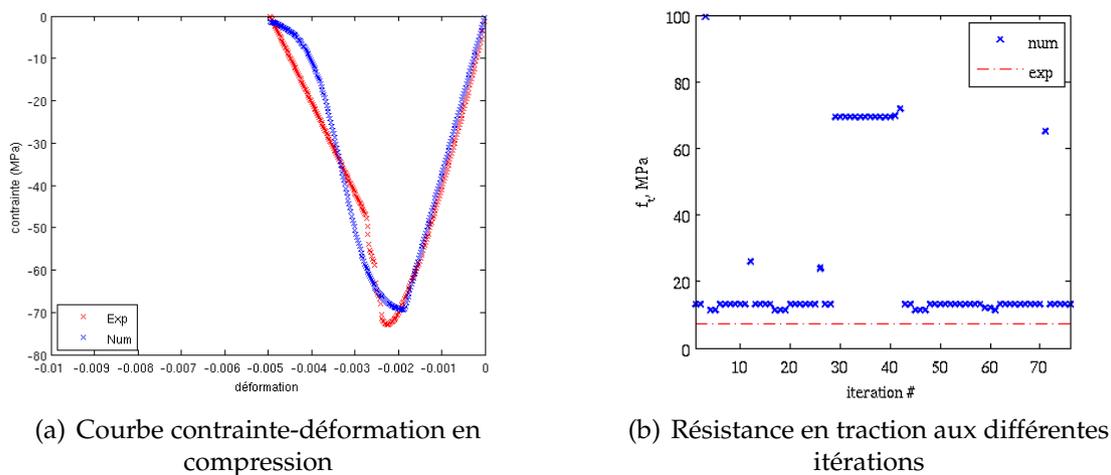


FIGURE 3.11: Identification des paramètres relatifs au comportement du matériau en compression et traction.

La concordance entre les résultats expérimentaux et numériques semble être satisfaisante. Cependant, une approximation plus précise pourrait être obtenue en utilisant des algorithmes d'optimisation plus performants par exemple, ou en bornant le domaine des valeurs possibles pour les différents paramètres à identifier.

### 2.2.1 Validation sur un essai complet

On procède à la vérification des paramètres identifiés en comparant les résultats expérimentaux à ceux issus de la simulation de l'essai complet de compression quasi-statique. Du fait de l'adoucissement, celui-ci permettra de mettre en évidence le phénomène de localisation, ce qui n'est pas le cas pour un élément fini avec 1 point d'intégration.

L'éprouvette est modélisée ainsi que les deux plateaux et celui du bas est encastéré. Un déplacement vertical linéairement croissant est prescrit au niveau des noeuds du plateau du haut, simulant ainsi la compression uni-axiale de l'éprouvette à vitesse constante. La géométrie de l'éprouvette cylindrique ainsi que les conditions

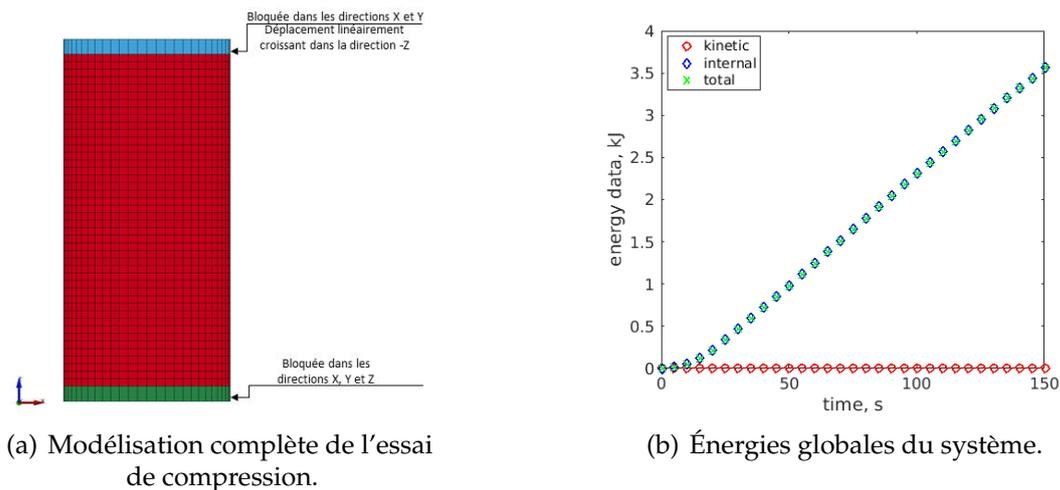


FIGURE 3.12: Simulation de l'essai de compression quasi-statique.

aux limites sont présentées à la FIG. 3.12(a).

On vérifie d'abord que l'énergie cinétique est négligeable par rapport aux énergies interne et totale dans le système, du fait qu'une simulation en quasi-statique est conduite avec un schéma explicite. En effet,  $\frac{E_{cin}}{E_{int}} < 5\%$  (FIG. 3.12(b)). La courbe résistance-déformation obtenue à partir de la simulation numérique avec le jeu de paramètres final est assez proche de celle obtenue expérimentalement pour l'essai de compression quasi-statique, comme le montre la FIG. 3.13.

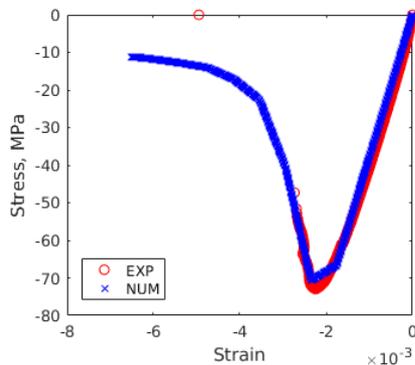


FIGURE 3.13: Résultat de l'identification d'un ensemble de paramètres à partir d'un essai de compression simple en quasi-statique.

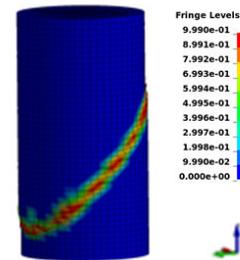


FIGURE 3.14: Carte d'endommagement issu de la simulation numérique pour le BF1.

La carte d'endommagement obtenue est représentée à la FIG. 3.14.

La même procédure a été conduite pour l'identification des paramètres du BF2, la FIG. 3.15 présente la courbe contrainte-déformation résultant de la simulation de l'essai complet de compression. Celle-ci montre une bonne concordance avec le résultat expérimental de référence.

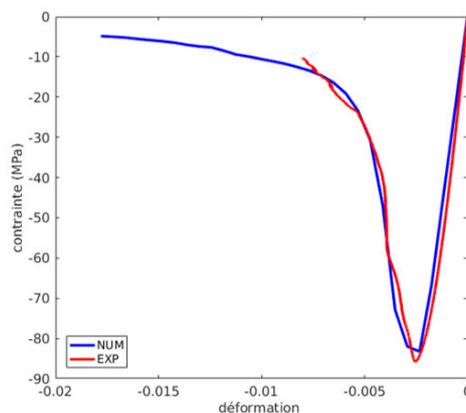


FIGURE 3.15: Résultat de l'identification d'un ensemble des paramètres du BF2 à partir des essais de compression simple en quasi-statique.

### 2.3 Simulation numérique de l'essai de flexion dynamique

Le jeu de paramètres identifiés a été ensuite utilisé pour simuler par EF l'essai dynamique de flexion 1-point. L'impacteur et la barre entrante n'ont pas été

modélisés, seule l'éprouvette l'a été. Le maillage éléments finis est composé de 160 éléments alignés sur la longueur de 16 cm et 40 de chaque côté de la section de  $4\text{ cm} \times 4\text{ cm}$ . Il s'agit d'éléments hexaédriques avec un point d'intégration. Sur la face entrante, on impose comme vitesse de déplacement initiale, celle mesurée lors de l'essai (FIG. 3.16).

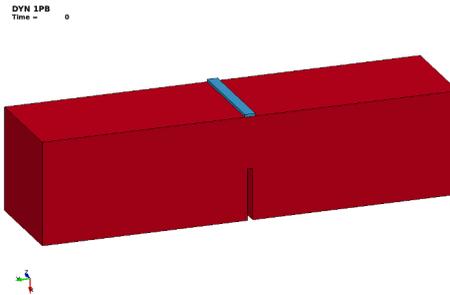


FIGURE 3.16: Modélisation de l'essai de flexion dynamique.

L'effort sur la face entrante de l'éprouvette calculé à partir de la simulation numérique est comparé à celui déduit de l'expérience (FIG. 3.17). Les résultats de la simulation numérique concordent assez bien avec les résultats expérimentaux, compte tenu des hypothèses faites lors du dépouillement expérimental.

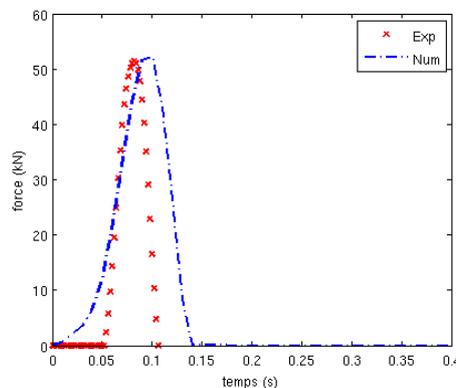


FIGURE 3.17: Comparaison des forces entrantes, entre essai et simulation.

### 3 Calcul de l'énergie de fissuration en dynamique

Comme cela a été vu dans le chapitre 1, le modèle adoucissant, en l'absence d'une régularisation, conduit à une énergie de rupture qui dépend de la taille de l'élément dans lequel la localisation survient et qui tend vers zéro à mesure que l'on raffine le maillage. Pour s'en affranchir, une des méthodes les plus utilisées

dans le cadre industriel du fait de sa simplicité, consiste à imposer que la dissipation soit fonction de la taille de l'élément de manière à la rendre indépendante de la finesse du maillage [Hillerborg *et al.*, 1976] [Bazant et Oh, 1983]. Pour cela on modifie la partie post-pic de la loi de comportement, qui contrôle l'énergie dissipée.

En dynamique, la difficulté liée à cette méthode est de déterminer l'énergie de rupture à imposer, car elle est également fonction de la vitesse de chargement.

Il est donc nécessaire de proposer une méthode de calcul de l'énergie de fissuration en dynamique en prenant compte des effets inertiels de structure qui provoqueraient en partie une augmentation apparente de celle-ci.

### 3.1 Méthode usuelle de calcul du $G_f$ en quasi-statique

La réponse du béton en traction jusqu'à la rupture a fait l'objet de nombreuses études et la méthode de calcul d'une énergie de fissuration a largement été décrite dans la littérature pour des chargements quasi-statiques [Peterson, 1980, Hillerborg, 1985, RILEM Draft Recommendation, 1985]. Cette énergie implique l'énergie dissipée dans le processus de fissuration dans une zone de fissure unique, appelée FZ (Fracture Zone).

[Hillerborg, 1985] propose de mesurer l'énergie  $W_0$ , représentée par l'aire limitée par la courbe  $F - \delta$  (tracée en ligne continue sur la FIG. 3.18), ainsi que la valeur ultime de la flèche  $\delta_0$  au moment de la rupture complète. Sachant que durant

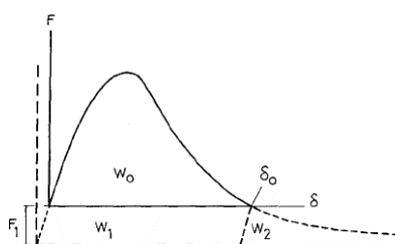


FIGURE 3.18: Courbe complète effort-flèche d'un test quasi-statique de  $G_f$ ; la masse de l'éprouvette étant prise en compte [Hillerborg, 1985].

l'essai, l'effort imposé n'est pas le seul à agir sur l'éprouvette, il est nécessaire de prendre en compte son poids et celui d'une partie de l'appareillage. Une correction est faite en complétant la courbe effort-déformation. Cette partie comprenant  $W_1$  et  $W_2$  est représentée sur la FIG. 3.18 en traits tirets. On suppose que  $W_2$  est à peu près égale à  $W_1$  et que  $W_1 = m \times g \times \delta_0$ . L'énergie de fissuration totale est alors calculée selon l'expression 3.4 :

$$G_f = \frac{W_0 + 2(mg\delta_0)}{A_{frac}} \quad (3.4)$$

avec

- $m$  : masse de l'éprouvette ( $kg$ );
- $g$  : accélération de pesanteur ( $m/s^2$ );
- $\delta_0$  : flèche à la rupture, lorsque l'effort est nul ( $m$ );
- $A_{frac}$  : surface de fissuration ( $m^2$ ).

### 3.2 Méthode de calcul en dynamique

On propose par la suite de déterminer l'énergie de fissuration dynamique à partir de l'essai de flexion avec une méthode similaire à celle adoptée en quasi-statique.

Cependant, en raison de l'inertie de l'éprouvette testée, la force de contact mesurée entre l'échantillon et la barre ne correspond pas à la charge réelle nécessaire à la rupture. Une partie de la force appliquée sert à accélérer l'éprouvette depuis sa position de repos, tandis que seule une partie de la force d'impact sert en réalité à déformer et fissurer l'échantillon.

Afin d'obtenir la charge réelle appliquée sur le matériau, la 'force inertielle' doit être soustraite de la force mesurée au contact entre la barre et l'éprouvette. Pour cela, il est nécessaire de quantifier l'effort inertiel structurel et de l'éliminer de l'effort total.

#### 3.2.1 Approche expérimentale

On considère deux configurations : la première est celle de l'essai de flexion 1-point aux barres de Hopkinson avec une éprouvette entaillée à mi-hauteur. Celle-ci permet de déterminer l'effort total appliqué sur l'éprouvette. La seconde est similaire à la première mais avec une éprouvette entaillée sur toute la hauteur et est formée de deux blocs indépendants. Celle-ci permet de remonter aux forces d'inertie structurelles. Cet effort inertiel de structure  $F_i$  est retranché de l'effort total  $F_t$  afin d'obtenir la force effective  $F_f$ .

La configuration de l'essai de flexion avec l'éprouvette de BF2 composée de deux blocs, testée au banc des barres de Hopkinson est montrée à la FIG. 3.19. Suite au post-traitement des signaux enregistrés lors de l'essai de flexion 1-point sur l'éprouvette entaillée sur toute la hauteur, on peut calculer la force à l'interface entre la barre et l'éprouvette, qu'on appelle force effective. Les forces, totale et effective, obtenues expérimentalement sont représentées sur la FIG. 3.20 ci-dessous.

Le suivi par caméra rapide, permet d'accéder au champ de déplacement longitudinal (FIG. 3.21(a)) marqué par le saut de déplacement (FIG. 3.21(b)) une fois la fissure initiée. Les courbes force-cmod, selon qu'on considère  $F_t$  ou qu'on soustrait

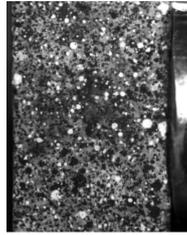


FIGURE 3.19: Image de l'essai de flexion 1-point dynamique avec l'éprouvette entaillée sur toute la hauteur.

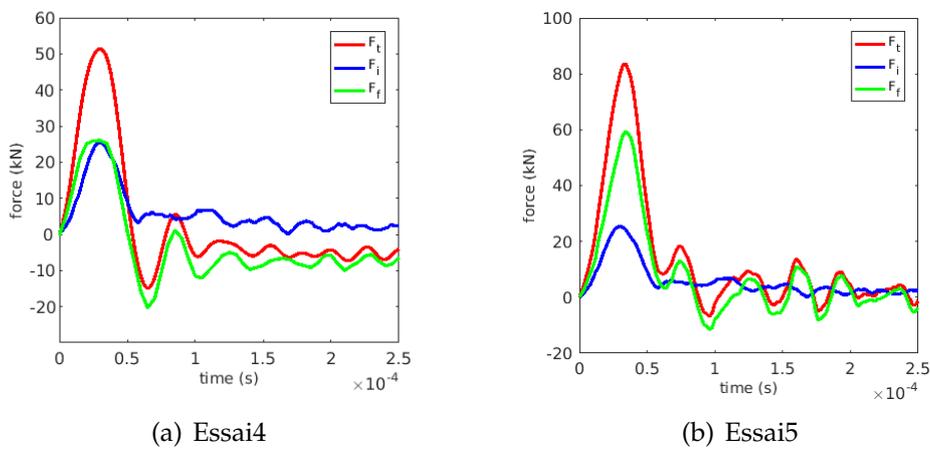


FIGURE 3.20: Évolution des forces, totale, inertielle et effective, au cours du temps pour deux essais de flexion 1-point.

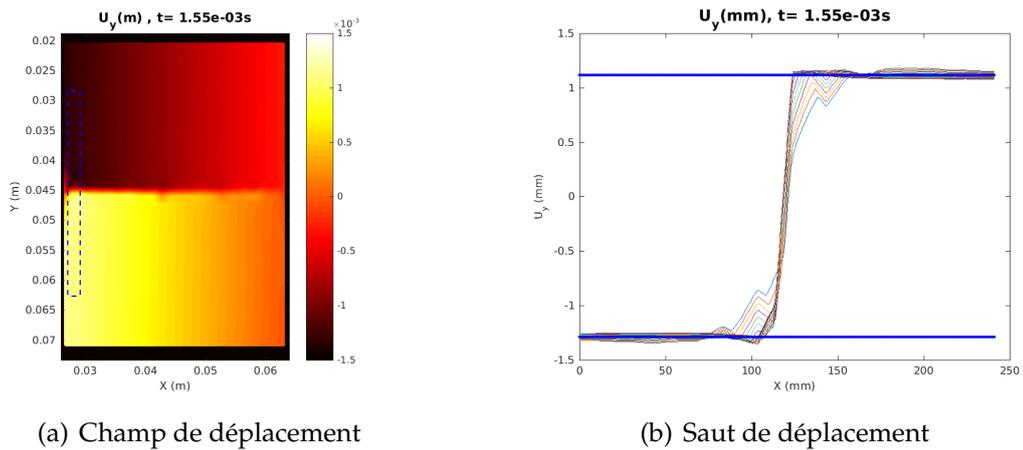


FIGURE 3.21: Dépouillement de l'essai de flexion avec l'éprouvette entaillée sur toute la hauteur.

la part inertielle  $F_i$  des forces est représentée à la FIG. 3.22 (pour l'essai 4). L'aire sous la courbe  $F_{exp}^f - cmod$  permet ainsi de quantifier l'énergie de fissuration réelle.

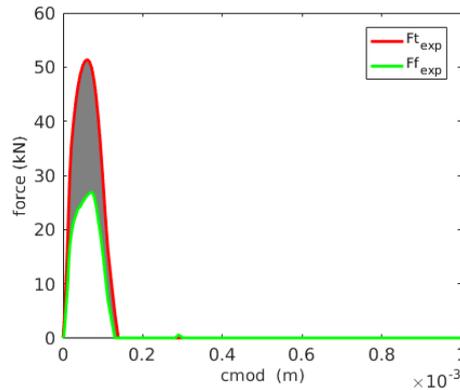


FIGURE 3.22: Courbe force-cmod pour le calcul de l'énergie de fissuration issue des résultats expérimentaux.

Ainsi, on constate que cette énergie est sur-estimée dans le cas où on ne retranche pas la part des forces inertielles du calcul. Cette partie est représentée en gris sous la courbe à la FIG. 3.22.

L'essai de flexion 1-point sur éprouvette entaillée sur toute la hauteur n'a pas été effectué pour le BF1, mais si on considère uniquement l'évolution de l'effort total mesuré, le  $G_f$  calculé est de l'ordre de 3580 N/m.

L'énergie de fissuration ramenée à la surface fissurée est par la suite quantifiée. Pour le BF2, le  $G_f$  est compris entre 6000 et 7000 N/m si l'effort inertiel n'est pas retranché et entre 3000 et 4500 N/m s'il est retranché.

En comparant les deux matériaux, on constate une énergie 'totale' plus importante pour le BF2, et l'évolution est similaire à celle obtenue en quasi-statique.

Pour le BF1, en considérant l'effort total et non pas effectif, cette valeur est 4 fois plus grande que celle obtenue en quasi-statique. Ceci n'est pas le cas du BF2. Il faut cependant noter qu'à la fin de l'essai dynamique, l'éprouvette en BF2 n'est pas complètement rompue, et elle est encore retenue par les fibres.

La comparaison n'est toutefois pas évidente entre les résultats obtenus pour les essais quasi-statiques et dynamiques pour le BF2. En effet, en quasi-statique la configuration est en flexion 3-points alors qu'en dynamique il s'agit d'une flexion 1-point. De plus, les éprouvettes considérées sont de tailles différentes.

### 3.2.2 Approche numérique

On considère deux modèles : le premier pour simuler l'essai de flexion 1-point aux barres de Hopkinson avec une éprouvette entaillée à mi-hauteur (FIG. 3.23(a)). Celui-ci permet de déterminer l'effort total appliqué sur l'éprouvette. Le second

pour simuler le même essai mais avec une éprouvette entaillée sur toute la hauteur et est ainsi formée de deux blocs indépendants (FIG. 3.23(a)). Celui-ci permet de remonter aux forces d'inertie structurale. On propose de retrancher cet effort inertiel de structure de l'effort total afin d'obtenir la force effective.

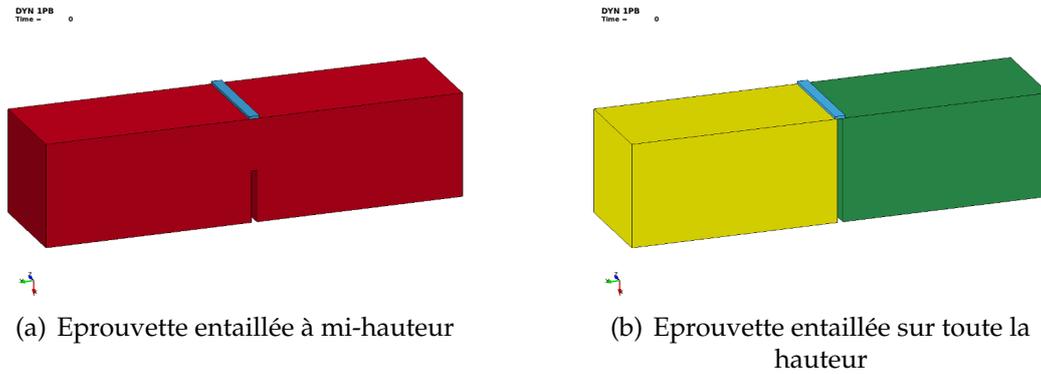


FIGURE 3.23: Les modélisations permettant l'estimation de la force d'inertie structurale et de la force effective.

Les forces totale et effective, obtenues numériquement sont tracées à la FIG. 3.24.

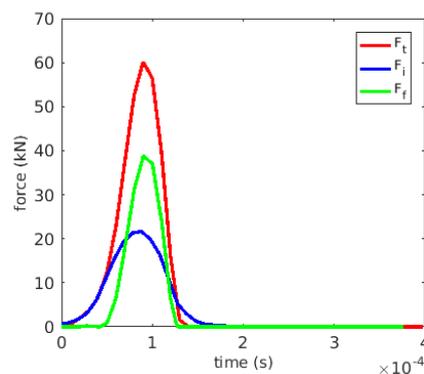


FIGURE 3.24: Évolution des forces 'totale', 'inertielle' et 'effective' obtenues à partir de la simulation numérique.

Les forces totale et effective, obtenues numériquement et expérimentalement sont tracées sur la FIG. 3.26. La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux montre une bonne concordance entre eux.

Les différents résultats expérimentaux et numériques, pour le calcul de l'énergie de fissuration, selon qu'on considère la force totale ou qu'on retranche la partie inertielle de l'effort, sont résumés à la FIG. 3.27.

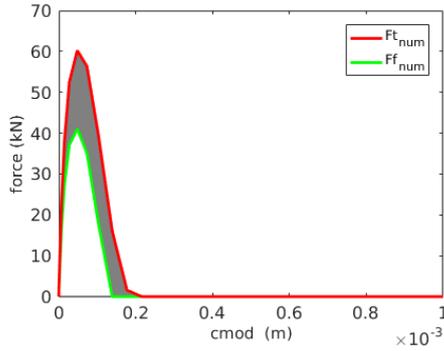


FIGURE 3.25: Courbe forces-cmod issue des résultats numériques pour le calcul de l'énergie de fissuration

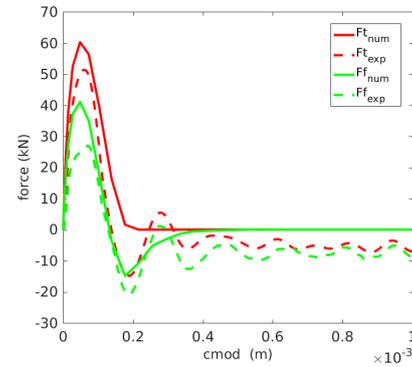


FIGURE 3.26: Courbes forces-cmod expérimentales et numériques.

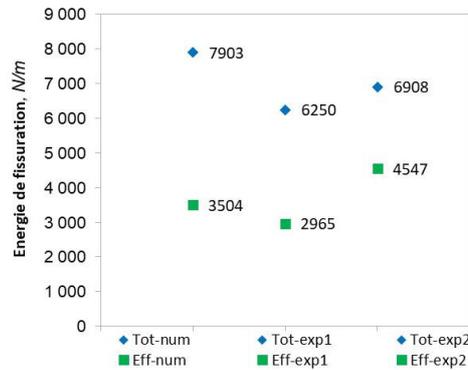


FIGURE 3.27: L'énergie de fissuration calculée expérimentalement et numériquement pour le BF2, selon qu'on considère l'effort total ou effectif.

## 4 Application industrielle : l'essai de chute de colis

Le modèle global, une fois validé, a été utilisé pour simuler le test d'impact du colis sur une dalle en acier (réalisé par *New AREVA*), afin d'étudier le caractère prédictif des simulations à l'échelle de la structure.

### 4.1 Configuration de l'essai de chute de colis

Il s'agit d'une chute sur arête circulaire côté bouchon. L'angle formé par la face impactée et la verticale, appelé angle de chute et notée  $\theta$ , est de  $45^\circ$  (FIG. 3.28). La distance entre la cible et le point d'impact sur l'emballage, appelée hauteur de chute et notée  $h$ , est de 1,2 m.

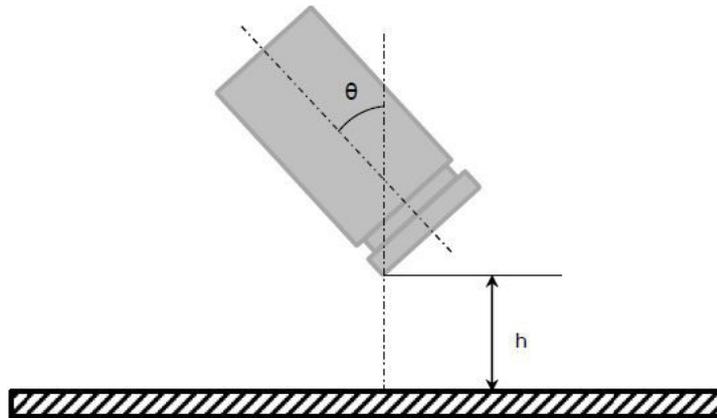


FIGURE 3.28: Configuration de l'essai de chute de colis.

Le conteneur est de forme cylindrique, de couvercle et corps en béton-fibres armé. Le clavage du couvercle sur le corps repose sur un système de fermeture de type bouchon préfabriqué coulé. Les principales dimensions et masses du conteneur sont listées dans les tables 3.3 et 3.4 respectivement.

	Dimension extérieure	Dimension utile
<b>Hauteur (mm)</b>	1500	123
<b>Diamètre(mm)</b>	1000	825
<b>Volume (L)</b>	1178	680

TABLE 3.3: Détails des dimensions du conteneur.

	Masse (kg)
<b>Corps</b>	960
<b>Couvercle</b>	60

TABLE 3.4: Détails des masses du conteneur.

Une cuve métallique d'épaisseur 6 mm centrée à l'intérieur du conteneur est placée sur un isolant thermique en laine minérale.

## 4.2 Modélisation de l'essai de chute

### 4.2.1 Maillage

Le modèle numérique de l'emballage intègre les liaisons entre les différents composants du système de fermeture : les jeux et les vis ont été modélisés. Les

différentes parties du maillage sont annotées sur la FIG. 3.29.

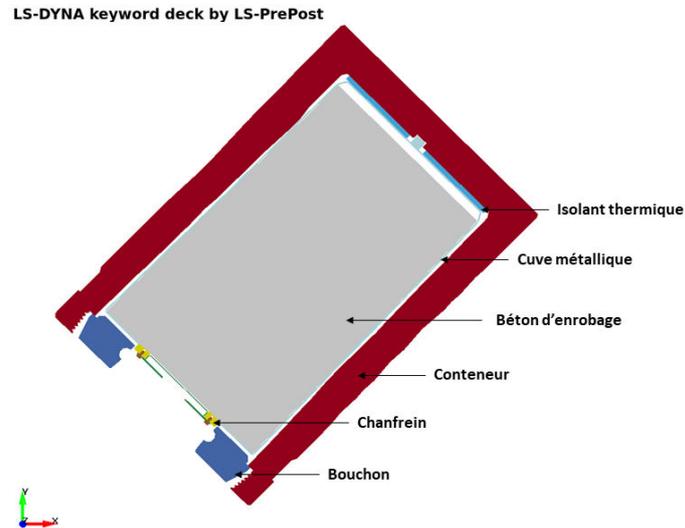
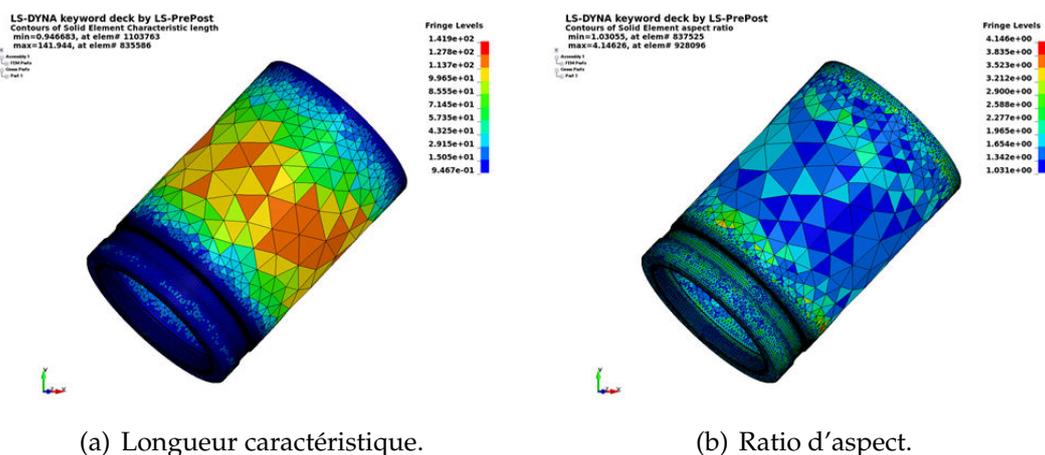


FIGURE 3.29: Modélisation de l'essai de chute de colis.

Des éléments fins volumiques (tétraèdres à 4 noeuds et intégration réduite) ont été utilisés pour mailler le conteneur. La taille d'un élément de béton fibré varie entre 10 mm et 142 mm (FIG. 3.30(a)). Un raffinement du maillage a été fait principalement dans la partie la plus susceptible d'être endommagée, avec un ratio d'aspect compris entre 1 et 4,15 (FIG. 3.30(b)). La dalle en acier est maillée par des



(a) Longueur caractéristique.

(b) Ratio d'aspect.

FIGURE 3.30: Détails et caractéristiques du maillage du conteneur.

éléments coque de formulation Belytschko-Tsay. Les armatures sont modélisées à l'aide d'éléments de type barre avec une section transversale circulaire de 8, 10, 12 ou 20 mm de diamètre. Le maillage du ferrailage consistant en 1072 éléments

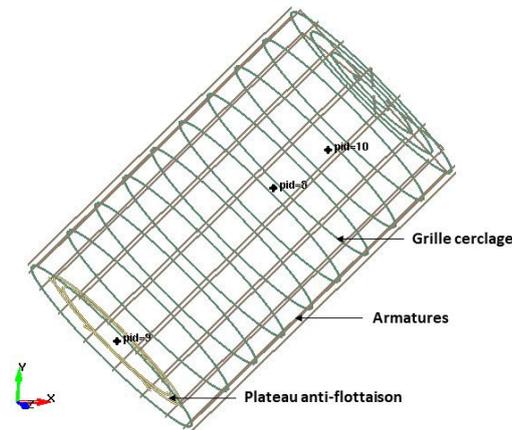


FIGURE 3.31: Maillage des armatures de ferrailage.

barre est représenté à la FIG. 3.31.

Les détails du maillage du modèle sont résumés dans le tableau 3.5.

Partie	Nombre de noeuds	Nombre d'éléments
Cuve	99288	346050
Chamfrein	12679	50134
Boulons	84198	421629
Conteneur	86219	382265
Bouchon	2989	10454
Armatures	1128	1072

TABLE 3.5: Détails du maillage du modèle

**Gestion des modes de Hourglass** Du fait que des éléments sous-intégrés ont été utilisés, le contrôle de l'énergie de Hourglass permettant d'assurer la qualité des éléments finis, a été effectué via une méthode en raideur avec une formulation de type Flanagan-Belytschko. Cette méthode consiste à générer des forces d'hourglass proportionnelles aux composantes du déplacement nodal contribuant aux modes d'hourglass.

#### 4.2.2 Matériaux et lois de comportement

Le modèle CSCM (MAT\_159 dans *LS-DYNA*) est utilisé pour simuler le comportement du béton de fibres du conteneur, du bouchon et du béton d'enrobage. L'identification des paramètres est réalisée au §2.

Pour les armatures on considère un comportement élasto-plastique à écrouissage cinématique avec la loi MAT\_003 dans *LS-DYNA* ( $E = 210 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0,3$ ,  $\sigma_y = 500$

MPa et  $E_{tan} = 5$  GPa). Un comportement élasto-plastique est considéré pour l'acier de la cuve avec la loi MAT\_001 dans LS-DYNA ( $G = 80,77$  GPa,  $\sigma_y = 235$  MPa, et  $K = 175$  GPa), ainsi que pour l'acier des vis ( $G = 123$  GPa,  $\sigma_y = 640$  MPa et  $K = 266$  GPa).

La cible est considérée rigide et les amortisseurs ne sont pas modélisés.

#### 4.2.3 Chargement et conditions aux limites

La gravité est modélisée par la prise en compte d'une accélération de direction verticale dirigée vers le bas et d'intensité  $g=9,81$  m.s<sup>-2</sup>; En appliquant la conservation de l'énergie lors de la chute, l'énergie cinétique du colis est déduite de :

$$E_c = E_p \Rightarrow \frac{mv^2}{2} = mgh \quad (3.5)$$

avec

- m la masse du colis ;
- g l'accélération de la pesanteur ;
- h la hauteur de chute, ici égale à 1,2 m.

La vitesse d'impact du colis sur le sol est alors déterminée par la relation suivante :

$$v_i = \sqrt{2gh} \quad (3.6)$$

Cette relation conduit à une vitesse d'impact égale à 4,85 m.s<sup>-1</sup>. La simulation est démarrée au moment de l'impact du colis (en pratique, avec une position d'environ 1 mm au-dessus de la position d'impact). La dalle est contrainte en déplacements et rotations. Le chargement (vitesse initiale du conteneur) ainsi que les conditions aux limites de la dalle bloquée sont schématisés à la FIG. 3.32.

#### 4.2.4 Définition du contact

Dans le modèle, on a considéré une liaison parfaite entre le bouchon du colis et le couvercle de la cuve due au coulage du bouchon au droit de la cuve. Les noeuds du bouchon et du couvercle du colis ont ainsi été confondus (FIG. 3.33).

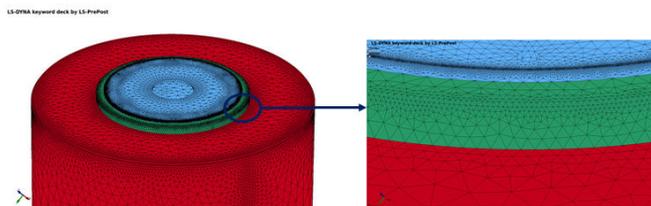


FIGURE 3.33: Maillage avec noeuds confondus entre le bouchon et la cuve.

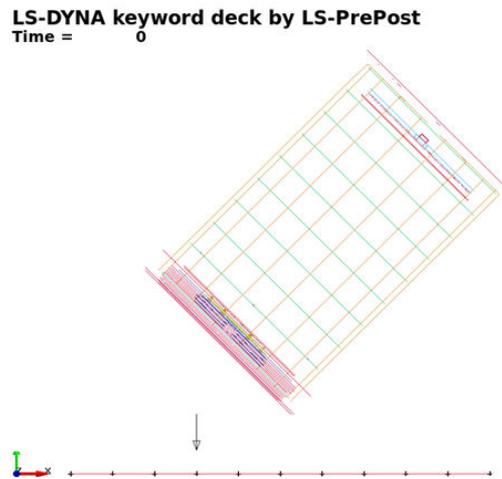


FIGURE 3.32: Chargement et conditions aux limites du modèle.

Afin de modéliser l'impact du colis béton sur la dalle supposée rigide, des conditions de contact de type `CONTACT_AUTOMATIC_ONE_WAY_SURFACE_TO_SURFACE` ont été appliquées entre la dalle d'impact et le colis avec un coefficient de frottement  $\mu = 0,2$ . L'algorithme de contact est basé sur la méthode de pénalité : lorsqu'une pénétration est détectée, une force proportionnelle à la profondeur de pénétration est appliquée. Ce type de contact unidirectionnel est approprié étant donné que le côté maître est un corps rigide, permettant ainsi de réduire le coût de calcul d'un facteur deux par rapport au traitement de contact dans les deux sens.

La liaison entre le conteneur et le ferrailage est supposée parfaite. Ce choix est assuré par l'option `CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID` [Moutoussamy *et al.*, 2011]. Les éléments des différentes parties (béton et acier) ont ainsi été maillés séparément, ce qui a permis d'éviter le sur-maillage dû à la concordance entre les noeuds de maillage du conteneur et du ferrailage. Ce choix permet à LS-DYNA de construire un système de contraintes restreignant le mouvement des deux maillages à être cohérent engendrant une égalité des déplacements entre l'élément de béton-fibres et l'armature en acier à l'interface.

## 4.3 Résultats et analyse

### 4.3.1 Bilan énergétique

L'évolution des énergies globales du système, totale  $E_{tot}$ , interne  $E_{int}$  et cinétique  $E_{cin}$  sont représentées à la FIG. 3.34. L'énergie totale n'est pas constante : ceci est dû à l'énergie absorbée par le contact  $E_{cont}$  qui n'est pas comptabilisée dans le bilan total.

Par définition de l'algorithme de pénalité, l'énergie de contact n'est pas totalement

physique. On s'assure donc que :  $\frac{E_{cont}}{E_{int}} < 5\%$ .

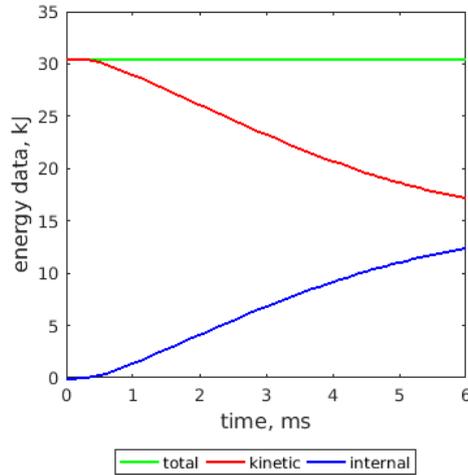


FIGURE 3.34: Énergies globales du système :  $E_{tot}$ ,  $E_{cin}$  et  $E_{int}$ .

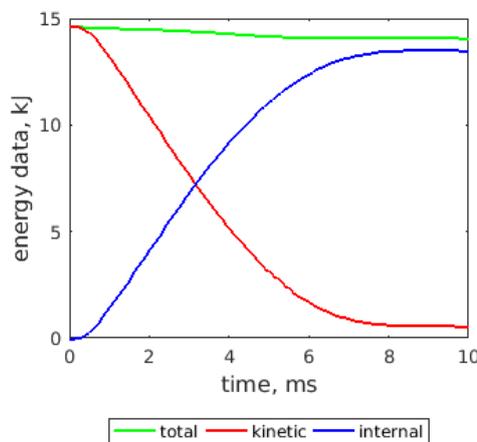


FIGURE 3.35: Énergies relatives au conteneur.

L'évolution de l'énergie interne du conteneur en béton-fibres représentée à la FIG. 3.35, montre que celui-ci se déforme et absorbe une grande partie de l'énergie cinétique initiale.

#### 4.3.2 Vitesse verticale

L'évolution de la vitesse verticale dans le temps au point d'impact est tracée à la FIG. 3.36(a). A  $t=0$  ms, celle-ci correspond à la vitesse initiale du colis. Le

changement de signe de la vitesse indique un rebond du colis. Ceci peut être observé d'après la position géométrique du point d'impact avec la coordonnée Y tracée à la FIG. 3.36(b).

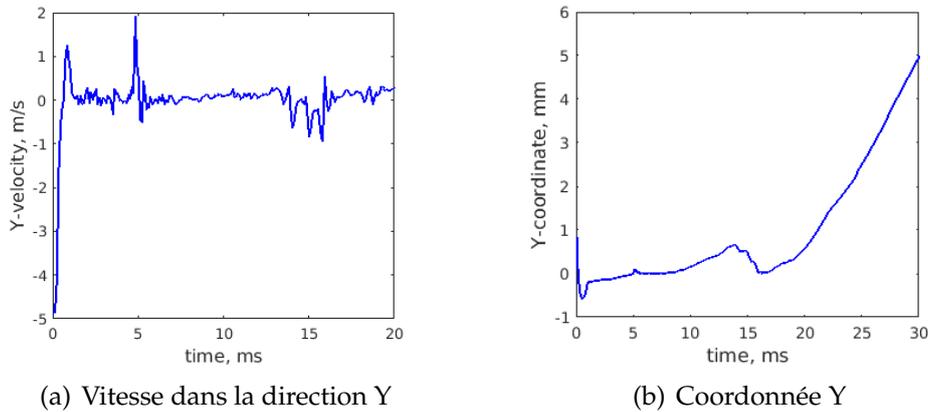


FIGURE 3.36: Résultats nodaux au point d'impact.

### 4.3.3 Endommagement du béton de fibres

L'état d'endommagement du colis en béton-fibres après une chute d'une hauteur de 1,2 m sur l'arête circulaire à 45° est présenté sur la FIG. 3.37. Cette dernière permet de visualiser la zone endommagée du colis localisée au voisinage du point d'impact.

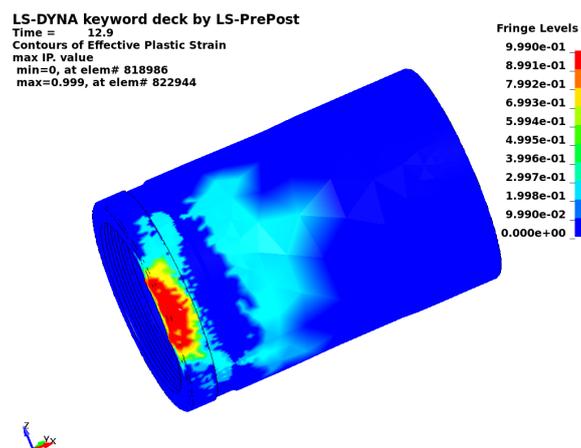


FIGURE 3.37: Carte d'ndommagement du colis localisé au niveau de l'impact.

## 5 Résultats expérimentaux

L'essai de chute du colis *CBF-C2*, dont la configuration est détaillée au §4.1, est réalisé sur le site TN International de Laudun. Le portique mono directionnel est positionné à l'aplomb d'une cible en acier centrale placée dans une fosse. Afin de positionner le colis à la bonne hauteur de chute, une visée laser est utilisée pour la mesure d'altimétrie et la visée du point d'impact ( $\pm 1\text{mm}$ ). Un inclinomètre sert à vérifier l'angle de chute (FIG. 3.38). Suite à la chute qui s'est déroulée



FIGURE 3.38: Fissuration du colis localisée au niveau de l'impact.

conformément à la procédure, le couvercle est resté en place. Le rebond du colis est observé, similairement à ce que la simulation numérique montre. Le colis s'est fissuré au niveau du coin du couvercle, à l'endroit de l'impact (FIG. 3.39). Cette zone de fissuration est très comparable avec la zone d'endommagement obtenue à partir de la simulation numérique.



FIGURE 3.39: Fissuration du colis localisée au niveau de l'impact.

## 6 Synthèse

Dans ce chapitre, un modèle continu pour la simulation de la chute de colis a été présenté. Une loi de comportement, implémentée dans LS-DYNA, a été choisie en considérant différents critères. Le modèle élasto-plastique endommageable CSCM prenant en compte les effets de vitesse a été adopté. Celui-ci présente l'avantage de pouvoir être utilisé dans sa version simplifiée "CONCRETE" avec les paramètres par défaut ou dans sa version "TITLE" qui requiert l'identification d'un grand nombre de paramètres.

Une méthode d'identification a permis d'aboutir au calage des paramètres du modèle en utilisant des simulations sur un élément fini à un point de Gauss, dans le but de réduire le temps de calcul conséquent en 3D. La vérification de l'identification a par la suite été faite par la simulation d'essais complets.

Un des paramètres importants du modèle étant l'énergie de fissuration dynamique, une méthode a été proposée afin de la quantifier. Celle-ci a permis de prendre en compte la part inertielle de structure mise en jeu afin d'éviter la surestimation de ce paramètre.

Finalement, une configuration de chute de colis a été simulée et a permis d'estimer le niveau d'endommagement atteint par le conteneur durant la chute. La comparaison entre les résultats de la simulation avec ceux de l'essai réalisé sur le colis montrent des zones de fissuration et d'endommagement similaires. Il serait toutefois intéressant de simuler d'autres configurations de chute et de considérer aussi les différents systèmes de fermeture des emballages conçus afin d'évaluer leur tenue.



## Chapitre 4

# Post-traitement numérique pour l'analyse de la fissuration

*Dans ce quatrième chapitre, on s'intéresse à l'analyse de la fissuration de structures en béton de fibres. Les approches classiques de modélisation basées sur l'endommagement ou la plasticité permettent de décrire l'effet mécanique de la fissuration, mais ne donnent généralement pas accès à l'ouverture de fissure.*

*L'approche continue est donc complétée avec deux méthodes de post-traitement utilisées à l'échelle locale pour retrouver le trajet de la fissure et l'ouverture associée. Celles-ci sont détaillées et les modifications faites par rapport aux méthodes originales sur lesquelles elles sont basées sont décrites.*

*Une ré-analyse d'un calcul éléments finis d'une éprouvette en béton fibré soumise à un chargement de flexion 1-point dynamique est présentée en comparant les résultats du post-traitement numérique des deux méthodes à ceux obtenus expérimentalement par corrélation d'images numériques permettant de valider les approches.*

### Sommaire

---

<b>1</b>	<b>Approche discrète</b>	<b>123</b>
1.1	Principe	123
1.2	Modèle particulière DEAP	123
<b>2</b>	<b>Approche continue</b>	<b>128</b>
2.1	Déformation anélastique	128
2.2	Quantification de l'ouverture de fissure	130
2.3	Recherche du trajet de la fissure	132
2.4	Influence des paramètres numériques de la procédure	141
<b>3</b>	<b>Application 2D</b>	<b>145</b>
3.1	L'essai et l'analyse globale	146
3.2	Post-traitement DEAP	146
3.3	Post-traitement <i>PostFiss</i>	147
3.4	Confrontation aux résultats expérimentaux	148
<b>4</b>	<b>Cas-test 3D</b>	<b>151</b>
<b>5</b>	<b>Synthèse</b>	<b>153</b>

---

Après avoir proposé un modèle global (c.f. [chapitre 3](#)), ce chapitre présente l'étape de post-traitement numérique de ce calcul éléments finis, dans le but de retrouver les informations relatives à la fissuration du colis à l'état post-mortem. Suite au calcul continu pertinent à l'échelle de la structure, capable de capturer à l'échelle globale les non-linéarités liées à la fissuration, une ré-analyse non intrusive à l'échelle locale est effectuée. Cette méthode doit être la plus générique possible et donc indépendante du modèle choisi pour réaliser le calcul. Dans ce qui suit, deux méthodes de ré-analyse sont considérées : la première est basée sur un modèle aux éléments discrets et la seconde est une méthode de discontinuité forte.

## 1 Approche discrète

Dans ce qui suit, les principaux aspects de l'analyse globale-locale utilisée dans ce travail sont résumés ; plus de détails peuvent être retrouvés dans [[Oliver-Leblond, 2013](#)].

### 1.1 Principe

La démarche, telle qu'elle a été proposée par [[Oliver-Leblond \*et al.\*, 2013](#)], peut être résumée comme suit :

1. sélection de la zone d'intérêt (ROI) du modèle continu,
2. génération du maillage Éléments Discrets (ED),
3. choix des pas de chargement correspondant aux pas de ré-analyse,
4. extraction des champs de déplacements du résultat du calcul continu,
5. projection des champs de déplacements aux noeuds servant de conditions aux limites,
6. ré-analyse locale à l'aide du modèle discret (§1.2).

Il convient de préciser que les paramètres du modèle discret ont été identifiés à partir d'essais simples afin d'avoir les mêmes réponses que le modèle continu, dont les paramètres sont calibrés à partir des données expérimentales issues de la caractérisation du matériau de l'étude. Une procédure d'identification des paramètres du modèle discret, via les résultats continus globaux, permet ainsi d'assurer une corrélation optimale entre le modèle local et le modèle global.

### 1.2 Modèle particulière DEAP

#### 1.2.1 Maillage

Le modèle local a d'abord été proposé par [[Delaplace, 2008](#)]. Le maillage repose sur une représentation du matériau par un assemblage de particules

indéformables, obtenu par un pavage de Voronoï de la surface à mailler (FIG. 4.1).

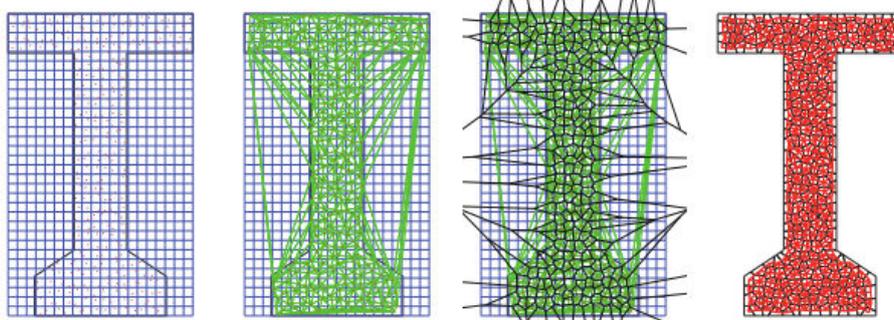


FIGURE 4.1: Étapes successives de la génération du maillage [Delaplace, 2008] (de gauche à droite) : génération des centres, triangulation de Delaunay, diagramme de Voronoï, intersection du diagramme de Voronoï et du contour (source : [Vassaux, 2015]).

La densité des mailles et de la grille détermine le nombre de particules servant au maillage, la taille des particules étant constante. L'aléa du maillage est assuré par la génération aléatoire des points dans chaque maille de la grille. Un avantage de ce type de maillage est que pour un nombre suffisant de particules, on obtient un milieu élastique isotrope caractérisé par deux constantes d'élasticité.

### 1.2.2 Cohésion du matériau

Afin de représenter le comportement cohésif du matériau béton, des efforts de cohésion entre une particule et ses proches sont introduits. Pour représenter ces interactions, on utilise des poutres d'Euler-Bernoulli reliant le centre des particules comme dans un "lattice model". À chaque particule  $i$  sont associés trois degrés de liberté (FIG. 4.2) :

- le déplacement suivant l'axe horizontal  $O_x : u_{x,a}$  ;
- le déplacement suivant l'axe vertical  $O_y : u_{y,a}$  ;
- la rotation autour de l'axe  $O_z : \theta_a$ .

Le module d'Young des poutres et le coefficient  $\alpha$  (fonction de la section circulaire équivalente de la poutre) constituent des paramètres identiques pour toutes les poutres et sont identifiés afin de retrouver le comportement élastique du matériau recherché.

### 1.2.3 Comportement du matériau et critère de rupture

Le comportement non linéaire global du matériau est obtenu en considérant une réponse élastique fragile locale pour les poutres et une distribution statis-

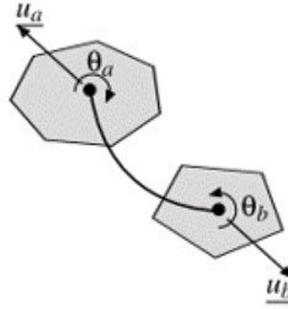


FIGURE 4.2: Poutre reliant les particules a et b [Oliver-Leblond, 2013].

tique des seuils de rupture qui permet de simuler les effets de la micro-structure [Van Mier *et al.*, 2002] et obtenir ainsi une réponse quasi-fragile caractéristique du matériau. L'élongation et la flexion de la poutre sont les deux mécanismes qui contribuent à la rupture des poutres. Le critère de rupture pour la poutre  $i-j$  exprimé en déformation, dépend de la déformée de la poutre  $\epsilon_{ij} = |u_j - u_i|/l_{ij}$  et de la différence de rotation des extrémités de la poutre  $|\theta_j - \theta_i|$ . Il est défini par :

$$P_{ij} = \left( \frac{\epsilon_{ij}}{\epsilon_{ij}^{cr}} \right)^2 + \frac{|\theta_j - \theta_i|}{\theta_{ij}^{cr}} \geq 1 \quad (4.1)$$

où  $\epsilon_{ij}$  est la déformée de la poutre,  $\theta_i$  et  $\theta_j$  les rotations respectives des particules  $i$  et  $j$ . Le seuil d'élongation  $\epsilon_{ij}^{cr}$  et le seuil de rotation  $\theta_{ij}^{cr}$  sont deux variables aléatoires suivant une distribution de Weibull. Les paramètres de rupture  $k$ ,  $\lambda_{\epsilon_{cr}}$ ,  $\lambda_{\theta_{cr}}$  et  $\epsilon_{min}^{cr}$  sont identifiés pour retrouver le comportement quasi-fragile du matériau béton en terme d'effort au pic et d'énergie dissipée.

#### 1.2.4 Algorithme de résolution

L'analyse du problème est effectuée en statique, le problème consiste donc en la résolution d'un système d'équations de la forme :

$$\underline{K}u = \underline{f} \quad (4.2)$$

Le choix d'une résolution statique est justifiée étant donné que la méthode est appliquée en post-traitement aux résultats d'un calcul EF qui lui prend en compte l'aspect dynamique du problème. On fait l'hypothèse que les effets inertiels peuvent être négligés étant donné la taille restreinte de la zone de ré-analyse.

L'algorithme de prédiction élastique de [Rots *et al.*, 2006] est utilisé pour suivre le trajet de chargement. Le chargement désiré est appliqué, puis la poutre pour laquelle le critère de rupture est atteint en premier est recherchée puis retirée. Cette recherche est répétée tant qu'un critère de rupture est atteint.

Soient :  $\underline{\underline{K}}$  la matrice de raideur du système,  $\underline{u}$  le vecteur déplacement du système et  $\underline{f}$  le vecteur des efforts externes appliquées aux particules, résultant de l'assemblage des tenseurs respectifs aux poutres, l'algorithme de résolution s'écrit :

---

**Algorithm 1:** Schéma de résolution
 

---

```

for  $k = 0 : n_{max}$  do
  Appliquer le chargement  $\underline{f}$ 
  Calculer  $\underline{u}_k = (\underline{\underline{K}}^k)^{-1} \underline{f}$ 
  Calculer  $\phi_{min} = \min_{a \neq b \in [1, n_{poutre}]} (\frac{1}{P_{ij}})$ 
  Sauver le couple solution  $(\phi_{min} \underline{u}_k, \phi_{min} \underline{f})$  correspondant à la poutre cassée  $i-j$ 
  if  $\phi_{min} \geq 1$  then
    Sortie avec pour couple solution  $(\underline{u}_k, \underline{f})$ 
  end if
  Calculer la nouvelle matrice de raideur  $\underline{\underline{K}}^{k+1} = \underline{\underline{K}}^k - \underline{\underline{L}}_{ij}^T k_{ij} \underline{\underline{L}}_{ij}$  avec  $\underline{\underline{L}}_{ij}$  la
  matrice de connectivité de la poutre  $i-j$ .
end for

```

---

### 1.2.5 Quantification de la fissuration

La cohésion entre les particules  $i$  et  $j$  étant assurée par des poutres d'Euler-Bernoulli, quand la ROI est chargée, la poutre ( $i-j$ ) se déforme. A partir d'un certain seuil de déformation, la poutre se casse et le lien n'existe plus entre les deux particules  $i$  et  $j$ , et une micro-fissure au niveau de leur frontière apparaît (FIG. 4.3). Ainsi, l'ouverture  $e_{ij}$  de la micro-fissure est calculée en considérant le

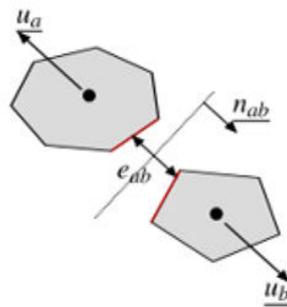


FIGURE 4.3: Comportement de la poutre et calcul de l'ouverture de fissure [Oliver-Leblond, 2013].

déplacement relatif des deux particules  $i$  et  $j$  de la manière suivante :

$$e_{ij} = \langle (\underline{u}_j - \underline{u}_i) \cdot \underline{n}_{ij} \rangle_+ \quad (4.3)$$

avec  $\underline{u}_j$  et  $\underline{u}_i$  le déplacement des particules  $i$  et  $j$  respectivement et  $\underline{n}_{ij}$  le vecteur normal à la micro-fissure.

L'analyse du réseau de micro-fissures est fait via une méthode basée dans le cadre de la théorie des graphes [Oliver-Leblond, 2013]. La macro-fissure est par la suite extraite en recherchant le chemin le plus long via l'algorithme de Bellman-Ford [Giry et al., 2014].

La ré-analyse locale, faite avec DEAP, nécessite d'imposer sur la ROI les conditions aux limites qui sont les champs de déplacement issues du calcul global, réalisé avec le logiciel LS-DYNA. Afin de permettre le dialogue non-intrusif entre ces deux modèles une interface développée sous *Python* a été mise en place.

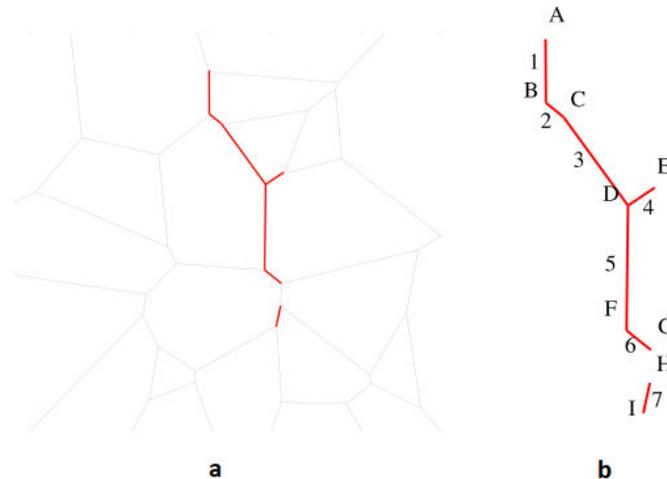


FIGURE 4.4: Représentation du milieu micro-fissuré (a) Macro-fissure extraite à partir de la théorie des graphes [Oliver-Leblond, 2013].

### 1.2.6 Organigramme

1. Initialiser le solveur et lire les options de calcul,
2. Générer le maillage,
3. Boucle sur le nombre de ré-analyses :
  - (a) Lecture du fichier de chargement,
  - (b) Initialisation des variables,
  - (c) Intégration dans le temps :
    - i. Calcul du déplacement de chaque particule,

- ii. Recherche des liens cassés,
- iii. Calcul du déplacement effectivement atteint,
- iv. Suppression du lien cassé,
- v. Sortie des champs de déplacements et de fissuration.

Cette ré-analyse peut être effectuée à différents pas du calcul. Il s'agit d'un post-traitement et aucune correction de l'analyse globale à partir des résultats locaux n'est donc réalisée (FIG. 4.5), partant du principe que les non-linéarités sont prises en compte dans le modèle global. On suppose que le modèle global apporte une description pertinente du comportement mécanique global de la zone fissurée en termes d'effet sur les variables internes telles que la contrainte, la déformation ou l'endommagement et prenant en compte les effets dynamiques. Le modèle discret décrit quant à lui le comportement local de la zone en termes de trajet de fissure et d'ouverture associée.

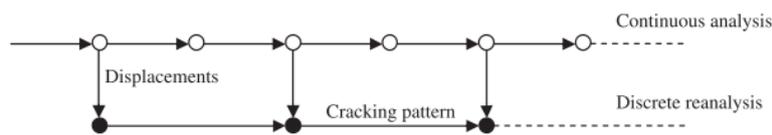


FIGURE 4.5: Approche séquentielle de l'analyse globale/locale [Oliver-Leblond, 2013].

## 2 Approche continue

Cette approche où des développements ont été faits dans le cadre de cette étude sera présentée comme suit :

Dans une première partie, on s'attache à introduire et décrire la notion de déformation anélastique, quantité considérée comme représentative de la fissuration.

Dans une seconde partie, la méthodologie de détermination du trajet de fissure est présentée avec une discussion sur la ré-analyse de calcul 3D.

Dans une troisième partie, la détermination de l'ouverture de fissure à partir du calcul continu et de la connaissance du trajet de la fissure est présentée.

Finalement, l'application de cette méthode, qu'on appellera *PostFiss* par la suite, est détaillée dans une dernière partie.

### 2.1 Déformation anélastique

Considérons un matériau isotrope avec un comportement non linéaire dont l'état est défini par un tenseur de déformation  $\underline{\underline{\epsilon}}$  et un tenseur de contrainte  $\underline{\underline{\sigma}}$

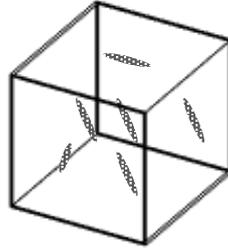


FIGURE 4.6: Matériau dégradé

(FIG. 4.6). Ce matériau présente un tenseur d'élasticité  $\underline{\underline{C}}$  reliant directement la contrainte et la déformation dans un régime non dégradé.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \text{ avec } f(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}}) < Y_{lim} \quad (4.4)$$

Avec  $f(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}})$  la fonction seuil d'élasticité du matériau et  $Y_{lim}$  la limite d'élasticité du matériau.

Dans son comportement non linéaire, le matériau ne répond plus suivant la relation de linéarité introduite en équation 4.4. Durant cette phase, des modifications irréversibles apparaissent avec des dissipations d'énergie.

Dans le cas de matériaux quasi-fragiles, les non linéarités matérielles sont induites par l'apparition et la propagation des fissures dans le matériau. Ces fissures sont caractérisées par leur localisation (i.e. information *topologique*) et l'ouverture de fissure le long de leur trajet (i.e. information *cinématique*).

Dans le régime non linéaire, on peut faire l'hypothèse qu'une partie du matériau observe une déformation élastique  $\underline{\underline{\varepsilon}}^e$  tandis que les non linéarités engendrent des déformations anélastiques  $\underline{\underline{\varepsilon}}^{an}$ . On introduit alors une décomposition de la déformation totale telle que [Matallah *et al.*, 2010] :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^{an} \quad (4.5)$$

En faisant l'hypothèse que la partie du matériau restant dans un régime élastique conserve les mêmes propriétés que le matériau vierge initial, la déformation élastique s'exprime en fonction de la contrainte suivant l'équation :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^e = \underline{\underline{C}}^{-1} : \underline{\underline{\sigma}} \quad (4.6)$$

En combinant les équations 4.5 et 4.6, l'expression de la déformation anélastique est déduite :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^{an} = \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{C}}^{-1} : \underline{\underline{\sigma}} \quad (4.7)$$

En faisant l'hypothèse que l'ensemble des non linéarités sont induites par le processus de fissuration, on peut associer la déformation anélastique à des

grandeurs décrivant la fissuration (i.e. position et ouverture). Afin de faciliter les calculs et les analyses par la suite, on considère le tenseur de déformation anélastique principale (i.e.  $\varepsilon_i^{an}$  valeurs propres et  $\underline{n}_i$  vecteurs propres orthonormés). On obtient ainsi :

$$\varepsilon^{an} = \sum_i \varepsilon_i^{an} \underline{n}_i \otimes \underline{n}_i \quad (4.8)$$

## 2.2 Quantification de l'ouverture de fissure

Étant donné que nous nous intéressons ici à la ré-analyse de calculs éléments finis mettant en oeuvre des méthodes de régularisation introduisant une longueur interne, on observe un développement des non-linéarités sur plusieurs éléments. Ainsi, les méthodes de calcul de la fissuration basées sur de la ré-analyse à l'échelle de l'élément ne sont pas utilisables [Matallah *et al.*, 2010]. Une méthode permettant de caractériser la fissuration par post-traitement d'un calcul mettant en oeuvre une longueur interne est donc proposée.

Dans la suite, on se propose d'exprimer la quantification de l'ouverture de fissure en mode I sous une forme générale en s'appuyant sur le formalisme proposé par [Dufour *et al.*, 2008b]. La méthode est basée sur une comparaison d'un champ issu d'une discontinuité forte et du même champ issu d'un calcul éléments finis permettant d'obtenir une estimation de l'ouverture de fissure.

### 2.2.1 Discontinuité forte et convolution de champ

La méthode d'estimation de l'ouverture de fissure est basée sur une analogie entre le champ de déformation issu d'une discontinuité forte (FIG. 4.7(b)) et celui obtenu par un calcul éléments finis (FIG. 4.7(a)). Les discontinuités fortes sont comprises dans le sens des solutions présentant des sauts dans le champ de déplacement/déformation.

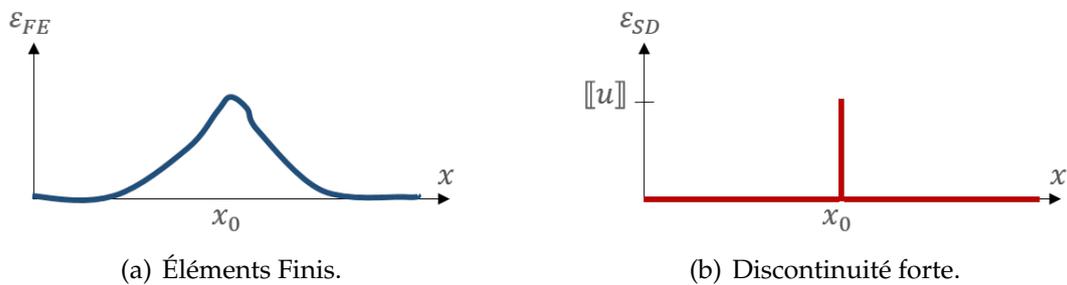


FIGURE 4.7: Représentation 1D du champ de déformation.

Le champ de déplacement d'une discontinuité forte le long d'un profil 1D

$u_{SD}(x)$  s'écrit suivant l'équation 4.9 :

$$u_{SD}(x) = \mathcal{H}(x - x_0)[|u|] \quad (4.9)$$

avec  $\mathcal{H}(x)$  la fonction Heaviside,  $x_0$  la position de la discontinuité forte sur le profil et  $[|u|]$  le saut de déplacement. La déformation associée  $\varepsilon_{SD}(x)$  s'écrit alors selon :

$$\varepsilon_{SD}(x) = \delta(x - x_0)[|u|] \quad (4.10)$$

avec  $\delta(x)$  la fonction Dirac.

Le profil de déformation étant discontinu et non borné, une comparaison directe avec le profil continu par morceaux et borné issu d'un calcul par éléments finis n'est pas réalisable. Afin de permettre cette comparaison, [Dufour *et al.*, 2008b] proposent d'appliquer un filtre sur les champs de déformation grâce à un produit de convolution avec une fonction  $\phi$ . On obtient alors après convolution l'expression suivante pour  $(\varepsilon_{SD} * \phi)(x)$  :

$$(\varepsilon_{SD} * \phi)(x) = \int_{\ell} \varepsilon_{SD}(s) \cdot \phi(x - s) ds = [|u|] \phi(x - x_0) \quad (4.11)$$

Le même filtre est appliqué au champ de déformation le long de profil 1D issu du calcul EF  $(\varepsilon_{FE} * \phi)(x)$  :

$$(\varepsilon_{FE} * \phi)(x) = \int_{\ell} \varepsilon_{FE}(s) \cdot \phi(x - s) ds \quad (4.12)$$

La méthode s'appuie sur l'hypothèse que si le modèle continu permet de décrire avec précision le stade ultime de rupture, alors l'erreur entre  $\varepsilon_{FE}$  et  $\varepsilon_{SD}$  devrait tendre vers 0 lorsque l'endommagement tend vers 1, et on devrait avoir l'égalité des deux champs convolués. On choisit de considérer les maximums des champs convolués comme égaux au droit de la fissure (i.e.  $x_f = x_0$ ). Ceci permet d'aboutir à une quantification de l'ouverture de fissure  $[|u|]$  telle que :

$$[|u|] = \int_{\ell} \varepsilon_{FE}(s) \cdot \phi(x_0 - s) ds \quad (4.13)$$

On peut alors définir un indicateur de la qualité de l'estimation pour cette méthode de quantification de l'ouverture de fissure, en intégrant la distance entre les champs convolués le long du profil 1D :

$$\text{err} = \frac{\int_{\ell} |[|u|] \cdot \phi(x - x_0) - \int_{\ell} \varepsilon_{FE}(s) \cdot \phi(x_0 - s) ds| dx}{\int_{\ell} |[|u|] \cdot \phi(x - x_0)| dx} \quad (4.14)$$

## 2.2.2 Fonction filtre pour le produit de convolution

A partir de considérations sur le calcul continu (i.e. méthode de régularisation non locale sur les variables internes), [Dufour *et al.*, 2008b] propose d'utiliser une

fonction poids gaussienne :

$$\phi(x - s) = \exp \left( - \left( \frac{2 \cdot ||x - s||}{l_f} \right)^2 \right) \quad (4.15)$$

avec  $l_f$  une longueur pour la fonction de filtrage et  $||x - s||$  la distance entre les points situés aux positions  $x$  et  $s$ .

Afin de retrouver une approche classique pour l'estimation de l'ouverture de fissure, consistant à intégrer le champ de déformation EF le long du profil 1D, on peut considérer comme fonction de filtrage, la fonction porte :

$$\phi(x - s) = \mathcal{H} \left( 0,5l_f - |x - s|^2 \right) \quad (4.16)$$

Avec cette dernière fonction poids, on obtient pour l'estimation de l'ouverture de fissure :

$$[|u|] = \int_{x_f - 0,5l_f}^{x_f + 0,5l_f} \varepsilon_{FE}(s) ds \quad (4.17)$$

En pratique, la fonction de filtrage de l'équation 4.15 considère que la déformation anélastique d'un point éloigné de la position de la macro-fissure ne va pas participer autant à l'ouverture de fissure qu'un point situé au droit de la fissure. Alors que la fonction de filtrage de l'équation 4.16, considère que le champ de déformation anélastique participe totalement à l'ouverture de la macro-fissure et qu'aucune partie de la déformation anélastique n'est utilisée pour générer de la micro-fissuration.

Dans ce travail, la fonction de filtrage choisie est la fonction gaussienne.

La méthode considérée se limite au calcul des ouvertures de fissuration en mode I. Celle-ci est considérée comme la source de fissuration la plus courante et correspond aux quantités recherchées dans le cadre de cette étude.

## 2.3 Recherche du trajet de la fissure

La localisation de la position de la fissure, information correspondant à une donnée topologique, peut être identifiée à partir de l'analyse d'un champ représentatif de la fissuration. Pour réaliser cette analyse, on peut se baser sur des méthodes de recherche topologique [Bottoni *et al.*, 2015] [Feld-Payet *et al.*, 2015].

### 2.3.1 Champ représentatif de la fissuration

Les méthodes topologiques classiques permettent l'analyse de champs exprimés sous la forme :  $Z(x,y)$ . Dans le cas présent, on considère un champ représentatif de la fissuration. Ce champ scalaire représentant la dégradation du matériau peut-être une variable interne du modèle continu (endommagement),

une déformation plastique ou effective... Nous avons vu au §2.1 que la déformation anélastique pouvait être, en considérant certaines hypothèses, caractéristique de la fissuration. La déformation anélastique étant représentée par un tenseur d'ordre 2, il est nécessaire de définir une norme de ce tenseur pour se ramener à l'étude du champ scalaire :  $\|\varepsilon^{an}\|(x,y)$ .

### Critère de Rankine

Une première approche pour définir une norme du tenseur de déformation anélastique est de considérer que le mécanisme d'ouverture de fissure correspond à un mode I de fissuration (FIG. 4.8). L'ouverture de fissure se caractérise

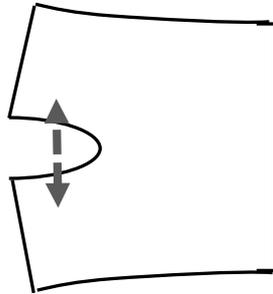


FIGURE 4.8: Mode I de fissuration : ouverture de fissure.

par un saut de déplacement issu d'une traction (i.e. éloignement des lèvres de la fissure) et la déformation associée est donc positive.

On peut ainsi définir la norme suivante sur le tenseur de déformation anélastique pour caractériser la fissuration de mode I (EQN. 4.18) :

$$\|\varepsilon^{an}\|(x,y) = \left\langle \max_i [\varepsilon_i^{an}(x,y)] \right\rangle_+ \quad (4.18)$$

avec  $\langle \cdot \rangle_+$  le symbole de Macauley :  $\langle a \rangle_+ = a$  si  $a > 0$  et  $\langle a \rangle_+ = 0$  si  $a \leq 0$ .  $\varepsilon_i^{an}$  correspond aux déformations principales avec  $i = 1, 2, 3$ . Dans le cadre d'un calcul éléments finis, cette norme peut être calculée en chaque point d'intégration (i.e. lieu de calcul de toutes les quantités à intégrer dans un cadre éléments finis). On discutera par la suite de l'exploitation de ce champ pour la ré-analyse et notamment l'interpolation sur une grille régulière.

Cette norme est intéressante dans le cas de recherche de l'ouverture maximale en mode I.

### Critère de Mazars

En s'inspirant du critère proposé par [Mazars, 1986], on peut également considérer

la fissuration comme étant une quantité associée aux déformations d'extension. La norme s'exprime alors suivant l'équation 4.19.

$$\|\varepsilon^{an}\|(x,y) = \sqrt{\sum_i \langle \varepsilon_i^{an}(x,y) \rangle_+^2} \quad (4.19)$$

### Critère sur la projection du tenseur des déformations

Une autre approche consiste à considérer la direction des déformations principales anélastiques positives dans la recherche des points de la fissure. En effet, les deux premiers champs considérés (maximum des déformations principales positives et déformation équivalente de Mazars) perdent la directionnalité du tenseur des déformations. Nous verrons par la suite, que la procédure de recherche topologique recherche un point de la fissure comme étant le maximum sur un profil de projection 1D pouvant s'apparenter à la direction normale à la fissure. Ainsi, pour la détermination d'un point de la fissure, on peut considérer la participation du tenseur de déformation principale anélastique positif suivant ce profil de recherche de maximum (FIG. 4.9).

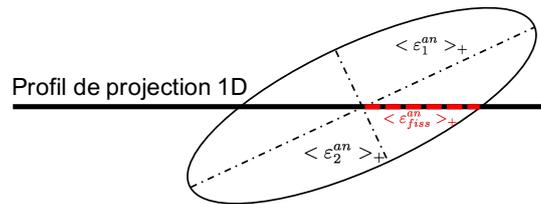


FIGURE 4.9: Projection de la déformation principale sur le profil de recherche de maximum.

### Critère sur la projection de la déformation anélastique

Une dernière approche peut être de considérer la direction normale à la fissure dans la recherche du point de fissure. On peut ainsi considérer la projection de la déformation anélastique suivant le profil de recherche (FIG. 4.10).

## 2.3.2 Interpolation et projection de champ

Le champ de déformation anélastique ainsi que les normes associées se calculent au niveau des points d'intégration. Ainsi, on obtient pour l'analyse topologique un champ discret :  $\|\varepsilon^{an}\|(x_{pdg}, y_{pdg})$  avec  $(x_{pdg}, y_{pdg})$  les coordonnées de ces points. Afin de faciliter la ré-analyse, une expression du champ défini aux points de Gauss sur une grille régulière est considérée (FIG. 4.11). La méthode d'interpolation considérée s'appuie sur une triangulation de Delaunay des données et est réalisée par l'intermédiaire de la fonction *griddata* de MATLAB.

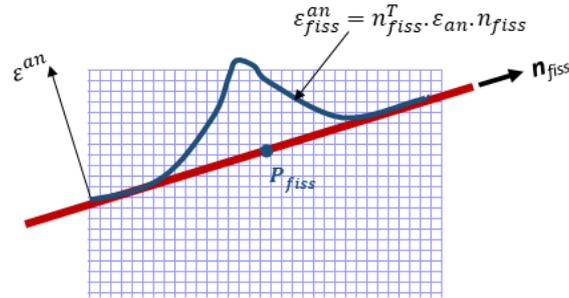


FIGURE 4.10: Projection de la déformation anélastique sur le profil de recherche de maximum.

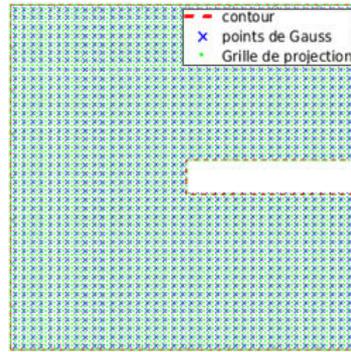


FIGURE 4.11: Localisation des points de Gauss et grille de projection régulière.

### 2.3.3 Critère de direction

La méthode considérée pour l'analyse d'un champ 2D, dont les principaux éléments sont résumés ici, est explicitée en détail dans [Bottoni *et al.*, 2015]. La procédure exposée dans ce travail propose une modification vis-à-vis de la méthode initiale concernant la détermination de la direction de la fissuration. Soit un point  $P_i$  du domaine  $\Omega$  et un champ de déformation anélastique  $\varepsilon^{an}$ . La direction de la normale à la fissure  $\theta_{fiss}$  est définie par le problème de maximisation suivant :

$$\theta_{fiss} = \max_{\theta} \{ \theta \in [0, \pi[; [|u|](\theta, \varepsilon^{an}) \} \quad (4.20)$$

Cette formulation du problème se généralise facilement à un cas 3D, en considérant la direction de la normale définie dans le système de coordonnées sphériques ( $r, \theta, \varphi$ ).

La direction de la normale à la fissure  $\theta_{fiss}, \varphi_{fiss}$  est donc définie par le problème de maximisation suivant :

$$(\theta_{fiss}, \varphi_{fiss}) = \max_{\theta, \varphi} \{ \theta \in [0, \pi[ \text{ et } \varphi \in [0, \pi[; [|u|](\theta, \varphi, \varepsilon^{an}) \} \quad (4.21)$$

Cette formulation exprime le fait que la normale est telle que l'ouverture en mode I dans cette direction est maximale au sens de l'ouverture exprimée au §2.2.1.

Le problème de maximisation du couple d'angles  $\{\theta, \varphi\}$  revient à un problème de minimisation de  $\{-\theta, -\varphi\}$ . Celui-ci est résolu avec l'algorithme *fminsearchbd* de MATLAB<sup>®</sup>, qui permet de borner les intervalles de recherche des paramètres.

### 2.3.4 Méthode de balayage radial

Cette section expose la méthode complète de quantification de la fissuration en s'appuyant sur la méthode présentée pour déterminer l'ouverture de fissure ainsi que sur la résolution du problème défini dans les équations 4.20 et 4.21 pour déterminer la direction et la position de la fissure.

La méthode de recherche par balayage radial est exposé sur le plan algorithmique pour le cas 2D (ALG. 2) et le cas 3D (ALG. 3).

---

**Algorithm 2:** Méthode de détermination de la position et l'ouverture de fissure en un point - 2D

---

**Data:**  $\varepsilon^{an}$ ,  $P_{ini}$ ,  $l_f$ ,  $l_{1D}$ , fonction filtre

**Result:**  $P_{fiss}$ ,  $[[u]]$ .

**for**  $i = 1 : n_{iter}$  **do**

1. Définition d'un nouvel angle  $\theta^{i+1}$  (algorithme d'optimisation)
2. Définition du profil 1D de projection :  
 $\mathbf{x}^{1D}(P_{fiss}, \theta^{i+1}, l_{1D})$  (FIG. 4.12)
3. Calcul du critère sur le profil 1D :  
 $\varepsilon_{an}^{fiss}(\mathbf{x}^{1D}, \varepsilon^{an})$
4. Convolution du critère :  
 $(\varepsilon_{FE} * \phi)(x_j^{1D}) = \int_{\ell} \varepsilon_{an}^{fiss}(s) \cdot \phi(x_j^{1D} - s) ds$
5. Calcul de l'ouverture et la position du maximum ( $x_f^{1D}$ ) sur le profil 1D :  
 $[[u]](\theta^{i+1}) = \max_{x_j^{1D}} \left( (\varepsilon_{FE} * \phi)(x_j^{1D}) \right)$  et  
 $\left( (\varepsilon_{FE} * \phi)(x_f^{1D}) \right) = [[u]](\theta^{i+1})$
6. Correction de la position de  $P_{fiss}^{test}$  en fonction de l'écart de ce dernier avec la position du maximum du profil convolué défini par  $x_{pf}$  tel que :  
 $x_{pf} \leq crit_{x_{pf}}$  (FIG. 4.13).

**if**  $[[u]](\theta^{i+1}) = \min_{\theta} (-[[u]](\theta))$  **then**

└  $\theta_f = \theta^{i+1}$

**else**

└ on itère

---

---

**Algorithm 3:** Méthode de détermination de la position et l'ouverture de fissure en un point - 3D

---

**Data:**  $\epsilon^{an}$ ,  $P_{ini}$ ,  $l_f$ ,  $l_{1D}$ , fonction filtre

**Result:**  $P_{fiss}$ ,  $[[u]]$ .

**for**  $i = 1 : n_{iter}$  **do**

1. Définition d'une nouvelle direction  $\theta^{i+1}$ ,  $\varphi^{i+1}$   
(algorithme d'optimisation)
  2. Définition du profil 1D de projection :  
 $\mathbf{x}^{1D}(P_{fiss}, \theta^{i+1}, \varphi^{i+1}, l_{1D})$
  3. Calcul du critère sur le profil 1D :  
 $\epsilon_{an}^{fiss}(\mathbf{x}^{1D}, \epsilon^{an})$
  4. Convolution du critère :  
 $(\epsilon_{FE} * \phi)(x_j^{1D}) = \int_{\ell} \epsilon_{an}^{fiss}(s) \cdot \phi(x_j^{1D} - s) ds$
  5. Calcul de l'ouverture et la position du maximum ( $x_f^{1D}$ ) sur le profil 1D :  
 $[[u]](\theta^{i+1}, \varphi^{i+1}) = \max_{x_j^{1D}} ((\epsilon_{FE} * \phi)(x_j^{1D}))$  et  
 $((\epsilon_{FE} * \phi)(x_f^{1D})) = [[u]](\theta^{i+1}, \varphi^{i+1})$
  6. Correction de la position du point de fissure en fonction du décalage  $x_{pf}$
- if**  $[[u]](\theta^{i+1}, \varphi^{i+1}) = \min_{\theta, \varphi} (-[[u]](\theta, \varphi))$  **then**  
    └  $\theta_f = \theta^{i+1}$  et  $\varphi_f = \varphi^{i+1}$   
**else**  
    └ on itère
- 

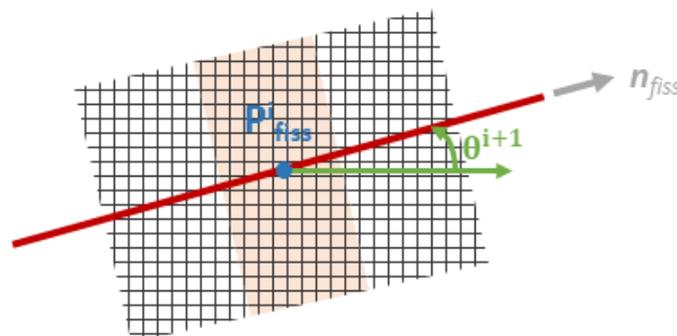


FIGURE 4.12: Définition de l'angle directeur de la droite de projection.

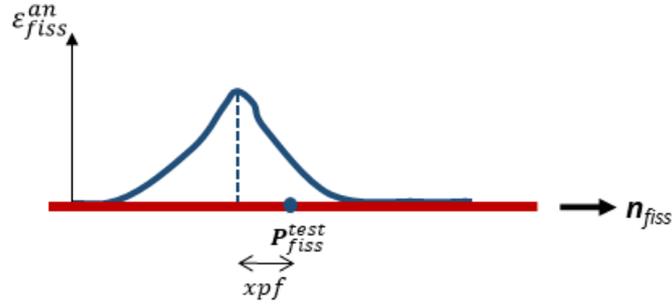


FIGURE 4.13: Correction de la position de la fissure en fonction du décalage avec la position du maximum du profil convolué.

### 2.3.5 Méthode de propagation de la fissure

La méthode de recherche du trajet de fissuration détaillé ci-dessus suppose la connaissance du point initial de fissure. Celui-ci correspond au point qui maximise le critère représentatif de la fissuration choisi.

#### Propagation en 2D

La méthode de propagation en 2D reprend celle développée par [Bottoni *et al.*, 2015]. Les principales étapes pour la définition d'un nouveau point de recherche sont les suivantes :

1. Point initial de la fissure  $P_{fiss}^{i+1}$  et direction normale à la fissure  $\mathbf{n}_{fiss}^{i+1}$ .
2. Définition d'un point test  $P_{test}^{i+1}$  tel que :
 
$$\|P_{fiss}^{i+1} P_{test}^{i+1}\| = h \text{ et } (\mathbf{n}_{fiss}^{i+1}, \mathbf{n}_{dir}^{i+1}) = \frac{\pi}{2}$$
 avec :  $\mathbf{n}_{dir}^{i+1} = \frac{P_{fiss}^{i+1} P_{test}^{i+1}}{\|P_{fiss}^{i+1} P_{test}^{i+1}\|}$  et  $h$  le pas d'avancement le long du trajet de la fissure.

#### Propagation en 3D

La méthode de propagation en 3D est l'extension de la méthode 2D développée par [Bottoni *et al.*, 2015]. Les étapes pour la définition d'un nouveau point de recherche sont les suivantes :

1. Point initial de la fissure  $P_{fiss}^{i+1}$  et direction normale à la fissure  $\mathbf{n}_{fiss}^{i+1}$  (FIG. 4.14).
2. Définition d'un ensemble de points  $P_R^k$  formant l'ensemble  $\Omega_R$  distants de  $R \pm \delta_R$  de  $P_{fiss}^{i+1}$ , avec  $R$  pas d'avancement de la recherche et  $\delta$  paramètre fonction de l'espacement des points de la grille régulière (FIG. 4.15).

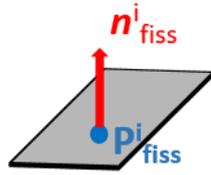


FIGURE 4.14: Détermination du point initial et de la direction initiale

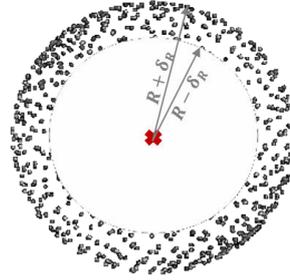


FIGURE 4.15: Ensemble  $\Omega_R$

- Définition d'un ensemble de points formant l'ensemble  $\Omega_{fiss}$  appartenant à  $\Omega_R$  tels que :

$$\left| (P_{fiss}^{i+1} P_R^k) \cdot \mathbf{n}_{fiss}^{i+1} \right| < \delta_f$$

avec  $\delta_f$  un paramètre fonction de l'espacement des points de la grille régulière (FIG. 4.16(a)).

- Définition des nouveaux points de recherche de la fissure  $P_{fiss}^{test(k)}$  (FIG. 4.16(b)). Cette étape permet de limiter le nombre de points décrivant la surface de fissuration, et éviter ainsi d'alourdir la méthode en terme de temps de calcul. Ces points  $P_{fiss}^{test(k+1)}$  sont répartis de manière régulière sur le contour tels que :

$$\min_{P_{fiss}^{test(k+1)}} \left[ (P_{fiss}^{i+1} P_{fiss}^{test(k)}, P_{fiss}^{i+1} P_{fiss}^{test(k+1)}) - \frac{2 \cdot \pi}{n_{p^{test}}} \right] \quad (4.22)$$

avec  $P_{fiss}^{test(1)}$  choisi arbitrairement comme  $\min_{P_{fiss}^{test(k)}} \left| (P_{fiss}^{i+1} P_R^k) \cdot \mathbf{n}_{fiss}^{i+1} \right|$  et  $n_{p^{test}}$  le nombre maximal de nouveaux points de recherche.

- Définir les points à l'intérieur de la sphère de centre  $P_{fiss}^{i+1}$  et de rayon  $R$  comme étant déjà traités (i.e. points non considérés pour les définitions des point  $P_{fiss}^{test(k)}$  suivants) (FIG. 4.17).

Cette méthode est illustrée sur l'exemple de recherche des points d'une fissure plane de normale fixée (0; 1; 1) et de point de fissure initiale (0, 5; 0, 5; 0, 5). En rouge, sont représentés les points non traités de la grille et en bleu les points tests de la fissure déterminés par l'algorithme.

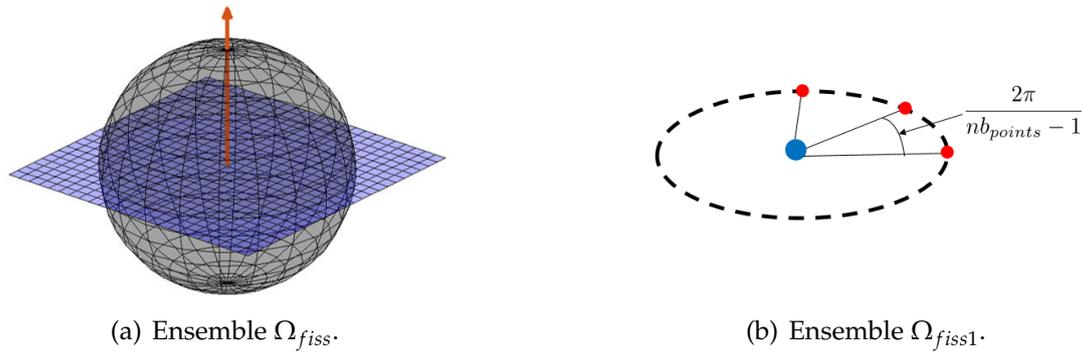


FIGURE 4.16: Propagation de l'ensemble des points pour la recherche du trajet de fissure.

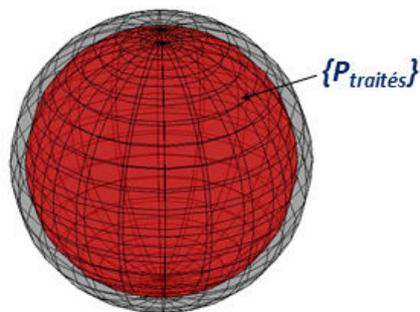


FIGURE 4.17: Ensemble des points traités à l'itération  $i$ , à filtrer du traitement à l'itération  $i+1$ .

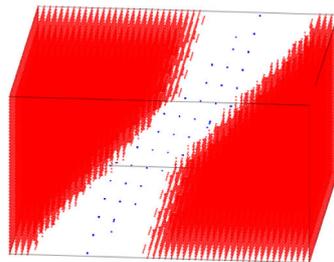


FIGURE 4.18: Exemple de détermination des points d'une fissure plane dans un bloc cubique.

### 2.3.6 Critères d'arrêt

L'arrêt de la propagation de la fissure est gérée par les critères suivants :

- le point  $P_{fiss}^{i+1}$  est à l'extérieur du domaine d'intérêt ;

- le maximum du profil convolué utilisé comme critère est inférieur à une valeur seuil  $X_{seuil}$ .

## 2.4 Influence des paramètres numériques de la procédure

La procédure est basée sur l'utilisation de paramètres numériques : le pas de discrétisation de la grille ' $pas_x$ ', le pas d'avancement ' $pas_f$ ', la longueur de la droite de projection ' $lort$ ', la longueur de régularisation ' $lreg$ ', le nombre de points ' $nbp_d$ ' et l'angle de balayage maximal ' $amax$ '. L'influence des résultats en fonction du choix de ces paramètres est brièvement investiguée dans ce qui suit.

### Influence de la valeur seuil

La valeur limite de  $X_{seuil}$  n'affecte pas la précision de la recherche de fissure, et ne sera donc pas discutée en détail. Le choix dépend de la signification physique de la variable  $X$  du modèle continu choisie. Une façon de fixer ce paramètre dans le cas des modèles d'endommagement a été fourni dans [Dufour *et al.*, 2008b], où une méthode permettant d'associer une erreur à l'ouverture de fissure calculée à chaque point du chemin de fissure est suggérée.

Une autre façon proposée par [Pijaudier-Cabot *et al.*, 2009], pour qui  $X_{seuil}$  est choisi dans le but de donner une estimation correcte des fuites, propose une loi pour traiter la transition dans les propriétés de transfert de l'endommagement diffus à la fissure réelle.  $X_{seuil}$  ne peut donc pas être défini de manière unique, le choix dépend de la variable d'état choisie ainsi que du problème à traiter après la recherche du chemin de fissure.

### Influence du pas de la grille

On considère différents pas de la grille de discrétisation  $pas_x$  allant de 0,1 à 1 fois la taille de maille considérée pour le calcul EF  $pas_{EF}$ .

On remarque, d'après la FIG. 4.19, que pour un pas de discrétisation largement supérieur à la taille de maille EF, les résultats d'ouverture de fissure sont sur-estimés alors que pour un pas de discrétisation de l'ordre de grandeur de la taille de maille EF, les ouvertures semblent être cohérentes entre elles.

### Influence du pas d'avancement de la recherche topologique

On considère différents pas de d'avancement  $pas_f$  allant de 0,1 à 1 fois la taille de maille considérée pour le calcul EF  $pas_{EF}$ .

On remarque, d'après la FIG. 4.20, que pour tous les pas considérés, les résultats d'ouverture de fissure sont confondus en pointe d'entaille, là où l'endommagement est maximal. Alors que loin de l'entaille, là où l'endommagement est inférieur à 1, ce n'est pas forcément le cas.

La même observation peut être également tirée pour les trajets de fissure (FIG. 4.21).

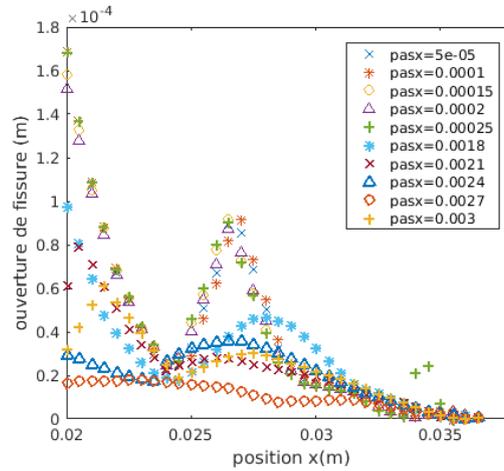


FIGURE 4.19: Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure au pas de la grille de discrétisation.

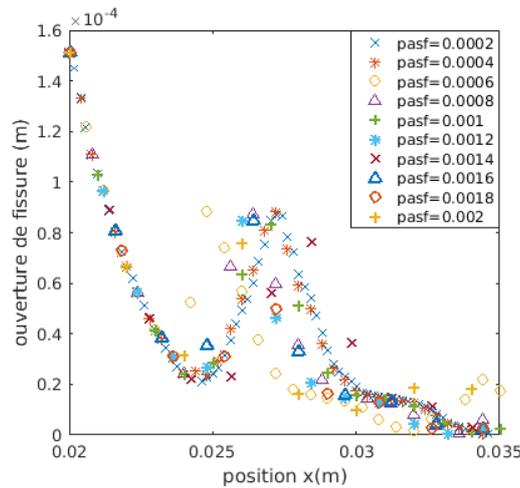


FIGURE 4.20: Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à la longueur de recherche.

Pour un pas de recherche inférieur à 0,3 fois la taille de maille EF, les ouvertures sont assez concordantes tout le long du chemin de fissure.

### Influence de la longueur de projection

La longueur de la droite de projection a été investiguée en considérant des valeurs de  $l_{ort}$  comprises entre 10 et 100 fois la taille de maille EF. Les résultats représentés à la FIG. 4.22 convergent entre eux pour toutes les valeurs considérées de  $l_{ort}$ .

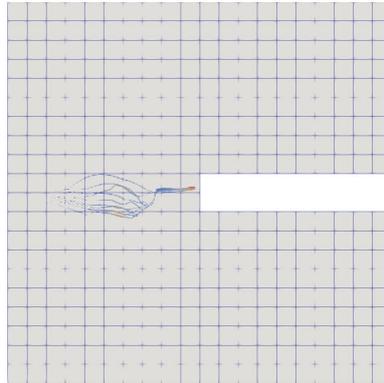


FIGURE 4.21: Sensibilité des résultats de trajets de fissure à la longueur de recherche.

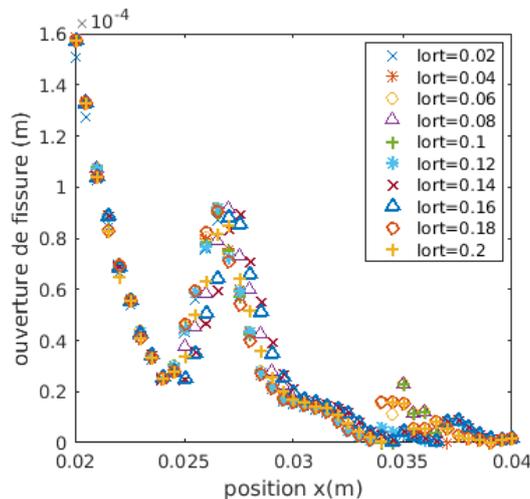


FIGURE 4.22: Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à la longueur de projection.

**Influence de la longueur pour la fonction poids**

Différentes valeurs de longueur pour la fonction poids (gaussienne) du produit de convolution ont été adoptées, allant de 0,05 à 0,5 fois la taille de la ZOI investiguée.

D'après les résultats tracés à la FIG. 4.23, on remarque que pour des longueurs de l'ordre de la taille de maille du calcul EF, les ouvertures de fissures sont sous-estimées. Alors qu'à partir du longueur supérieure à quatre fois la taille de maille EF, les résultats semblent être en concordance entre eux.

Ces résultats sont en concordance avec le fait qu'une longueur faible ne permet pas d'inclure toute la FPZ.

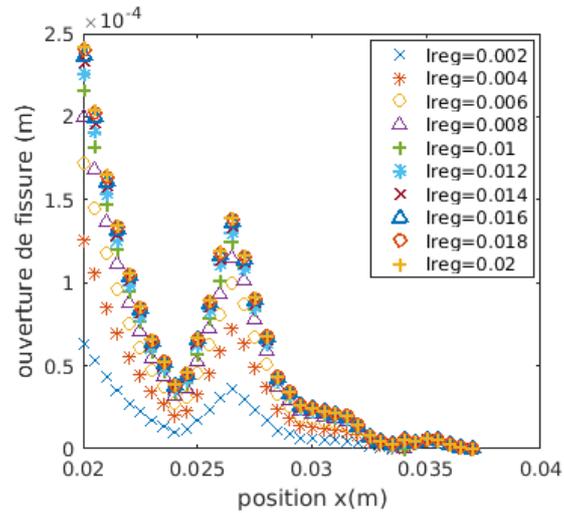


FIGURE 4.23: Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à la longueur de régularisation.

#### Influence du nombre de points sur la droite de projection

Le nombre de points sur la droite de projection, sur lesquels le critère représentatif de la fissuration est évalué, est investigué. On considère un nombre de points  $n_{bpd}$  compris entre 10 et 460 sur une longueur de projection  $l_{ort}$  égale à 0,01.

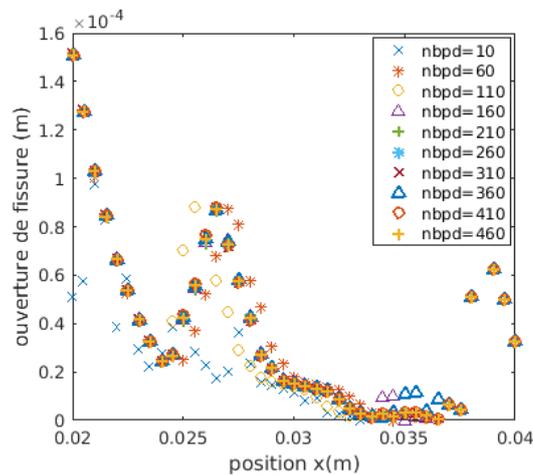


FIGURE 4.24: Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure au nombre de points sur la droite de projection.

La FIG. 4.24 montre que pour un nombre de points inférieur à 110, les valeurs d'ouverture de fissure divergent le long de la position  $x$ . Les résultats d'ouverture

de fissure semblent être en concordance à partir d'un nombre de points supérieur à 160. Dans ce sens, l'indépendance du chemin de fissure au maillage est assurée.

**Influence du nombre de l'angle limite de balayage**

On considère des angles limites de balayage allant de  $0,1\pi$  à  $\pi$ . À partir d'un certain angle de l'ordre de  $0,5\pi$ , les ouvertures de fissure le long de la position  $x$  convergent vers une même valeur. En dessous de cet angle seuil, les ouvertures de fissure sont sous-estimés (FIG. 4.25).

Les chemins de fissure ainsi obtenus sont représentés à la FIG. 4.26. Un chemin identique est retrouvé à partir d'une certaine valeur de  $a_{max}$ , de l'ordre de  $0,6\pi$ .

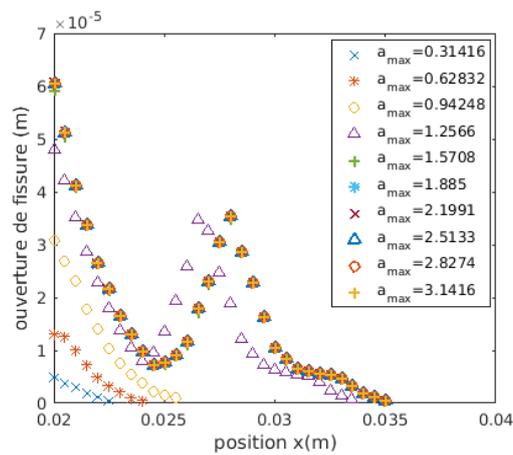


FIGURE 4.25: Sensibilité des résultats d'ouverture de fissure à l'angle de balayage maximal.

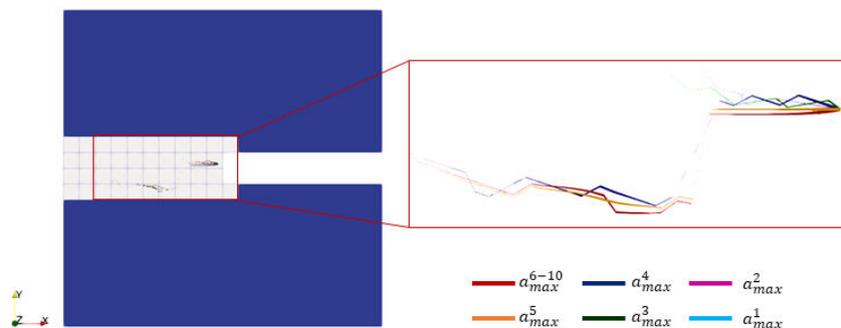


FIGURE 4.26: Trajets de fissure en fonction de l'angle maximal de balayage.

### 3 Application 2D

Nous proposons dans cette section l'étude d'un cas test sous sollicitations dynamiques. Une éprouvette prismatique de section carrée de dimension  $d = 4\text{cm}$  et de longueur  $4d$  entaillée à mi-hauteur, a été soumise à un chargement de flexion un-point aux barres de Hopkinson. Le modèle global est détaillé au chapitre 3 (c.f. §2.3).

#### 3.1 L'essai et l'analyse globale

Le champ d'endommagement final est présenté sur la FIG. 4.27 et permet de définir la région d'intérêt (ROI) à ré-analyser. Dans l'exemple présenté, la taille de cette zone est de  $4\text{cm} \times 4\text{cm}$ .

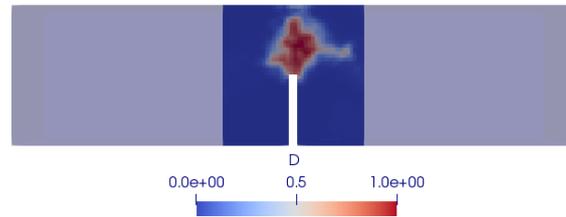


FIGURE 4.27: Champ d'endommagement et définition de la ZOI.

On vérifie dans un premier temps la concordance des résultats issus du modèle global avec ceux obtenus expérimentalement. La méthode de corrélation d'images est utilisée pour extraire les champs de déplacements à l'aide du logiciel *Correli RT3* [Tomicevc *et al.*, 2013]. Comme le montre la FIG. 4.28, à un instant donné  $t = 0,51\text{ms}$ , les champs de déplacement dans la direction longitudinale de l'éprouvette sont similaires.

#### 3.2 Post-traitement DEAP

Dans cette section, le post-traitement à l'échelle locale est conduit avec le modèle aux éléments discrets DEAP. La démarche, telle qu'elle a été proposée par [Oliver-Leblond *et al.*, 2013], a été adaptée pour le post-traitement d'un calcul réalisé avec LS-DYNA. L'extraction des maillages et des champs résultants de l'analyse globale sont gérés à l'aide d'un programme PYTHON.

Pour le modèle local aux éléments discrets, le maillage de la zone de ré-analyse est constitué de 3500 particules, et est superposé au maillage global sur la FIG. 4.29. Les lignes rouges indiquent les frontières sur lesquelles les champs de déplacements issus du calcul continu interpolés au niveau du maillage ED sont appliqués. Le trajet de fissure ainsi que les ouvertures associées sont représentées

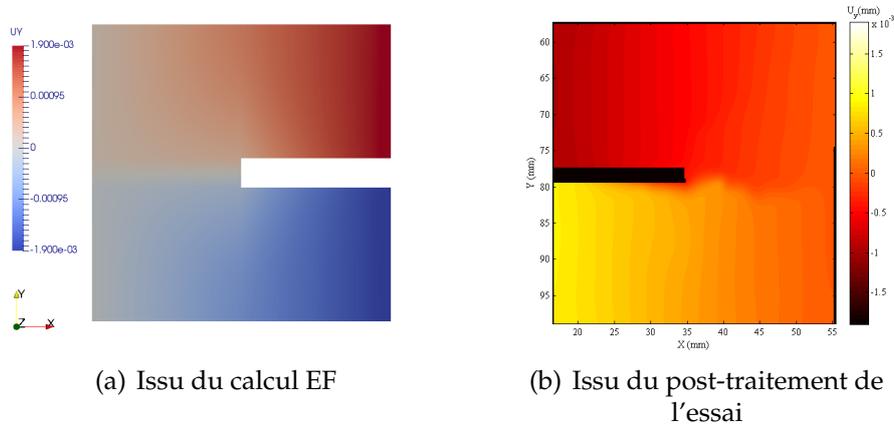


FIGURE 4.28: Champ de déplacement  $U_y$  dans la ROI.

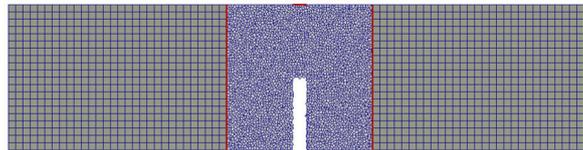


FIGURE 4.29: Maillage aux EF de l'éprouvette et aux ED pour la zone d'intérêt.

sur la ROI à la FIG. 4.30(a). En effet, du fait du caractère aléatoire de la génération

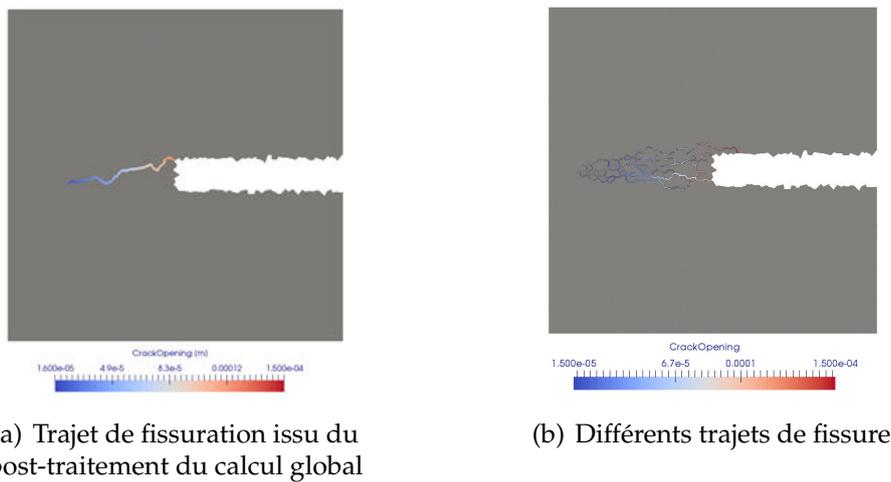


FIGURE 4.30: Post-traitement de la fissure avec DEAP.

du maillage et des seuils de rupture, la ré-analyse conduite plusieurs fois peut donner des résultats dispersés comme le montre la FIG. 4.30(b). Il serait donc pertinent de considérer la moyenne de ces résultats sur un grand nombre de calculs

discrets. Néanmoins, la fissuration retrouvée numériquement est assez cohérente en terme de trajet avec l'expérimentation.

### 3.3 Post-traitement *PostFiss*

La ROI à post-traiter est discrétisée selon un pas défini inférieur à la taille de maille du modèle EF, et le champ de déformation anélastique issu du calcul EF est interpolé au niveau de la grille (FIG. 4.31). Le point initial est déterminé en fonction du critère choisi ; à savoir le critère directionnel sur le rayon tensoriel (FIG. 4.32).

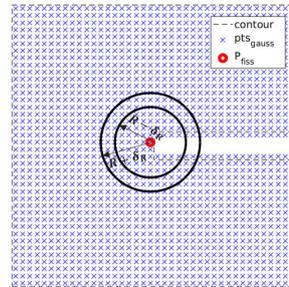
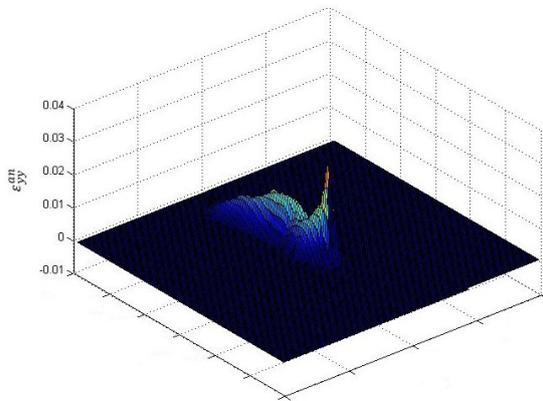


FIGURE 4.31: Composante YY du champ de déformation anélastique interpolé sur la grille. FIGURE 4.32: Détermination du point initial de la fissure sur la grille.

Le point initial de fissure est ensuite corrigé en fonction du décalage de la position du maximum du champ critère sur le profil de projection (FIG. 4.33). Cette étape est entreprise pour tous les points. Le trajet de fissure ainsi que

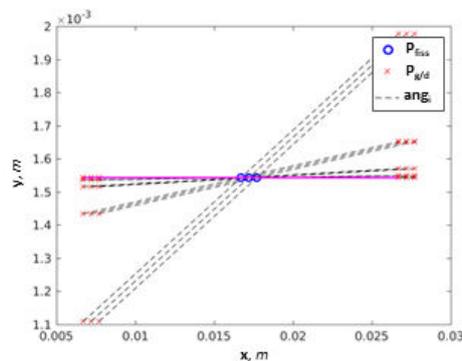


FIGURE 4.33: Recherche du point de fissure et correction du décalage.

les ouvertures associées sont représentés à la FIG. 4.34. Comparés aux résultats

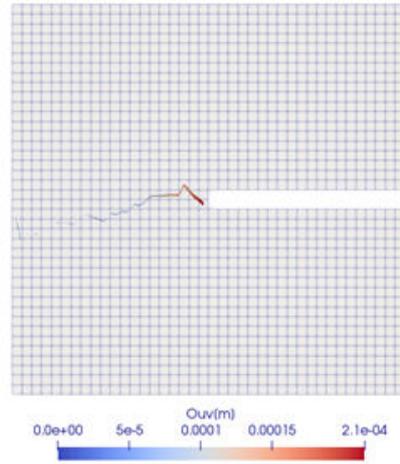


FIGURE 4.34: Trajet et ouverture de fissure issus de la procédure *PostFiss*.

issus du post-traitement avec DEAP, la procédure *PostFiss* donne des profils et des longueurs de fissures similaires. Il en est de même pour les ouvertures de fissure.

### 3.4 Confrontation aux résultats expérimentaux

Afin de valider les approches de post-traitement numérique, on procède à la comparaison des résultats numériques à ceux obtenus expérimentalement.

On peut remonter aux discontinuités par l'analyse du champ des résidus de la corrélation d'images, correspondant aux écarts des niveaux de gris entre l'image de référence et l'image déformée à convergence et sont donc un indicateur de la fissure. Celui-ci est représenté sur la FIG. 4.35. On constate un trajet de fissure assez similaire à celui obtenu avec la procédure *PostFiss*.

Le champ de déplacement le long de la ligne verticale en noir sur la FIG. 4.36(a) est tracé à la FIG. 4.36(b). Celui-ci présente un saut représentant l'ouverture de fissure au point où la ligne intersecte la fissure. L'ouverture de fissure est ainsi extraite le long de la largeur de la ZOI (position  $x$ ). Ce post-traitement est fait pour les images issues des deux caméras rapides HPV et SA5 (c.f. chapitre 2) de part et d'autre de l'éprouvette.

De même, on extrait les ouvertures de fissure le long de la largeur de la ZOI en partant de la pointe de l'entaille. Les valeurs d'ouverture de fissure, tout le long de la position  $x$ , obtenues expérimentalement via la DIC et numériquement via la procédure *Postfiss* et DEAP (FIG. 4.37).

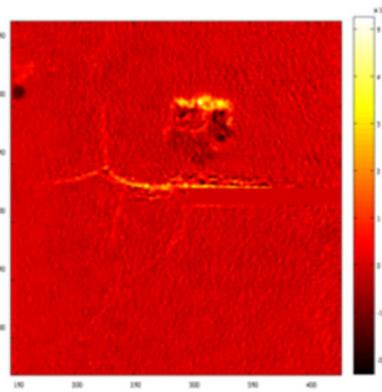
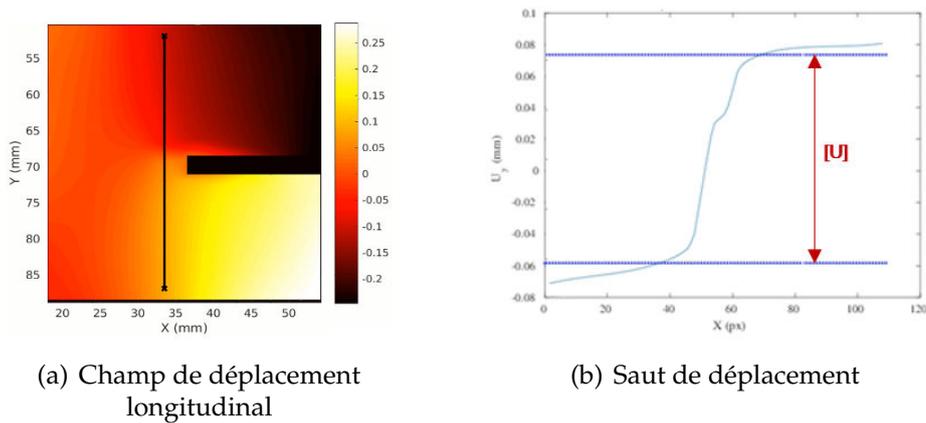


FIGURE 4.35: Champ des résidus issu de la corrélation d'images.



(a) Champ de déplacement longitudinal

(b) Saut de déplacement

FIGURE 4.36: Mesure de l'ouverture de fissure à partir de la DIC.

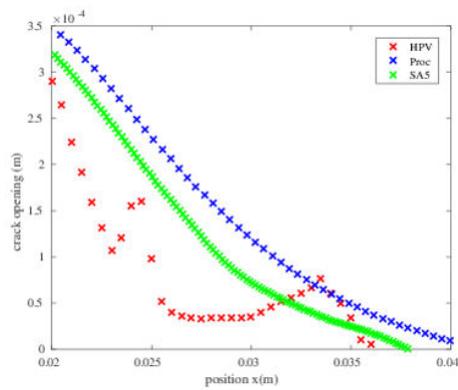


FIGURE 4.37: Ouverture de la fissure extraite de la DIC et de la procédure.

La longueur expérimentale de la fissure ainsi que son ouverture sont reproduites numériquement. Les ré-analyses locales du comportement global via le modèle DEAP et la procédure *PostFiss* permettent donc d'obtenir des résultats fins et corrects sur la fissuration.

## 4 Cas-test 3D

Le cas test en 3D est de même un essai de flexion 1-point dynamique. La simulation de l'essai réalisée sous LS-DYNA permet de retrouver les champs d'endommagement (FIG. 4.38(a)) et de déterminer ainsi une ZOI (en rouge à la FIG. 4.38(b)).

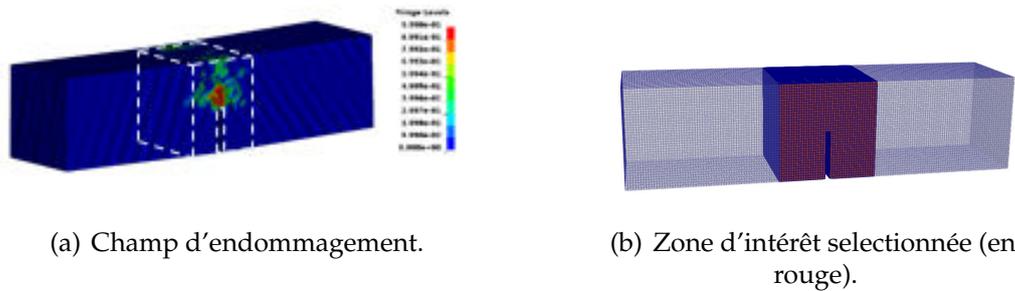


FIGURE 4.38: Extraction de la ZOI du modèle EF.

Les champs d'intérêts tels que l'endommagement et la déformation sont extraits au niveau de la ZOI. On représente à la FIG. 4.39(a) le champ d'endommagement et à la FIG. 4.39(b) le champ de déformation  $\varepsilon_{yy}$ .

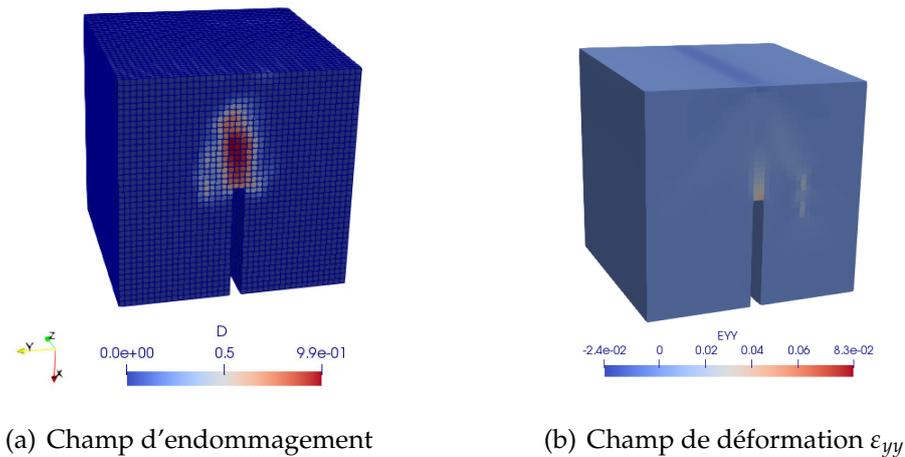


FIGURE 4.39: Extraction des champs d'intérêt de la ZOI.

On montre à la FIG. 4.40, la recherche de la direction de fissure basé sur un algorithme de minimisation permettant de trouver le couple d'angle  $(\theta, \varphi)$  correspondant à  $n_{fiss}$ .

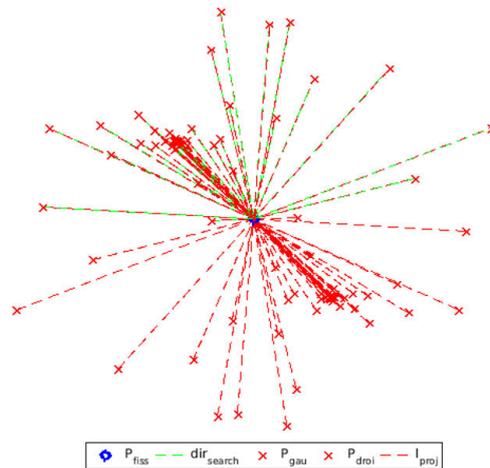


FIGURE 4.40: Recherche de la direction de la fissure.

La ré-analyse locale de la zone endommagée par la procédure PostFiss en 3D n'a été faite que pour deux pas d'avancement. À l'état actuel, la procédure en 3D est lourde en temps de calcul.

Il s'agit donc d'un premier résultat et l'algorithme devra être optimisé dans le futur. Les informations sur le trajet de fissure et d'ouverture obtenus sont représentés à la FIG. 4.41.

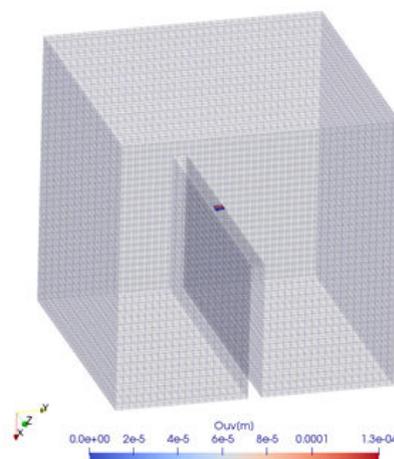


FIGURE 4.41: Trajet et ouverture de la fissure en 3D à deux pas d'avancement.

Les valeurs d'ouverture de fissure sont légèrement plus faibles que celles obtenues via la procédure *PostFiss* en 2D ou celles des mesures expérimentales faites en surface de l'éprouvette. Une validation plus judicieuse des résultats numériques serait de comparer ces derniers à des mesures de champs de déplacement issus par corrélation aux images tridimensionnelles obtenues par tomographie. En vue d'améliorer la procédure, une version sans correction de la position de la fissure, via le paramètre *xpf* (c.f. §2.3.4), pourrait être une alternative dans un premier temps. On pourrait aussi envisager de réduire le nombre de points de recherche à chaque pas, ou de considérer des valeurs de pas d'avancement plus importants.

## 5 Synthèse

Les modèles macroscopiques continus tels que les modèles élasto-plastique endommageables, largement développés ces deux dernières décennies, réussissent à prédire le comportement fortement non linéaire des structures du génie civil. Toutefois, ils ne permettent pas de donner des informations précises sur la fissuration comme l'espacement ou les ouvertures. Pour résoudre cette problématique, un post-traitement d'un calcul EF a été proposé dans ce chapitre afin d'extraire des caractéristiques quantifiables liées à la fissuration. Deux méthodes, permettant de retrouver le chemin de fissure et quantifier les ouvertures a posteriori, à partir des résultats du calcul continu aux éléments finis, ont été proposées : l'une discrète et l'autre continue. Le post-traitement n'est pertinent que si le modèle continu est capable de décrire le comportement et l'endommagement de la structure. Le post-traitement est indépendant du modèle global et est donc applicable à tous les modèles continus. Ceci ne rend pas la simulation plus coûteuse et la mise en oeuvre reste non intrusive au code EF.

La première méthode est une méthode globale/locale qui introduit un modèle mécanique aux éléments discrets à l'échelle plus fine pour obtenir des informations sur la fissure en utilisant le champ de déplacement issu du calcul élément fini comme conditions aux limites.

La seconde se base sur une recherche topologique pour la localisation de la fissure. Proposée par [Bottoni *et al.*, 2015], cette méthode a été reprise dans ce travail et le critère de propagation a été modifié ainsi que le calcul de la direction de propagation. L'extension de cette méthode au 3D a été détaillée et développée. Ensuite, une méthode basée sur une comparaison d'un champ issu d'une discontinuité forte et du même champ issu d'un calcul éléments finis proposée par [Dufour *et al.*, 2008b] a permis de remonter à l'ouverture de fissure. Étant donnée que la méthode utilise plusieurs paramètres numériques, une analyse de sensibilité des

paramètres a été conduite afin d'étudier la gamme des valeurs dans laquelle ils doivent être compris.

Ces deux approches ont été appliquées au même calcul par éléments finis ; à savoir la simulation numérique de l'essai de flexion 1-point dynamique. Les chemins ainsi que les ouvertures de fissure obtenus ont été comparés aux résultats expérimentaux issus du post-traitement via la DIC et ont permis de valider l'approche. Finalement, un premier cas test pour l'application de la procédure *Postfiss* en 3D a été présenté. Il s'agit de résultats initiaux permettant de valider la faisabilité de l'approche. Des améliorations devraient être apportés pour optimiser la procédure en terme de temps de calcul afin qu'elle puisse être applicable au cas 3D industriel qui est la simulation de chute de colis.

# Conclusions et Perspectives

Cette thèse s'inscrit dans un cadre industriel et avait pour objectif d'étudier un colis de confinement de déchets nucléaires sous impact. Dans le cadre de leur certification, la société *New AREVA* souhaite associer à la démarche expérimentale une démarche de simulation. Le but était donc de développer un outil numérique fiable capable de prédire le comportement mécanique du colis ainsi que son état de fissuration finale.

La démarche adoptée pour répondre aux objectifs initiaux a été de développer un modèle continu aux éléments finis capable de prédire le comportement global de la structure, et de procéder à un post-traitement local des zones endommagées afin de pouvoir accéder aux informations fines relatives à l'état de fissuration. Cette stratégie a l'avantage de limiter les coûts de calcul de structure et d'être non intrusive quant au traitement de la fissure.

Afin d'avoir un modèle pertinent, une première partie de cette étude a donc été consacrée à la caractérisation expérimentale du comportement des matériaux utilisés pour la fabrication des colis étudiés ; à savoir deux types de bétons de fibres métalliques.

En particulier, un essai de flexion dynamique a été développé, suite à une étude numérique consistant à simuler différentes configurations et paramètres de l'essai. Une campagne expérimentale a été menée sur les deux matériaux pour des cas de chargements quasi-statique et dynamique. Des techniques de mesure classiques (jauges, *cmod*, extensomètre, etc) ont été utilisés ainsi qu'un suivi par imagerie suivie d'une analyse par DIC permettant d'extraire des caractéristiques quantitatives de la fissure.

Différents essais ont ainsi été réalisés au LMT : certains ont permis de trouver des paramètres matériau tandis que les autres pourront servir de base de données de référence pour une éventuelle validation ultérieure d'un modèle numérique.

Une deuxième partie de ce travail a porté sur le développement du modèle global représentatif du comportement du colis soumis à une chute. On a utilisé le logiciel *LS-DYNA* pour le faire afin de satisfaire aux besoins de l'ingénierie. Une loi de comportement a ainsi été choisie de sorte à ce qu'elle soit capable de reproduire différents aspects propres au comportement dynamique des matériaux

quasi-fragiles sensibles à la vitesse de chargement, tel que le béton de fibres.

Une procédure d'identification des paramètres du modèle choisi combinant des essais à l'échelle du matériau a ainsi été mise en oeuvre. Une validation a été par la suite faite en considérant des essais complets de compression quasi-statique et de flexion dynamique.

La procédure d'identification développée, peut être sujette à des améliorations tant en terme de choix d'algorithme de minimisation que d'une étude de sensibilité complète des paramètres du modèle à identifier ou aussi en terme d'essais supplémentaires à considérer pour l'identification.

De plus, sachant que la dissipation d'énergie est un facteur important dans le modèle, un des objectifs de cette thèse était de proposer une méthode de calcul de cette grandeur en dynamique.

Une augmentation de l'énergie de fissuration en fonction du taux de chargement au-delà d'une certaine valeur critique est souvent rapportée dans la littérature. Cependant, il est important de clarifier et de comprendre les raisons de cette augmentation dans l'énergie de fissuration, considérée comme une propriété intrinsèque du matériau.

Sur la base des résultats expérimentaux et numériques, il est montré que dans l'évaluation de l'énergie de fissuration, l'aire sous la courbe force-cmod fournit l'énergie de rupture apparente, qui consiste en une véritable énergie de fissuration et une composante inertielle. Par conséquent, une méthode pour l'évaluation de l'énergie de fissuration, propriété réelle du matériau dépendante de la vitesse de déformation, a été proposée. On montre que la composante inertielle doit être estimée, afin d'éviter une surestimation des propriétés réelles du matériau.

Finalement, le colis de l'étude a été modélisé et la chute à laquelle il est soumis, selon les épreuves techniques fournies par l'AIEA, a été simulée. Les résultats montrent un rebond du colis sur la dalle d'impact. Des zones endommagées sont visibles dans le conteneur de béton de fibres sans majeure conséquence sur le container en acier qu'il contient.

Un des objectifs de ce travail de thèse consistait également à proposer un outil numérique pour le calcul de la fissuration d'une structure. Les outils existants sont nombreux : mécanique non-linéaire de la rupture, méthode des éléments cohésifs, X-FEM, E-FEM, mécanique de l'endommagement, méthode des éléments discrets... Une revue non-exhaustive de ces modèles a été proposée, le but étant de discuter des avantages et inconvénients des principaux travaux. La stratégie proposée ici est d'extraire les informations relatives à la fissuration suite à une ré-analyse des résultats issus du modèle continu à l'échelle de la structure. Une fois la macro-fissure formée, on se propose d'extraire la fissure et de calculer l'ouverture associée. Cette ré-analyse est faite en post-traitement et est donc non-intrusive par rapport au calcul global.

Deux approches pour le post-traitement de l'analyse globale sont considérées :

une analyse globale/locale qui a été appliquée dans un cas 2D, et une méthode continue/discontinue développée et mise en oeuvre dans MATLAB.

Nous nous sommes concentrés sur l'application à un cas d'étude 2D d'une éprouvette soumise à une flexion 1-point dynamique dont l'étude expérimentale a été réalisée. Les résultats ont par la suite été comparés aux résultats expérimentaux. Cette étude a permis de mettre en avant les capacités des deux méthodes à retrouver un chemin de fissure ainsi que des ouvertures tout le long du trajet comparables à ceux issus du post-traitement expérimental via la DIC.

Enfin, l'extension de la méthode au cas 3D a été proposée et un premier cas d'application a été conduit pour deux pas de chargement. Cette procédure s'avère lourde en terme de temps de calcul et mérite ainsi d'être investiguée de plus près en ce qui concerne la méthode de recherche des points de la fissure afin d'optimiser la procédure. Le but final serait de pouvoir l'appliquer en post-traitement aux résultats issus du calcul global de chute du colis.

Sachant que la perméabilité de la structure est influencée par la fissuration, le calcul de l'ouverture des fissures est très important en ce qui concerne la sécurité et la durabilité des structures du nucléaire. Sachant que, selon la loi de Poiseuille, la perméabilité de la structure fissurée est proportionnelle au triple de l'ouverture de la fissure, l'établissement d'une relation entre la perméabilité et les ouvertures de fissures pourrait être intéressant à conduire dans un travail futur.



## Annexe A

# Tomographie appliquée à la répartition des fibres

## 1 Principe de la tomographie aux rayons X

La tomographie par absorption de rayons X est une technique non destructive qui permet d'obtenir une image tridimensionnelle de l'objet à analyser. Son principe repose sur l'analyse multi-directionnelle de l'interaction d'un fais-

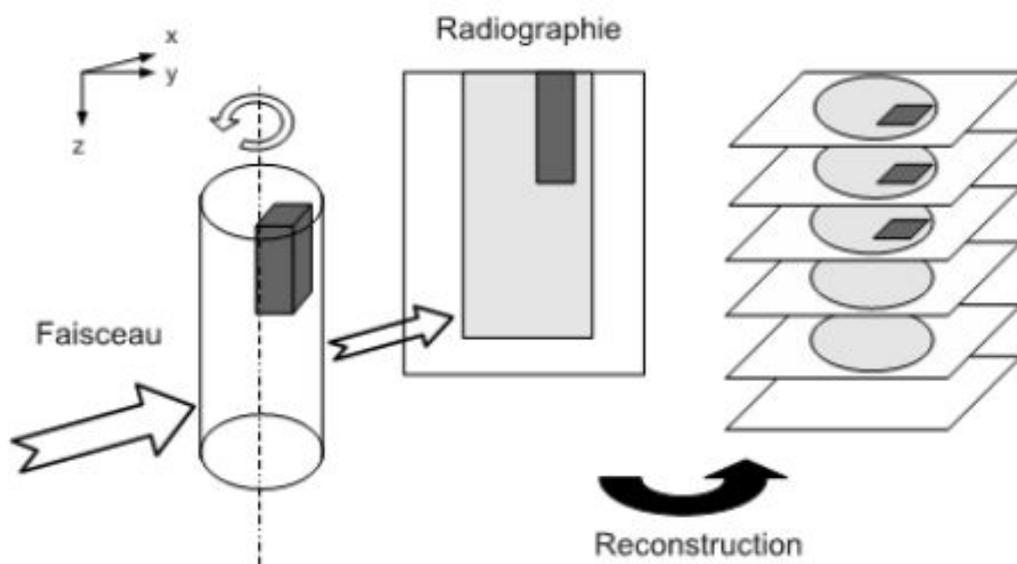


FIGURE A.1: Principe de la tomographie aux rayons X, d'après [?]

ceau de rayons X avec la matière, par enregistrement avec des détecteurs du rayonnement transmis après traversée de l'objet. Les données acquises constituent des coupes de l'objet selon les plans d'études, qui sont par la suite reconstruites

pour calculer une image numérique 3D. La tomographie à rayons X permet donc d'accéder au coeur de la matière et de localiser très finement toute hétérogénéité, singularité, vide ou inclusion présents dans un objet. La figure A.1 illustre le principe de la tomographie expliqué ci-dessus.

## 2 Analyse au tomographe

Afin d'atteindre la ductilité nécessaire et de contrer le comportement fragile du béton en traction, des fibres de renforcement peuvent être ajoutées au mélange. Des facteurs décisifs pour effectivement améliorer les caractéristiques du béton à l'état durci sont l'orientation et la distribution des fibres dans la matrice de béton. Dans le but de vérifier ces deux paramètres, une analyse visuelle de la distribution des fibres dans l'échantillon, basée sur l'analyse tomographique est faite. Ce dispositif (conçu par North Star Imaging) est composé d'une cabine de radio-protection protégée jusqu'à 250 kV, un manipulateur 5 axes, un tube à rayons-X de puissance 225 kV refroidi à double tête (réflexion et transmission) et un détecteur plan ( $3072 \times 3888$  pixels, 14 bits, 26 images/seconde à pleine résolution). Une suite logicielle gère l'acquisition, le traitement d'image, et la reconstruction 3D.

### 2.1 Matériau BF1

L'échantillon à étudier est de forme cylindrique : 11cm de diamètre et 22cm de hauteur. Il est positionné sur une table rotative et tourné par étape. Dans le cas décrit ici, on utilise un voltage de 220kV et un courant d'émission de  $450 \mu\text{A}$ . Le détecteur de rayons-X est en mode "low gain". 50 images radiographiques ont été réalisées pour 1200 positions d'angles de prise, et on a pris la valeur moyenne pour réduire le bruit et améliorer l'image. A partir de ces images en 2D, la reconstitution génère alors une image en 3D de l'échantillon étudié. On obtient ainsi l'image 3D reconstruite de l'échantillon à différents angles de vue (figure A.2). Elles montrent la répartition dans des fibres dans les 3 directions et une certaine agglomération de fibres à quelque endroits sur la surface latérale externe. Différentes coupes tout le long de la hauteur de l'éprouvette montrent une bonne répartition des fibres à l'intérieur (figure A.3).

### 2.2 Matériau BF2

De même, l'échantillon à étudier est aussi de forme cylindrique : 11cm de diamètre et 22cm de hauteur. Les caractéristiques sont pareilles que le test précédent à part pour le courant d'émission qui est de  $180 \mu\text{A}$  dans ce cas et le détecteur de rayons-X qui est en mode "high gain". A partir des scans en 2D, la reconstitution permet de générer une image en 3D de l'échantillon étudié. On obtient ainsi l'image 3D reconstruite de l'échantillon à différents angles de vue (FIG. A.4).

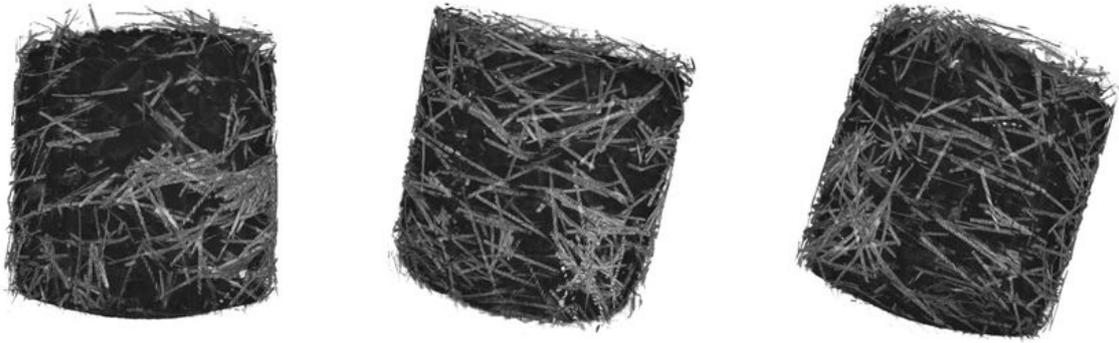


FIGURE A.2: Visualisation en 3D du scan de l'éprouvette BF1

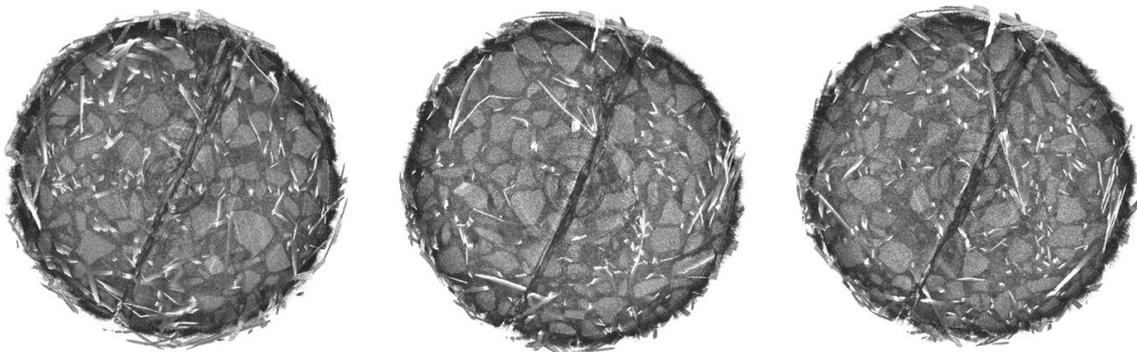


FIGURE A.3: Coupe tout le long de la hauteur de l'éprouvette

Sachant que les composants possédant les mêmes caractéristiques physiques sont illustrés par différentes valeurs de gris qui correspondent à leur contraste d'absorption, il est possible de filtrer les fibres et les distinguer du reste de la matrice telle que le montre la FIG. A.4). Les fibres semblent suivre un alignement tridimensionnel (isotrope) dans l'échantillon. Pour analyser la répartition localement, on réalise une carotte, à partir d'une éprouvette prismatique, de 6cm diamètre et 3cm de hauteur afin de la passer au tomographe. Avec les mêmes caractéristiques de scan que le test précédent, on arrive à filtrer les fibres (FIG. A.5). La distribution spatiale des fibres laissait supposer une orientation isotrope des fibres. Cependant, l'analyse de la carotte met en évidence visuelle des teneurs en fibres en partie différentes, ce qui témoigne d'une distribution non homogène des fibres, comme le montre la FIG. A.6).

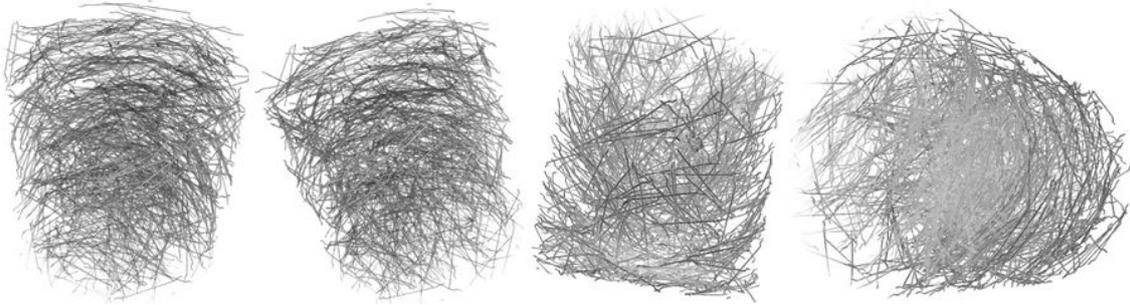


FIGURE A.4: Visualisation en 3D du de fibres de l'éprouvette BF2

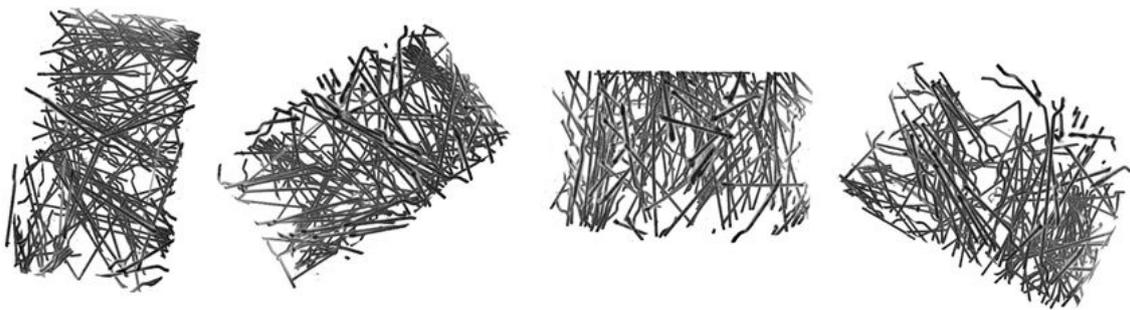


FIGURE A.5: Visualisation en 3D de fibres de la carotte



FIGURE A.6: Coupe le long de la carotte montrant la répartition spatiale des fibres

# Bibliographie

- [Afroughsabet et Ozbakkaloglu, 2015] AFROUGHSAKET, V. et OZBAKKALOGLU, T. (2015). Mechanical and durability properties of high-strength concrete containing steel and polypropylene fibers. *Construction and Building Materials*, 94:73–82.
- [Agardh et Laine, 1999] AGARDH, L. et LAINE, L. (1999). 3d fe-simulation of high-velocity fragment perforation of reinforced concrete slabs. *International Journal of Impact Engineering*, 22(9):911–922.
- [Allix et Deü, 1997] ALLIX, O. et DEÜ, J.-F. (1997). Delayed Damage Modelling For Fracture Prediction of Laminated Composites Under Dynamic Loading. *Engineering Transactions*, 45(1):29–46.
- [Alwan et Naaman, 1994] ALWAN, J. et NAAMAN, A. (1994). New formulation for elastic modulus of fiber-reinforced, quasibrittle matrices. *Journal of engineering mechanics*, 120(11):2443–2460.
- [ANDRA, 2012] ANDRA (2012). Catalogue descriptif des familles - INVENTAIRE NATIONAL des matières et déchets radioactifs. Rapport technique.
- [AREVA, 2010] AREVA (2010). Trois indicateurs pour un suivi exhaustif de tous les déchets radioactifs du groupe areva. [www.new.areva.com/FR/groupe-3463/trois-indicateurs-pour-un-suivi-exhaustif-de-tous-les-dechets-radioactifs-du-groupe-areva.html](http://www.new.areva.com/FR/groupe-3463/trois-indicateurs-pour-un-suivi-exhaustif-de-tous-les-dechets-radioactifs-du-groupe-areva.html). Accessed : 23-09-2017.
- [AREVA, 2016] AREVA (2016). Règlementation pour emballage et transport des matières radioactives. [www.new.areva.com/FR/activites-1234/reglementation-pour-emballage-et-transport-des-matieres-radioactives.html](http://www.new.areva.com/FR/activites-1234/reglementation-pour-emballage-et-transport-des-matieres-radioactives.html). Accessed : 23-09-2017.
- [Armero et Garikipati, 1996] ARMERO, F. et GARIKIPATI, K. (1996). An analysis of strong discontinuities in multiplicative finite strain plasticity and their relation with the numerical simulation of strain localization in solids. *International Journal of Solids and Structures*, 33(20-22):2863–2885.
- [Bacon et al., 1993] BACON, C., FARM, J. et LATAILLADE, J.-L. (1993). Dynamic Fracture Toughness Determined from Load-point Displacement. *Experimental Mechanics*, (1):217–223.

- [Banthia et Bindiganavile, 2002] BANTHIA, N. et BINDIGANAVILE, V. (2002). Fiber reinforced cement based composites under drop weight impact loading : Test equipment and material influences. *Special Publication*, 206:411–428.
- [Banthia et al., 1994] BANTHIA, N., CHOKRI, K., OHAMA, Y. et MINDESS, S. (1994). Fiber-reinforced cement based composites under tensile impact. *Advanced Cement Based Materials*, 1(3):131–141.
- [Banthia et al., 1989] BANTHIA, N., MINDESS, S., BENTUR, A. et PIGEON, M. (1989). Impact testing of concrete using a drop-weight impact machine. *Experimental Mechanics*, 29(1):63–69.
- [Banthia et Trottier, 1991] BANTHIA, N. et TROTTIER, J. (1991). Deformed steel fiber-cementitious matrix bond under impact. *Cement and Concrete Research*, 1(21):158–168.
- [Barenblatt, 1962] BARENBLATT, G. I. (1962). The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. *Advances in applied mechanics*, 7:55–129.
- [Bazant et Gambarova, 1980] BAZANT, Z. P. et GAMBAROVA, P. (1980). Rough cracks in reinforced concrete. *Journal of the Structural Division*, 106(ASCE 15330 Proceeding).
- [Bazant et Oh, 1983] BAZANT, Z. P. et OH, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et construction*, 16(3):155–177.
- [Belytschko et al., 2001] BELYTSCHKO, T., MOËS, N., USUI, S. et PARIMI, C. (2001). Arbitrary discontinuities in finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 50(4):993–1013.
- [Belytschko et Tabbara, 1996] BELYTSCHKO, T. et TABBARA, M. (1996). Dynamic fracture using element-free galerkin methods. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39(6):923–938.
- [Belytschko et Xiao, 2003] BELYTSCHKO, T. et XIAO, S. (2003). Coupling methods for continuum model with molecular model. *International Journal for Multiscale Computational Engineering*, 1(1).
- [Bindiganavile et Banthia, 2001] BINDIGANAVILE, V. et BANTHIA, N. (2001). Polymer and steel fiber-reinforced cementitious composites under impact loading - part 1 : bond-slip response. *Materials Journal*, 98(1):10–16.
- [Biryukovich et al., 1965] BIRYUKOVICH, K., BIRYUKOVICH, Y. et BIRYUKOVICH, D. (1965). Glass fibre reinforced cement (· translated from the russian by gl cairns, london. *Civil Engineering Research Association*.
- [Bischoff et Perry, 1991] BISCHOFF, P. et PERRY, S. (1991). Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and structures*, pages 425–450.
- [Bottoni et al., 2015] BOTTONI, M., DUFOUR, F. et GIRY, C. (2015). Topological search of the crack pattern from a continuum mechanical computation. *Engineering Structures*, 99:346–59.

- [Bouchard *et al.*, 2000] BOUCHARD, P.-O., BAY, F., CHASTEL, Y. et TOVENA, I. (2000). Crack propagation modelling using an advanced remeshing technique. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 189(3):723–742.
- [Boulay et Colson, 1981] BOULAY, C. et COLSON, A. (1981). A concrete extensometer eliminating the influence of transverse strains on the measurement of longitudinal strains. *Materials and structures*, 14(79):35–38.
- [Brara et Klepaczko, 2007] BRARA, A. et KLEPACZKO, J. R. (2007). Fracture energy of concrete at high loading rates in tension. *International Journal of Impact Engineering*, 34:424–435.
- [Casanova, 1995] CASANOVA, P. (1995). *Béton renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [Chanvillard et Aitcin, 1996] CHANVILLARD, G. et AITCIN, P.-C. (1996). Pull-out behavior of corrugated steel fibers qualitative and statistical analysis. *Advanced Cement Based Materials*, 4(1):28–41.
- [Cicekli *et al.*, 2007] CICEKLI, U., VOYIADJIS, G. Z. et AL-RUB, R. K. A. (2007). A plasticity and anisotropic damage model for plain concrete. *International Journal of plasticity*, 23(10):1874–1900.
- [Cundall et Strack, 1979] CUNDALL, P. A. et STRACK, O. D. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *geotechnique*, 29(1):47–65.
- [Cusatis *et al.*, 2006] CUSATIS, G., BAŽANT, Z. P. et CEDOLIN, L. (2006). Confinement-shear lattice csl model for fracture propagation in concrete. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 195(52):7154–7171.
- [Cusatis et Pelessone, 2006] CUSATIS, G. et PELESSONE, D. (2006). Mesolevel simulation of reinforced concrete structures under impact loadings. In *Computational Modelling of Concrete Structures, EURO-C Conference*, pages 63–70.
- [D’Addetta, 2004] D’ADDETTA, G. A. (2004). *Discrete models for cohesive frictional materials*. Thèse de doctorat, University of Stuttgart.
- [Daniel *et al.*, 2002] DANIEL, J. I., GOPALARATNAM, V. S. et GALINAT, M. A. (2002). State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Rapport technique Reapproved, ACI Committe.
- [Delaplace, 2008] DELAPLACE, A. (2008). Modélisation discrete appliquée au comportement des matériaux et des structures. *Mémoire d’habilitation à diriger des recherches de l’École Normale Supérieure de Cachan*.
- [Delaplace et Desmorat, 2007] DELAPLACE, A. et DESMORAT, R. (2007). Discrete 3d model as complimentary numerical testing for anisotropic damage. *International Journal of Fracture*, 148(2):115–128.
- [Desmorat *et al.*, 2010] DESMORAT, R., CHAMBART, M., GATUINGT, F. et GUILBAUD, D. (2010). Delay-active damage versus non-local enhancement for anisotropic damage dynamics computations with alternated loading. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(12):2294–2315.

- [Desmorat *et al.*, 2015] DESMORAT, R., GATUINGT, F. et JIRÁSEK, M. (2015). Non-local models with damage-dependent interactions motivated by internal time. *Engineering Fracture Mechanics*, 142:255–275.
- [Desmorat *et al.*, 2007] DESMORAT, R., GATUINGT, F. et RAGUENEAU, F. (2007). Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(10):1539–1560.
- [Dhakal *et al.*, 2005] DHAKAL, R. P., WANG, C. et MANDER, J. B. (2005). Behavior of steel fibre reinforced concrete in compression. *ISISS 2005 : Innovation & Sustainability of Structures*, 1-3(October 2015):1803–1813.
- [Doormaal *et al.*, 1994] DOORMAAL, J. V., WEERHEIJM, J. et SLUYS, L. (1994). Experimental and numerical determination of the dynamic fracture energy of concrete. *Journal de physique IV*, 4:501–506.
- [Dubé *et al.*, 1996] DUBÉ, J.-F., PIJAUDIER-CABOT, G. et BORDERIE, C. L. (1996). Rate dependent damage model for concrete in dynamics. *Journal of Engineering Mechanics*, 122(10):939–947.
- [Dufour *et al.*, 2012] DUFOUR, F., LEGRAIN, G., PIJAUDIER-CABOT, G. et HUERTA, A. (2012). Estimation of crack opening from a two-dimensional continuum-based finite element computation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36:1813–1830.
- [Dufour *et al.*, 2008a] DUFOUR, F., PIJAUDIER-CABOT, G., CHOINSKA, M. et HUERTA, A. (2008a). Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models. *Computers and Concrete*, 5(4):375–388.
- [Dufour *et al.*, 2008b] DUFOUR, F., PIJAUDIER-CABOT, G., CHOINSKA, M. et HUERTA, A. (2008b). Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models. *Computers and Concrete*, 5(4):375–388.
- [Dufour *et al.*, 2015] DUFOUR, J.-E., HILD, F. et ROUX, S. (2015). Shape, displacement and mechanical properties from isogeometric multiview stereocorrelation. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 1(18).
- [Dugdale, 1960] DUGDALE, D. S. (1960). Yielding of steel sheets containing slits. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 8(2):100–104.
- [Erzar et Forquin, 2011] ERZAR, B. et FORQUIN, P. (2011). Experiments and mesoscopic modelling of dynamic testing of concrete. *Mechanics of Materials*, 43(9):505–527.
- [Ezeldin *et al.*, 1992] EZELDIN, B. A. S., MEMBER, A. et BALAGURU, P. N. (1992). Normal and high - strength fiber-reinforced concrete under compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 4(170):415–429.
- [Feld-Payet *et al.*, 2015] FELD-PAYET, S., CHIARUTTINI, V., BESSON, J. et FEYEL, F. (2015). A new marching ridges algorithm for crack path tracking in regularized media. *International Journal of Solids and Structures*, 71:57–69.

- [Fries *et al.*, 2003] FRIES, T.-P., MATTHIES, H. *et al.* (2003). Classification and overview of meshfree methods. Rapport technique, Technical University Braunschweig.
- [Gao *et al.*, 1997] GAO, J., SUQA, W. *et* MORINO, K. (1997). Mechanical Properties of Steel Fiber-reinforced , High-strength , Lightweight Concrete. *Cement and Concrete Composites*, 19:307–313.
- [Gary, 2005] GARY, G. (2005). DAVID - Instruction Manual. Rapport technique.
- [Gary *et* Bailly, 1998] GARY, G. *et* BAILLY, P. (1998). Behaviour of quasi-brittle material at high strain rate. Experiment and modelling. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, 17(3):403–420.
- [Gatuingt *et* Pijaudier-Cabot, 2002] GATUINGT, F. *et* PIJAUDIER-CABOT, G. (2002). Coupled damage and plasticity modelling in transient dynamic analysis of concrete. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26(September 2000):1–24.
- [Georgin *et* Reynouard, 2003] GEORGIN, J. *et* REYNOUARD, J. (2003). Modeling of structures subjected to impact : concrete behaviour under high strain rate. *Cement and Concrete Composites*, 25(1):131–143.
- [Giry *et al.*, 2011] GIRY, C., DUFOUR, F. *et* MAZARS, J. (2011). Stress-based nonlocal damage model. *International Journal of Solids and Structures*, 48(25):3431–3443.
- [Giry *et al.*, 2014] GIRY, C., OLIVER-LEBLOND, C., RAGUENEAU, F. *et* KISHTA, E. (2014). Non-local model and global-local cracking analysis for the study of size effect. *Computational Modelling of Concrete Structures*, page 255.
- [Gopalaratnam *et* Shah, 1986] GOPALARATNAM, V. *et* SHAH, S. (1986). Properties of steel fiber reinforced concrete subjected to impact loading. *In Journal Proceedings*, volume 83, pages 117–126.
- [Gopalaratnam *et* Shah, 1987] GOPALARATNAM, V. S. *et* SHAH, S. P. (1987). Tensile Failure of Steel Fiber-Reinforced Mortar. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(5): 635–652.
- [Grassl *et* Jirásek, 2006] GRASSL, P. *et* JIRÁSEK, M. (2006). Damage-plastic model for concrete failure. *International journal of solids and structures*, 43(22):7166–7196.
- [Grégoire *et al.*, 2013] GRÉGOIRE, D., ROJAS-SOLANO, L. *et* PIJAUDIER-CABOT, G. (2013). Failure and size effect for notched and unnotched concrete beams. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(10): 1434–1452.
- [Griffith, 1921] GRIFFITH, A. A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical transactions of the royal society of london. Series A, containing papers of a mathematical or physical character*, 221:163–198.
- [Grunewald *et al.*, 2012] GRUNEWALD, S., LARANJEIRA DE OLIVEIRA, F., WALRAVEN, J., AGUADO DE CEA, A. *et* MOLINS I BORRELL, C. (2012). Influence of fibre orientation on the performance of steel fibre-reinforced concrete. *In Eighth RILEM*

- International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB 2012) : challenges and opportunities : Guimaraes, Portugal, 19-21 September, 2012*, pages 1–12. International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures (RILEM).
- [Gupta et Akbar, 1984] GUPTA, A. K. et AKBAR, H. (1984). Cracking in reinforced concrete analysis. *Journal of Structural Engineering*, 110(8):1735–1746.
- [Hameed et al., 2009] HAMEED, R., TURATSINZE, A., DUPRAT, F. et SELLIER, A. (2009). Metallic Fiber Reinforced Concrete : Effect of Fiber Aspect Ratio on the Flexural Properties. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 4(5):67–72.
- [Hansen et al., 2001] HANSEN, E., WILLAM, K. et CAROL, I. (2001). A two-surface anisotropic damage/plasticity model for plain concrete. *Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Balkema, Lisse, pages 549–556.
- [Hao et Hao, 2013] HAO, Y. et HAO, H. (2013). Dynamic compressive behaviour of spiral steel fibre reinforced concrete in split Hopkinson pressure bar tests. *Construction and Building Materials*, 48:521–532.
- [Hentz et al., 2003] HENTZ, S., DAUDEVILLE, L. et DONZÉ, F. (2003). Modeling of reinforced concrete structures subjected to impacts by the discrete element method. *In Proc. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference*.
- [Hentz et al., 2004] HENTZ, S., DONZÉ, F. V. et DAUDEVILLE, L. (2004). Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates. *Computers & structures*, 82(29):2509–2524.
- [Hervé et al., 2005] HERVÉ, G., GATUINGT, F. et IBRAHIMBEGOVIC, A. (2005). On numerical implementation of a coupled rate dependent damage-plasticity constitutive model for concrete in application to high-rate dynamics. *Engineering Computations*, 22:583–604.
- [Hillerborg, 1985] HILLERBORG, A. (1985). The theoretical basis of a method to determine the fracture energy  $G_f$  of concrete. *Materials and Structures*, 18(106): 291–296.
- [Hillerborg et al., 1976] HILLERBORG, A., MODÉER, M. et PETERSON, P. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6:773–782.
- [Homma et al., 1991] HOMMA, H., KANTO, Y. et TANAKA, K. (1991). Cleavage fracture under short pulse loading. *Le Journal de Physique IV*, 1(C3):589–596.
- [Huang et al., 2005] HUANG, F., WU, H., JIN, Q. et ZHANG, Q. (2005). A numerical simulation on the perforation of reinforced concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 32(1):173–187.
- [Hughes, 1981] HUGHES, B. (1981). Experimental test results for flexure and direct tension of fibre cement composites. *Int. J. Cement Composites and Lightweight Concrete*, 3:13–18.

- [Jason *et al.*, 2006] JASON, L., HUERTA, A., PIJAUDIER-CABOT, G. et GHAVAMIAN, S. (2006). An elastic plastic damage formulation for concrete : Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 195(52):7077–7092.
- [Jiang et Vecchio, 2009] JIANG, F. et VECCHIO, K. S. (2009). Hopkinson Bar Loaded Fracture Experimental Technique : A Critical Review of Dynamic Fracture Toughness Tests. *Applied Mechanics Reviews*, 62(6):060802.
- [Jirásek, 2000] JIRÁSEK, M. (2000). Comparative study on finite elements with embedded discontinuities. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 188(1):307–330.
- [Jirásek et Zimmermann, 1998] JIRÁSEK, M. et ZIMMERMANN, T. (1998). Analysis of rotating crack model. *Journal of engineering mechanics*, 124(8):842–851.
- [Jirasek et Zimmermann, 2001] JIRASEK, M. et ZIMMERMANN, T. (2001). Embedded crack model. part ii : Combination with smeared cracks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 50(6):1291–1305.
- [Johnston et Coleman, 1974] JOHNSTON, C. D. et COLEMAN, R. A. (1974). Strength and deformation of steel fiber reinforced mortar in uniaxial tension. *Special Publication*, 44:177–194.
- [Joo Kim *et al.*, 2009] JOO KIM, D., EL-TAWIL, S. et NAAMAN, A. E. (2009). Rate-dependent tensile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composites. *Materials and Structures*, 42(3):399–414.
- [Kachanov, 1958] KACHANOV, L. M. (1958). On the creep fracture time. *Izv Akad, Nauk USSR Otd Tech*, 8:26–31.
- [Kawai, 1978] KAWAI, T. (1978). New discrete models and their application to seismic response analysis of structures. *Nuclear Engineering and Design*, 48(1):207–229.
- [Kim *et al.*, 2013] KIM, J. J., PARK, G.-J., KIM, D. J., MOON, J. H. et LEE, J. H. (2013). High-rate tensile behavior of steel fiber-reinforced concrete for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*, 266:43–54.
- [Kolsky, 1949] KOLSKY, H. (1949). An Investigation of the Mechanical Properties of Materials at very High Rates of Loading. *Proc. Roy. Phys. Soc.*, pages 676–700.
- [Kormeling et Reinhardt, 1987] KORMELING, H. et REINHARDT, H. (1987). Strain rate effects on steel fibre concrete in uniaxial tension. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 9(4):197–204.
- [Kratzig et Polling, 2004] KRATZIG, W. B. et POLLING, R. (2004). An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. *Computers & structures*, 82(15):1201–1215.
- [La Borderie, 1991] LA BORDERIE, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie.

- [Lemaitre et Chaboche, 1984] LEMAITRE, J. et CHABOCHE, J.-L. (1984). *Mécanique des matériaux solides-3eme édition*. Dunod.
- [Lok et Zhao, 2004] LOK, T. S. et ZHAO, P. J. (2004). Impact Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Using a Split Hopkinson Pressure Bar. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(1):54–59.
- [Lorentz, 2008] LORENTZ, E. (2008). *Modélisation et simulation numérique de l'endommagement des structures*. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie-Paris VI.
- [Loret et Prevost, 1990] LORET, B. et PREVOST, J. H. (1990). Dynamic strain localization in elasto-(visco-) plastic solids, part 1. general formulation and one-dimensional examples. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 83(3):247–273.
- [LSTC, 2015] LSTC (2015). *LS-DYNA Keyword User's Manual*, volume I. California.
- [Lubliner et al., 1989] LUBLINER, J., OLIVER, J., OLLER, S. et ONATE, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3):299–326.
- [Majumdar, 1974] MAJUMDAR, A. J. (1974). The role of the interface in glass fibre reinforced cement. *Cement and concrete research*, 4(2):247–268.
- [Mangat, 1975] MANGAT, P. S. (1975). Tensile Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete. *Cement and Concrete Research*, 6(2):245–252.
- [Mansur et al., 1999] MANSUR, M., CHIN, M. et WEE, T. (1999). Stress-strain relationship of high-strength fiber concrete in compression. *Journal of materials in civil engineering*, 11(1):21–29.
- [Mariani et Perego, 2003] MARIANI, S. et PEREGO, U. (2003). Extended finite element method for quasi-brittle fracture. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 58(1):103–126.
- [Matallah et al., 2010] MATALLAH, M., LA BORDERIE, C. et MAUREL, O. (2010). A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(15):1615–1633.
- [Mazars, 1984] MAZARS, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie.
- [Mazars, 1986] MAZARS, J. (1986). A description of micro and micro scale damage of concrete structure. *Journal of Engineering Fracture of Mechanics*, 25(5-6):729–737.
- [Mazars et Pijaudier-Cabot, 1996] MAZARS, J. et PIJAUDIER-CABOT, G. (1996). From damage to fracture mechanics and conversely : a combined approach. *International Journal of Solids and Structures*, 33(20-22):3327–3342.
- [Meschke et al., 1998] MESCHKE, G., LACKNER, R. et MANG, H. (1998). An anisotropic elastoplastic-damage model for plain concrete. *International journal for numerical methods in engineering*, 42(4):703–727.

- [Moes *et al.*, 1999] MOES, N., DOLBOW, J. et BELYTSCHKO, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *International journal for numerical methods in engineering*, 46(1):131–150.
- [Moes *et al.*, 2011] MOES, N., STOLZ, C., BERNARD, P. E. et CHEVAUGEON, N. (2011). A level set based model for damage growth : The thick level set approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 86(3):358–380.
- [Monfore, 1968] MONFORE, G. (1968). A review of fiber reinforcement of portland cement paste, mortar, and concrete. *Journal Pca Res & Dev Laboratories*.
- [Moutoussamy *et al.*, 2011] MOUTOUSSAMY, L., HERVE, G. et BARBIER, F. (2011). Qualification of \* Constrained Lagrange In Solid command for steel/concrete interface modeling. *8th European LS-DYNA Conference*.
- [Murray, 2007] MURRAY, Y. (2007). Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159. Rapport technique May.
- [Murray *et al.*, 2007] MURRAY, Y., ABU-ODEH, A. et BLIGH, R. (2007). Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159. Rapport technique May, US Department of transportation - Federal Highway Administration.
- [Naaman, 2004] NAAMAN, A. (2004). Evaluation of steel fibers for applications in structural concrete. In *6th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes*, pages 389–400. RILEM Publications SARL.
- [Naaman, 1998] NAAMAN, A. E. (1998). New fiber technology (cement, ceramic, and polymeric composites). *Concrete International*, 20(7):57–62.
- [Naaman et Gopalaratnam, 1983] NAAMAN, A. E. et GOPALARATNAM, V. S. (1983). Impact Properties of Steel Fibre Reinforced Concrete in Bending. *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 5(4):225–233.
- [Nammur et Naaman, 1985] NAMMUR, G. G. et NAAMAN, A. E. (1985). Strain rate effects on tensile properties of fiber reinforced concrete. *MRS Online Proceedings Library Archive*, 64.
- [Needleman, 1988] NEEDLEMAN, A. (1988). Material rate dependence and mesh sensitivity in localization problems. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 67(1):69–85.
- [Neves et Almeida, 2005] NEVES, R. D. et ALMEIDA, J. C. O. F. D. (2005). Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete. *Structural Concrete*, 6(1).
- [Oliver, 1996] OLIVER, J. (1996). Modelling Strong Discontinuities in Solid Mechanics via Strain Softening Constitutive Equations. Part 1 : Fundamentals. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39(21):3575–3600.
- [Oliver *et al.*, 2006] OLIVER, J., HUESPE, A. et SANCHEZ, P. (2006). A comparative study on finite elements for capturing strong discontinuities : E-fem vs x-fem. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 195(37):4732–4752.

- [Oliver-Leblond, 2013] OLIVER-LEBLOND, C. (2013). *Comportement À rupture des structures : description à deux échelles des mécanismes locaux appliquée aux matériaux fragiles renforcés*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- [Oliver-Leblond et al., 2013] OLIVER-LEBLOND, C., DELAPLACE, A., RAGUENEAU, F. et RICHARD, B. (2013). Non-intrusive global/local analysis for the study of fine cracking. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(January):973–992.
- [Oller et al., 1990] OLLER, S., ONATE, E., OLIVER, J. et LUBLINER, J. (1990). Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a "plastic-damage model". *Engineering Fracture Mechanics*, 35(1-3):219–231.
- [Ortiz et Pandolfi, 1999] ORTIZ, M. et PANDOLFI, A. (1999). Caltech asci technical report 090. *Int. J. Numer. Meth. Engng*, 44:1267–1282.
- [Owen et al., 2005] OWEN, D. R. J., PIRES, F. A., de SOUZA NETO, E. et FENG, Y. (2005). Continuous/discrete strategies for the modelling of fracturing solids. *Nato science series sub III Computer and systems sciences*, 194:230–266.
- [Pattofatto et Forquin, 2010] PATTOFATTO, S. et FORQUIN, P. (2010). L'imagerie rapide pour l'analyse du comportement dynamique des matériaux. *Colloque National Mecamat, Aussois*.
- [Peterson, 1980] PETERSON, P. (1980). Fracture Energy of Concrete : Method of determination. *Cement and Concrete Research*, 10:78–89.
- [Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987] PIJAUDIER-CABOT, G. et BAZANT, Z. P. (1987). Nonlocal damage theory. *Journal of engineering mechanics*, 113(10):1512–1533.
- [Pijaudier-Cabot et al., 2009] PIJAUDIER-CABOT, G., DUFOUR, F. et CHOINSKA, M. (2009). Permeability due to the increase of damage in concrete : from diffuse to localized damage distributions. *Journal of engineering mechanics*, 135(9):1022–1028.
- [Prado et Van Mier, 2003] PRADO, E. et VAN MIER, J. (2003). Effect of particle structure on mode i fracture process in concrete. *Engineering fracture mechanics*, 70(14):1793–1807.
- [Ragueneau et Gatuingt, 2003] RAGUENEAU, F. et GATUINGT, F. (2003). Inelastic behavior modelling of concrete in low and high strain rate dynamics. *Computers & Structures*, 81(12):1287–1299.
- [Rashid, 1968] RASHID, Y. (1968). Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear engineering and design*, 7(4):334–344.
- [Réthoré et al., 2005] RÉTHORÉ, J., GRAVOUIL, A. et COMBESURE, A. (2005). An energy-conserving scheme for dynamic crack growth using the extended finite element method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 63(5):631–659.
- [Richard et al., 2010] RICHARD, B., RAGUENEAU, F., CREMONA, C. et ADELAIDE, L. (2010). Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic

- loading : stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(8):1203–1223.
- [RILEM Draft Recommendation, 1985] RILEM DRAFT RECOMMENDATION (1985). Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Matériaux et Constructions*, 18(106):285–290.
- [Rittel *et al.*, 1992] RITTEL, D., MAIGRE, H. et BUI, H. (1992). A new method for dynamic fracture toughness testing. *Scr. Metall. Mater.*, (26):1593–1598.
- [Romualdi et Batson, 1963] ROMUALDI, J. et BATSON, G. (1963). Mechanics of crack arrest in concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division*, 89(3):147–168.
- [Rossi, 1998] ROSSI, P. (1998). Bétons de fibres métalliques (BFM).
- [Rossi *et al.*, 1987] ROSSI, P., ACKER, P. et MALIER, Y. (1987). Effect of steel fibres at two different stages : The material and the structure. *Materials and Structures*, 20(6):436–439.
- [Rossi et Harrouche, 1990] ROSSI, P. et HARROUCHE, N. (1990). Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre-reinforced concretes used in reinforced concrete structures. *Materials and Structures*, 23(4):256–266.
- [Rossi et Toutlemonde, 1996] ROSSI, P. et TOUTLEMONDE, F. (1996). Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete : description of the physical mechanisms. *Materials and Structures*, 29(March):116–118.
- [Rossi *et al.*, 1992] ROSSI, P., VAN MIER, J. G. M., BOULAY, C. et LE MAOU, F. (1992). The dynamic behaviour of concrete : influence of free water. *Materials and Structures*, 25(9):509–514.
- [Rots *et al.*, 1985] ROTS, J., NAUTA, P., KUSTER, G. et BLAAUWENDRAAD, J. (1985). Smeared crack approach and fracture localization in concrete. *HERON*, 30 (1), 1985.
- [Rots *et al.*, 2006] ROTS, J. G., INVERNIZZI, S. et BELLETTI, B. (2006). Saw-tooth softening/stiffening-a stable computational procedure for rc structures. *Computers and Concrete*, 3(4):213–233.
- [Schuler *et al.*, 2006] SCHULER, H., MAYRHOFER, C. et THOMA, K. (2006). Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates. *International Journal of Impact Engineering*, 32(10): 1635–1650.
- [Schwer et Murray, 1994] SCHWER, L. E. et MURRAY, Y. D. (1994). A three-invariant smooth cap model with mixed hardening. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18(10):657–688.
- [Shah et Rangan, 1971] SHAH, S. et RANGAN, V. (1971). Fiber reinforced concrete properties. *J. American Concrete Institute*, 68:126–135.
- [Shah, 1985] SHAH, S. P. (1985). Concrete and fiber reinforced concrete subjected to impact loading. *MRS Online Proceedings Library Archive*, 64.

- [Shah *et al.*, 1978] SHAH, S. P., STROEVEN, P., DALHUISEN, D. et VAN STEKELENBURG, P. (1978). Complete stress-strain curves for steel fibre reinforced concrete in uniaxial tension and compression. *In RILEM Symposium on Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites*, pages 399–408.
- [Simone, 2007] SIMONE, A. (2007). Continuous-discontinuous modeling of failure. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11(7-8):1069–1085.
- [Sinha, 2014] SINHA, D. (2014). Workability Characteristic Properties of Concrete with Varying Percentages of Steel Fibre. *Indian Journal of Applied Research*, 4(7):230–233.
- [Song et Hwang, 2004] SONG, P. S. et HWANG, S. (2004). Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 18:669–673.
- [Suaris et Shah, 1982] SUARIS, W. et SHAH, S. P. (1982). Strain-rate effects in fibre-reinforced concrete subjected to impact and impulsive loading. *Composites*, 13(2):153–159.
- [Suaris et Shah, 1983] SUARIS, W. et SHAH, S. P. (1983). Properties of concrete subjected to impact. *Journal of Structural Engineering*, 109(7):1727–1741.
- [Swamy, 1975] SWAMY, R. (1975). Fibre reinforcement of cement and concrete. *Matériaux et Construction*, 8(45):235–254.
- [Taerwe et a.V. Gysel, 1996] TAERWE, L. et a.V. GYSEL (1996). Influence of Steel Fibers on Design Stress-Strain Curve for High-Strength Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 122(8):695–704.
- [Taylor *et al.*, 1997] TAYLOR, M., LYDON, F. et BARR, B. (1997). Toughness measurements on steel fibre-reinforced high strength concrete. *Cement and Concrete Composites*, 19(4):329–340.
- [Tedesco *et al.*, 1989] TEDESCO, J. W., ROSS, C. et BRUNAIR, R. M. (1989). Numerical analysis of dynamic split cylinder tests. *Computers & Structures*, 32(3-4):609–624.
- [Teng *et al.*, 2008] TENG, T.-L., CHU, Y.-A., CHANG, F.-A., SHEN, B.-C. et CHENG, D.-S. (2008). Development and validation of numerical model of steel fiber reinforced concrete for high-velocity impact. *Computational Materials Science*, 42(1):90–99.
- [Tomicevc *et al.*, 2013] TOMICEVC, Z., HILD, F. et ROUX, S. (2013). Mechanics-aided digital image correlation. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 48(5):330–343.
- [Van Der Meer et Sluys, 2009] VAN DER MEER, F. et SLUYS, L. (2009). Continuum Models for the Analysis of Progressive Failure in Composite Laminates. *Journal of Composite Materials*, 43(20):2131–2156.
- [Van Mier et Van Vliet, 2003] VAN MIER, J. et VAN VLIET, M. (2003). Influence of microstructure of concrete on size/scale effects in tensile fracture. *Engineering fracture mechanics*, 70(16):2281–2306.

- [Van Mier *et al.*, 2002] VAN MIER, J. G., van VLIET, M. R. et WANG, T. K. (2002). Fracture mechanisms in particle composites : statistical aspects in lattice type analysis. *Mechanics of Materials*, 34(11):705–724.
- [Vassaux, 2015] VASSAUX, M. (2015). *Comportement mécanique des matériaux quasi-fragiles sous sollicitations cycliques : de l'expérimentation numérique au calcul de structures*. Thèse de doctorat.
- [Vegt *et al.*, 2009] VEGT, I., WEERHEIJM, J. et VAN BREUGEL, K. (2009). The rate dependency of concrete under tensile impact loading. Fracture energy and fracture characteristics. In *13th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures*.
- [Wang *et al.*, 2012] WANG, S., ZHANG, M.-H. et QUEK, S. T. (2012). Mechanical behavior of fiber-reinforced high-strength concrete subjected to high strain-rate compressive loading. *Construction and Building Materials*, 31:1–11.
- [Wang *et al.*, 1997] WANG, W., SLUYS, L. et DE BORST, R. (1997). Viscoplasticity for instabilities due to strain softening and strain-rate softening. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 40 (20), 3839-3864.(1997).
- [Weerheijm et Doormaal, 2007] WEERHEIJM, J. et DOORMAAL, J. V. (2007). Tensile failure of concrete at high loading rates : New test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests. *International Journal of Impact Engineering*, 34:609–626.
- [Wille *et al.*, 2014] WILLE, K., EL-TAWIL, S. et NAAMAN, A. (2014). Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (uhp-frc) under direct tensile loading. *Cement and Concrete Composites*, 48:53–66.
- [Williamson, 1974] WILLIAMSON, G. R. (1974). The effect of steel fibers on the compressive strength of concrete. *Special Publication*, 44:195–208.
- [Wu *et al.*, 2005] WU, H., ZHANG, Q., HUANG, F. et JIN, Q. (2005). Experimental and numerical investigation on the dynamic tensile strength of concrete. *International Journal of Impact Engineering*, 32(1):605–617.
- [Wu *et al.*, 2006] WU, J. Y., LI, J. et FARIA, R. (2006). An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 43(3):583–612.
- [Xu *et al.*, 2012] XU, Z., HAO, H. et LI, H. (2012). Dynamic tensile behaviour of fibre reinforced concrete with spiral fibres. *Materials & Design*, 42:72–88.
- [Yokoyama et Kishida, 1989] YOKOYAMA, T. et KISHIDA, K. (1989). A novel impact three-point bend test method for determining dynamic fracture-initiation toughness. *Experimental Mechanics*, 29(2):188–194.
- [Zhang *et al.*, 2014] ZHANG, X., ABD ELAZIM, A., RUIZ, G. et YU, R. (2014). Fracture behaviour of steel fibre-reinforced concrete at a wide range of loading rates. *International Journal of Impact Engineering*, 71:89–96.

- [Zhang *et al.*, 2016] ZHANG, X., RUIZ, G., TARIFA, M. et CENDÓN, D. (2016). Loading Rate Effect on the Fracture Behaviour of Three Different Steel Fibre-Reinforced Concretes. *In Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures.*
- [Zielinski, 1984] ZIELINSKI, A. (1984). Concrete structures under impact loading rate effects. *Report Stevin Laboratory, Concrete Structures 5-84-14.*

**Titre :** Développement d'un outil numérique pour la prévision de la fissuration d'une structure en béton de fibres sous impact.

**Mots-clés :** béton fibré, dynamique, fissuration, ouverture de fissure, CIN

**Résumé :** Ce travail de recherche s'inscrit dans le cadre de la sécurité du transport et de manutention des colis de confinement de déchets nucléaires. Le but est de développer un outil numérique capable de simuler le comportement global d'une structure en béton de fibres soumise à des sollicitations dynamiques. Il permet également d'accéder à des informations plus locales telle que la fissuration, tant en terme de trajet que d'ouverture de fissures. Pour ce faire, un ensemble d'essais mécaniques est réalisé afin de mieux comprendre les mécanismes d'endommagement et de fissuration du matériau sous

sollicitations quasi-statique et dynamique. Les données expérimentales de ces essais permettent par la suite d'identifier et de calibrer la loi de comportement macroscopique utilisée dans le modèle global permettant de simuler la chute de colis. La détermination de l'énergie de fissuration en dynamique est investiguée et la part inertielle structurale de celle-ci est soulignée. Deux méthodes de post-traitement numérique des résultats des simulations numériques globales sont utilisées afin d'accéder à des informations plus fines à l'échelle locale, en termes de trajet et d'ouverture de fissure.

**Title :** Development of a numerical tool for the prediction of cracking of a fiber-reinforced concrete structure under impact.

**Keywords :** fiber-reinforced concrete, dynamics, cracking, crack opening, DIC

**Abstract :** The research work is part of the transport safety of radioactive waste containment. The goal is to develop a numerical tool capable of simulating the overall behaviour of a fiber concrete structure subject to a dynamic loading. It also provides access to more local information such as cracking, both in terms of path and opening. To do this, a set of mechanical tests is carried out in order to better understand the mechanisms of damage and cracking of the material under quasi-

static and dynamic loading. The experimental data obtained allow to identify and calibrate the macroscopic behaviour law used in the global model to simulate the container's drop test. The determination of the dynamic fracture energy is investigated and its structural inertial part underlined. Two numerical methods are used to post-process the results of the global numerical simulations and give access to finer information at the local scale, in terms of path and crack opening.