



**HAL**  
open science

# Ecaillage, cratérisation et comportement en traction dynamique de bétons sous impact : approches expérimentales et modélisation

Benjamin Erzar

► **To cite this version:**

Benjamin Erzar. Ecaillage, cratérisation et comportement en traction dynamique de bétons sous impact : approches expérimentales et modélisation. Mécanique [physics.med-ph]. Université de Metz, 2010. Français. NNT : . tel-00589205v1

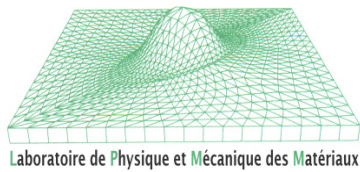
**HAL Id: tel-00589205**

**<https://theses.hal.science/tel-00589205v1>**

Submitted on 28 Apr 2011 (v1), last revised 11 Apr 2015 (v2)

**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.



# Thèse

*présentée par*

**Benjamin ERZAR**

*pour l'obtention du grade de :*

**Docteur de l'Université Paul Verlaine - Metz**

**Discipline** : Science des Matériaux

**Spécialité** : Mécanique des Matériaux

**Ecaillage, cratérisation et comportement en traction dynamique de bétons sous impact : approches expérimentales et modélisation**

Soutenue le 21 Septembre 2010 devant le jury composé de :

<b>Rapporteurs :</b>	F. Hild	Directeur de Recherches CNRS (LMT, Cachan)
	F. Toutlemonde	Docteur HdR (LCPC, Paris)
<b>Examineurs :</b>	E. Buzaud	Docteur-Ingénieur (CEA, Gramat)
	L. Daudeville	Professeur (L3S-R, Grenoble)
	Y. Malécot	Professeur (L3S-R, Grenoble)
	J. Weerheijm	Docteur (TNO, TU Delft, Pays-Bas)
	L. Toth	Professeur (LPMM, Metz)
	P. Forquin	Maître de Conférences (LPMM, Metz)

# Remerciements

Ce travail de thèse a été initié au sein du Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux de Metz sous la direction de Janusz R. KLEPACZKO, Directeur de Recherches émérite du CNRS, qui restera une référence dans le domaine du comportement des matériaux en dynamique rapide. Je remercie Laszlo TOTH, Professeur à l'Université Paul Verlaine – Metz, d'avoir accepté, par la suite, de reprendre la direction de cette thèse. J'aimerais remercier particulièrement Pascal FORQUIN, Maître de Conférences à l'UPVM, pour son implication, son dynamisme et sa curiosité qui ont pour moi été une source de motivation intarissable. Ses grandes compétences ont constitué une aide précieuse tout au long de ce travail.

De plus, je souhaite remercier François HILD et François TOUTLEMONDE qui m'ont tous deux fait l'honneur d'accepter la tâche de rapporteur. Mes remerciements s'adressent également à Laurent DAUDEVILLE et Yann MALECOT ainsi que Jaap WEERHEIJM qui ont accepté de s'intéresser à ce travail. Je tiens à remercier particulièrement Eric BUZAUD et Christophe PONTIROLI avec qui j'ai eu la chance de collaborer et d'échanger au cours de ces années.

Je remercie aussi tous mes collègues du laboratoire qui ont contribué à ce travail de près ou de loin. Je remercie particulièrement Guillaume EVAIN pour son soutien technique et son amitié, pour l'apport en caféine qui a été indispensable à l'avancée de ma thèse. Je remercie aussi Guillaume HARDY qui a su trouver les solutions adaptées à mes problèmes. Leurs efforts m'ont permis de travailler régulièrement avec des modèles numériques comptant des millions d'éléments. Je tiens à remercier Rachid CHERIGUENE pour son aide sur le plan expérimental mais aussi pour sa gentillesse. Je remercie mes collègues de bureau successifs qui ont partagé ces quelques années avec moi et particulièrement Reda YAHIAOUI à qui je souhaite le meilleur pour la fin de sa thèse. Au cours de ces quelques années, j'ai eu la chance d'être appuyé dans ma tâche par des stagiaires consciencieux et intéressés : je remercie donc MI Qiang, WEI Liang, Hélène, Marion et Laurent pour leur apport.

Je dédie ce travail à mes parents qui m'ont toujours encouragé à poursuivre dans la voie qui m'intéressait. Je remercie toute ma famille et mes amis pour leur soutien. Je pense évidemment beaucoup à ceux qui, ces dernières années, se sont arrêtés en chemin. J'aurais aimé partager ces moments avec eux.

Enfin, je voudrais saluer l'ineffable patience de ma chère Sabrina qui a supporté, particulièrement ces derniers mois, la vie avec un fantôme toujours installé devant son écran.

*À mon père,*

# Table des Matières

## Chapitre 1 : Introduction

1. Cadre de l'étude .....	9
1.1. Impact d'un missile sur une cible en béton.....	9
1.1.a. Endommagements de dalles de bétons soumises à un impact.....	10
1.1.b. Modélisation de l'endommagement induit par impact.....	12
1.2. Identification des sollicitations au cours de la perforation.....	14
2. Démarche adoptée .....	17

## Chapitre 2 : Données bibliographiques

1. Caractérisation expérimentale des bétons.....	23
1.1. Compression simple.....	23
1.2. Compression confinée .....	27
1.2.a. Essais triaxiaux.....	27
1.2.b. Essais quasi-œdométriques.....	30
1.3. Comportement en traction des bétons .....	32
1.3.a. Essais de traction quasi statique et dynamique .....	32
1.3.b. Essais de traction en dynamique rapide sur les bétons .....	37
2. Endommagement des bétons sous impact .....	44
2.1. Impact de laboratoire .....	44
2.2. Impact sur la tranche.....	47
3. Modélisation de la fragmentation dynamique des bétons .....	49

## Chapitre 3 : Caractérisation des bétons testés

1. Micro- et mésostructures des bétons étudiés .....	59
1.1. Généralités sur la micro- et mésostructure des bétons .....	59
1.2. Composition des bétons étudiés .....	60
1.2.a. Le microbéton MB50.....	60
1.2.b. Le béton R30A7.....	60
1.3. Eprouvettes et séchage.....	61
1.4. Endommagement de dessiccation des bétons.....	62
2. Caractéristiques mécaniques des bétons étudiés.....	63
2.1. Modélisation du comportement en traction quasi statique.....	64
2.2. Essais de traction quasi statique sur bétons.....	66

2.2.a. Identification des paramètres de Weibull par des essais de flexion 3-points.....	66
2.2.b. Validation du modèle de Weibull : essai de traction directe .....	68
2.2.c. Essais de flexion réalisés sur le béton R30A7 .....	73
2.2.d. Validation de l'approche statistique de Weibull pour le R30A7 .....	77

## Chapitre 4 : Etude expérimentale de la traction dynamique des bétons

1. Traction directe dynamique.....	83
1.1. Présentation du dispositif expérimental .....	83
1.2. Résultats expérimentaux en traction directe dynamique .....	85
2. Essais de traction dynamique par écaillage.....	87
2.1. Méthodologie proposée.....	87
2.1.a. Montage expérimental.....	88
2.1.b. Optimisation du chargement .....	90
2.1.c. Dépouillement de l'essai d'écaillage .....	93
2.2. Résultats expérimentaux sur le microbéton MB50.....	104
2.2.a. Résistance en traction dynamique du MB50.....	104
2.3. Evaluation numérique de la possibilité de transposition de cette technique pour le béton R30A7 I08	
2.3.a. Approche mésoscopique.....	109
2.3.b. Identification des propriétés élastiques de la matrice .....	112
2.3.c. Approche mésoscopique appliquée au essai d'écaillage (modèle élastique) .....	114
2.4. Résultats expérimentaux d'écaillage sur le béton R30A7.....	116
2.5. Cohésion des bétons en dynamique rapide .....	119
2.6. Eau libre ou micro-endommagement ?.....	121
2.7. Analyse par corrélation d'images.....	123
2.8. Essais d'écaillage plan.....	132
3. Similitudes et différences entre MB50 et R30A7 en traction dynamique.....	134

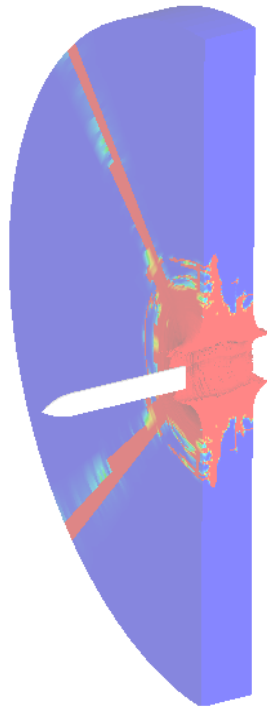
## Chapitre 5 : Endommagement des bétons sous impact

1. Essais d'impact sur la tranche.....	141
1.1. Dimensionnement de l'essai d'impact sur la tranche .....	142
1.2. Essais sur le microbéton MB50.....	143
1.2.a. Essais en configuration sarcophage .....	143
1.2.b. Essais en configuration ouverte .....	145
1.3. Modélisation mésoscopique de l'essai d'impact sur la tranche sur le béton R30A7.....	149
1.3.a. Identification des paramètres KST de la matrice.....	150
1.3.b. Simulation mésoscopique de l'essai d'impact sur la tranche sur béton .....	153
1.4. Essais sur le béton R30A7.....	155

1.4.a. Essais en configuration sarcophage .....	155
1.4.b. Essais en configuration ouverte.....	157
1.5. Comparaison des résultats obtenus sur le microbéton MB50 et sur le béton R30A7.....	162
1.5.a. Comparaison des résultats expérimentaux – configuration sarcophage.....	162
1.5.b. Comparaison des résultats expérimentaux – configuration ouverte.....	163
2. Essais de cratérisation .....	165
2.1. Essais de cratérisation sur la tranche sur béton R30A7 sec (essais n°11 et n°15) .....	167
2.2. Essais de cratérisation sur la tranche sur béton R30A7 humide (essais n°19 et n°20) .....	169
2.3. Essais de cratérisation sur la tranche sur béton MB50 humide .....	171
2.4. Comparaison des essais de cratérisation.....	173
<b>Chapitre 6 : Modélisation de la fragmentation des bétons</b>	
1. Processus de fragmentation .....	180
2. Modèle de fragmentation Denoual-Forquin-Hild.....	181
2.1. Modèle de fragmentation multiple (modèle local).....	181
2.2. Modèle multi-échelle .....	186
2.3. Application du modèle à la description du comportement dynamique des bétons .....	187
3. Simulation numérique des essais d'écaillage .....	189
3.1. Simulation d'essais réalisés sur le microbéton MB50 .....	189
3.2. Simulation d'essais réalisés sur le béton R30A7.....	194
4. Simulation numérique des essais d'impact sur la tranche .....	198
4.1. Simulation d'essais réalisés sur le microbéton MB50 .....	198
4.2. Simulation d'essais réalisés sur le béton R30A7.....	202
5. Comportement cohésif des bétons en traction dynamique.....	204
5.1. Simulation numérique de la cohésion .....	206
5.2. Modélisation de la cohésion en dynamique rapide.....	208
6. Dépendance au maillage.....	212
<b>Conclusions et perspectives.....</b>	<b>217</b>
<b>Références.....</b>	<b>225</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>241</b>

# Chapitre 1

## Introduction







# 1. Cadre de l'étude

L'aéronautique, le médical, le spatial, la défense sont quelques uns des domaines concernés par le comportement des matériaux en dynamique rapide : les essais d'impact d'oiseaux utilisés pour tester les structures aéronautiques et les turboréacteurs, le traitement de certaines pathologies possible par chocs laser, ou encore les satellites qui subissent des impacts d'astéroïdes à plusieurs km/s sont quelques-unes des applications où la maîtrise des phénomènes d'interactions à grande vitesse est importante. Le génie civil est aussi un domaine particulièrement intéressé par cette discipline : un ouvrage d'art peut être exceptionnellement exposé à un ou plusieurs chargements « dynamiques » qu'ils soient de nature accidentelle ou intentionnelle. Ce type de sollicitations est très rapide, la réponse de la structure est alors pilotée par le comportement local du matériau. Les centrales nucléaires par exemple, doivent être dimensionnées pour pouvoir résister à une chute d'avion (civil ou même militaire) et assurer la sûreté des installations. De nos jours, les moyens scientifiques aussi bien expérimentaux que numériques permettent d'avoir une bonne évaluation de la réponse des structures. Néanmoins, la compréhension des mécanismes d'endommagement qui régissent le comportement des matériaux en dynamique rapide constitue une barrière à franchir pour affiner les prévisions des scénarii où interviennent des chargements rapides et intenses comme l'impact d'un pénétrateur cinétique sur une cible de béton. Il convient donc, tout d'abord, de présenter les endommagements induits par l'impact d'un missile sur une structure en béton. Dans une seconde partie de ce chapitre introductif seront présentées des simulations numériques menées au LPMM. L'objectif de ces calculs de perforation d'une dalle par un projectile est d'identifier les sollicitations qui peuvent être à l'origine de ces endommagements. Enfin, le plan de thèse sera énoncé présentant la démarche choisie pour aborder la problématique du comportement du béton en dynamique rapide.

## 1.1. Impact d'un missile sur une cible en béton

Lorsqu'une structure est impactée par un projectile rigide (fragments provenant d'une explosion proche, pénétrateur cinétique, voire collision d'un aéronef, ...), plusieurs endommagements caractéristiques sont observés. Afin d'étudier les étapes d'un impact balistique, plusieurs études ont été menées et reportées dans la littérature ; certaines en conditions « réelles » (impact de projectiles propulsés par des canons militaires sur des dalles de taille métrique), d'autres menées à une échelle réduite dans les laboratoires de recherche.

### 1.1.a. Endommagements de dalles de bétons soumises à un impact

Lorsqu'une cible de béton est soumise à une sollicitation intense et rapide, plusieurs modes de rupture peuvent être observés (cf. Fig. 1-1) : la formation de cratères en face avant et arrière, la fissuration de la cible ou encore une mise en flexion de la cible (réponse structurelle) peuvent être relevées en fonction de plusieurs paramètres tels que la vitesse du projectile et sa géométrie.

Hanchak et al. [1992] ont mené des essais balistiques sur des dalles de béton renforcées de  $610 \times 610 \times 178 \text{ mm}^3$ . En faisant varier la vitesse d'impact du projectile d'acier de diamètre 25,4 mm, de longueur totale 143,7 mm et un CRH (Calibre Radius Head : rapport entre le rayon de courbure du nez du projectile et son diamètre) égal à 3, ces auteurs ont pu déterminer la limite balistique et tracer la vitesse de sortie du projectile en fonction de la vitesse d'impact pour deux bétons (l'un de résistance 48 MPa, l'autre atteignant 140 MPa en compression simple). Buzaud et al. [1999] réalisèrent une étude comparable sur des cibles de  $800 \times 800 \times 100 \text{ mm}^3$  et de  $800 \times 800 \times 200 \text{ mm}^3$  en micro-béton renforcé par des armatures métalliques. Des projectiles d'acier de dimensions comparables aux essais de Hanchak et al. [1992] (CRH 3, 25 mm de diamètre et 151,4 mm de longueur) furent propulsés à des vitesses allant de 132 à 600 m/s dans une configuration d'impact normal ou oblique avec un angle d'attaque de  $30^\circ$ . Ces dernières années, plusieurs campagnes d'essais de pénétration et perforation ont été réalisées par le ministère de la défense suédois [Magnusson et al., 2001 ; Hansson, 2005] mettant en jeu plusieurs formes de nez de projectiles, plusieurs vitesses d'impact, des bétons de différentes résistances, renforcés ou non par des armatures métalliques.

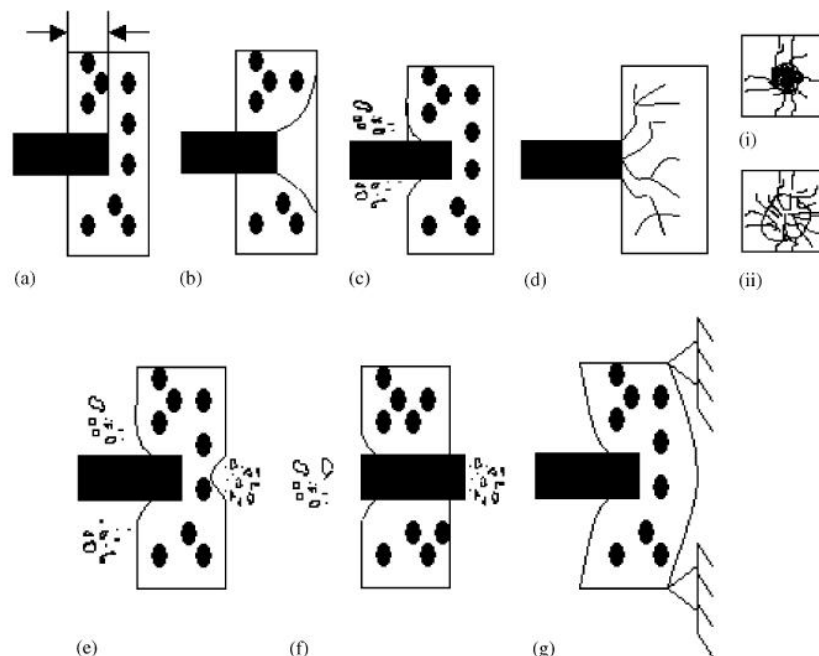


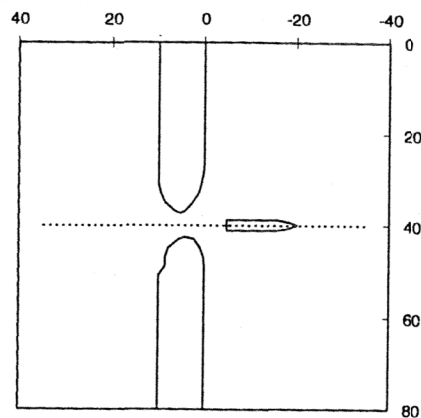
Figure 1-1 : Effets de l'impact d'un missile sur une dalle de béton [Li et al, 2005] : (a) pénétration, (b) rupture conique en face arrière, (c) cratérisation de la face avant, (d) fissuration, (e) cratère d'écaillage en face arrière, (f) perforation, (g) réponse structurelle

Les résultats fournis par les essais de Hanchak et al. [1992], Buzaud et al. [1999], Hansson [2005] mettent en exergue plusieurs endommagements caractéristiques. Premièrement, la pénétration du projectile dans la face avant d'une cible en béton provoque le développement d'un cratère clairement visible sur la Fig. 1-2 (phénomène de *scabbing*). Le projectile progresse ensuite dans la cible en soumettant le matériau environnant à des niveaux de pression extrêmes, c'est la phase de *tunneling* (cf. Fig. 1-2b). On peut souvent noter la présence de longues fissures radiales sur la face avant et à l'intérieur de la cible. Enfin, lorsque le projectile s'approche de la face arrière de l'éprouvette, un second cratère dit d'écaillage (ou *spalling* en anglais) est formé. Ces différentes étapes se retrouvent dans la plupart des essais balistiques menés sur les bétons.

La cratérisation des faces avant et arrière de la cible est un phénomène particulièrement gênant. D'une part, la matière éjectée entraîne une réduction de la résistance globale à la pénétration. D'autre part, la cratérisation induit une fragilisation de la structure à un nouvel impact voire à son poids propre pouvant conduire à la ruine. Il est donc important d'être en mesure d'évaluer l'importance des dommages causés par un impact balistique. Pour cela, plusieurs approches analytiques et numériques ont été proposées.



(a)



Shot DA540 - 0° - 180° section (cm).

(b)



(c)



(d)

Figure 1-2 : Endommagements caractéristiques observés lors d'impacts balistiques sur des dalles de bétons : (a) cratère et fissuration radiale [Hansson, 2005] après un essai de pénétration sur une dalle de BHP non renforcée, (b) Sections d'une cible de micro-béton renforcée par des armatures métalliques après impact [Buzaud et al., 1999], (c) et (d) Faces avant et arrière d'un bloc de béton armé soumis à un impact à 420 m/s [Hansson, 2005]

### 1.1.b. Modélisation de l'endommagement induit par impact

À partir des données expérimentales de la littérature, des lois de pénétration empiriques et analytiques ont pu être développés [Yankelevsky, 1997 ; Forrestal et al., 1994 ; Li et Chen, 2003]. Ce type de modèle permet par exemple de déterminer la vitesse résiduelle d'un projectile après une perforation [Berriaud et al., 1978] ou d'évaluer la profondeur de béton pénétrée  $X$  (en mm) en se basant sur les paramètres de l'impact comme la résistance en compression simple du béton  $f_c$  (en MPa), la vitesse du projectile (en m/s), son diamètre  $D$  (en mm), sa masse  $M$  (en kg) et son CRH [Conventional Weapons Effects Program, 1992] :

$$X = \frac{11,76 N M V^{1,8}}{D^{1,8} f_c^{0,5}} \text{ pour } X > 2 D \quad (1-1)$$

avec  $N$  le coefficient de performance du nez du projectile défini ici par :

$$N = 0,72 + 0,25 (CRH - 0,25)^{0,5} . \quad (1-2)$$

La formule (1-1) proposée par le National Defense Research Committee (NDRC) américain pour des projectiles de forme ogivale permet d'approcher assez fidèlement (cf. Fig. 1-3) des résultats d'essais réalisés dans des configurations très éloignées (des diamètres de projectile allant de 13 à 365 mm, des vitesses d'impact variant de 132 à 1050 m/s, des bétons ayant une résistance en compression simple de 21,6 à 140 MPa,...). Néanmoins, ces modèles ne peuvent être appliqués que dans des cas précis (projectiles supposés indéformables, angle d'incidence nul ou faible) et ils ne permettent pas d'évaluer la taille des cratères d'impact ni la résistance résiduelle d'une structure endommagée.

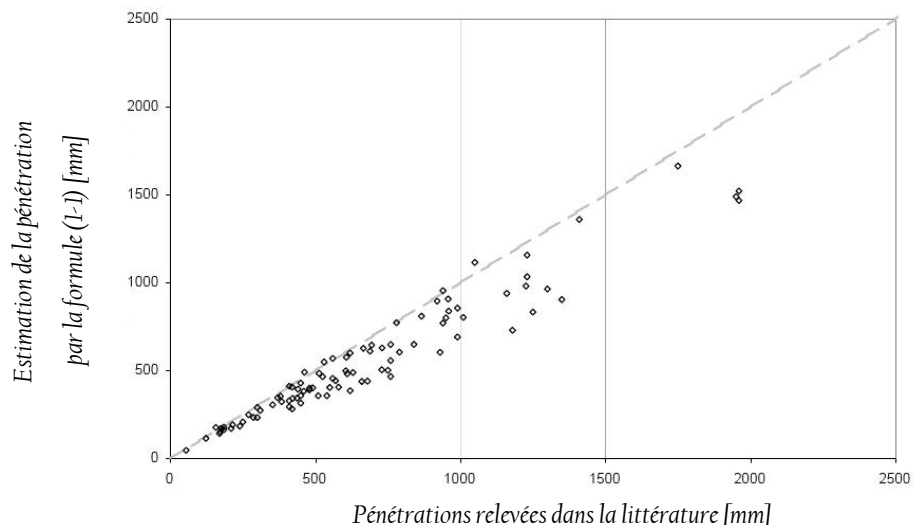


Figure 1-3 : Prédictions analytiques comparées aux résultats expérimentaux de la littérature [Hansson, 2003]

Parallèlement au développement de formules empiriques, l'augmentation importante de la puissance de calcul ces dernières décennies a encouragé le développement des méthodes numériques et leur application à des problèmes complexes comme un impact balistique. Holmquist et al. [1993] utilisèrent la méthode des éléments finis pour simuler en 2D les essais rapportés par Hanchak et al. [1992]. Cette même technique fut utilisé par Hansson [2005] pour simuler en 3D la perforation de dalles de béton (voir Fig. 1-4a). Les éléments discrets [Shiu, 2008, Cusatis et Pelessone, 2005] et la méthode SPH [Rabczuk et Eibl, 2003] sont d'autres méthodes numériques qui ont montré certaines aptitudes à la simulation d'un impact balistique (cf. Fig. 1-4b). Afin d'améliorer la qualité des prévisions numériques, il est nécessaire de progresser dans la description des endommagements observés en dynamique rapide.

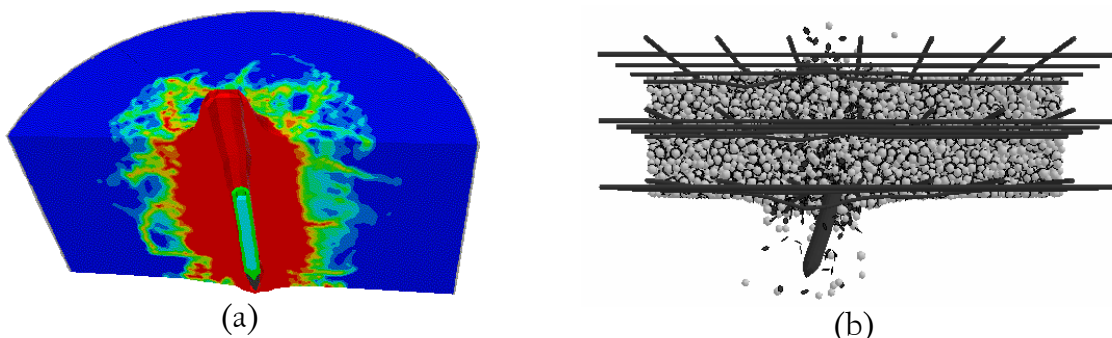


Figure 1-4 : (a) Calculs éléments finis sur Autodyn3D [Hansson, 2005] et (b) simulation par éléments discrets [Cusatis et Pelessone, 2005] de perforation de dalle de béton par un missile

## 1.2. Identification des sollicitations au cours de la perforation

Afin d'affiner notre compréhension des étapes d'un impact balistique, plusieurs simulations numériques ont été menées. La configuration numérique choisie est celle des essais de Cargile [1999] qui a étudié la réponse dynamique de voiles de béton WES5000 non renforcés à l'impact d'un pénétrateur. Ces essais ont été conduits sur des cibles de plusieurs épaisseurs : 284, 254, 216, 127 mm et de diamètre 1,52 m. Le projectile utilisé, usiné dans un barreau d'acier 4340, atteignait 355 mm de longueur pour un diamètre de 50,8 mm. Le rapport diamètre de la cible / diamètre du projectile d'environ 30 permet de limiter l'influence des effets de bord. L'intérieur du projectile était rempli de sable. Durant tous les essais de perforation menés au cours de cette étude, une vitesse d'impact d'environ 310 m/s fut utilisée. L'objectif n'est pas de reproduire fidèlement les essais réalisés par Cargile [1999] mais de se baser sur une configuration réaliste pour déterminer à l'aide de calculs par éléments finis sur Abaqus/explicite l'évolution des champs de contraintes dans la matière. Il est ainsi possible d'identifier les mécanismes de l'endommagement dynamique et de dégager un scénario décrivant les étapes de la cratérisation d'une cible de béton impactée. Dans cette optique, un voile de béton de 127 mm a été modélisé et impacté à une vitesse de 300 m/s. Le projectile est maillé par des éléments d'environ 3 mm (cf. Fig. 1-5). Le comportement en dynamique rapide de l'impacteur a été modélisé par la loi proposée par Johnson et Cook [1983] :

$$\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon}, T) = [A + B \varepsilon^n] \left[ 1 + C \ln\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right) \right] \left[ 1 - \left(\frac{T - T_0}{T_f - T_0}\right)^m \right] \quad (1-3)$$

où  $A$ ,  $B$  et  $C$  sont des constantes matériau,  $n$  et  $m$  sont respectivement le coefficient d'érouissage et la sensibilité à la vitesse de déformation ; enfin  $\dot{\varepsilon}_0$ ,  $T_f$  et  $T_0$  sont la vitesse de déformation de référence, la température de fusion du matériau et la température ambiante. Les paramètres de cette loi de comportement pour l'acier 4340 ont été reportés dans la littérature ([Wang, 2007], cf. Annexe 1). Dans ces calculs, la partie liée aux effets thermiques est négligée : le projectile atteint de faibles niveaux de déformation plastique et l'influence de la température sur la réponse dynamique du béton n'a, jusqu'à présent, pas été démontrée. Le comportement dynamique du béton a quant à lui été approché par le modèle de Krieg, Swenson et Taylor [Krieg, 1978 ; Swenson et Taylor, 1983] qui représente le comportement du béton par une approche élastoplastique. Ce modèle permet de restituer d'une part le processus de compaction qui intervient au sein du matériau lorsqu'il est soumis à de fortes pressions (cf. Fig 1-6a) et d'autre part l'augmentation de résistance déviatorique du béton sous fort confinement (cf. Fig. 1-6b). Les paramètres du béton WES5000 ont été identifiés à partir des essais de caractérisation réalisés par Cargile [1999] (cf. Annexe 1).

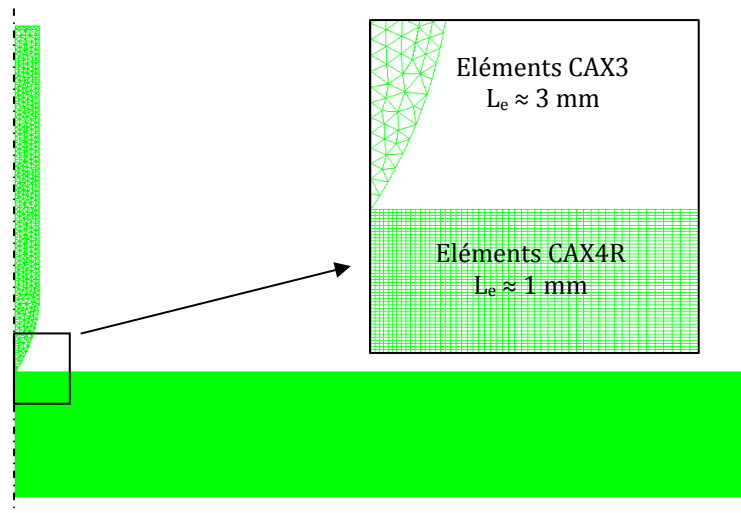


Figure 1-5 : Maillage axisymétrique d'une configuration utilisée par Cargile [1999] : voile de béton de 127 mm d'épaisseur

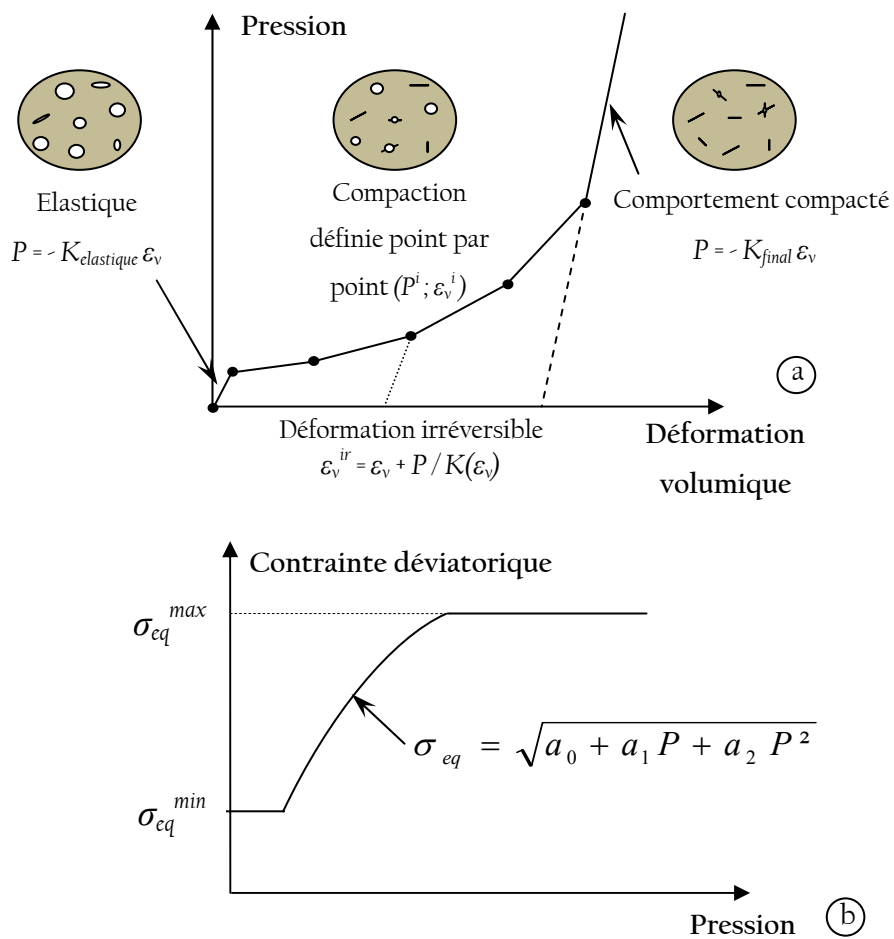


Figure 1-6 : Modèle de Krieg, Swenson et Taylor [Krieg, 1978 ; Swenson et Taylor, 1983] : (a) Comportement hydrostatique et (b) déviatorique du béton



Ces simulations numériques permettent d'observer plusieurs phénomènes. Alors que le nez du projectile n'a pas encore entièrement pénétré la cible ( $t = 150 \mu\text{s}$ ), la Figure 1-7 montre que des contraintes importantes de traction (en positif sur la Figure 1-7) apparaissent près de la face avant aussi bien dans la direction orthoradiale (S33) que suivant l'axe du projectile (S22). Lorsque le pénétrateur approche de la face arrière (cf. Fig. 1-7,  $t = 350 \mu\text{s}$ ), on constate qu'une large zone de la partie arrière du voile est sollicitée en traction dans la direction orthoradiale (S33). De plus, des contraintes de traction suivant l'axe du projectile contribuent très certainement à la formation du cratère en face arrière.

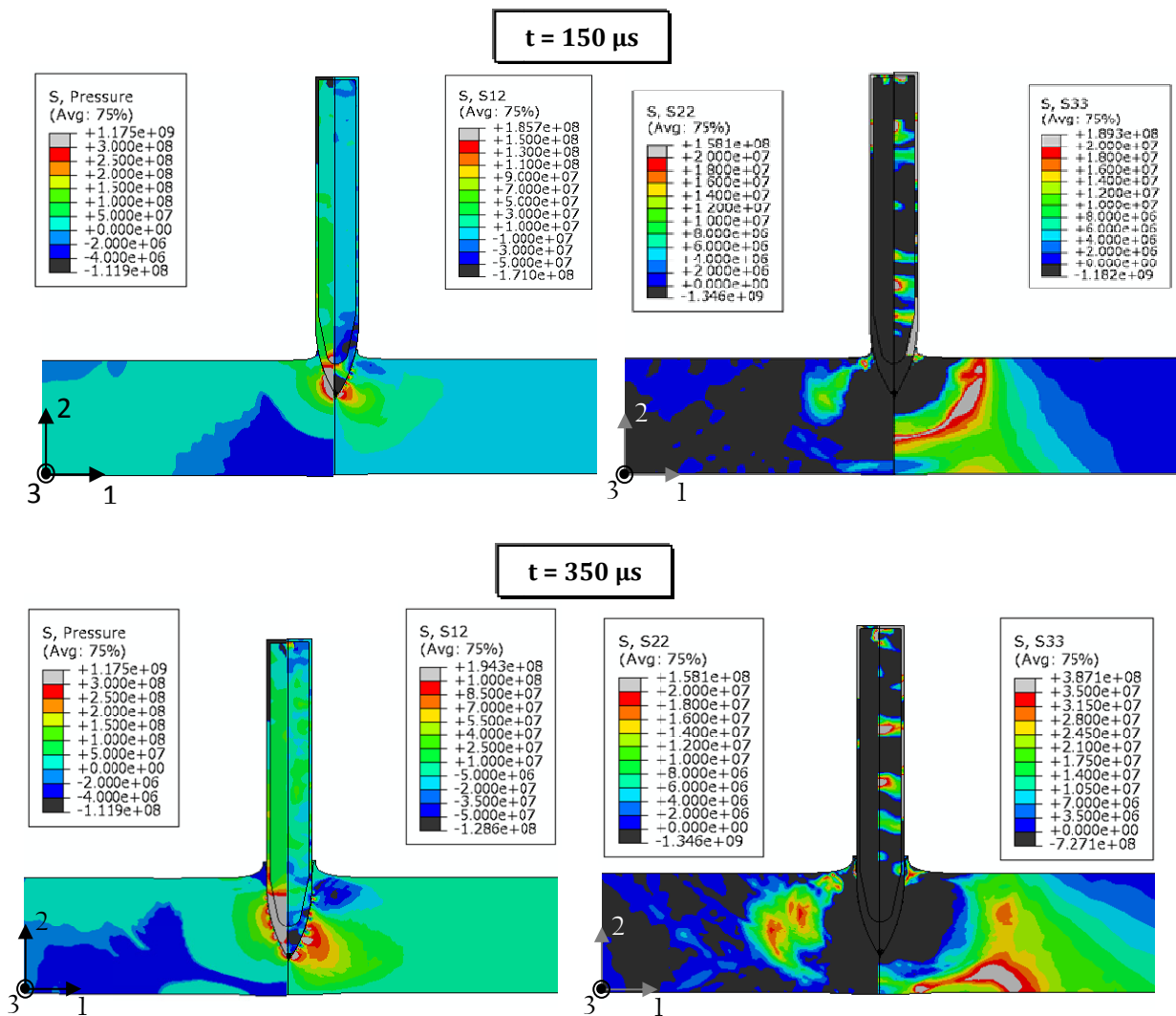


Figure 1-7 : Champs de contrainte (en Pa) dans la cible  $150 \mu\text{s}$  et  $350 \mu\text{s}$  après l'impact du projectile

Il semble donc que les cratères en face avant et en face arrière soient la conséquence de deux étapes :

- un endommagement du béton en traction orthoradiale,

- une éjection de la matière endommagée résultant des contraintes de traction suivant l'axe du projectile ainsi que des contraintes de cisaillement à la périphérie du nez du projectile.

Afin d'évaluer le chargement dynamique de traction qui intervient au cours de cet impact, nous avons relevé les déformations et les vitesses de déformation dans les directions orthoradiales et suivant l'axe du projectile (cf. Fig. 1-8) à différentes profondeurs de la dalle et à une distance d'un diamètre par rapport à l'axe de pénétration. Les vitesses de déformation atteignent 300/s suivant l'axe du projectile et 200/s dans la direction orthoradiale.

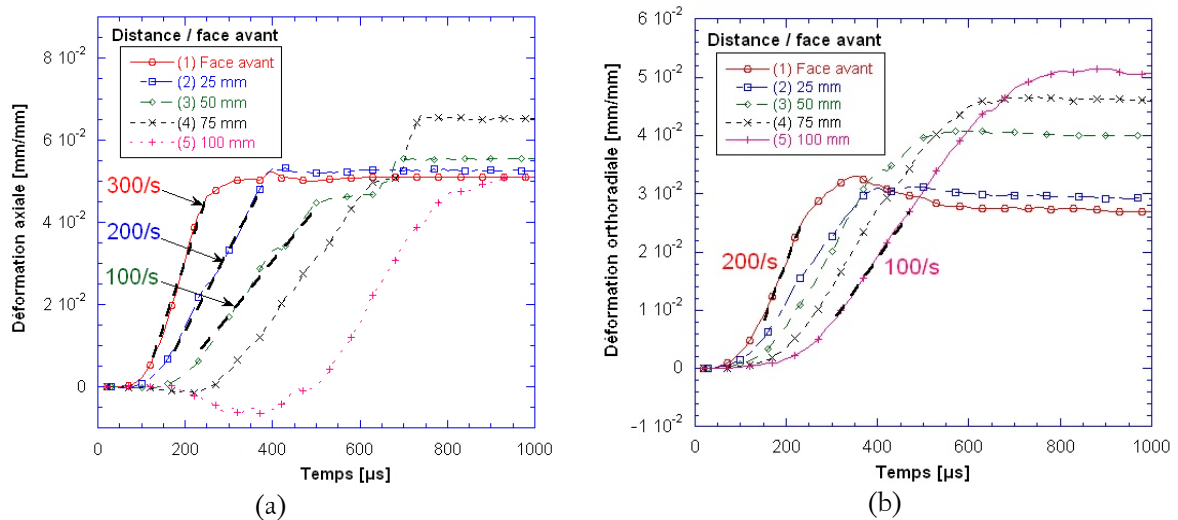


Figure 1-8: (a) déformations dans la direction axiale ( $\epsilon_{22}$ ) et (b) déformations dans la direction orthoradiale ( $\epsilon_{33}$ )

Ces calculs sur Abaqus/explicite soulignent l'importance de maîtriser le comportement en traction dynamique du béton pour affiner les prévisions numériques dans les cas d'impact. Malgré l'importance de la connaissance du comportement en traction aux hautes vitesses de déformation, nous verrons au chapitre 2 que peu de campagnes expérimentales de caractérisation sont rapportées dans la littérature. De plus, ces études souffrent souvent d'une instrumentation limitée ne permettant pas de comprendre les mécanismes sous-tendant le comportement dynamique macroscopique.

## 2. Démarche adoptée

Ce chapitre introductif a permis de présenter le cadre de l'étude : l'endommagement d'une cible en béton subissant un chargement intense et localisé du type impact balistique. Une simulation numérique réalisée sous Abaqus/explicite a montré l'importance de bien décrire le comportement en traction dynamique du béton.

Le **deuxième chapitre** fait un point sur les données disponibles dans la littérature concernant le comportement du béton en dynamique rapide. L'effet de vitesse sur la résistance en compression simple, la sensibilité à la pression des bétons et les techniques expérimentales mises en œuvre pour caractériser le béton en traction y sont successivement présentés avec un intérêt particulier pour les résultats obtenus sur le microbéton MB50 et le béton R30A7 qui font l'objet de cette étude. Nous nous attardons sur les thèmes centraux de ce travail de thèse : la caractérisation en traction dynamique par écaillage et le comportement à l'impact. À la fin de cette partie seront présentés les méthodes numériques et quelques modèles qui ont montré des aptitudes à décrire la fragmentation du béton en dynamique rapide.

Le **troisième chapitre** de ce mémoire est dédié à la présentation des bétons qui font l'objet de cette étude. D'un côté, le microbéton MB50 a été choisi pour sa facilité à être testé en laboratoire. Ce microbéton permet de réduire de manière conséquente le volume des éprouvettes testées. De l'autre côté, le béton R30A7, avec sa mésostructure centimétrique est plus représentatif d'un béton standard. La caractérisation quasi statique présentée dans cette troisième partie permet d'observer les points communs et les différences entre ces deux matériaux. De plus, une approche statistique des essais de caractérisation quasi statique permet d'identifier la population de défauts qui mènent à la ruine et de modéliser l'effet d'échelle.

Le **quatrième chapitre** porte sur la traction dynamique du béton. D'abord des essais de traction directe menés à des vitesses de déformation relativement faibles (jusqu'à environ 1/s) permettent d'étudier des paramètres comme l'influence de l'eau et l'influence de la mésostructure sur la résistance. Par la suite, la caractérisation des bétons à des vitesses de chargement plus élevées a été possible grâce à la mise au point d'un banc expérimental d'écaillage. Une méthode exploitant les dispositifs de mesure disponibles a été mise au point afin d'extraire les données importantes de l'essai. Les résultats d'écaillage utilisant cette méthode sont présentés dans ce chapitre. De plus, des calculs numériques « mésoscopiques » où la matrice et les granulats sont différenciés ont été menés pour s'assurer de l'applicabilité de la méthode à des bétons ayant une taille maximale de granulats de 8 mm. Au final, des données expérimentales sur la résistance dynamique du microbéton MB50 et du béton standard R30A7 sont reportées pour des vitesses allant jusqu'à 150/s ce qui correspond à la gamme de vitesse observée lors des simulations d'impact dans la configuration de Cargile [1999] (cf. Fig. 1-8).

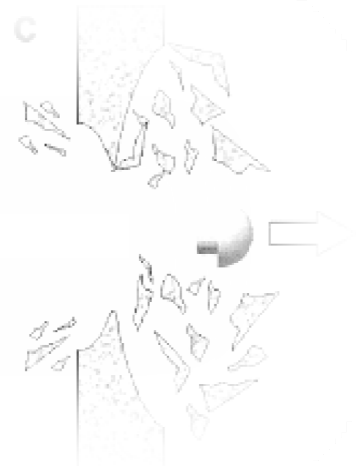
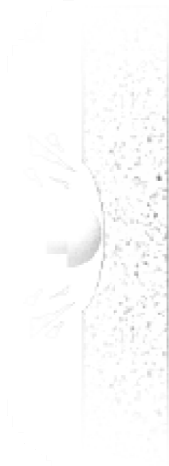
Le **cinquième chapitre** concerne l'endommagement des bétons sous impact. Cette sollicitation complexe fait intervenir aussi bien le comportement en compression confinée au voisinage du projectile que le comportement en traction dynamique du béton dans la direction orthoradiale plus loin dans la cible. Afin d'étudier ces phénomènes, des essais d'impact sur la tranche inspirés des travaux de l'Ernst-Mach-Institute allemand (EMI) [Hornemann et al., 1984 ; Strassburger et Senf, 1994] et du Centre Technique d'Arcueil [Riou, 1996 ; Denoual, 1998 ; Forquin, 2003] ont été mis en œuvre dans deux configurations : la première utilise un boîtier fermé dans lequel est encapsulée la plaque de béton, ce « sarcophage » est destiné à conserver les fragments proches de leur position initiale, permettant ainsi de procéder à une analyse post-mortem et une évaluation des densités de fissures provoquées par l'impact. La seconde configuration dite ouverte permet quant à elle de filmer le processus de fragmentation grâce à une caméra ultra-rapide et de pouvoir tirer des informations quantitatives par corrélation d'images. Ce chapitre présente aussi de nouveaux essais destinés à étudier le processus de cratérisation qui intervient lors de la pénétration du projectile dans la cible de béton. La caméra ultra-rapide et la corrélation d'images sont les principaux outils utilisés lors de ces essais.

Le **sixième et dernier chapitre** de cette thèse porte sur la modélisation de la fragmentation dynamique des bétons. Dans cette partie, nous présenterons le modèle développé par Denoual, Forquin et Hild [Denoual et Hild, 2000, 2002 ; Hild et al., 2003 ; Forquin et Hild, 2008, 2010]. Basé sur une approche micromécanique du processus de fragmentation, nous montrons comment ce modèle peut être adapté à la description du comportement dynamique du béton. Les essais d'écaillage et d'impact ont fait l'objet de simulations numériques et les endommagements prévus par le modèle sont comparés aux résultats expérimentaux. À partir de cette comparaison peuvent être identifiés les avantages et les limites de ce modèle appliqué au béton. Plusieurs voies d'améliorations sont possibles : la modélisation mésoscopique est par exemple utilisée pour la simulation des essais réalisés sur le béton R30A7 afin de s'approcher numériquement de la nature hétérogène du béton. Lorsqu'un tel raffinement n'est pas envisageable, l'introduction dans le modèle de la nature cohésive du béton peut être un moyen de préciser les prédictions. Toutes ces discussions sont présentées dans ce dernier chapitre.



## Chapitre 2

# Données bibliographiques





Utilisé depuis des plus de 2000 ans, le béton n'a pas livré tous ses secrets. Ce matériau hétérogène, poreux et fragile présente également une sensibilité à la vitesse de chargement aussi bien en compression qu'en traction. L'expérimentateur désireux de caractériser ce type de matériau en dynamique rapide doit affronter plusieurs difficultés. Alors que la caractérisation des matériaux aux hautes vitesses de déformation utilise généralement des éprouvettes de petites dimensions afin d'obtenir l'équilibre mécanique après quelques allers-retours d'ondes, la « mésostructure » des bétons impose l'utilisation de volumes plus importants afin de caractériser un comportement homogénéisé. Plusieurs techniques expérimentales sont présentées ci-dessous. Pour chaque type de sollicitation, on s'intéresse d'abord aux moyens classiques de caractérisation disponibles en quasi statique et par la suite, aux principales méthodes expérimentales utilisées pour identifier le comportement dynamique des bétons. Même si cette étude porte principalement sur la traction dynamique des bétons, il est nécessaire de connaître le comportement de ces matériaux en compression et compression confinée afin d'être capable de simuler correctement des chargements complexes. Après cette première partie dédiée à la caractérisation du matériau, nous présenterons certains travaux concernant l'endommagement des bétons soumis à un impact. Nous verrons quelles techniques ont été employées pour étudier le processus d'endommagement activé dans la cible à la suite d'un chargement balistique. Enfin, nous présenterons plusieurs méthodes de modélisation utilisées pour prévoir la fragmentation des bétons sollicités en dynamique rapide.

## 1. Caractérisation expérimentale des bétons

### 1.1. Compression simple

Les bétons, matériaux rois du génie civil de par leur faible coût et leur facilité de fabrication, sont utilisés partout à travers le monde et en plus grande quantité que tous les autres matériaux réunis. La principale propriété d'un béton est sa résistance en compression simple puisqu'il est généralement destiné à travailler en compression. Celle-ci se mesure relativement simplement grâce à des éprouvettes cylindriques âgées d'au moins 28 jours dont les faces extrêmes ont subi un surfacage au soufre ou une rectification afin de s'affranchir d'effets parasites dus au frettage des faces sur les plateaux de compression. Ces échantillons possèdent généralement un rapport de 2 entre hauteur et diamètre. L'éprouvette est placée entre les plateaux d'une presse et une vitesse de chargement normalisée lui est appliquée. La mesure du comportement du matériau peut être obtenue grâce à différents capteurs : des LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) qui mesurent le déplacement de part et d'autre de l'éprouvette, des extensomètres ou encore des jauges de déformation qui doivent être assez longues pour mesurer un comportement moyen du béton.





Figure 2-1 : Faciès de rupture d'une éprouvette de R30A7 après un essai de compression simple [Vu, 2007]

Lorsque l'on veut tester les bétons en compression dynamique, on utilise généralement la technique des barres de Hopkinson (cf. Fig. 2-2a). Durant ce test sont utilisés un projectile, une barre dite « d'entrée » et une barre « de sortie », toutes deux instrumentées de jauges de déformation. Le projectile impacte la barre d'entrée générant ainsi un pulse de compression. Cette onde se propage et atteint l'interface barre/échantillon. Une partie est transmise et l'autre est réfléchi. Le pulse transmis génère un chargement de compression dynamique dans l'éprouvette. L'observation des signaux obtenus par les jauges situées sur la barre d'entrée et sur la barre de sortie (Fig. 2-2b) permet de reconstituer l'historique du chargement subi par l'éprouvette. Cet essai se heurte à quelques difficultés :

- le moindre défaut d'alignement entraîne des perturbations au niveau du contact, le chargement n'est alors plus uniaxial,
- le phénomène de dispersion d'onde dans les barres doit souvent être pris en compte [Gong et al., 1990 ; Gary et al., 1992]. Des corrections peuvent être appliquées afin de déterminer plus précisément la forme du chargement transmis,
- la vitesse de déformation n'est pas constante au cours d'un essai de compression dynamique aux barres de Hopkinson

À cela s'ajoutent des difficultés inhérentes à la nature même du béton : l'équilibre mécanique de l'éprouvette doit être atteint très tôt dans l'essai, en d'autres termes il est nécessaire d'avoir un nombre suffisant d'allers-retours d'onde dans l'éprouvette pour obtenir un chargement de compression homogène. Ce fait oblige à utiliser des échantillons les plus petits possible. Il est pourtant impossible

de mettre en œuvre des éprouvettes très courtes lorsque l'on veut tester un béton classique où l'on trouve des granulats centimétriques ; un compromis doit donc être trouvé pour concilier ces deux aspects.

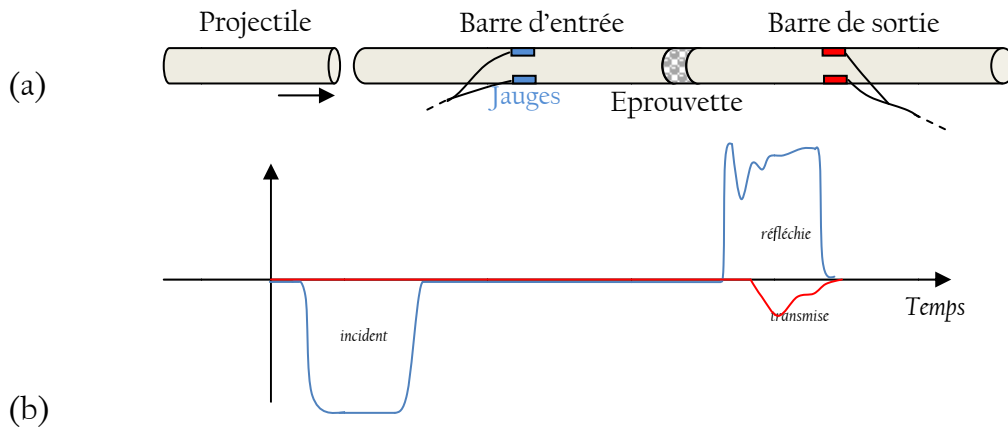


Figure 2-2 : (a) Schéma de principe et (b) signaux de jauges typiques d'un essai de compression dynamique sur matériau fragile (signal de la barre d'entrée en bleu et signal de la barre de sortie en rouge)

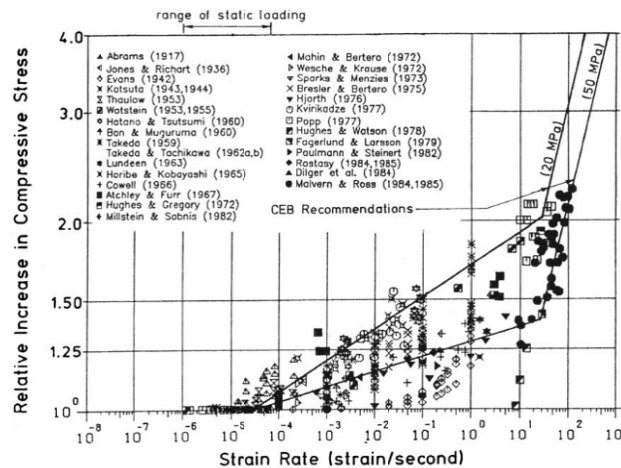


Figure 2-3 : Sensibilité de la résistance en compression à la vitesse de déformation [Bischoff et Perry, 1991]

Les résultats expérimentaux reportés dans la littérature pour différents bétons (cf. Fig. 2-3) montrent que la résistance en compression présente une sensibilité à la vitesse de déformation. Le CEB (Comité Euro-International du Béton) préconise l'utilisation des formules (2-1) et (2-2) qui permettent, sur leur plage de vitesse de déformation respective, de reproduire l'augmentation de résistance dynamique [CEB, 1990 ; Malvar et Crawford, 1998].

$$DIF = \frac{f_{c\ dyn}}{f_{cs}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1,026 \alpha} \text{ pour } \dot{\epsilon} \leq 30 /s \quad (2-1)$$

$$DIF = \frac{f_{c\ dyn}}{f_{cs}} = \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \text{ pour } \dot{\epsilon} \geq 30 /s \quad (2-2)$$

Le DIF (Dynamic Increase Factor : rapport entre résistance dynamique  $f_{c\ dyn}$  et résistance quasi statique  $f_{cs}$ ) de compression dynamique est calculé à partir des paramètres suivants :

$f_{cs}$  : résistance en compression simple à  $\epsilon^{\circ}_s$ ,

$\epsilon^{\circ}_s$  : vitesse de déformation quasi statique de référence ( $30 \cdot 10^{-6}/s$ )

$\alpha = 1 / (5 + 9 f_{cs} / f_{c0})$

$f_{c0} = 10 \text{ MPa}$

$\log \gamma = 6,156 \alpha - 2$

Sur la Figure 2-4 est tracée l'évolution de la résistance en compression dynamique pour trois bétons ayant des résistances de 30, 45, 60 MPa. À 100/s, cette formule prévoit respectivement des résistances dynamiques de 70, 92 et 114 MPa, soit un DIF d'environ 2.

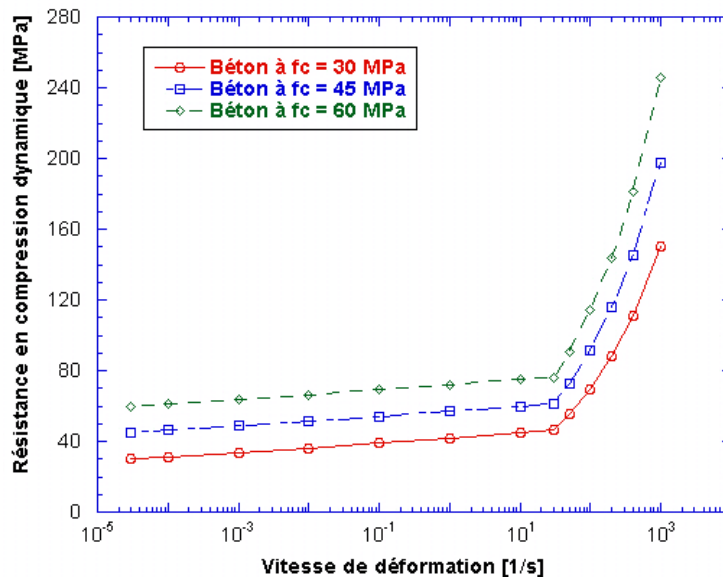


Figure 2-4 : Résistance en compression dynamique prévue par la formule préconisée par le CEB pour des bétons ayant des résistances en compression simple de 30, 45 et 60 MPa

Cette augmentation peut s'expliquer, d'une part, à un effet de l'eau libre et d'autre part, cet incrément de résistance peut être le résultat d'un effet structural [Li et Meng, 2003] : en compression dynamique, la matière chargée axialement tend à se dilater radialement sous l'effet du coefficient de Poisson, son inertie crée alors un confinement au cœur de l'éprouvette qui modifie le comportement du béton menant à un accroissement de sa résistance dynamique.

## 1.2. Compression confinée

L'impact d'un projectile sur une cible de béton génère localement des pressions très élevées (plusieurs centaines de MPa, cf. Fig. 1-7). Or, soumis à un fort confinement, le béton change significativement de comportement. Ce matériau très connu pour sa fragilité exhibe alors une ductilité relativement importante et sa résistance augmente. Pour étudier ce phénomène, plusieurs techniques ont été utilisées.

### 1.2.a. Essais triaxiaux

Lorsque le béton est soumis à un chargement hydrostatique, sa résistance augmente significativement. Ce comportement peut être caractérisé par des essais triaxiaux. Grâce au dispositif expérimental présenté à la Fig. 2-5a, Buzaud [1998] a sollicité des éprouvettes du microbéton MB50 (de diamètre 50 mm et de hauteur 100 mm pour les essais où la pression latérale était inférieure à 100MPa, de diamètre 20 mm et de hauteur 40 mm pour atteindre des pressions de confinement de 800MPa). Le chargement se déroule en deux étapes : après avoir appliqué un chargement latéral grâce à la montée en pression du fluide, l'éprouvette est soumise à une compression axiale (le trajet de chargement est représenté sur la Fig. 2-5b). Le déviateur (différence entre le chargement axial et la pression) reporté sur le graphe 2-5b correspond à la différence entre la contrainte axiale et la contrainte radiale induite par la pression du fluide de confinement. Les éprouvettes sont instrumentées de jauges de déformation. L'éprouvette et ses jauges sont séparées du fluide par une jaquette de cuivre ou de latex qui a pour but d'assurer l'étanchéité. On constate que la sensibilité de la résistance à la pression est très importante : une pression latérale appliquée à l'éprouvette de 30 MPa suffit à augmenter la résistance déviatorique d'un facteur 3 par rapport à une compression simple.

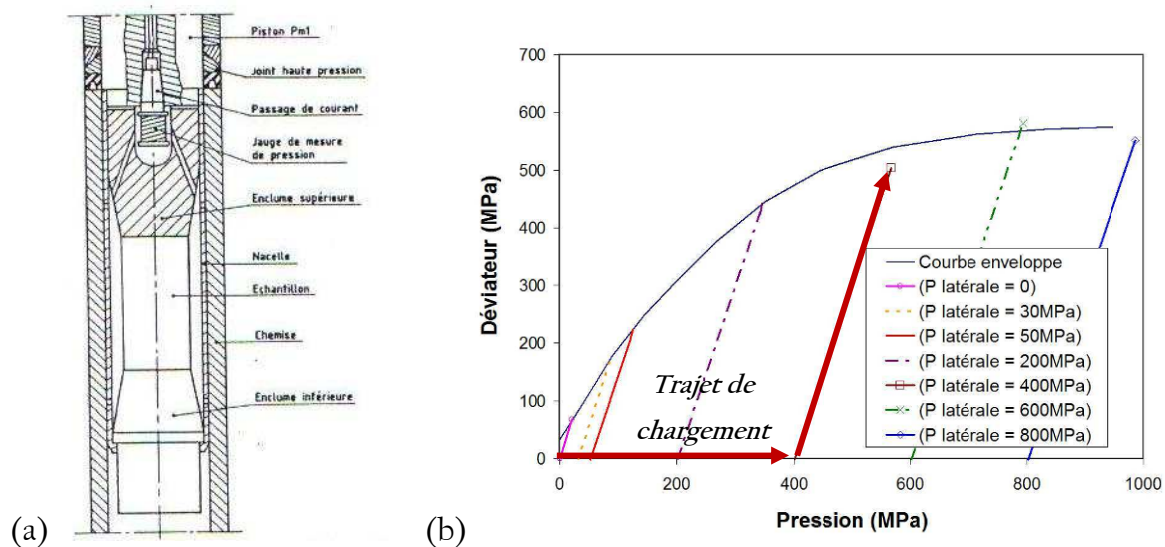


Figure 2-5 : (a) Configuration expérimentale d'essais triaxiaux [Cagnoux et al., 1993] et (b) résultats d'essais sur le MB50 [Buzaud, 1998]

Cette même étude a souligné la ductilité du béton confiné : à 30 MPa de pression latérale, la déformation axiale atteint 5% ; elle atteint même environ 12% pour des confinements de 200, 600 et 800 MPa. Le béton, d'habitude si fragile en compression uniaxiale, exhibe alors un tout autre aspect de son comportement. Plus récemment, Vu [2007] a étudié l'influence du degré de saturation sur la réponse du béton sollicité par des essais triaxiaux. La presse GIGA, installée au L3S-R de Grenoble, permet d'atteindre des contraintes axiales de 2,3 GPa et des pressions latérales de confinement de 850 MPa sur des éprouvettes de béton de 7 cm de diamètre et de 14 cm de hauteur. Le béton utilisé, le R30A7, a été formulé pour être représentatif d'un béton standard [Vu, 2007].

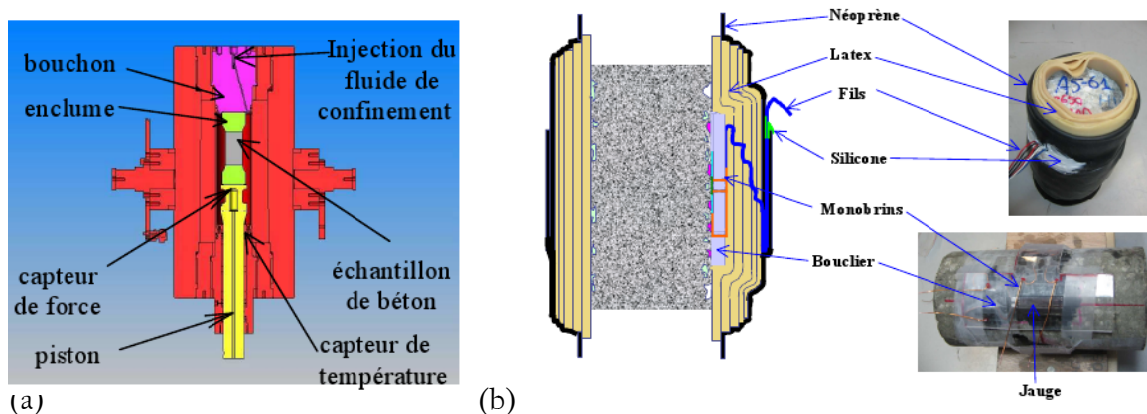


Figure 2-6 : (a) Configuration expérimentale et (b) équipement de l'éprouvette pour les essais triaxiaux menés sur GIGA [Vu, 2007]

Afin d'isoler le béton du fluide de confinement, une membrane constituée de 8 mm de latex et de 1 mm de néoprène entoure l'éprouvette (Fig. 2-6). Des jauges de déformation de 28 mm ont été placées axialement et transversalement. L'influence du rapport eau / ciment et l'influence de l'eau libre dans le

béton R30A7 a été particulièrement étudié. En testant des éprouvettes à différents degrés de saturation, on s'aperçoit que l'eau est un paramètre qui modifie fortement le comportement confiné du béton. Si l'on observe des différences limitées entre bétons sec et saturé au niveau de leur loi de compaction (cf. Fig. 2-7a et 2-7b), celles-ci s'accroissent lorsque l'on compare leur comportement déviatorique (Fig. 2-7c).

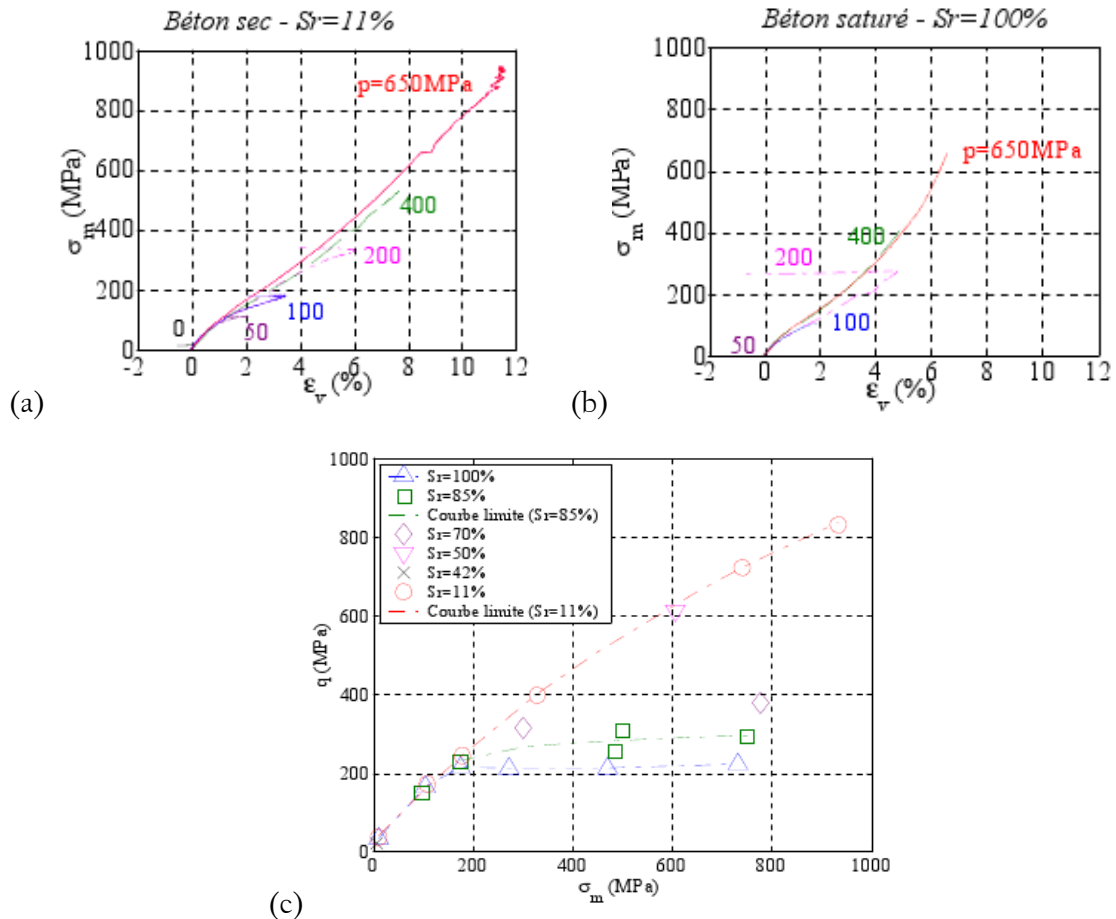


Figure 2-7 : Influence de l'humidité du béton : Comportement hydrostatique du R30A7 (a) sec et (b) humide ; (c) Contrainte déviatorique maximale atteinte en fonction de la pression, pour plusieurs niveaux de saturation [Vu, 2007]

Une saturation du déviateur apparaît lors des essais sur béton humide ; cette saturation arrive pour un déviateur d'autant plus bas que le degré de saturation est élevé. On ne dépasse pas les 220 MPa pour un béton considéré comme 100% saturé alors que le déviateur ne semble pas présenter de saturation de la résistance pour le béton sec.

Cette technique a montré son intérêt pour caractériser le béton en quasi statique mais elle ne peut être facilement adaptée à la caractérisation du béton en dynamique. Une autre méthode de caractérisation répandue pour étudier le comportement confiné du béton est l'essai quasi-œdométrique, qui utilise un autre chemin de chargement.

## 1.2.b. Essais quasi-œdométriques

Durant l'essai quasi œdométrique, une éprouvette cylindrique de béton est chargée axialement alors que l'on empêche son gonflement grâce à une cellule très rigide. Burlion et al. [2001] ont instrumenté cette cellule de jauges de déformation afin d'identifier l'historique du chargement et déterminer la pression de confinement qui intervient sur la surface de l'éprouvette. Grâce à une résine, ces auteurs ont pu limiter au maximum les jeux entre le cylindre de microbéton MB50 testé (de diamètre 50 mm et de hauteur 100 mm) et la cellule d'acier. Des pressions de confinement de 600 MPa ont été atteintes dans cette étude. Une influence du degré de saturation sur le comportement en compaction a été observée : pour une pression appliquée de 500 MPa, la déformation volumique du béton « normal » atteint 13% alors que seulement 9% de déformation est relevé pour le béton saturé.

Forquin [2003], Forquin et al. [2008a] ont développé une nouvelle méthode (cf. Fig. 2-9). Les éprouvettes ont été raccourcies, la plasticité de la cellule a été prise en compte, et des simulations numériques ont été menées afin d'affiner la compréhension des champs de contrainte et l'influence de la mésostructure sur le comportement confiné en affinant le dépouillement de ces essais : en effet, Burlion et al. [2001] ont pris pour première approximation une charge répartie de manière homogène le long de la cellule, Forquin et al. [2009] ont quant à eux pris en compte le fait que la déformation orthoradiale et la pression interne n'est importante que le long de l'éprouvette (effet tonneau) et non sur toute la hauteur de la cellule.

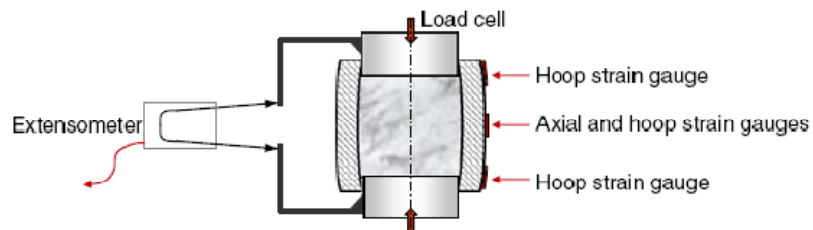


Figure 2-9 : Montage quasi-œdométrique utilisé par Forquin et al. [2008a]

Cette technique expérimentale est d'autant plus intéressante qu'elle est applicable en dynamique. Forquin et al. [2008b] ainsi que Safa [2008] et Forquin et al. [2010] l'ont montré en plaçant le montage sur un dispositif classique de barres de Hopkinson (cf. Fig. 2-10). Les travaux de Safa [2008] et Forquin et al. [2010] ont notamment permis de mettre en exergue que la réponse à un essai quasi œdométrique est faiblement dépendante à la vitesse de déformation pour les bétons secs (cf. Fig. 2-11d). Pour les bétons saturés, ces auteurs ont relevé un effet important de l'eau libre : alors que l'on observe une différence marquée entre le comportement déviatorique sec et saturé en dynamique ainsi qu'en quasi statique non drainé, un rapprochement des courbes expérimentales des bétons sec et

humide est constaté lorsque l'on se trouve en condition « drainé » et que le temps d'essai est long. La pression interstitielle, très élevée pour les essais rapides et/ou non-drainés, diminue fortement lorsque la durée d'essais drainés augmente car l'eau libre a le temps de s'écouler (Fig. 2-11b).

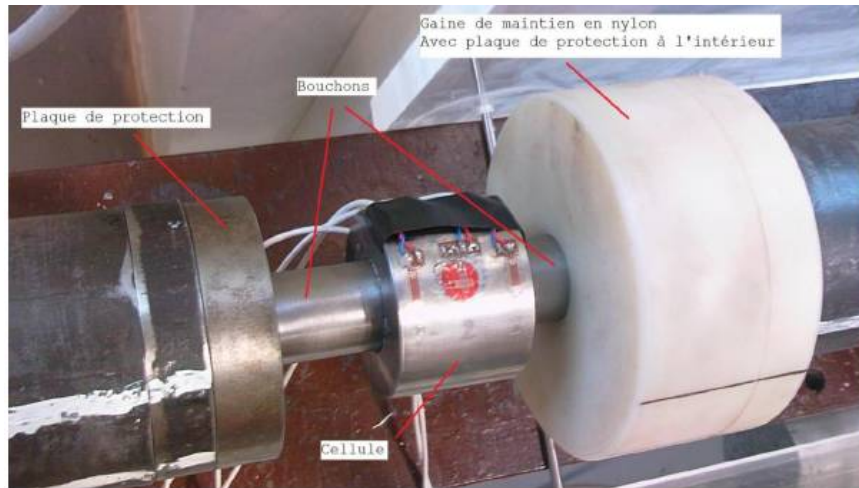
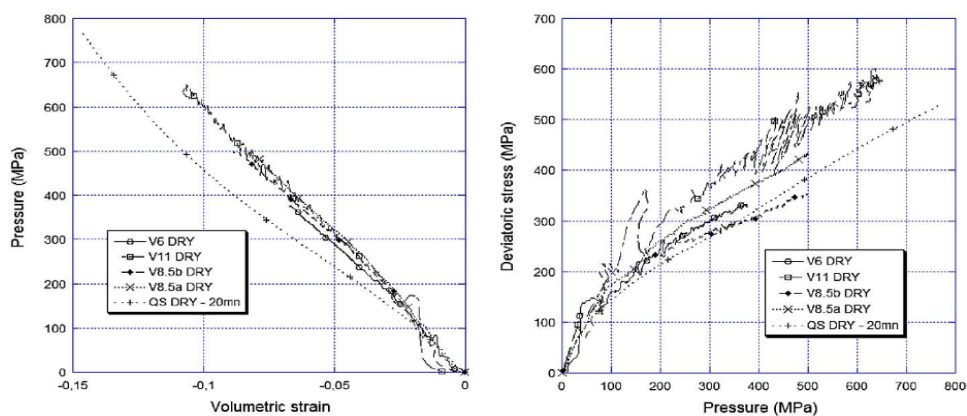
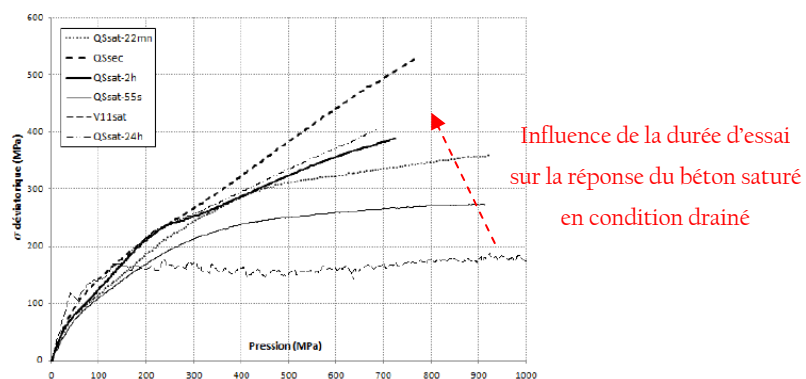


Figure 2-10 : Montage quasi œdométrique dynamique utilisé par Safa [2008]



(a)



(b)

Figure 2-11 : (a) Réponse des bétons MB50 secs lors d'essais quasi-œdométriques quasi statiques et dynamiques et (b) différence de comportement déviatorique pour plusieurs durée d'essais – MB50 saturé [Safa, 2008 ; Forquin et al., 2010]



Ces résultats expérimentaux tendent à montrer qu'une approximation du comportement dynamique des bétons peut être extrapolée à partir des données expérimentales obtenues en compression confinée quasi statique. La mésostructure relativement grossière du R30A7 (les plus gros granulats atteignent 8 mm) entraîne quelques difficultés pour le caractériser en dynamique. Néanmoins, des essais œdométriques quasi statiques ont été menés par Gabet [2006] sur le R30A7 sec en utilisant des éprouvettes de diamètre 70 mm. Les courbes expérimentales de ces essais seront présentées en détail dans le chapitre 5.

### 1.3. Comportement en traction des bétons

#### 1.3.a. Essais de traction quasi statique et dynamique

La caractérisation en quasi statique des bétons en traction se fait généralement par des essais de flexion (cf. Fig. 2-12a). Ces essais sont relativement simples à mettre en œuvre. Si la seule contrainte à rupture nous intéresse, il est possible de n'utiliser que l'évolution de la charge donnée par la cellule de force de la machine. Aucune instrumentation supplémentaire n'est alors nécessaire. On peut toutefois ajouter des extensomètres et/ou des jauges sur la face en traction afin d'évaluer le module d'Young. L'essai de fendage ou essai brésilien consiste à charger un cylindre de béton le long de l'une de ses génératrices (Fig. 2-12b). Ces essais classiques de caractérisation en traction doivent être menés en connaissant le volume testé. Les bétons sont des matériaux pour lesquels on observe un effet d'échelle : la résistance varie avec le volume testé. Nous reviendrons sur ces notions dans le chapitre 3 où sera présentée la caractérisation en flexion des bétons étudiés.

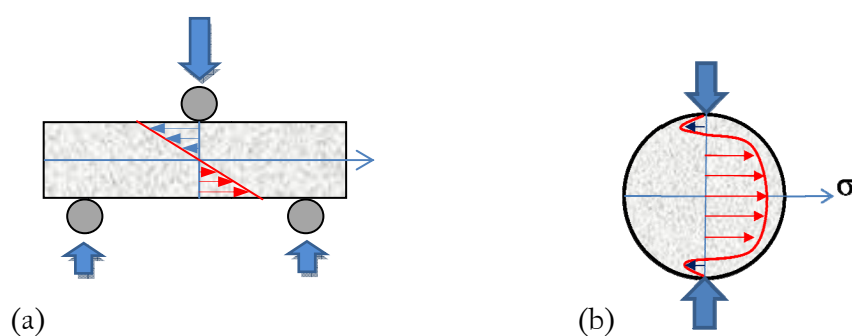


Figure 2-12: Principe des essais (a) de flexion (ici 3 points) et (b) de fendage

L'essai de traction directe n'est pas l'essai le plus répandu sur les matériaux qui ont la réputation d'être fragiles à cause de sa complexité. Le but est de réaliser une caractérisation des bétons en traction pure, il faut s'assurer qu'aucune flexion parasite n'intervient au cours de l'essai. De plus, il faut limiter au maximum les concentrations de contrainte dues aux fixations de l'éprouvette. Les

complications ne s'arrêtent pas là : puisque les bétons présentent une déformation à rupture très faible, la précision des moyens de mesure mis en œuvre doit être très bonne. Certaines données expérimentales de caractérisation en traction directe quasi statique et en dynamique lente (jusqu'à environ 1/s) sont néanmoins disponibles dans la littérature.

Toutlemonde [1994] a réalisé une importante campagne expérimentale sur plusieurs bétons en traction directe. Des essais ont été menés à des vitesses de chargement allant d'environ 0,0001 GPa/s à un peu moins de 100 GPa/s. Les essais à vitesse plus lente ont été réalisés sur des presses rapides, ils ont utilisé principalement des extensomètres pour obtenir une mesure locale du déplacement axial. Les éprouvettes de bétons sont collées sur des casques d'aluminium afin de limiter au maximum l'incompatibilité de déformation au niveau des fixations : ces deux matériaux présentent un rapport  $v/E$  proche (0,0043 /GPa pour l'aluminium contre environ 0,005 /GPa pour le béton). Des essais ont été obtenus à de plus hautes vitesses de chargement grâce au système de barre de Hopkinson de l'Université Technique de Delft (Pays-Bas) [Zielinski, 1982 ; Weerheijm, 1992]. L'influence de paramètres comme la taille de granulats, de l'eau libre ou encore du rapport eau sur ciment ( $e/c$  ou  $w/c$ ) sur la sensibilité de la résistance en traction ont été investigués (Fig. 2-13).

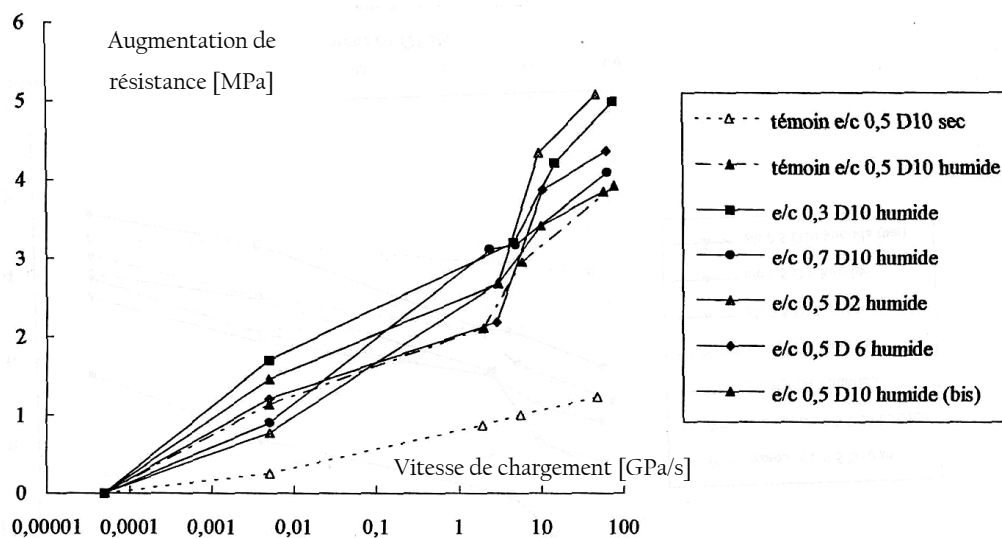


Figure 2-13 : Augmentation de la résistance avec la vitesse de chargement pour les bétons testés par Toutlemonde [1994]

Alors que le rapport  $e/c$  et la taille des granulats montrent une faible influence sur l'augmentation de résistance, le degré d'humidité apparaît comme un paramètre très important en traction dynamique : une augmentation de résistance de 4 à 5 MPa est constatée pour les bétons humides entre leur valeur quasi statique et la valeur à environ 60 GPa/s. En revanche une augmentation de seulement 1 MPa a été relevée pour le béton témoin testé sec.

Récemment des essais de caractérisation sur le dispositif d'essais aux barres de Hopkinson (Fig. 2-14) de l'Université Technique de Delft ont été menés [Vegt et al., 2006]. Des éprouvettes de 74 mm de diamètre et de 100 mm de longueur sont collées entre les deux barres. La chute d'une masse génère un pulse de traction dans la barre inférieure qui se propage vers le haut et charge ainsi le corps d'éprouve de béton entaillé.

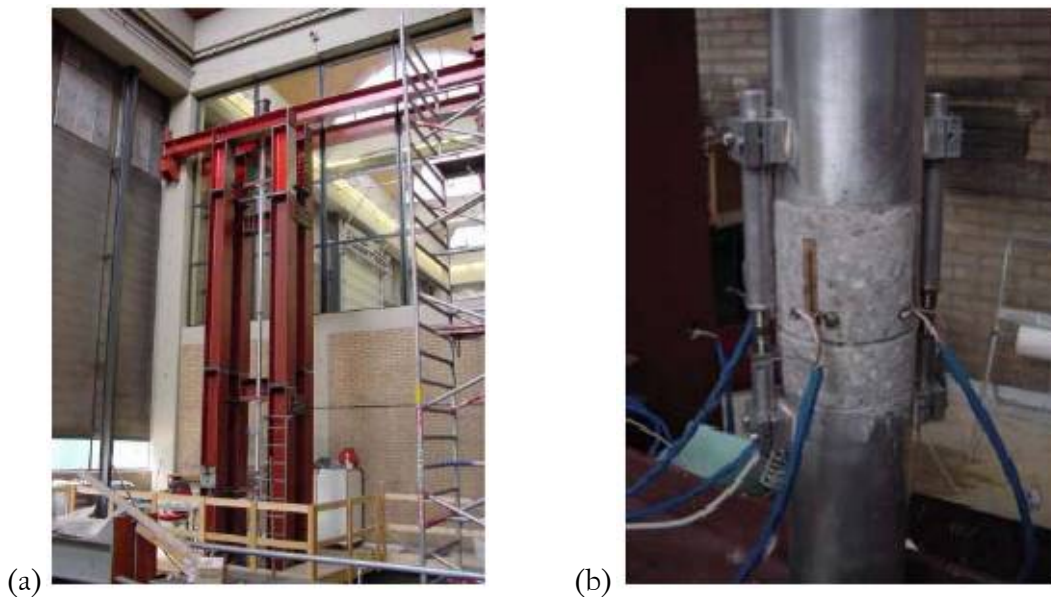


Figure 2-14 : (a) Dispositif de traction dynamique de Delft et (b) zoom sur l'éprouvette instrumentée de jauges et de LVDT [Vegt et al., 2006].

La rupture est localisée au niveau de l'entaille et l'instrumentation permet de mesurer la contrainte maximale ainsi que le comportement post-pic du béton (Fig. 2-15). Vegt et al. [2006] ont mené des essais sur des éprouvettes humides, sèches et des éprouvettes conservées à 50% d'humidité et à 20°C. Ces résultats ont confirmé les mêmes tendances que celles relevées par Toutlemonde [1994]. En effet, un DIF d'environ 1,6 (en moyenne) est observé pour les éprouvettes sèches alors que le béton humide atteint un DIF d'environ 3,1 à une vitesse de chargement d'environ 60 GPa/s.

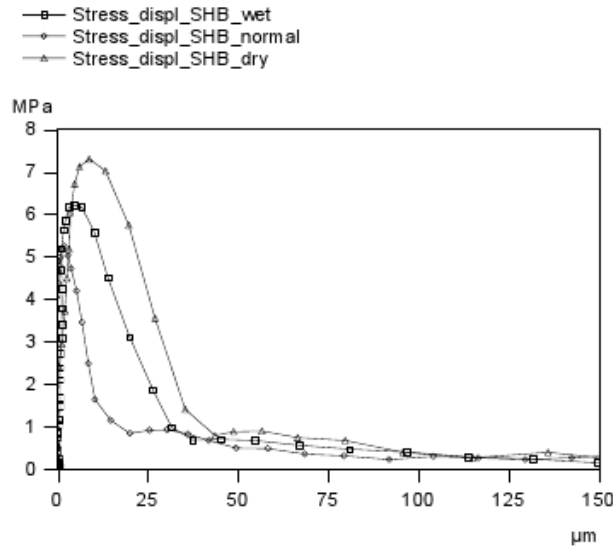
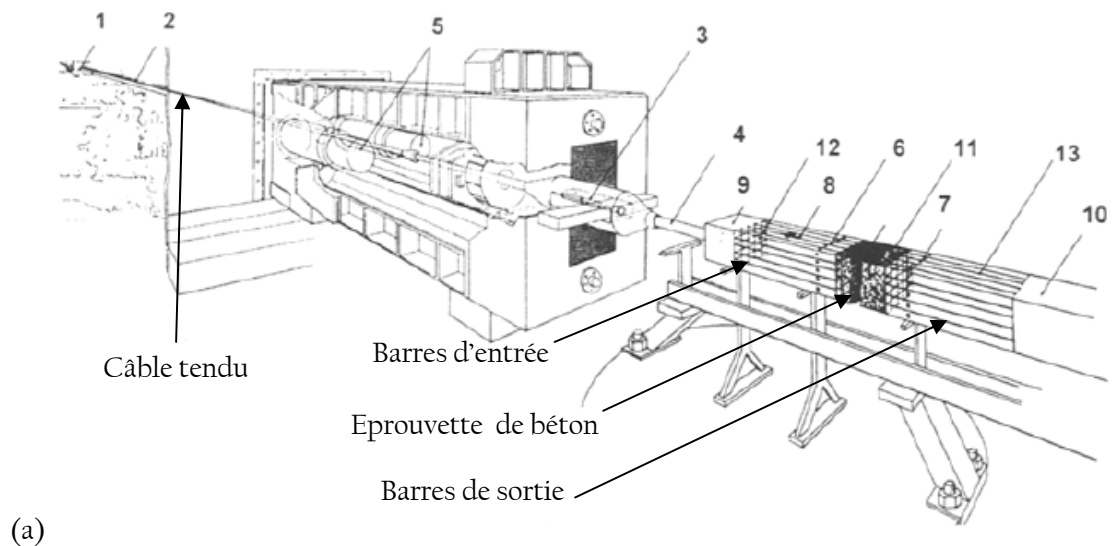


Figure 2-15 : Courbes expérimentales contrainte-déplacement mesurées au cours d'essais sur le système SHB de Delft [Vegt et al., 2006].

D'autres essais ont été menés sur des éprouvettes sèches et humides. Cadoni et al. [2001] ont étudié l'évolution de la résistance en traction dynamique grâce au montage basé sur le principe des barres de Hopkinson installé au Joint Research Center d'Ispra. Cet immense montage (plus de 100 m) utilise des câbles tendus qui sont rapidement relâchés pour générer et faire propager un pulse de traction à travers plusieurs barres de Hopkinson instrumentées jusqu'à l'éprouvette cubique de 200 mm de côté (cf. Fig. 2-16a).



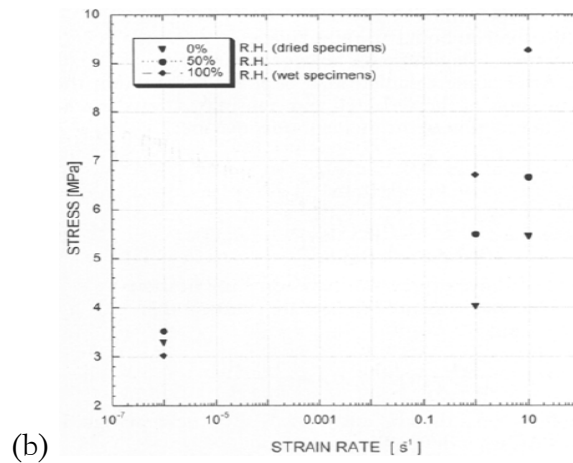


Figure 2-16 : (a) Configuration expérimentale et (b) résistances en traction dynamique atteintes par Cadoni et al. [2001].

Les résultats obtenus par Cadoni et al. [2001] mettent eux aussi en relief l'influence de l'eau libre sur la résistance du béton (cf. Fig. 2-16b). La contrainte maximale de traction passe de 3,3 MPa en quasi statique à 5,5 MPa pour le béton sec alors que le béton humide voit sa résistance, de 3 MPa en quasi statique, augmenter jusqu'à 9,3 MPa à 10/s. Par ailleurs, Ross et al [1996] ont mené des essais de traction dynamique en adaptant l'essai de fendage aux barres de Hopkinson. Des bétons de différents degrés d'hygrométrie ont été testés et des DIF de 4 ont été relevés au maximum pour le béton humide alors qu'un DIF maximal de 3 a été mesuré pour le béton sec à une vitesse de chargement maximale légèrement inférieure à 10/s.

Dans tous les essais menés sur des éprouvettes sèches et humides, on observe une sensibilité plus importante des bétons où l'eau libre est présente en quantité. Rossi [1991] et Toutlemonde [1994] ont imputé cette augmentation de résistance en dynamique à l'influence de l'eau libre contenue dans les porosités du béton. D'après ces auteurs, une force de rappel est provoquée par la viscosité de l'eau qui mouille les parois des pores lorsque le matériau est soumis à une traction dynamique. Ce comportement est analogue à la force  $F$  qui tend à résister à l'ouverture rapide de deux plaques parallèles infinies distantes de  $h$  et entre lesquels se trouve une couche d'eau de volume  $V$  et de viscosité  $\eta$ , cette force est appelée effet Stefan [Toutlemonde, 1994] :

$$F = \frac{3 \eta V^2}{2 \pi h^5} \frac{dh}{dt} . \quad (2-3)$$

Cette formule qui décrit un comportement local au niveau des porosités apparaît difficilement transposable à l'échelle macroscopique pour décrire la traction dynamique des bétons [Toutlemonde, 1994] mais elle permet d'avoir une explication qualitative aux différences observées entre bétons secs et humides en traction dynamique.

D'autres moyens expérimentaux sont nécessaires pour caractériser la sensibilité à la vitesse de déformation des bétons à plus haute vitesse. L'essai d'écaillage par l'intermédiaire d'une barre de Hopkinson est une technique particulièrement intéressante pour les matériaux en dynamique rapide lorsque ceux-ci présentent une résistance en compression largement supérieure à leur résistance en traction.

### 1.3.b. Essais de traction en dynamique rapide sur les bétons

Le principe de l'essai d'écaillage consiste à charger l'une des faces extrêmes d'une éprouvette cylindrique par un pulse de compression, ce pulse se propageant alors dans l'échantillon. L'onde de compression arrive au bord libre de l'échantillon où elle est réfléchiée en pulse de traction. Lorsque l'amplitude du pulse réfléchi dépasse celle du pulse incident de compression, une impulsion de traction très rapide au sein de l'échantillon se développe conduisant à l'endommagement voire la rupture par écaillage lorsque la résistance à la traction du béton est atteinte. La technique remonte à la fin de la première guerre mondiale. Landon et Quinney [1923] utilisèrent une charge explosive collée à l'extrémité d'une barre en béton de 914 mm de longueur et 76 mm de diamètre (cf. Fig. 2-13a). L'explosion de la charge entraîne la propagation d'une onde dans l'éprouvette qui provoque, par écaillage, une fragmentation multiple. Cet essai réduit en poussière 130 mm de béton du côté de l'explosif, le reste fut fragmenté en cinq morceaux. La vitesse d'éjection des fragments fut déduite des distances horizontales et verticales de projection permettant ainsi d'évaluer le profil approximatif de pression initiale le long de la barre. Le temps de chargement et la forme du pulse n'étaient alors pas mesurés. Le même principe fut utilisé plus tard par Goldsmith et al. [1966], recourant à des impacteurs sphériques en acier projetés par des canons à air comprimé sur des barres de Hopkinson en béton suspendues (présenté en Fig. 2-13b). Cette méthode d'impact direct sur l'échantillon a permis à Birkimer et Lindemann [1971] d'atteindre des vitesses de déformation de 3 à 25 s<sup>-1</sup>. La déformation au cours de l'essai est mesurée à partir des jauges collées sur l'échantillon.

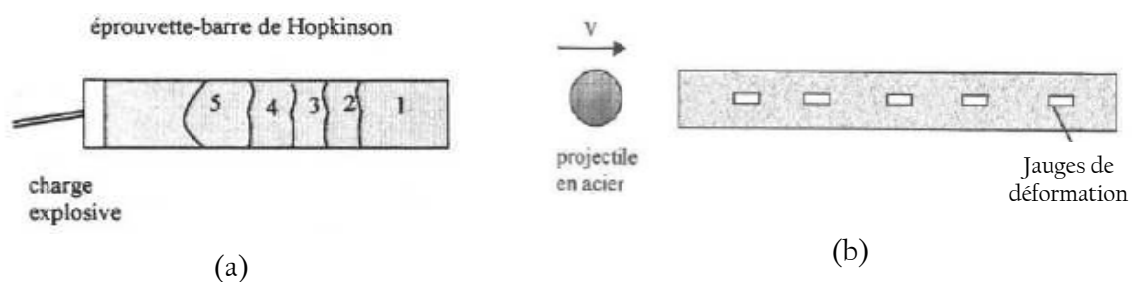


Figure 2-13: Configuration expérimentale d'écaillage (a) de Landon et Quinney [1923] et (b) de Goldsmith et al. [1966]

Plus récemment des résultats expérimentaux d'écaillage ont été obtenus basés pour la plupart sur la configuration imaginée par Klepaczko et Brara [2001]. Le montage, dérivé de l'essai classique aux barres de Hopkinson, n'utilise que le projectile et la barre d'entrée au bout de laquelle est placé le corps d'épreuve cylindrique. L'impacteur vient frapper la barre provoquant la propagation d'une onde incidente de compression dans la barre (Fig. 2-14). À l'arrivée du chargement incident au niveau de l'interface barre-échantillon, une partie de l'onde est réfléchiée dans la barre et l'autre partie est transmise à l'éprouvette. Ce pulse ayant une longueur d'onde supérieure à la longueur de l'éprouvette se propage jusqu'à arriver au niveau de la face libre où elle est réfléchiée en onde de traction. Lorsque l'onde réfléchiée interagit avec l'onde incidente de compression, un chargement de traction dynamique se développe pouvant mener à l'écaillage du cylindre de béton.

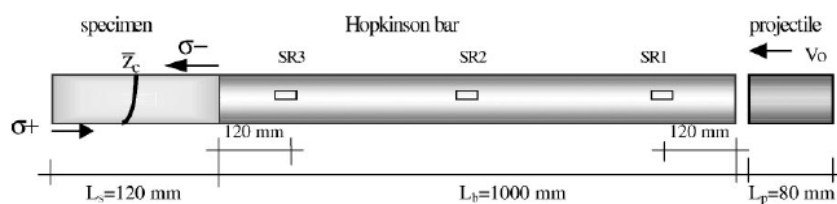


Figure 2-14: Configuration expérimentale de Brara et Klepaczko [2001]

L'instrumentation utilisée par Klepaczko et Brara [2001] était composée d'une part de jauges de déformation placées sur la barre d'entrée destinées à mesurer les chargements incident et réfléchi dans la barre. D'autre part, un dispositif permettant de réaliser un film de la séparation des fragments de l'éprouvette à partir de plusieurs photos a été utilisé pour évaluer la vitesse des fragments. Ces auteurs ont identifié la résistance dynamique de l'éprouvette en utilisant deux approches. La première consiste à utiliser les signaux de jauges pour déterminer l'onde transmise à l'éprouvette en procédant à un transport d'onde. Le chargement étant connu, il est alors possible de reconstruire l'historique de la contrainte axiale dans le cylindre de béton. Afin de déterminer la résistance dynamique, Klepaczko et Brara [2001] ont supposé le matériau comme parfaitement élastique jusqu'à la rupture. Ils ont donc relevé la position du plan d'écaillage supposé s'être formé le premier et ils ont ensuite déterminé l'instant où la contrainte de traction est maximale dans l'échantillon au niveau du plan d'écaillage (cf. Fig. 2-15).

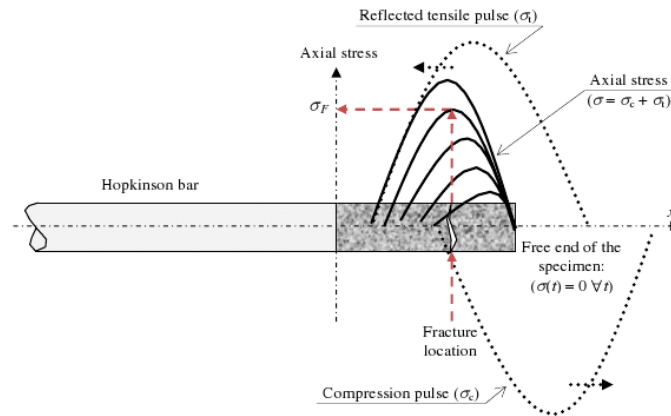


Figure 2-15 : Première méthode de dépouillement utilisé par Klepaczko et Brara [Erzar et Forquin, 2009]

La seconde méthode de dépouillement, discutée au chapitre 4, consiste à observer les images de la fragmentation afin de déterminer la vitesse de séparation des fragments après la rupture. Cette vitesse est alors utilisée pour déterminer la résistance en traction dynamique  $\sigma_{dyn}$  correspondante :

$$\sigma_{dyn} = \rho C_0 V_{ejection} \quad (2-4)$$

où  $\rho$  et  $C_0$  correspondent respectivement à la densité de l'éprouvette de béton (en  $\text{kg/m}^3$ ) et la vitesse des ondes unidimensionnelles (en  $\text{m/s}$ ) définie par la relation faisant intervenir le module d'Young du béton  $E$  (Eq. (2-5)) :

$$C_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2-5)$$

Utilisant ces techniques, des résultats ont été obtenus sur des éprouvettes de béton MB50 sèches et humides. Les résistances dynamiques en traction sont représentées Fig. 2-16. Des DIF de traction de plus de 10 sont obtenus pour les bétons humides à un peu plus de 100/s (soit des résistances dynamique de traction atteignant plus de 50 MPa) et d'environ 8 au maximum pour les éprouvettes sèches à 100/s, cette différence peut s'expliquer par la présence d'eau libre dans le béton.



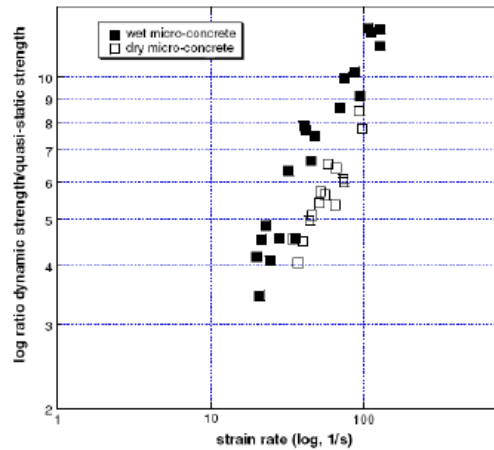
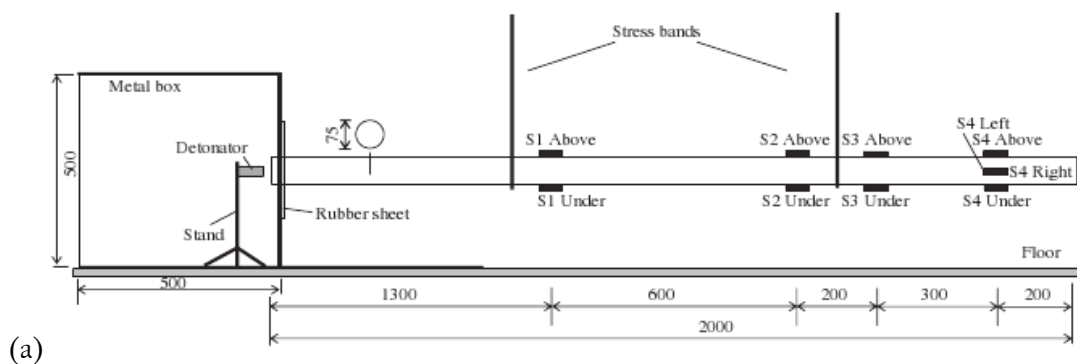


Figure 2-16 : Résultats d'essais d'écaillage obtenus sur les bétons MB50 secs et humides [Klepaczko et Brara, 2001]

Le principal inconvénient de la méthode expérimentale mise en œuvre par Klepaczko et Brara [2001] est qu'elle n'utilise aucune mesure locale sur l'éprouvette. Weerheijm et Van Doormaal [2007] ont procédé à des essais d'écaillage sur un béton ayant une taille maximale de granulats de 8 mm, leur configuration d'essai est présentée à la Fig. 2-17a. Une charge explosive sert à générer le pulse incident de compression. Cette technique est suffisamment reproductible mais ne permet pas de faire beaucoup varier la forme et la durée de l'onde de chargement. De plus, le diamètre important de la barre de Hopkinson utilisée favorise la dispersion d'onde, ce qui tend à diminuer les vitesses de chargement. Durant ces essais, le corps d'épreuve a été instrumenté par des jauges de déformation (Fig. 2-17b).



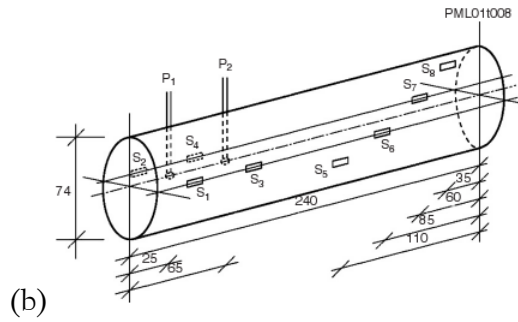


Figure 2-17 : (a) Configuration expérimentale et (b) instrumentation de l'éprouvette placée en bout de barre [Weerheijm et Van Doormaal, 2007]

C'est à partir de ces signaux de déformation enregistrés au plus près du chargement que ces auteurs déterminent la résistance dynamique de l'éprouvette, à partir des amplitudes des ondes qui se propagent au moment de la rupture. Un DIF moyen de 5,3 pour une vitesse de déformation moyenne de 22,5/s a été relevé. Le but de cette étude réalisée sur un béton standard était aussi d'évaluer l'énergie de rupture  $G_f$  à partir d'essais menés sur des éprouvettes entaillées. Ces auteurs ont obtenu des énergies de rupture d'environ 250 J/m<sup>2</sup> lors de leurs essais (sauf pour l'un d'entre eux où l'énergie a semblé plus faible).

Schuler et al. [2006] ont utilisé un montage d'écaillage aux barres de Hopkinson (Fig. 2-18a) utilisant un projectile cylindrique pour générer le pulse incident. Un accéléromètre est placé sur la face arrière de l'éprouvette afin de mesurer la vitesse particulière à cet endroit. La résistance dynamique et l'énergie de rupture ont été particulièrement étudiées.

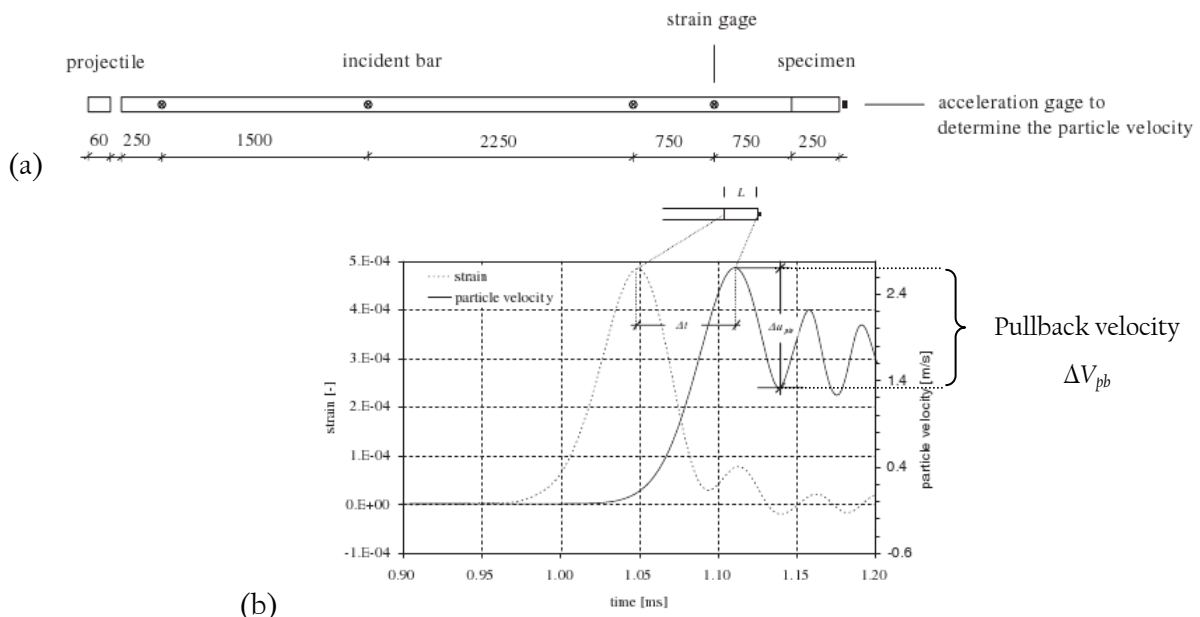


Figure 2-18 : (a) Configuration expérimentale et (b) signal de vitesse mesuré au cours d'un essai d'écaillage [Schuler et al., 2006]

L'intégration du signal délivré par l'accéléromètre donne l'allure de la vitesse en face arrière dont la forme est caractéristique de cet essai : un rebond de vitesse intervient ce qui témoigne de l'endommagement dynamique créé par écaillage. La fin du chargement est réfléchi sur le plan écaillé et revient donc vers la face arrière où elle provoque cette remontée de la vitesse. Schuler et al. [2006] utilisèrent une formule introduite par Novikov et al. [1966] pour dépouiller des essais d'impact de plaques menés sur des matériaux métalliques. Cette relation est une approximation acoustique linéaire. La résistance dynamique est donnée par l'Eq. (2-6) à partir de  $\Delta V_{pb}$  représenté sur la Fig. 2-18b.

$$\sigma_{dyn} = \frac{1}{2} \rho C_0 \Delta V_{pb} \quad (2-6)$$

La diamètre de la barre de Hopkinson étant beaucoup plus grand que dans la configuration de Klepaczko et Brara [2001], cette technique a été utilisée pour tester des éprouvettes de béton de taille maximale de granulats de 8 mm. Des éprouvettes de  $\varnothing 75$  mm et de 250 mm de longueur entaillées ou non-entaillées ont été sollicitées à des vitesses de chargement allant de 20/s à 94/s. Des DIF allant de 4 à 5,5 ont été obtenus dans cette gamme. De plus, Schuler et al. [2006] relèvent une augmentation de l'énergie de rupture déterminée à partir de la reconstitution de l'historique du chargement dans l'éprouvette et d'images de la fragmentation obtenues par caméra rapide. Pour obtenir l'énergie spécifique de rupture (en  $J/m^2$ ), ces auteurs divisent ensuite cette valeur par l'estimation de la surface rompue, elle-même obtenue à partir d'observations de la surface extérieure de l'éprouvette post mortem.

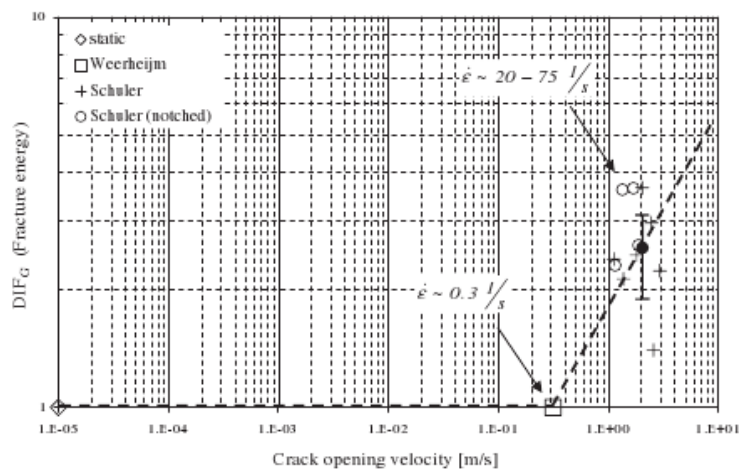


Figure 2-19 : Effet de vitesse sur l'énergie de rupture [Schuler et al., 2006]

Nous ne parlerons pas dans ce document d'énergie de rupture. Cette notion, qui a tout son sens en quasi-statique lorsque la rupture résulte de la propagation d'une fissure, semble difficile à appliquer à la dynamique rapide où l'endommagement résulte de l'initiation et de la croissance de plusieurs microfissures qu'il est difficile de quantifier. Nous reviendrons particulièrement sur cet aspect et sur

le choix qui est fait pour décrire la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation dans le dernier chapitre de cette thèse.

En somme, si l'essai d'écaillage par l'intermédiaire d'une barre de Hopkinson apparaît clairement comme le meilleur candidat pour la caractérisation des bétons en traction dynamique à des vitesses allant de quelques dizaines de  $s^{-1}$  à plus de 100/s, plusieurs méthodes de dépouillement existent. De plus, les résultats obtenus dans la littérature sont dispersés : sur la Figure 2-20 [Cotsovos et Pavlovic, 2008], le DIF en traction dynamique est compris entre 4 et plus de 12 selon les auteurs. Dans le chapitre 4, nous chercherons les causes de cette dispersion et nous présenterons la mise au point d'une méthode pour déterminer la résistance dynamique mais aussi identifier la vitesse des ondes et le module d'Young dynamique (qui peut être légèrement supérieur à celui mesuré en quasi statique).

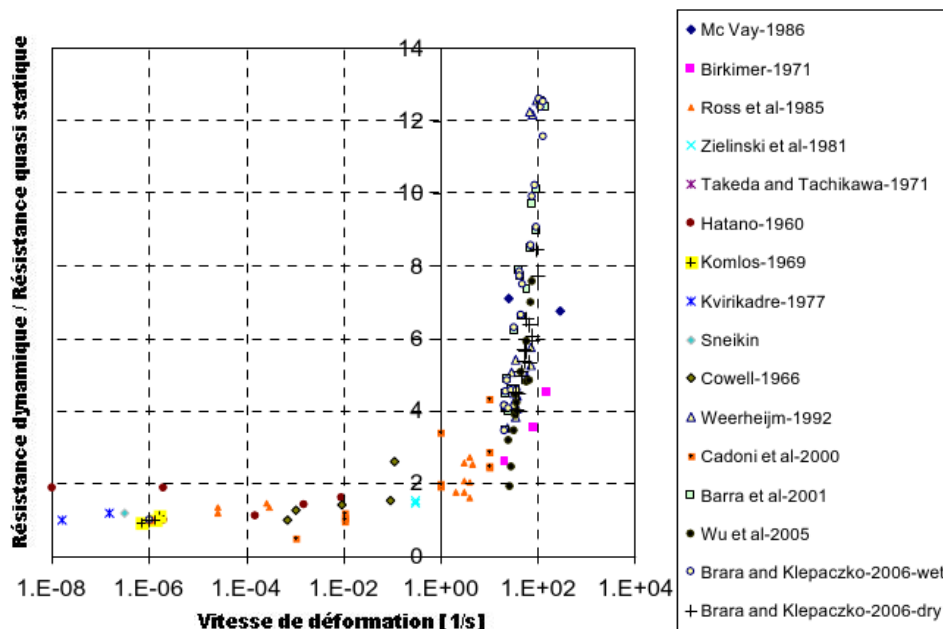


Figure 2-20 : Résultats expérimentaux en traction dynamique rassemblés par Cotsovos et Pavlovic [2008]

Nous pourrions comparer nos résultats avec la formule empirique du CEB proposée pour décrire la sensibilité à la vitesse de la résistance en traction des bétons. Celle-ci s'appuie sur la résistance en compression simple.

$$DIF_{tension} = \frac{f_t}{f_{ts}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1,016 \delta} \text{ pour } \dot{\epsilon} \leq 30 / s \quad (2-7)$$

$$DIF_{tension} = \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \text{ pour } \dot{\epsilon} \geq 30 / s \quad (2-8)$$

$f_t$  : résistance en traction à  $\varepsilon^\circ$

$f_{ts}$  : résistance en traction à la vitesse de déformation de référence  $\varepsilon_s^\circ$

$\varepsilon^\circ$  : vitesse de déformation (jusqu'à 300/s)

$\varepsilon_s^\circ$  : vitesse de déformation quasi statique de référence ( $3 \cdot 10^{-6}$ /s)

$$\log \beta = 7,11 \delta - 2,33$$

$$\delta = 1 / (10 + 6 f_{cs} / f_{co})$$

$$f_{co} = 10 \text{ MPa}$$

Les prévisions réalisées à partir de cette formule semblent sous-estimer la résistance dynamique des bétons [Cotsovos et Pavlovic, 2008]. À 100/s par exemple, un DIF de 2 est prévu pour un béton ayant une résistance en compression simple de 70 MPa et un DIF légèrement inférieur à 3 pour un béton ayant un  $f_c = 30$  MPa.

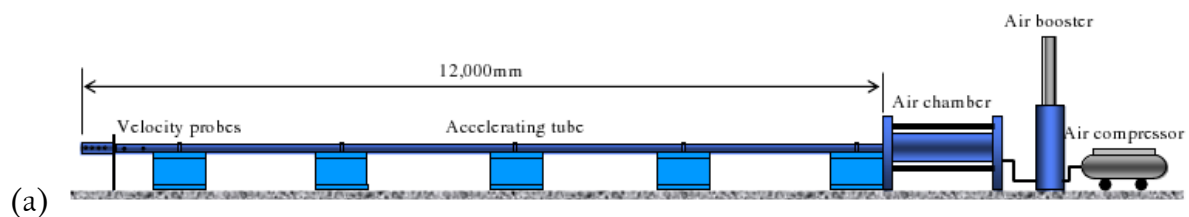
Alors que l'essai d'écaillage sollicite le matériau dans une configuration de contrainte uniaxiale, des essais d'impact peuvent être utilisés pour étudier la fragmentation provoquée par un chargement plus complexe et/ou plus rapide.

## 2. Endommagement des bétons sous impact

Dans la littérature, plusieurs études expérimentales d'impact sont disponibles. Nous nous focaliserons ici sur des essais à l'échelle du laboratoire, instrumentés afin d'étudier les mécanismes de fragmentation des matériaux fragiles sous impact.

### 2.1. Impact de laboratoire

Beppu et al. [2008] ont réalisé des essais d'impact sur des plaques de béton de section  $500 \times 500 \text{ mm}^2$  en faisant varier l'épaisseur de 30 à 130 mm. Le lanceur à gaz utilisé (cf. Fig. 2-21a) a propulsé un projectile en forme de champignon présenté sur la Fig. 2-21b à des vitesses d'impact allant de 200 à 500 m/s.



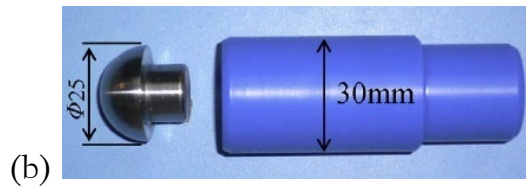


Figure 2-21 : (a) Lanceur à air comprimé utilisé pour propulser (b) le projectile à des vitesses de 200 à 500 m/s [Beppu et al., 2008]

Trois mécanismes ont été particulièrement étudiés pour ces différentes conditions d'essais : la cratérisation sur la face avant (*cratering* ou *scabbing*), la perforation et la formation d'un cratère en face arrière (*spalling*). Avec cette forme de projectile, le processus de perforation est clairement lié à la formation des cratères. En effet, Beppu et al. [2008] ont reporté trois niveaux d'endommagement (Fig. 2-22) obtenus au cours de leurs essais. La formation du cratère en face avant et du cratère d'écaillage qui résulte de la réflexion du chargement sur la surface libre générant un endommagement en traction, semble ici prépondérant pour la perforation de la plaque de béton par le projectile.

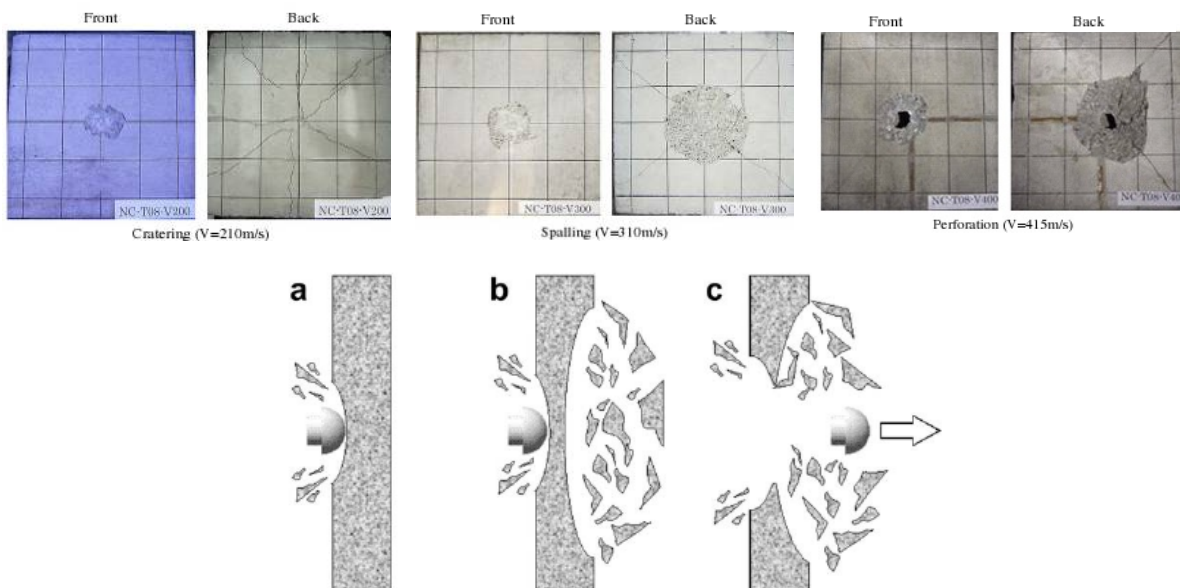
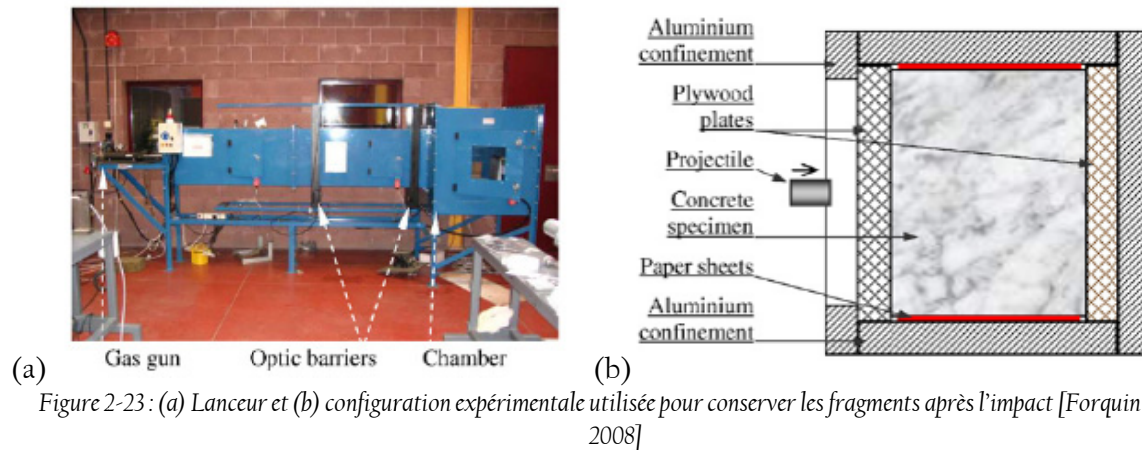


Figure 2-22 : Niveaux d'endommagement des plaques de béton impactées : (a) cratérisation, (b) écaillage et (c) perforation [Beppu et al., 2008]

On pourra noter sur les images post mortem des plaques que plusieurs longues fissures se sont aussi développées durant le chargement. Celles-ci, certainement liées à un comportement structurel, semblent n'avoir eu qu'une influence limitée sur la réponse dynamique de la dalle de béton.

Forquin et al. [2005,2008a] ont réalisé des essais d'impact balistique sur des cibles de mortier renforcées ou non par des particules d'alumine. Propulsés par un lanceur à gaz (cf. Fig. 2-23), des projectiles cylindriques ( $\varnothing = 5,3 \text{ mm}$  et  $L_{\text{proj}} = 8 \text{ mm}$ ) en acier 100C6 ont impacté à des vitesses comprises entre 750 et 770 m/s deux types de mortier encapsulés dans un boîtier de confinement permettant de conserver les fragments.



En infiltrant les blocs impactés par une résine hyperfluide colorée, la fissuration induite par la pénétration du projectile a été révélée (Fig. 2-24). On retrouve les endommagements caractéristiques : un cratère a été formé sur la face avant de la cible lors de l'entrée du projectile dans la matière et des longues fissures radiales se sont propagées aux alentours du tunnel formé par la pénétration du cylindre d'acier. On notera qu'aucune fissure macroscopique n'est clairement visible dans la zone très proche du tunnel : la compaction du matériau dans cette zone y est certainement pour beaucoup.

Ce type d'essai permet d'analyser les effets d'un impact sur des éprouvettes en réalisant des observations post mortem mais il ne permet pas de visualiser le processus de fragmentation qui se développe au cours de l'interaction.

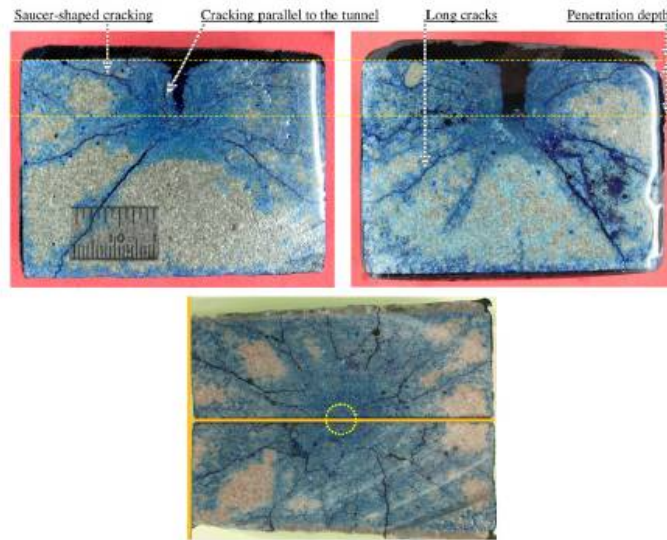


Figure 2-24 : Vue en coupe d'un bloc de mortier post mortem (partie haute) et coupe perpendiculaire à l'axe du projectile réalisée au niveau de la profondeur maximale de pénétration (partie basse) [Forquin et al., 2008a]

## 2.2. Impact sur la tranche

Lorsqu'une dalle de béton est soumise à l'impact d'un projectile rigide, une fissuration intense est généralement observée au cœur de la cible. L'étude de l'initiation et du développement de cet endommagement n'est pas aisée. Afin d'étudier cette fragmentation provoquée par impact, une configuration dite « d'impact sur la tranche » a été imaginée à l'Ernst Mach Institute [Hornemann et al., 1984 ; Strassburger et Senf, 1994] en Allemagne et au Centre Technique d'Arcueil (DGA) [Riou, 1996 ; Denoual, 1998 ; Forquin, 2003]. Cet essai a pour but initial de reproduire en deux dimensions la sollicitation produite par un impact balistique afin de pouvoir visualiser la fragmentation de matériaux fragiles (Fig. 2-25).

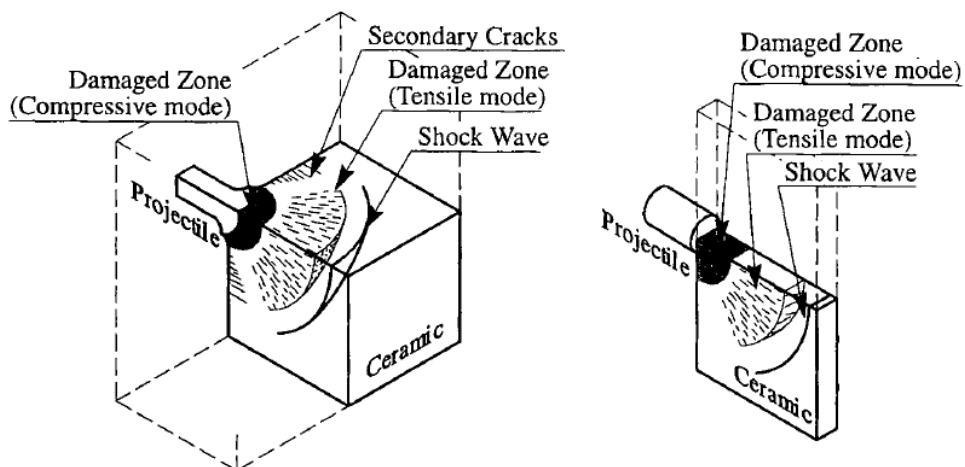


Figure 2-25 : Endommagement induit par impact et par impact sur la tranche [Strassburger et al., 1997]



Deux configurations ont été utilisées : une première configuration dite ouverte qui permet de visualiser le processus d'endommagement dynamique en utilisant une caméra rapide [Strassburger et Senf, 1994 ; Riou et al., 1998 ; Forquin, 2003], une seconde configuration appelée sarcophage qui consiste à encapsuler la plaque du matériau testé dans un boîtier afin de conserver les fragments proches de leur position initiale [Denoual, 1998 ; Denoual et Hild, 2000 ; Forquin, 2003 ; Forquin et Hild, 2008] tout en assurant une rupture d'impédance pour chaque face de la plaque. L'infiltration post mortem des éprouvettes impactées permet alors de révéler la fissuration induite et ainsi évaluer les densités de fissures dans la zone de contact projectile-éprouvette, mais aussi loin du point d'impact. Ce type d'essai a été mené dans l'une ou l'autre des configurations sur le verre [Hornemann et al., 1984 ; Brajer et al., 2003], des céramiques [Strassburger et Senf, 1994 ; Strassburger et al., 1997 ; Riou et al., 1998 ; Denoual et Hild, 2000], des roches [Grange et al., 2008] ainsi que des bétons à ultra-hautes performances [Forquin et Hild, 2008]. Lors de ces essais, l'impact d'un projectile cylindrique génère dans la cible la propagation d'une onde divergente de chargement. Alors que la zone d'impact est endommagée en compression, on remarque la formation de nombreuses fissures radiales plus loin dans la cible. En effet, le chargement entraîne le déplacement radial de la matière menant à l'apparition de contraintes de traction dans la direction orthoradiale qui sont à l'origine de la fragmentation observée.

Forquin [2003] a appliqué cette technique aux bétons à ultra-hautes performances en utilisant un système de confinement dynamique dans la zone d'impact pour limiter l'endommagement de compression et améliorer la propagation de l'onde de chargement, favorisant de la même façon la fragmentation du carreau de béton. Ce système de confinement est constitué d'un demi-cylindre de tungstène et d'une demi-couronne d'acier qui par leur seule inertie augmentent la pression dans la zone de contact projectile-éprouvette (cf. Fig. 2-26).

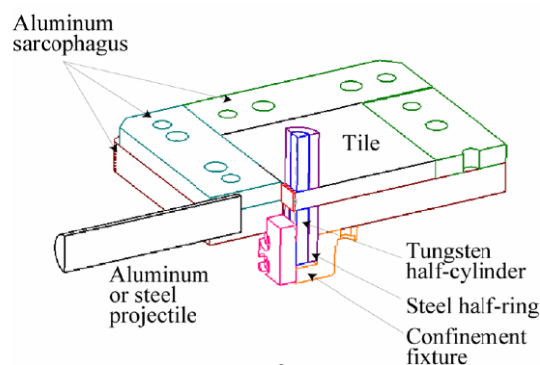


Figure 2-26 : Coupe du montage d'impact sur la tranche [Forquin et Hild, 2008]

L'impact d'un projectile crée une sollicitation complexe qui fait intervenir le comportement en compression confinée dans la zone de contact, mais aussi le comportement en traction dynamique un peu plus loin dans le carreau de béton. On sollicite le matériau en traction à haute vitesse de

déformation mais avec un chemin de chargement très différent de celui de l'essai d'écaillage (contrainte uniaxiale). En conséquence, cet essai permet d'apprécier le degré de précision d'une modélisation. Malgré cela, des résultats expérimentaux sont uniquement disponibles pour des bétons à ultra-hautes performances.

### 3. Modélisation de la fragmentation dynamique des bétons

Plusieurs approches ont été proposées pour décrire la fragmentation dynamique des matériaux fragiles. Certaines méthodes numériques ont été développées pour modéliser la nature discrète de la rupture fragile.

#### La méthode des éléments discrets

La méthode des éléments discrets fait intervenir des particules (briques, sphères, ...) élémentaires qui interagissent avec leurs plus proches voisins. Les géométries peuvent par exemple être discrétisées par des sphères ou des poutres. Pour chaque particule, on considère toutes les interactions et les contacts qui interviennent avec des particules environnantes. On calcule alors les forces normales et tangentielles grâce à une loi d'interaction qui définit le comportement local (cf. Fig. 2-27). Les forces résultantes pour la particule considérée peuvent être déterminées. On utilise alors le principe fondamental de la dynamique pour calculer les accélérations linéaires  $\ddot{x}_i$  et en rotations  $\ddot{\theta}_i$  de la particule dans les trois dimensions du calcul en considérant les forces résultantes  $F_i$  et les moments résultants  $M_i$  ainsi que la masse  $m$  de l'élément et son moment d'inertie  $J$  :

$$\ddot{x}_i = \frac{F_i}{m} \quad (2-9)$$

$$\ddot{\theta}_i = \frac{M_i}{J} \quad (2-10)$$

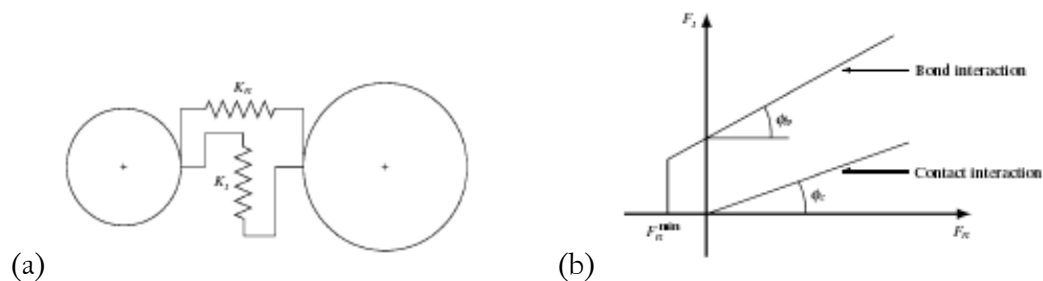


Figure 2-27 : (a) Loi d'interaction élastique et (b) surfaces seuils utilisées pour des calculs utilisant la méthode des éléments discrets [Kozicki, 2007]

L'intégration temporelle explicite se fait par un schéma aux différences finies. En utilisant cette technique introduite par Cundall et Strack [1979] pour simuler le comportement de roches, des

calculs ont été menés afin de modéliser le comportement dynamique des bétons [Magnier et Donzé, 1998 ; Cusatis et Pelessone, 2006]. Shiu et al. [2008] ont utilisé les éléments discrets pour simuler des essais d'impact et étudier l'influence de la forme du projectile sur la profondeur de pénétration. Il faut toutefois remarquer que l'une des difficultés inhérentes à ce type d'approche consiste à identifier les lois d'interactions locales qui vont piloter le comportement global.

### Les méthodes « sans maillages »

D'autres méthodes dites « sans maillage » peuvent être utilisées. La méthode smoothed particle hydrodynamics (SPH) en est un exemple. Mise au point en 1977 pour la simulation d'expansion de nuages de gaz célestes [Gingold et Monaghan, 1977], cette méthode est largement utilisée en hydrodynamique. Son application à la simulation d'impact et d'interactions à grande vitesse a montré son intérêt [Libersky et Petschek, 1991 ; Gray et Monaghan, 2001]. Les allemands Rabczuk et Eibl [Rabczuk et al., 2004; Rabczuk et Eibl, 2006] ont utilisé cette méthode afin de modéliser en trois dimensions des essais où des dalles de bétons ont été chargées par des explosions (cf. [Ockert, 1997] et Fig. 2-28a). Pour plusieurs épaisseurs de dalles et plusieurs distances de la charge explosive, des endommagements importants ont été observés. La forme des cratères obtenus par calcul a été comparée aux relevés expérimentaux (cf. Fig. 2-28b).

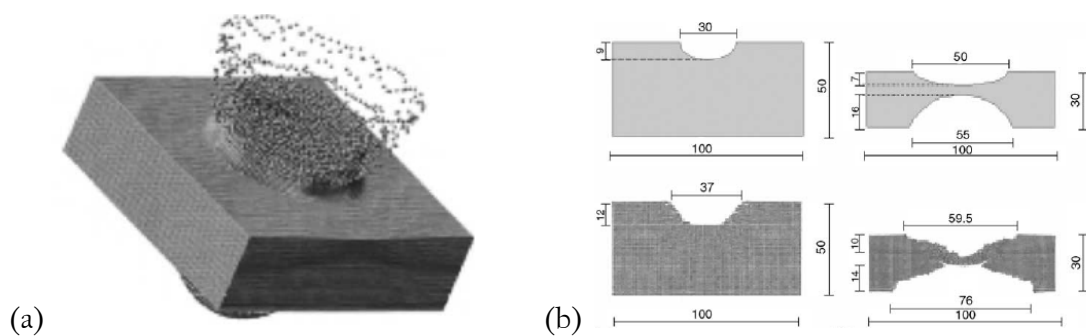


Figure 2-28 : (a) Image de simulation SPH et (b) comparaison des résultats expérimentaux (partie haute, en cm) avec des calculs (partie basse, en cm) de chargement explosif de dalles de béton [Rabczuk et Eibl, 2006]

### La méthode des éléments finis

Parallèlement à ces méthodes numériques, la méthode des éléments finis a gagné beaucoup de terrain. Elle est aujourd'hui présente dans tous les bureaux d'études et les laboratoires de recherches qui étudient le comportement mécanique des matériaux. Même si cette méthode est basée sur une

description continue de la matière, elle peut être appliquée à la simulation numérique de la fragmentation de matériaux fragiles comme le béton en utilisant des modèles d'endommagement.

Nous allons présenter quelques modèles connus pour leurs aptitudes à modéliser le béton en dynamique rapide sous chargements complexes.

Modèle de Holmquist, Johnson et Cook (HJC) [Holmquist et al., 1993]

Afin de modéliser les bétons en dynamique rapide, Holmquist et al. [1993] ont développé un modèle qui permet de décrire plusieurs aspects du comportement de ces matériaux (cf. Fig. 2-29). D'une part, comme pour le modèle KST présenté au chapitre 1, une relation pression-volume est définie. À un niveau de pression  $P_{lock}$ , le matériau est compacté et son module de compressibilité est augmenté par rapport au module initial. D'autre part, l'augmentation de résistance en fonction de la pression est prise en compte, incluant une sensibilité de cette courbe à la vitesse de déformation. On notera la présence d'une surface seuil traduisant la résistance résiduelle du matériau endommagé. Dans ce modèle, le comportement en traction est modélisé par la limitation des pressions hydrostatiques négatives normées  $T^*$ .

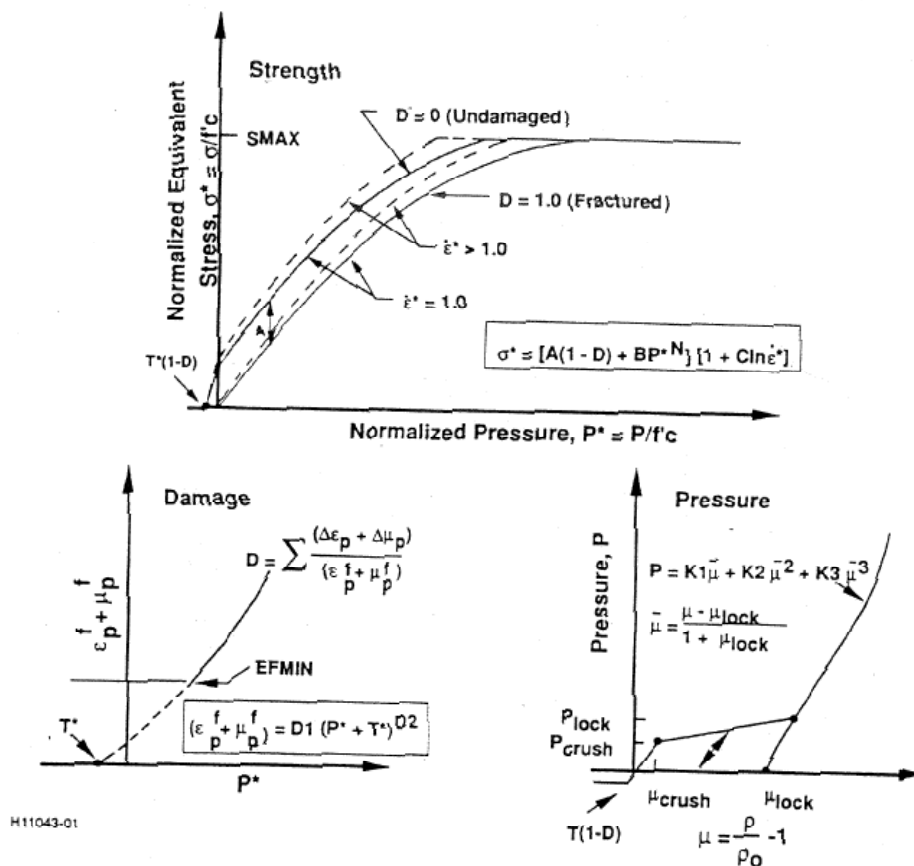


Figure 2-29 : Modèle HJC [Holmquist et al., 1993]

### Modèle de Riedel, Hermaier et Thoma (RHT) [Riedel, 1998 ; Riedel et al., 1999]

Un modèle décrivant le comportement des bétons en dynamique rapide est celui de Riedel, Hermaier et Thoma de l'Ernst Mach Institute. Ce modèle, disponible dans le code AUTODYN, est une amélioration de celui proposé par Holmquist et al. [1993]. En plus des aspects du comportement pris en compte dans le modèle HJC, l'augmentation de la déformation à rupture avec la pression, la dépendance au troisième invariant du tenseur des contraintes et la sensibilité à la vitesse de déformation de la limite en traction ont été modélisés (cf. Fig. 2-30). Comme pour le modèle HJC, le comportement en traction dynamique n'est décrit que par la limitation des pressions négatives.

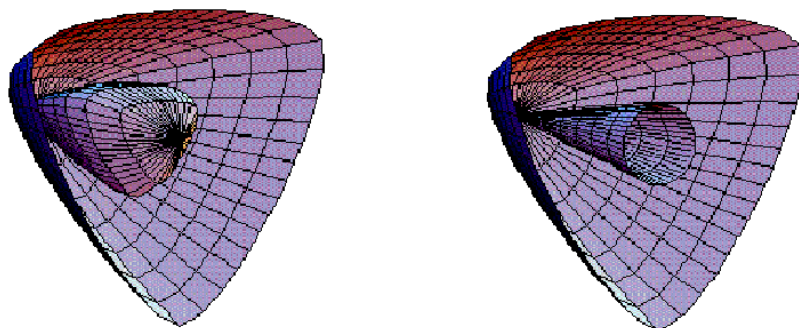


Figure 2-30 : Modèle RHT : Surface de rupture et surface de limite élastique à gauche ; surface de rupture et surface de résistance résiduelle à droite [Riedel, 1998]

### Modèle Pontiroli-Rouquand-Mazars (PRM) [Pontiroli, 1995]

Basé sur le modèle développé par Mazars [1984], le modèle PRM est un modèle d'endommagement qui permet de décrire précisément les comportements en traction et compression (cf. Fig. 2-31). En s'appuyant sur des résultats expérimentaux d'essais cycliques de traction-compression, le modèle prend en compte la dissymétrie du comportement du béton. Il permet de reproduire les endommagements de traction, de compression, les changements de raideur lors des passages d'une sollicitation à l'autre. Pontiroli [1995] présente l'idée générale de ce modèle par la relation unidimensionnelle :

$$(\sigma - \sigma_{ft}) = E_0 (1 - D) (\varepsilon - \varepsilon_{ft}) \quad (2-11)$$

où  $E_0$  est le module d'Young,  $\sigma_{ft}$  définit la contrainte de fermeture des fissures (voir Fig. 2-31),  $\varepsilon_{ft}$  correspond à la déformation permanente due à  $\sigma_{ft}$ . Enfin  $D$  est la variable d'endommagement qui dépend des endommagements de compression  $D_c$  et de tension  $D_t$  (Eq. (2-12)) dont l'évolution est liée

à l'évolution de la déformation équivalente  $\tilde{\varepsilon}$  obtenue à partir des déformations principales positives  $\langle \varepsilon_i \rangle_+$  (cf. Eq. (2-11)).

$$D = \alpha_c D_c + \alpha_t D_t \quad (2-12)$$

$\alpha_c$  et  $\alpha_t$  représentent la part des endommagements de compression et de traction (traction pure  $\rightarrow \alpha_t = 1$  et  $\alpha_c = 0$ , compression pure  $\rightarrow \alpha_c = 1$  et  $\alpha_t = 0$ ).

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (2-13)$$

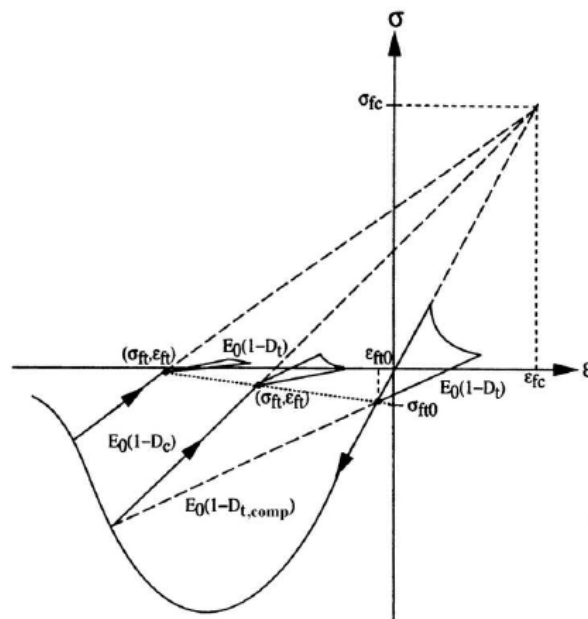


Figure 2-31 : Principe du modèle PRM illustré en ID [Pontioli, 1995]

Les variables d'endommagements en compression et en traction sont définies par les Eqs (2-14 et 2-15) [Mazars, 1984]. Les expressions sont identiques, seuls les paramètres varient et permettent de donner des allures différentes aux relations contrainte-déformation en traction et en compression.

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{0c}(1-A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - A_c \text{Exp}[-B_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{0c})] \quad (2-14)$$

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{0t}(1-A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - A_t \text{Exp}[-B_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{0t})] \quad (2-15)$$

Des effets de frottements internes qui peuvent être à l'origine de boucles d'hystérésis lors de cycles de charge-décharge ont été inclus dans le modèle PRM. De plus, la dépendance des comportements à la vitesse de déformation est prise en compte dans la modélisation par l'utilisation de DIF calculés de la manière suivante :

$$DIF_{comp}^{PRM} = \min (1 + a_c \dot{\epsilon}^{b_c}; 2,50) \text{ en compression} \quad (2-16)$$

$$DIF_{traction}^{PRM} = \min ( \max(1 + a_t \dot{\epsilon}^{b_t}; 0,9 \dot{\epsilon}^{0,46}); 10) \text{ en traction} \quad (2-17)$$

avec  $a_c, b_c, a_t$  et  $b_t$  des paramètres matériaux et  $\dot{\epsilon}$  défini par  $\dot{\epsilon} = (\dot{\epsilon}_{oct}^2 + 0,25 \dot{\gamma}_{oct}^2)^{1/2}$  où :

$$\epsilon_{oct} = \frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) \quad (2-18)$$

$$\gamma_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}. \quad (2-19)$$

De plus, une méthode introduite par Hillerborg et al. [1976] a été utilisée par Pontiroli [1995] afin de limiter la dépendance au maillage. On notera que ce modèle n'est pas adapté à la modélisation du béton sous fort confinement. Il faut le coupler à un modèle de plasticité du type KST pour modéliser une plus large gamme de problèmes faisant intervenir ce type de sollicitations [Rouquand et al., 2007].

#### Modèles de Sercombe [1997] et de Pedersen, Simone, Sluys [2008]

Le modèle visco-élasto-plastique endommageable de Sercombe [1997] est une modification du critère de William-Warnke destinée à prendre en compte les effets de vitesse observés sur les bétons en dynamique rapide par un écoulement visqueux. Pedersen et al. [2008] ont proposé une formulation proche de ce modèle : un modèle visco-élastique visco-plastique endommageable a été appliqué pour simuler le comportement des bétons soumis à des essais de traction dynamique.

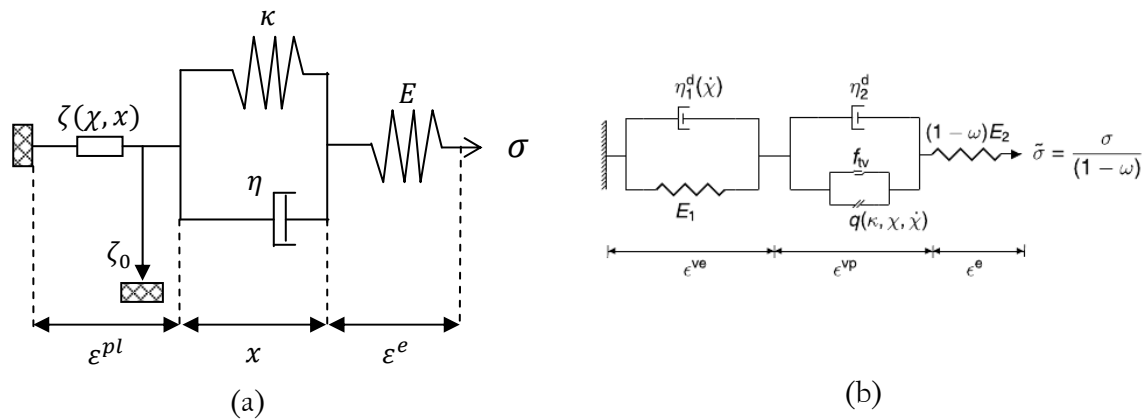


Figure 2-32: (a) Représentation unidimensionnelle du modèle élasto-visco-plastique à écoulement visqueux, d'après Sercombe [1997] et (b) Modèle de Pedersen, Simone et Sluys [2008]

Il existe bien d'autres modèles qui décrivent le comportement des bétons. Tous ceux présentés ci-dessus ont montré leur aptitude à modéliser le béton en dynamique rapide, y compris en traction dynamique. Néanmoins, on peut remarquer qu'aucun d'eux n'est basé sur une description micromécanique du comportement dynamique des bétons. De plus, un nombre de paramètres important est souvent nécessaire. L'intérêt d'utiliser une modélisation adaptée aux bétons faisant intervenir peu de paramètres (si possible) relativement simples à identifier est flagrant.



## *Résumé du chapitre 2*

Ce chapitre a permis de faire un point sur les techniques expérimentales utilisées pour la caractérisation des bétons en compression simple, confinée et en traction dans les domaines quasi statique et dynamique. Plusieurs résultats importants obtenus sur les bétons MB50 et R30A7 y sont présentés : le fort effet structurel qui est observé en compression simple dynamique et l'augmentation importante de la résistance déviatorique des bétons lorsqu'ils sont soumis à des pressions élevées.

La revue de la bibliographie concernant le comportement en traction dynamique a montré que la technique d'écaillage semble particulièrement pertinente lorsque l'on veut atteindre de hautes vitesses de déformation (de l'ordre de  $10^2/s$ ). Néanmoins, les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature montrent des différences significatives : on relève des résistances dynamiques allant de 20 MPa environ pour Schuler et al. [2006] à plus de 50 MPa pour Klepaczko et Brara [2001] à 100 /s. De plus, peu de données expérimentales sont disponibles pour des bétons standards à plus de 100/s. Enfin, nous avons pu voir que plusieurs méthodes de dépouillement cohabitent sans avoir été validées.

L'étude expérimentale de la fragmentation des bétons sous impact est un sujet relativement peu abordé dans la littérature. Même si les conséquences d'un impact sont bien connues, une analyse plus précise des mécanismes à l'origine du développement et de la cinétique d'endommagement est nécessaire. L'essai d'impact sur la tranche, technique développée pour d'autres matériaux (céramiques, verres, ...) apparaît comme un moyen intéressant d'étudier l'initiation et la croissance de l'endommagement dans les bétons sollicités en dynamique rapide. L'étude de la cratérisation sous impact balistique se fait généralement par observation post mortem.

Sur le plan de la modélisation, plusieurs méthodes numériques et modèles ont montré des aptitudes à la description du comportement du béton en dynamique rapide. Toutefois, aucun d'eux n'est véritablement basé sur la description micromécanique du processus de fragmentation. De plus, ces modèles font souvent intervenir un nombre important de paramètres qui peuvent être difficiles à identifier. On notera enfin que ces modèles ont rarement fait l'objet d'une validation poussée par comparaison avec des essais dynamiques.

## Chapitre 3

# Caractérisation des bétons testés





Il existe une infinité de bétons. La taille maximale de granulat, leur nature ainsi que celle du liant, la présence ou non d'adjuvants ou de particules de silice mènent à des matériaux très différents. L'intérêt pour l'ingénieur est pourtant de dégager des tendances claires et d'identifier les mécanismes qui régissent le comportement de ces composites afin d'être en mesure d'évaluer les dommages causés par une agression sur une structure. Nous avons donc choisi d'étudier deux bétons très différents : le MB50 qui est un microbéton pour lequel aucun granulat n'atteint plus de 2 mm de diamètre, ainsi que le R30A7 dont la mésostructure s'approche d'un béton ordinaire. Dans ce chapitre seront présentées les compositions et les principales propriétés physiques de ces deux bétons. Nous aborderons ensuite leurs caractéristiques mécaniques quasi statiques en compression simple, confinée et enfin en traction.

## **I. Micro- et mésostructures des bétons étudiés**

### **I.1. Généralités sur la micro- et mésostructure des bétons**

Le béton est un assemblage de ciment, d'eau et de granulats à différentes échelles. Chacun a un rôle particulier à jouer. L'eau et les grains de ciment réagissent chimiquement afin de créer la pâte de ciment qui est constituée de plusieurs composés chimiques, dont le gel de C-S-H (silicate de calcium hydraté). C'est l'hydrate principal d'un ciment Portland et celui qui est à l'origine du pouvoir adhérent de la pâte de ciment. Les granulats présents à différentes échelles se trouvent en quantité dans le mélange (jusqu'à 60 ou 70 %) afin de remplir le volume et limiter la quantité de pâte de ciment nécessaire. Ils jouent aussi le rôle de limiteur de retrait. Enfin les granulats les plus fins, le sable et les inclusions plus petites (comme par exemple la fumée de silice) permettent de réduire la porosité et d'augmenter ainsi sensiblement la résistance en compression. Enfin, des adjuvants permettent de diminuer la quantité d'eau au moment de la gâchée tout en conservant la malléabilité au cours de la mise en œuvre.

Les bétons sont donc des matériaux multi-échelles : on trouve des granulats à l'échelle centimétrique, du sable et des pores à l'échelle millimétrique, des hydrates submicroniques (par exemple les C-S-H) dans la pâte de ciment, des porosités capillaires dont les dimensions caractéristiques s'étalent de quelques nanomètres à quelques dizaines de micromètres. Enfin on trouve de l'eau présente sous trois formes, liée, adsorbée et libre [Benboudjema, 2002 ; Yurtdas, 2003]. La première rassemble l'eau qui a réagi chimiquement pour former les hydrates de la pâte cimentaire comme l'étringite ou le gel C-S-H. La seconde décrit l'eau adsorbée par les surfaces solides. Cette dernière peut être liée physiquement (forces d'attraction d'intensité faible de type Van der Waals) ou chimiquement (électrons mis en

commun) avec les surfaces solides. La troisième forme est l'eau libre que l'on trouve principalement dans les pores capillaires et les nanopores.

## 1.2. Composition des bétons étudiés

### 1.2.a. Le microbéton MB50

Le microbéton MB50 a fait l'objet de nombreuses études notamment dans le cadre des projets GRECO géomatériaux et « Comportement des ouvrages en dynamique rapide » du réseau de laboratoires GEO [Bailly, 1999], certaines ont été présentées au chapitre 2. Ce béton a été dimensionné afin d'être représentatif d'un béton classique en utilisant uniquement des granulats de diamètre inférieur à 2 mm (cf. Tableau 3-1). Sa mésostructure étant fine, ce béton est particulièrement adapté aux essais de laboratoire.

Tableau 3-1 : Composition des bétons R30A7 et MB50.

Composition	R30A7 (Vu et al., 2009)	MB50 (Toutlemonde, 1994)
Granulats [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] ( $\text{Ø} = 2$ à 8 mm)	1008	-
Sable [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] ( $\text{Ø} < 2$ mm)	838	1783
Ciment [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]		
CEM I 52,5 N	263	
CPA HP		400
Eau [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	169	200
Adjuvants [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	-	12
Eau/Ciment	0,64	0,5
Taille maximale des granulats [mm]	8	2

### 1.2.b. Le béton R30A7

Ce béton a été formulé pour être plus représentatif des bétons ordinaires utilisés pour les ouvrages comme les barrages ou les centrales nucléaires. La résistance en compression simple à 28 jours de ce matériau est de l'ordre de 30 MPa. Son affaissement au cône d'Abrams est de 7 cm. Cet essai de consistance permet d'évaluer la maniabilité du béton, et là encore, cette valeur s'approche des bétons utilisés pour les ouvrages courants [Vu, 2007]. Une distribution granulaire dont la taille

maximale atteint 8 mm a été utilisée. Cette mésostructure permettra de comparer les résultats obtenus avec ceux du MB50 et ainsi évaluer l'influence de la présence de ces grosses inclusions sur la réponse mécanique du béton. La composition du R30A7 est présentée Tableau 3-1 et sa courbe granulométrique est reportée sur la Figure 3-1.

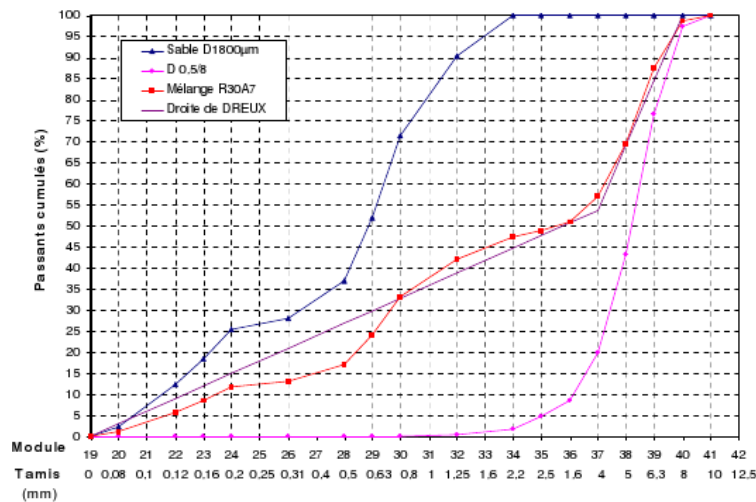


Figure 3-1 : Courbe granulométrique du béton R30A7 déterminée par [Vu, 2007].

### 1.3. Eprouvettes et séchage

La fabrication des bétons a été réalisée au département Génie Civil de l'ENS Cachan pour le MB50 et au Laboratoire L3S-R pour le béton R30A7. Les blocs ont ensuite été stockés dans une eau saturée en chaux afin de limiter les processus de dégradation chimique. Toutes les éprouvettes ont été carottées ou tronçonnées dans ces blocs, rectifiées et/ou polies puis replongées dans l'eau. Dans toutes les campagnes expérimentales menées dans le cadre de cette thèse, une attention particulière a été portée à la teneur en eau libre qui, nous l'avons vu au chapitre précédent, semble avoir une influence non négligeable sur le comportement du béton. Pour réaliser les essais sur béton « humide », les éprouvettes ont été sorties peu avant l'essai et régulièrement ré-humidifiées durant leur instrumentation. Les essais secs ont quant à eux été réalisés après un procédé de séchage découpé en plusieurs paliers de température pour atteindre 65°C afin de limiter le développement d'un endommagement. La perte de masse a été vérifiée régulièrement. Lorsque la variation est inférieure à 1<sup>0</sup>/<sub>100</sub> par jour, le béton est considéré comme « sec ». Expérimentalement, la perte d'eau libre s'élève à environ 6% de la masse initiale (cf. exemple de séchage d'une éprouvette de béton Figure 3-2).

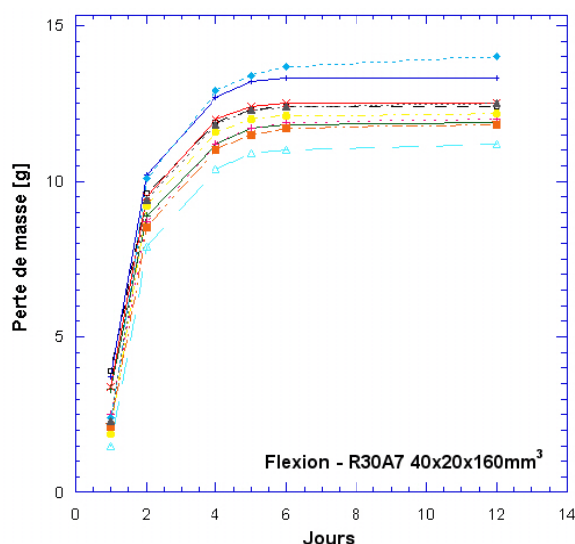


Figure 3-2 : Perte de masse pour des éprouvettes de flexion de béton R30A7 au cours d'un séchage

#### 1.4. Endommagement de dessiccation des bétons

Les bétons sont très largement fissurés à une échelle fine. C'est la dessiccation qui est à l'origine de cette microfissuration. Baroghel-Bouny [1994] et Neville [2000] expliquent le phénomène de fissuration microscopique par l'incompatibilité de déformation entre les gels de C-S-H et la portlandite qui sont les principaux composants de la pâte de ciment. De la même manière, à une échelle supérieure, les différences de rigidité entre les grains de ciment hydratés et anhydres, ou encore entre le mortier et les granulats mènent à former un réseau de fissures radiales et circonférencielles (cf. Fig. 3-3). Notons de plus des effets structurels, tel que les gradients hydriques qui apparaissent du fait de la faible perméabilité du matériau, peuvent s'ajouter aux causes précédemment décrites [Yurtdas, 2003 ; Burlion, 2004].

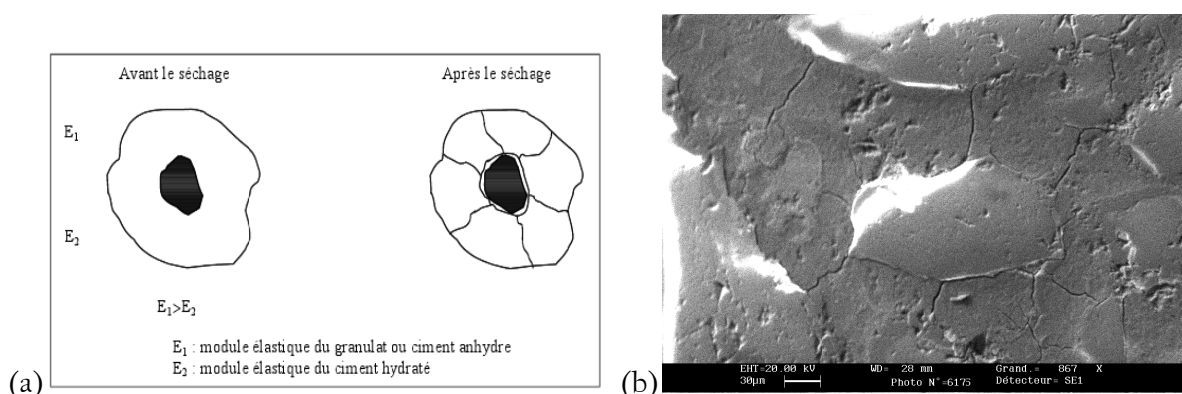


Figure 3-3: (a) Fissuration induite par la présence d'une inclusion rigide dans une matrice rétractante ([Yurtdas, 2003] d'après [Hearn, 1999]) et (b) observation au MEB du microbéton MB50 (LPMM).

Ces microfissures lient toutes les hétérogénéités avec leurs plus proches voisines. Elles ont été observées aussi bien dans la matrice cimentaire du R30A7 que du MB50, et aussi bien pour les bétons

secs qu'humides. En utilisant les moyens de microscopies électroniques disponibles au LPMM, nous avons essayé d'évaluer les dimensions caractéristiques de ces fissures que l'on trouve dans toute la matrice cimentaire des bétons étudiés. En utilisant des grossissements adaptés, on trouve de petites fissures (cf. Fig. 3-3) qui joignent les grains voisins mais on trouve aussi parfois des microfissures longues, qui partent de grosses porosités (millimétriques). Ces fissures peuvent atteindre des longueurs de 100 à 200  $\mu\text{m}$ . En zoomant sur ce type de microfissure, il est possible d'évaluer leur ouverture atteignant quelques micromètres (typiquement 3 à 5  $\mu\text{m}$ ).

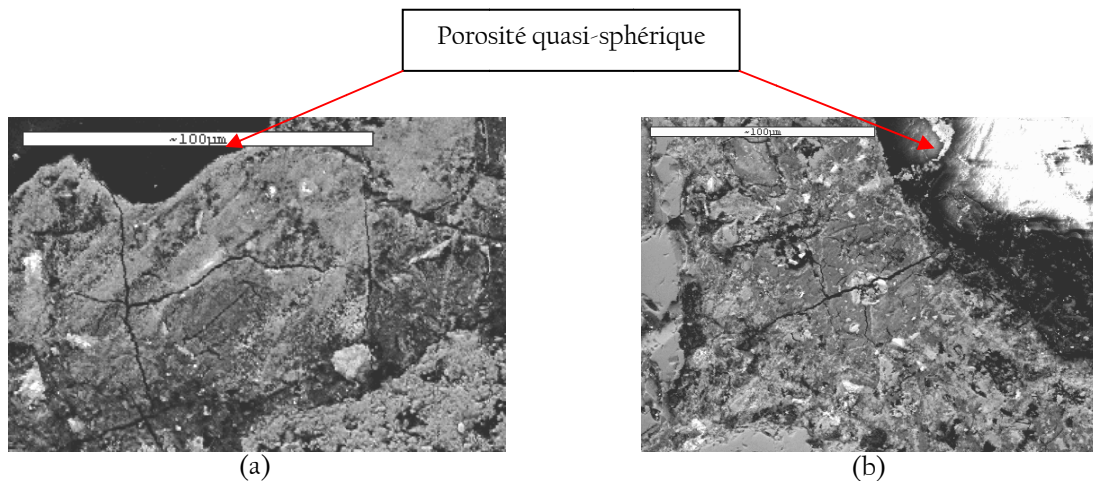


Figure 3-4: Images obtenues au MEB de microfissures longues au bord de porosités millimétriques dans (a) le MB50 et (b) le R30A7.

## 2. Caractéristiques mécaniques des bétons étudiés

Comme nous l'avons vu au chapitre 2, la première caractéristique qui permet d'évaluer la qualité d'un béton est sa résistance en compression. Vu et al. [2009] ont réalisé des essais sur des éprouvettes de R30A7 à différents niveaux d'hygrométrie. Ils ont notamment caractérisé ce béton en compression simple. De la même manière, des essais pour évaluer la résistance en compression simple ont été menés au LPMM sur des éprouvettes sèches et humides du microbéton MB50. Deux dimensions d'éprouvettes ont été utilisées :  $\varnothing = 28$  mm et hauteur de 40 mm dans un cas, et  $\varnothing = 45$  mm et hauteur de 40 mm dans l'autre. Les valeurs obtenues par Vu et al. [2009] pour le R30A7 et les résistances moyennes mesurées lors des essais sur MB50 réalisés au LPMM sont rassemblés au Tableau 3-2.



Tableau 3-2 : Résistance en compression simple des bétons R30A7 et MB50.

	Résistance en compression simple [MPa]	
	Sec	Humide
Microbéton MB50	61 ( $\pm 2$ )	46 ( $\pm 2$ )
Béton R30A7 [Vu et al., 2009]	42	32

Le comportement des bétons MB50 et R30A7 sous fort confinement a fait l'objet de plusieurs études. Nous nous reporterons notamment aux résultats expérimentaux de Buzaud [1998] et de Forquin et al. [2008b, 2009] pour le MB50 et à ceux obtenus par Vu [2007] et Gabet [2006] pour le béton R30A7 présentés au chapitre 2.

Quelques études concernent le comportement de ces matériaux en traction. Bernier et Dalle [1998] ont mené des essais de flexion et de fendage sur le béton MB50. Forquin [2003] a lui aussi réalisé des essais de flexion 3-points sur des éprouvettes de microbéton. Ces deux études ont montré qu'une approche probabiliste peut être appliquée pour décrire le comportement en traction quasi statique des bétons.

## 2.1. Modélisation du comportement en traction quasi statique

La rupture d'une éprouvette de béton sollicitée en traction résulte de l'amorçage d'une fissure unique au niveau d'un défaut du matériau (concentration de contrainte due à une porosité par exemple), puis propagation a priori instable de cette fissure. Lorsque la vitesse de fissure est beaucoup plus rapide que le chargement, il est possible de considérer que l'amorce de la fissure mène à la rupture. L'approche de Weibull [1939, 1951] présentée ci-dessous permet de modéliser ce problème.

La célèbre loi introduite par S.-D. Poisson pour étudier les jugements en matière criminelle et en matière civile [Poisson, 1838] permet de modéliser l'occurrence d'évènements discrets dans un intervalle temporel ou spatial (nous nous intéresserons ici à un volume) lorsque l'on connaît leur fréquence moyenne. Si le nombre moyen d'occurrences dans l'intervalle considéré est  $\lambda$  alors la probabilité de voir  $k$  occurrences est donnée par la relation :

$$P(N = k) = \frac{\lambda^k}{k!} \text{Exp} [-\lambda]. \quad (3-1)$$

Si l'on applique cette loi à la microstructure des bétons et que l'on considère un nombre total de défauts critiques  $N_c = \lambda_c V_\Omega$  où  $\lambda_c$  est la densité de défauts critiques et  $V_\Omega$  le volume du domaine  $\Omega$

considéré, on obtient l'expression (3-2) qui exprime la probabilité de survie  $P_s$  du domaine considéré correspondant au cas où aucun défaut n'a été amorcé.

$$P_s = P(N = 0) = \text{Exp} [-\lambda_c V_\Omega] \quad (3-2)$$

Cette probabilité de survie  $P_s$  dépend du chargement appliqué (supposé parfaitement uniforme) : la densité de défauts critiques potentiellement activés augmente avec le chargement :

$$\lambda_c = \lambda_0 \left( \frac{\langle \sigma \rangle}{\sigma_0} \right)^m . \quad (3-3)$$

Dans cette équation,  $\sigma$  est le chargement appliqué,  $m$  est le module de Weibull,  $\lambda_0$  est la densité de défauts critiques de référence correspondant à la contrainte de référence  $\sigma_0$  et  $\langle X \rangle$  correspond à la partie positive de  $X$ .  $\sigma_0^m / \lambda_0$  est le paramètre d'échelle. À partir des relations (3-2) et (3-3), on obtient aisément l'expression de la probabilité de rupture  $P_r$  du domaine  $\Omega$  chargé par la contrainte  $\sigma$  :

$$P_r = 1 - P_s = 1 - \text{Exp} \left[ -\lambda_0 V_\Omega \left( \frac{\langle \sigma \rangle}{\sigma_0} \right)^m \right] . \quad (3-4)$$

Lorsque le chargement n'est plus parfaitement uniforme dans  $\Omega$ , on peut décomposer ce domaine en sous-domaines  $d\omega$  pour lesquels le chargement peut être considéré comme uniforme. La loi du maillon le plus faible permet de calculer la probabilité de survie du domaine  $\Omega$  comme le produit des probabilités de survie de chacun des sous-domaines  $d\omega$  qui le composent (Eq. (3-5)).

$$P_s^\Omega = \prod_\Omega P_s^{d\omega} . \quad (3-5)$$

La probabilité de rupture de  $\Omega$  est alors donnée par la relation (3-6) où intervient le volume effectif (Eq. (3-7)) défini par Davies [1973].

$$P_r^\Omega = 1 - \text{Exp} \left[ -V_{eff} \lambda_0 \left( \frac{\sigma_{max}}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (3-6)$$

$$V_{eff} = \int_\Omega \left( \frac{\sigma_I(x)}{\sigma_{max}} \right)^m d\omega \quad (3-7)$$

Dans ces relations,  $\sigma_{max}$  est la contrainte principale maximale dans  $\Omega$  et  $\sigma_I$  est la contrainte principale maximale positive en un point  $x$ . La contrainte moyenne à rupture  $\sigma_w$  est donnée par l'équation :

$$\sigma_w = \sigma_0 (V_{eff} \lambda_0)^{-\frac{1}{m}} \Gamma \left( \frac{m+1}{m} \right) \quad (3-8)$$

où  $\Gamma$  est la fonction factorielle généralisée (ou fonction Eulérienne de second espèce) :

$$\Gamma(1 + X) = \int_0^1 \ln\left(\frac{1}{1-Y}\right)^X dY \text{ et } \Gamma(1 + X) = X! \forall X \in \mathbb{N}. \quad (3-9) \text{ et } (3-10)$$

L'Eq. (3-8) montre que la contrainte moyenne à rupture est dépendante du volume sollicité. Plus le volume est grand, plus la contrainte moyenne à rupture chute. Cet effet d'échelle se retrouve lors des essais de traction menés sur les bétons [Rossi et al., 1994] : plus le volume testé est important, plus la probabilité d'avoir un défaut critique activé à une contrainte faible augmente entraînant par la même une chute de la probabilité de survie. Plusieurs essais ont été menés pour caractériser le comportement en traction quasi statique du MB50 et du R30A7. Une approche probabiliste de ces essais a été conduite.

## 2.2. Essais de traction quasi statique sur bétons

### 2.2.a. Identification des paramètres de Weibull par des essais de flexion 3-points

Afin de caractériser la résistance en traction quasi statique des éprouvettes de microbéton MB50 et de béton R30A7, nous avons procédé à des essais de flexion 3-points en utilisant une approche probabiliste afin de déterminer les paramètres de Weibull de ces deux matériaux. Le montage de flexion utilisé est présenté sur la Fig. 3-5.



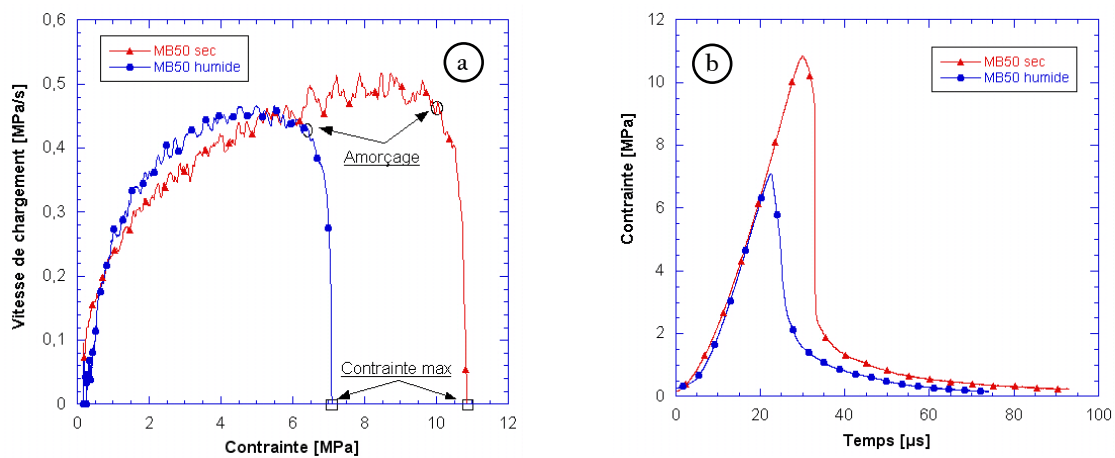
Figure 3-5 : Montage de flexion 3-points utilisé au LPMM.

Pour chacun des quatre cas étudiés (MB50 sec et humide, R30A7 sec et humide), l'historique du chargement au cours du temps a été mesuré et les contraintes d'amorçage de la rupture ont été relevées grâce à la méthode suivante. En supposant le matériau parfaitement élastique jusqu'à l'initiation d'une fissure, on applique les relations classiques de résistance des matériaux pour calculer

la vitesse de chargement  $\dot{\sigma}$  à partir de la dérivée de l'effort appliqué  $\dot{F}$  (cf. Eq.(3-11)), il est alors possible de tracer  $\dot{\sigma} = f(\sigma)$  (Fig. 3-6). La variation brusque de la vitesse de chargement permet d'identifier l'instant supposé de l'initiation de la fissure critique qui va mener l'éprouvette à la ruine. On peut ainsi déterminer précisément la valeur de contrainte d'amorçage correspondant à la valeur de  $\sigma$  à cet instant. Les vitesses de chargement typiques étaient de 0,4 à 0,5 MPa/s.

$$\dot{\sigma} = \frac{\dot{F} L}{4} \frac{h}{2I} \quad (3-11)$$

$L$  et  $h$  sont respectivement la longueur entre appuis et la hauteur de l'éprouvette,  $I$  est son moment quadratique.



Eprouvette de MB50	Vitesse moyenne de chargement [MPa/s]	Contrainte d'amorçage [MPa]	Contrainte maximale [MPa]
Essai 13 humide	0,45	6,5	7,1
Essai 5 sec	0,47	10,1	10,9

Figure 3-6 : Exemple de courbes expérimentales obtenues sur le MB50 sec et humide : (a) vitesse de chargement en fonction de la contrainte et (b) chargement au cours du temps pour les essais 13w et 5d.

Pour chacun des cas, les contraintes d'amorçage ont été rassemblées et classées dans un ordre croissant, et la probabilité de rupture de l'essai  $i$  a été calculée, pour un nombre total d'essais  $n$ , à partir de la relation (3-12) :

$$P_r = \frac{i-0,5}{n} \quad (3-12)$$

## Résultats obtenus avec le microbéton MB50

Sur des éprouvettes de MB50 sec et de MB50 humide, 20 essais ont été réalisés. La microstructure fine de ce béton permet de réduire la taille des éprouvettes jusqu'à 15 x 15 x 100 mm<sup>3</sup>. La figure 3-7 présente les résultats des essais menés sur le MB50 : la probabilité de rupture en fonction de la contrainte appliquée y est tracée. On peut déterminer, à partir de l'Eq. (3-6), les paramètres de Weibull en identifiant les pentes sur la courbe présentée à la Fig. 3-8.

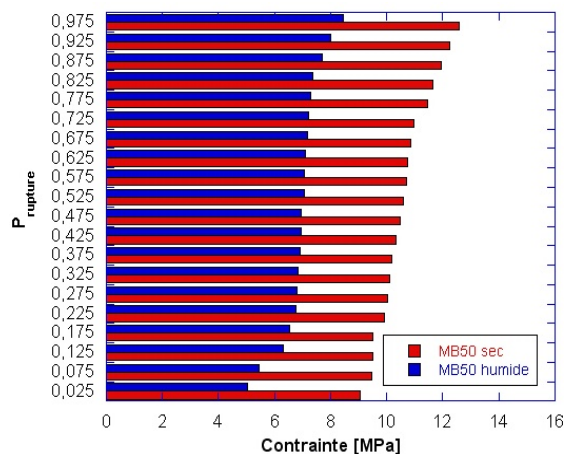


Figure 3-7 : Probabilité de rupture en fonction du niveau de contrainte atteint, essais de flexion 3-points sur le MB50

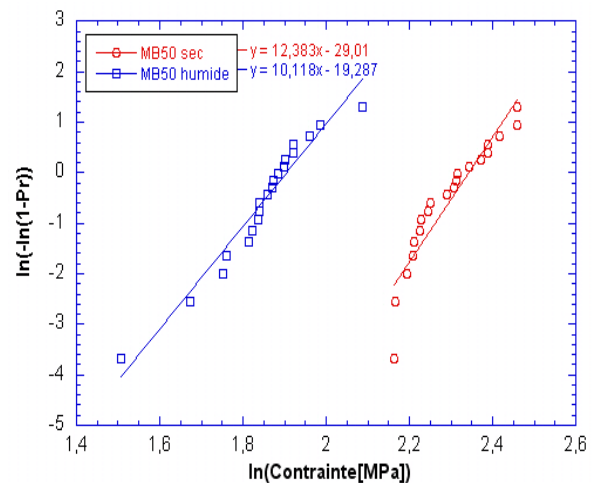


Figure 3-8 : Probabilité de rupture en fonction du niveau de contrainte atteint, essais de flexion 3-points sur le MB50 sec

Les résultats d'essais sur le microbéton sont synthétisés dans le Tableau 3-2. Les contraintes moyennes à rupture peuvent sembler élevées au premier abord mais il faut prendre en compte le faible volume sollicité au cours de ces essais. Pour des essais de flexion 3-points, le volume effectif s'écrit [Davies, 1973 ; Forquin, 2003], pour un volume  $V$  sollicité :

$$V_{eff} = \frac{V}{2(m+1)^2} \quad (3-13)$$

### 2.2.b. Validation du modèle de Weibull : essai de traction directe

Afin, d'une part, d'évaluer la résistance en traction pure de nos matériaux, et d'autre part, de vérifier l'aptitude du modèle de Weibull à prévoir les résistances obtenues pour un volume plus important, des essais de traction directe ont été dimensionnés. Comme nous le disions au chapitre 2, ces essais sont particulièrement délicats puisqu'ils nécessitent une certaine rigueur et une précision des moyens de mesure. Ces essais ont été menés sur les deux bétons secs et humides sur des éprouvettes de diamètre 45,7 mm et de hauteur 140 mm. Un montage a été spécialement conçu (Fig. 3-

9a). Ce montage est en alliage d'aluminium, matériau qui a un rapport  $E/\nu$  proche de celui du béton, il a été choisi afin de limiter les incompatibilités de déformation au niveau des zones de collage de l'éprouvette. De plus, il fait intervenir des systèmes rotulés de part et d'autre de l'éprouvette afin de réduire au maximum les chargements parasites qui résultent d'un mauvais alignement initial du corps d'épreuve améliorant ainsi l'homogénéité du chargement jusqu'à la rupture fragile. Un montage rotulé différent a été mis au point pour tester en traction/compression des céramiques [Hild, 1990]. Pour chaque essai, une jauge de déformation a été placée au centre de l'éprouvette afin d'évaluer le module d'Young du matériau et deux capteurs de déplacement LVDT (linear variable differential transducer) ont été placés en opposition afin de détecter d'éventuelles rotations des casques pendant la montée en charge. Ces deux instruments de mesure ont montré un bon accord au cours de la campagne expérimentale. Toutefois, il faut mentionner que ces essais ont montré toute leur difficulté au moment du collage des éprouvettes.

### Difficultés de collage des éprouvettes

Plusieurs essais ont été menés et plusieurs configurations de collage ont été testées. Dans plusieurs cas, une rupture située proche de l'interface de colle a été observée (cf. Fig. 3-10a). L'utilisation d'un casque avec une collerette ayant pour but de coller une petite partie de la surface cylindrique ne suffisant pas, nous avons augmenté la rugosité des surfaces du montage en contact avec la colle. Cette modification a permis d'obtenir des ruptures dans le béton et non plus proche de l'interface béton-casque (Fig. 3-10b et 3-10c).

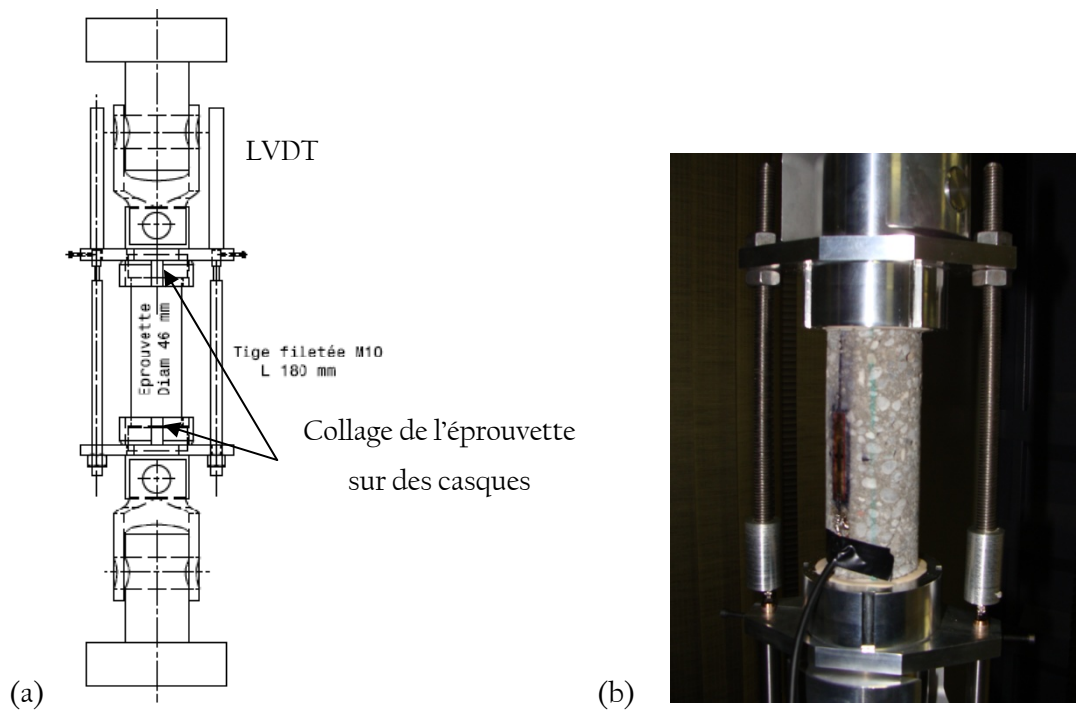


Figure 3-9: (a) Schéma du montage de traction direct et (b) essai mené sur une éprouvette de R30A7 humide

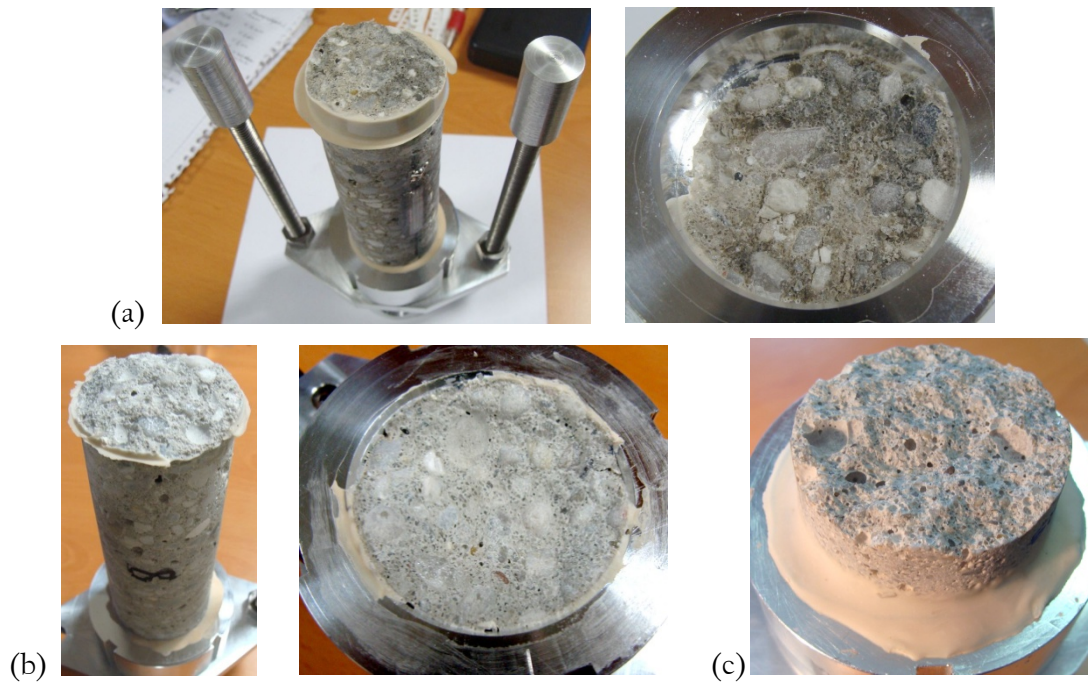


Figure 3-10: (a) Rupture à l'interface lors des premiers essais (ici essai 11h sur le R30A7 humide) et ruptures observées après avoir augmenté la rugosité des surfaces du montage en contact avec la colle (b) pour une éprouvette humide de R30A7 et (c) pour un essai mené sur un cylindre de MB50

### Résultats obtenus avec le microbéton MB50

Plusieurs essais ont été menés sur des éprouvettes sèches et humides. Un bon accord a été constaté entre les mesures de jauge et de LVDT (cf. Fig 3-11) ce qui tend à montrer que le chargement était bien uniaxial au cours des essais.

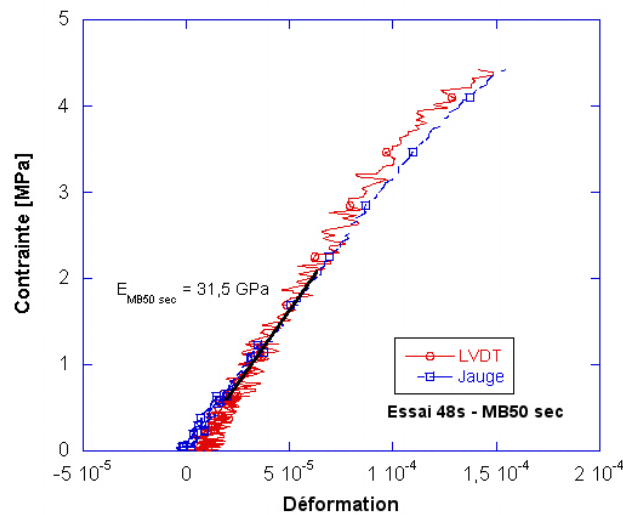


Figure 3-11 : Mesures expérimentales d'un essai de traction direct mené sur une éprouvette de microbéton MB50 sec

La synthèse des résultats sur les éprouvettes de MB50 pour des vitesses de déformation de l'ordre de  $10^{-5}$  /s est faite dans le Tableau 3-2. Dans ce même tableau sont comparés les résultats obtenus sur ce microbéton par Bernier et Dalle [1998], Toutlemonde [1994] ainsi que Forquin [2003].



Tableau 3-2 : Résultats obtenus au LPMM et dans la littérature lors d'essais de caractérisation du microbéton MB50.

<i>Tests menés au LPMM</i>						
Essais	MB50	Dimensions (mm <sup>3</sup> )	<i>m</i>	$\sigma_w$ (MPa)	$V_{eff}$ (mm <sup>3</sup> )	
Traction	Humide	$\phi 45,7$ ; H120	-	3,7	200 000	(LPMM)
Traction	Sec	$\phi 45,7$ ; H120	-	3,9	200 000	(LPMM)
Flexion	Humide	15x15x60	10	6,4	55,8	(LPMM)
Flexion	Sec	15x15x60	12	10,0	39,9	(LPMM)
<i>Données de la littérature</i>						
Essais	MB50	Dimensions (mm <sup>3</sup> )	<i>m</i>	$\sigma_w$ (MPa)	$V_{eff}$ (mm <sup>3</sup> )	Références
Fendage	Humide	$\phi 160$ ; H320	15	3,0	471 000	[Bernier et Dalle, 1998]
Flexion	Humide	40x40x120	13	5,3	482	[Bernier et Dalle, 1998]
Traction directe	Humide	$\phi 40$ ; H120	-	4,0	150 000	[Toutlemonde, 1994]
Traction directe	Sec	$\phi 40$ ; H120	-	5,0	150 000	[Brara et Klepaczko, 2006]
Flexion	Sec	5x3x20	6,5	9,8	2,63	[Forquin, 2003]

La richesse des données expérimentales disponibles pour le MB50 obtenues à partir d'essais différents et pour des volumes effectifs très différents permet d'évaluer l'aptitude du modèle de Weibull à décrire l'effet d'échelle que l'on observe pour les bétons. On peut tracer toutes les résistances obtenues par chacun des auteurs cités dans le Tab. 3-2 en fonction du volume effectif sollicité. Les modules de Weibull identifiés à partir de ces données sont de 12 pour le béton sec et 13 pour le béton humide (cf. Fig. 3-12). Ces valeurs, très proches de celles obtenues lors des essais de flexion, montrent tout l'intérêt de l'approche probabiliste pour la description du comportement des bétons en traction quasi statique.

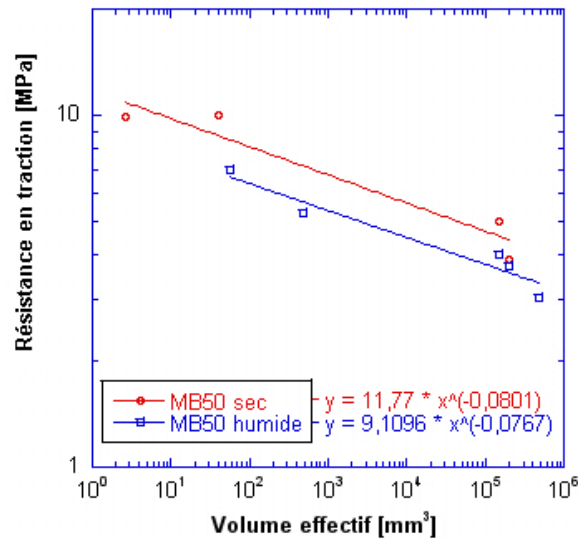


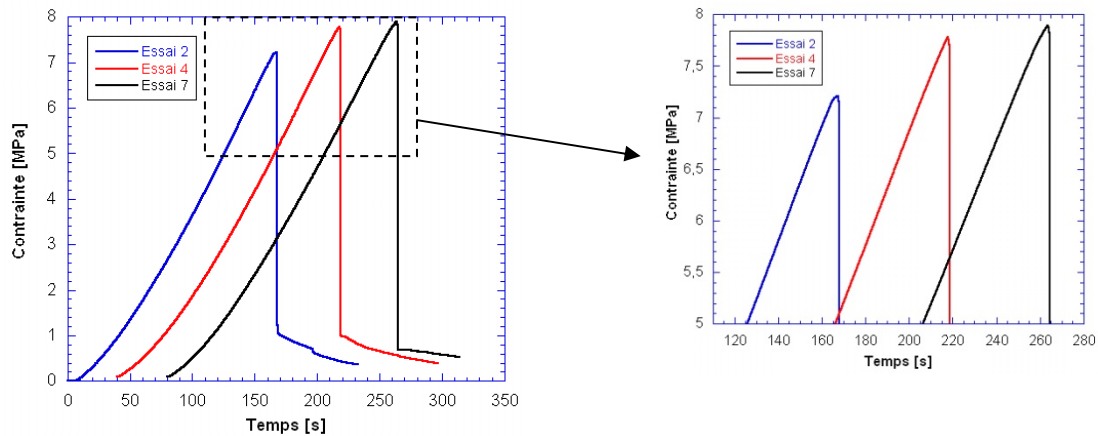
Figure 3-12 : Identification du module de Weibull à partir des données expérimentales de la littérature et du LPMM obtenues pour différentes tailles d'éprouvette

### 2.2.c. Essais de flexion réalisés sur le béton R30A7

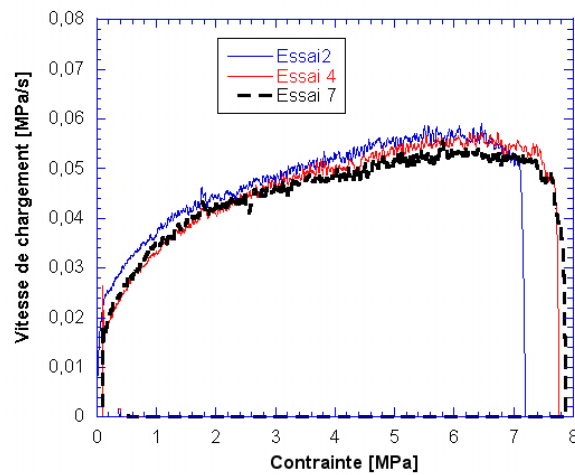
L'utilisation d'essais de flexion pour identifier les paramètres du modèle de Weibull du béton R30A7 est délicate. En effet, s'ajoutent d'une part la population de défauts présente dans la matrice cimentaire et d'autre part des hétérogénéités du champ de contrainte induites par la taille de la mésostructure qui peuvent mener à la rupture. Il faut donc que notre étude statistique permette de décrire ces deux aspects. Le choix d'une taille d'éprouvette est donc relativement critique.

#### Essais de flexion 3-points

Des éprouvettes normalisées 4 x 4 x 16 cm<sup>3</sup> ont été utilisées pour réaliser 15 essais destinés à identifier les paramètres de Weibull du béton R30A7 sec. Nous avons utilisé les relations de la RDM pour calculer la contrainte et ainsi obtenir la vitesse de chargement. Ces données sont quantitativement valables tant qu'aucune fissure n'a été initiée. La vitesse de chargement appliquée était d'environ 0,05 MPa/s. Plusieurs courbes expérimentales sont reportées sur les Figures 3-13a et 3-13b. On peut noter sur ces courbes qu'une perte de linéarité, même légère, apparaît avant la chute brutale de contrainte. En d'autres termes, l'amorçage se fait relativement tôt et on assiste à une propagation stable de la fissure jusqu'au moment où cette fissure se propage de manière instable menant à la rupture complète de l'éprouvette.



(a)



(b)

Figure 3-13 : Résultats des essais de flexion 3-points menés sur des éprouvettes de 40x40x160 de béton R30A7 sec, (a) exemple de courbes expérimentales où l'on distingue une non-linéarité progressive sur (b) le graphe présentant l'évolution de la vitesse de chargement en fonction de la contrainte appliquée

Il est difficile d'évaluer le chargement qui a provoqué l'amorçage d'une fissure, et par conséquent, d'identifier les paramètres de Weibull représentatifs de cette population de défauts puisque la contrainte maximale atteinte au cours de l'essai est relativement éloignée de la contrainte d'amorçage. Pour remédier à ce problème, nous avons mené cette même étude sur un second lot d'éprouvettes de R30A7 sec dont l'épaisseur a été réduite à 20 mm. Cette réduction a pour but de diminuer l'importance de la propagation stable afin de faciliter l'identification de l'instant d'amorçage de la fissure critique. La largeur étant deux fois plus faible, la cinétique de rupture devrait être beaucoup plus rapide : la fissure créée devrait être tout de suite instable et mener à la rupture. Les conditions d'essais ont été conservées et l'approche statistique a été utilisée pour caractériser la population de défauts. Ces éprouvettes ont subi un processus de séchage identique. 15 essais ont été réalisés et

quelques courbes expérimentales sont présentées sur la Figure 3-14a et 3-14b. Comme nous pouvions nous y attendre, les courbes expérimentales montrent des ruptures plus fragiles où nous pouvons plus aisément évaluer la contrainte d'initiation du défaut qui a mené à la rupture complète. Nous avons donc procédé à l'approche statistique en classant les essais selon leur résistance (Fig. 3-14c) et en identifiant le module de Weibull à partir de ces données (cf. Fig. 3-14d).

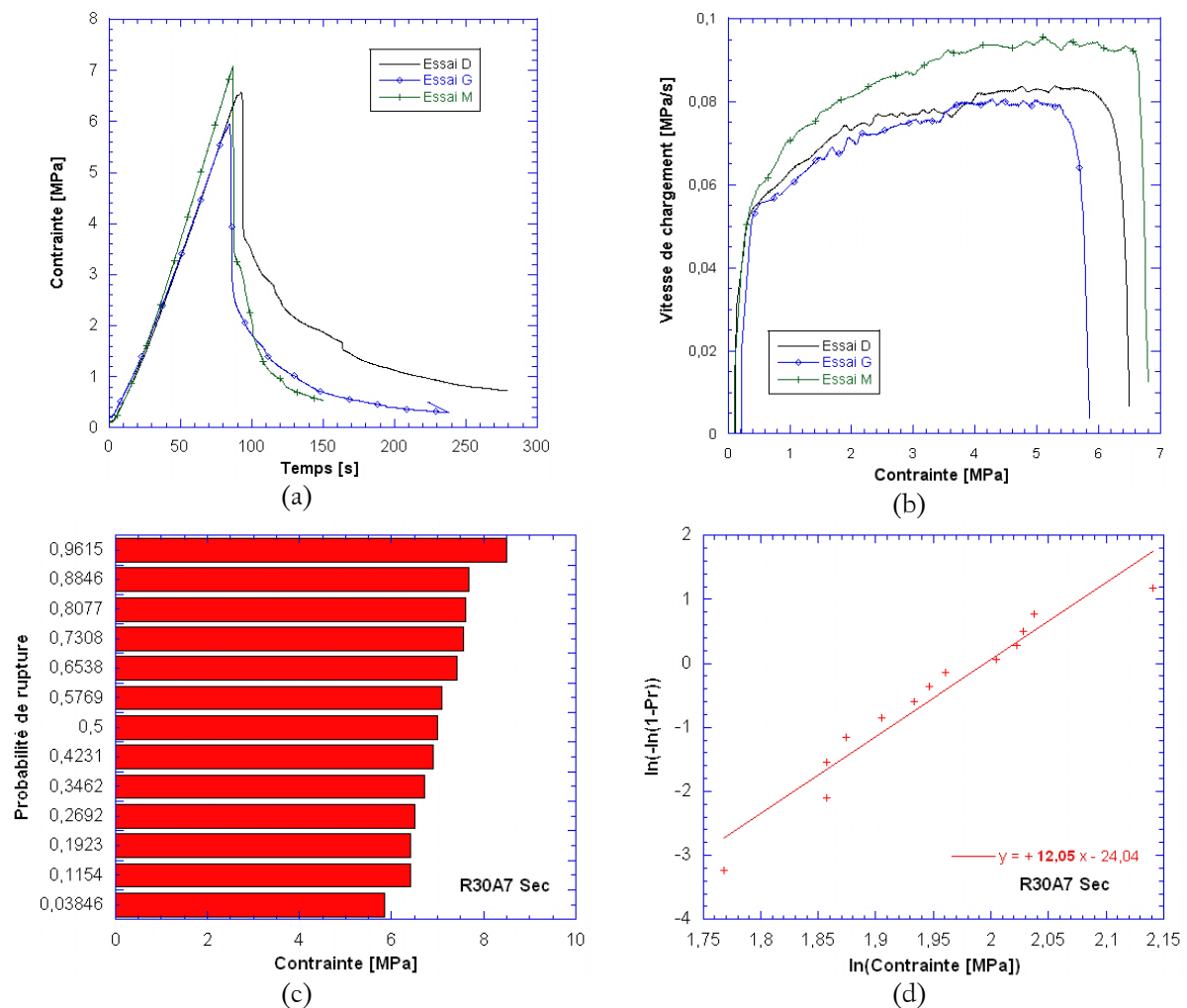


Figure 3-14 : Résultats des essais de flexion 3-points menés sur le béton R30A7 sec, (a) chargement pour plusieurs essais et (b) évolution de la vitesse de chargement correspondante, (c) probabilité de rupture en fonction de la contrainte de traction appliquée pour l'ensemble des essais et (d) tracé permettant d'identifier le module de Weibull

Un module de Weibull de 12 a été trouvé pour un volume effectif de  $284 \text{ mm}^3$  calculé à partir de l'Eq. (3-13). La contrainte moyenne à rupture est ici égale à 7,05 MPa. Le Tableau 3-3 rassemble les principaux résultats de cette campagne sur le R30A7 sec.

Pour le R30A7 humide, treize essais ont été réalisés sur des échantillons de  $4 \times 2 \times 16 \text{ cm}^3$ . Les éprouvettes présentaient une densité moyenne de  $2330 \text{ kg/m}^3$  et ont été sollicitées à une vitesse de

chargement d'environ 0,05 MPa/s. La Figure 3-15a présente la probabilité de rupture en fonction de la contrainte appliquée. Ces données sont utilisées pour déterminer le module de Weibull du R30A7 humide (cf. Fig. 3-15b).

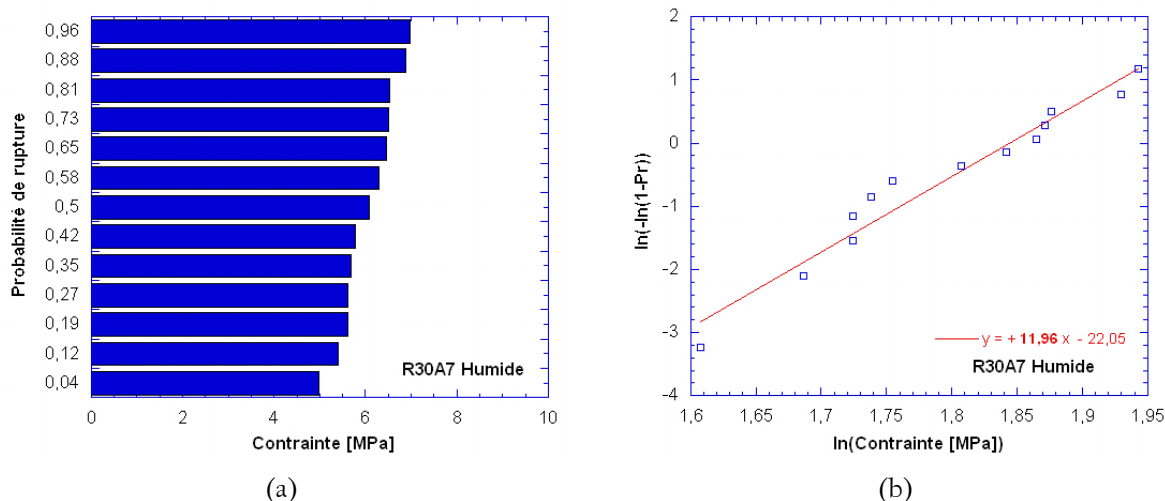


Figure 3-15 : Résultats des essais de flexion 3-points menés sur le béton R30A7 humide, (a) probabilité de rupture en fonction de la contrainte de traction appliquée et (b) tracé permettant d'identifier le module de Weibull

Le module de Weibull du R30A7 humide de 12 est très proche de ceux obtenus pour le MB50. La contrainte moyenne à rupture est ici de 6,0 MPa, ce qui est légèrement inférieur à celle du microbéton. Il faut toutefois relativiser au vu du plus grand volume sollicité. Les principaux résultats sont reportés dans le Tableau 3-3.

Tableau 3-3 : Récapitulatif des paramètres déterminés pour le R30A7

Essais	R30A7	Dimensions (mm <sup>3</sup> )	m	$\sigma_w$ (MPa)	$V_{eff}$ (mm <sup>3</sup> )
Flexion	Humide	40x20x160	12	6,0	284
Flexion	Sec	40x20x160	12	7,1	284

On pourra noter que ces résultats sont très proches de ceux obtenus sur le MB50. En effet, si l'on estime la résistance du MB50 pour les mêmes volumes que ceux reportés dans le Tableau 3-3, on obtient 5,5 MPa et 8,4 MPa respectivement pour le MB50 humide et pour le MB50 sec.

De plus, on constate une similitude des modules de Weibull pour les bétons secs et humides. On peut donc considérer que la population de défauts est similaire et que seul l'amorçage de ces défauts est modifié par la présence d'eau libre.

### 2.2.d. Validation de l'approche statistique de Weibull pour le R30A7

Comme dans le cas du MB50, nous avons procédé à plusieurs essais de traction directe quasi statiques. Le nombre relativement limité d'essais permet d'évaluer la résistance du béton pour ce volume et de vérifier que ces résultats sont proches des prévisions réalisées grâce au modèle de Weibull. Pour ces essais comme pour ceux effectués sur le MB50, deux LVDT et une jauge de déformation ont été utilisés. Les signaux expérimentaux d'un essai mené sur le R30A7 sec sont présentés sur la Fig. 3-16. Un bon accord est constaté entre les mesures des LVDT et de la jauge jusqu'à 75% de la charge à rupture. Les éprouvettes de R30A7 sec et humide ont atteint respectivement 2,5 MPa et 2,8 MPa pour des vitesses de déformation allant de  $10^{-5}$ /s à  $2.10^{-5}$ /s. Les modules d'Young moyens déterminés à partir des signaux de jauges et de LVDT s'élèvent à 38,5 GPa et 32 GPa respectivement pour les bétons humides et secs.

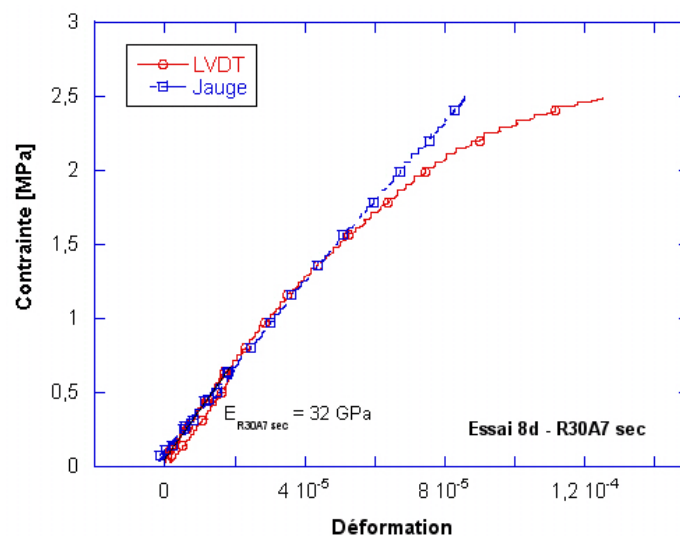


Figure 3-16 : Courbe expérimentale obtenue à partir des signaux de jauges et des LVDT – Essai 8d sur R30A7 sec

Comme pour le MB50, on peut évaluer l'aptitude du modèle de Weibull à décrire l'effet d'échelle. Moins de données expérimentales sont disponibles dans la littérature pour le béton R30A7. Nous avons reporté, sur la Figure 3-17, les résistances obtenus lors des essais de flexion et de traction directe (valeur moyenne de 5 essais pour le béton humide, 1 seul essai pour le béton sec) réalisés au LPMM

ainsi que le résultat en traction obtenu sur le R30A7 sec par Gabet [2006] en fonction des volumes effectifs testés. On peut voir que la loi de Weibull permet de décrire correctement la diminution de la résistance avec l'augmentation du volume pour le R30A7 Humide (environ 0,5 MPa de différence). Les résultats sont en bon accord avec l'essai de Gabet [2006] dans le cas sec. Notons que l'essai réalisé sur le R30A7 sec au LPMM en traction directe a montré une rupture au niveau du collage ce qui peut expliquer l'écart constaté.

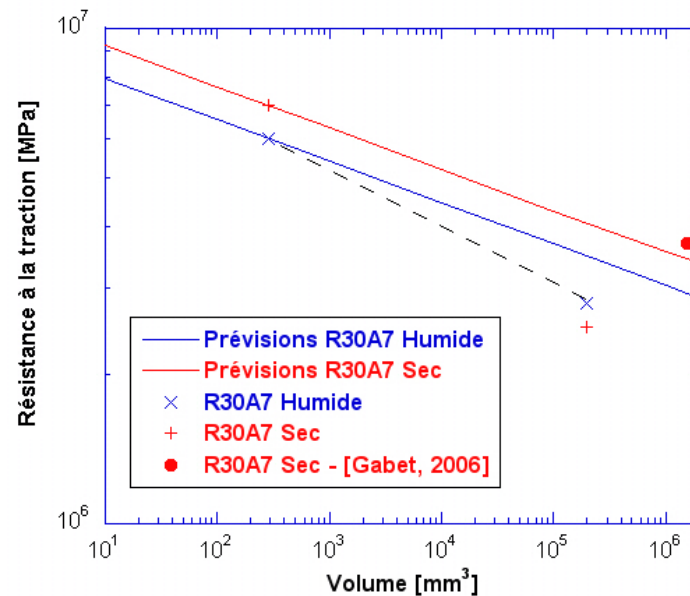


Figure 3-17 : Comparaison des résultats expérimentaux de flexion et traction quasi statique avec les prévisions du modèle de Weibull

### Différence de résistance entre les bétons secs et humides

En traction quasi statique, nous observons un effet positif du séchage : même si les rigidités sont plus faibles à cause de la micro fissuration provoquée par la dessiccation, la résistance du béton sec est supérieure à celle du béton humide. Cet effet, déjà observé dans la littérature est liée à la présence d'eau libre [Pihlajavaara, 1974 ; Brooks and Neville, 1977 ; Torrenti et al., 1997]. Le processus de séchage induit un retrait de dessiccation qui se traduit, outre la micro-fissuration, principalement par des variations de pressions capillaires (suction) [Bazant et Wittmann, 1982 ; Acker, 1988 ; Yurtdas, 2003 ; Burlion, 2004] qui tendent à pré-contraindre le matériau. D'autres mécanismes a priori moins influents peuvent être mis en cause comme la variation de pression de disjonction ou d'énergie de surface [Bazant et Wittmann, 1982 ; Acker, 1988].

Afin de vérifier que cet effet est uniquement dû à l'influence de l'eau libre et non au processus de séchage, nous avons procédé à 3 essais de flexion sur des éprouvettes qui ont subi successivement des

phases de séchage et de ré-infiltration à l'eau. Les résultats présentés ci-dessous (Fig. 3-18) montrent que les résistances obtenues se trouvent typiquement dans les valeurs relevées pour les bétons humides ( $\sigma_w^{\text{humide}} = 6 \text{ MPa}$ , Fig. 3-18c). On peut donc penser que l'eau ré-infiltrée dans l'éprouvette tendrait à fortement réduire la pression capillaire menant à une diminution notable de la contrainte ultime.

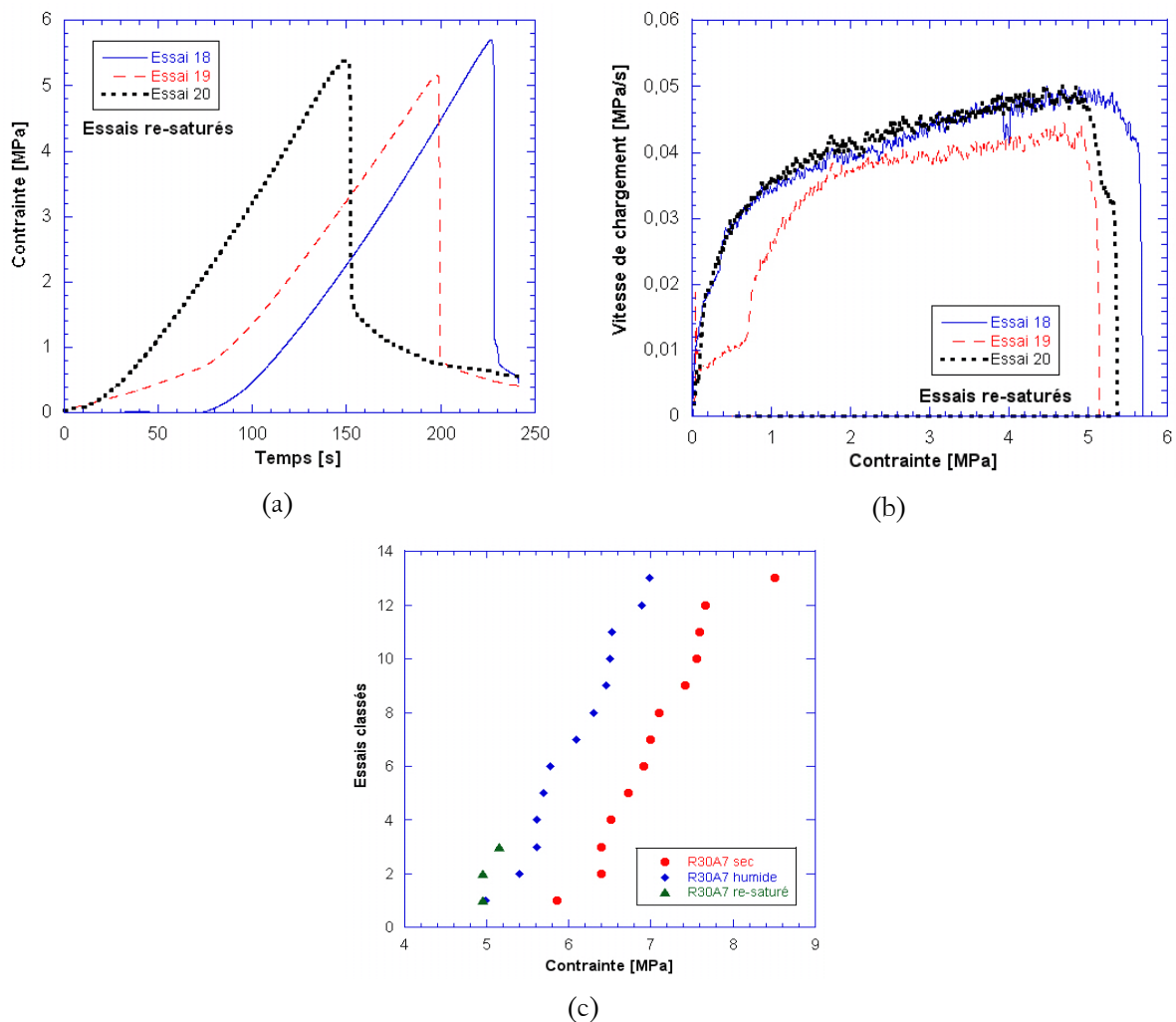


Figure 3-18 : (a) Evolution temporelle du chargement pour les essais de flexion menés sur les éprouvettes de R30A7 re-saturées, (b) courbes de la vitesse de chargement en fonction de la contrainte pour ces mêmes essais, (c) comparaison des résultats obtenus sur éprouvettes sèches, humides et re-saturées



## *Résumé du chapitre 3*

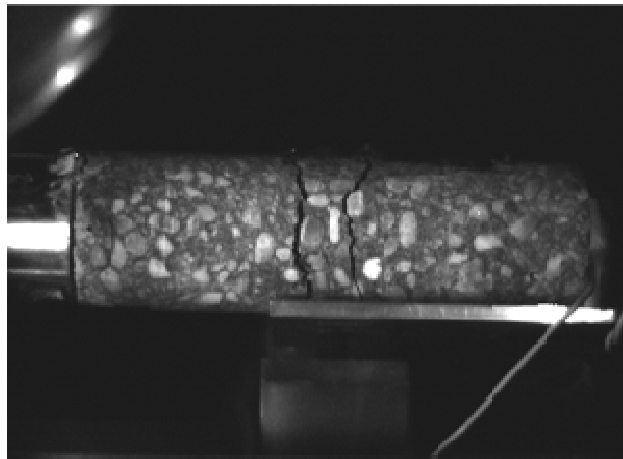
Dans ce chapitre, nous avons présenté les deux bétons qui font l'objet de l'étude. L'un appelé microbéton, le MB50, et l'autre plus standard, le R30A7. Observés au microscope électronique à balayage, leur microstructure laisse apparaître un grand nombre de microfissures présentes dans le matériau à l'état vierge (avant tout chargement) qui résulte de la dessiccation. La longueur typique de ces fissures est de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$  et leur ouverture caractéristique atteint quelques microns. D'autre part, les principales caractéristiques mécaniques en compression et compression confinée des deux bétons avaient été présentées au chapitre 2. Afin de compléter cette caractérisation quasi statique, plusieurs essais de flexion-3 points et de traction ont été menés au LPMM. Ces essais ont permis d'évaluer la résistance de ces deux bétons et de constater de fortes similitudes en traction même si leur résistance en compression simple est assez différente. On notera de plus qu'il existe un écart entre béton sec et béton humide qui est plus important que celui qui sépare les deux bétons possédant la même hygrométrie. Même si l'on ne distingue au microscope aucun endommagement supplémentaire sur la peau des bétons secs par rapport aux bétons humides, la différence de module d'Young montre qu'il y a bien un effet non négligeable lié au processus de séchage. Notons que cet effet ne peut expliquer l'effet positif du séchage sur la résistance en traction quasi statique. L'explication de cette différence entre béton sec et béton humide pourrait résider dans l'augmentation de la succion capillaire provoquée par le séchage, effet qui s'annule lorsque l'éprouvette est saturée (ou re-saturée).

Le modèle de Weibull a été présenté. Cette approche permet de modéliser le comportement fragile en traction quasi statique en décrivant la population de défauts à l'origine de la rupture. Les résultats d'essais obtenus sur deux volumes différents ont permis d'identifier les paramètres de Weibull et ont fait apparaître un effet d'échelle compatible avec celui prévu par le modèle de Weibull.

Afin de quantifier l'influence de la vitesse de déformation sur la résistance en traction, nous avons ensuite procédé à des essais de traction directe dynamique et des essais d'écaillage aux barres de Hopkinson. Ces campagnes expérimentales font l'objet du chapitre 4.

## Chapitre 4

# Etude expérimentale de la traction dynamique des bétons





L'étude des données expérimentales disponibles dans la littérature (cf. chapitre 2) a mis en exergue une dispersion des résultats expérimentaux obtenus sur les bétons en dynamique rapide. Alors que les tendances sont similaires pour les données rassemblées jusqu'à 1/s, des DIF ( $\sigma_{dyn}/\sigma_{statique}$ ) de 5 à 10 sont relevés pour une vitesse de déformation de  $10^2/s$  selon les auteurs. Ce chapitre a donc pour ambition de présenter des configurations permettant d'obtenir des informations les plus précises possibles sur le comportement du béton en dynamique. Tout d'abord, le montage de traction directe utilisé au chapitre précédent pour caractériser les matériaux d'études en quasi statique a été appliqué lors d'essais de traction directe dynamique. Une campagne expérimentale a permis d'investiguer la sensibilité de la résistance en traction dynamique des bétons secs et humides pour des vitesses de chargement allant jusqu'à environ 20 GPa/s et de comparer ces résultats à ceux de la littérature. Par la suite, nous avons entrepris la caractérisation du comportement en traction dynamique des bétons en mettant en place une configuration permettant d'accéder à plusieurs informations importantes comme la vitesse des ondes unidimensionnelles, le module d'Young dynamique (celui-ci a en effet, selon certains auteurs, tendance à varier légèrement avec la vitesse de chargement), la vitesse de déformation locale et la contrainte maximale atteinte au cours de l'essai. À l'aide de simulations numériques, nous avons évalué les méthodes existantes pour identifier la résistance dynamique de l'éprouvette. Nous présenterons ensuite les résultats obtenus sur le microbéton MB50 avec des éprouvettes sèches et humides. Le béton R30A7 étant composé de granulats quasi centimétriques, nous verrons alors comment l'outil numérique nous a permis de trancher sur l'applicabilité de la technique à ce type de béton.

## 1. Traction directe dynamique

### 1.1. Présentation du dispositif expérimental

L'expérimentation en traction dans la gamme de vitesse de déformation  $10^{-4} - 1/s$  est assez peu usitée dans la littérature. En effet, en plus de devoir composer avec les problèmes précédemment décrits pour la traction directe, il est nécessaire de disposer de moyens expérimentaux hors-normes. La machine d'essais utilisée doit pouvoir atteindre des charges de plusieurs dizaines de kN pour des vitesses de traverse très élevées (typiquement de l'ordre du m/s). Une machine de ce type équipe le LPMM (cf. Figure 4-1) : le prototype ZWICK installé à Metz est une machine d'essais hydraulique qui présente la particularité de mettre en œuvre un vérin rotatif pour réaliser des essais de torsion (angle maximum atteignant  $90^\circ$  et vitesse de rotation maximale de  $2000^\circ/sec$ , couple maximal d'environ

1500 Nm [Faure, 1997]) et un vérin linéaire de traction-compression pouvant atteindre une charge nominale de 100 kN à 10 m/s. En pratique, l'utilisation d'une vitesse de traverse nominale supérieure à environ 4 ou 5 m/s peut être à l'origine de perturbations : une mise en vibration du dispositif de mesure de force peut générer des oscillations d'amplitudes importantes qui rendent très difficile le dépouillement correct de l'essai.



Figure 4-1 : Machine hydraulique rapide du LPMM lors d'un essai de traction directe dynamique

L'essai de traction directe présenté au chapitre précédent a été appliqué. L'instrumentation mise en œuvre est principalement composée de capteurs LVDT qui effectuent des mesures de déplacement de part et d'autre de l'éprouvette, d'une caméra rapide utilisée pour visualiser la rupture dynamique du cylindre de béton et d'un capteur de force (Figure 4-2a) spécialement dimensionné et instrumenté de jauges et étalonné en quasi statique. Les valeurs de forces données par ce dispositif valident la mesure de force faite par la machine (cf. Figure 4-2b) : même si on constate un décalage temporel, la forme, l'amplitude et la durée du chargement sont en bon accord. Certains essais ont été menés en ajoutant une jauge sur l'éprouvette ou encore un extensomètre laser permettant une mesure différentielle de déplacement entre les casques du montage de traction.

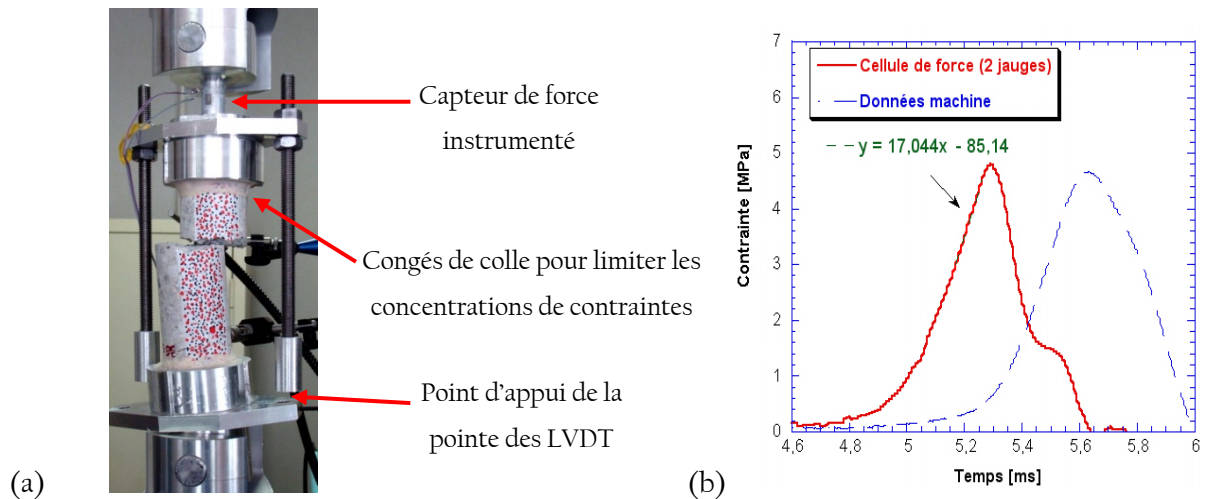


Figure 4-2 : (a) montage de traction directe dynamique et (b) comparaison des forces obtenues par le capteur de force de la machine et le capteur dimensionné au LPMM - essai sur R30A7 sec - 36d

## 1.2. Résultats expérimentaux en traction directe dynamique

Alors que le microbéton MB50 a fait l'objet d'une campagne expérimentale importante en traction directe jusqu'à des vitesses de déformation de 1/s environ [Toutlemonde, 1994], aucune donnée n'est disponible pour le R30A7. Comme nous l'avons vu au chapitre 2, ces essais sont particulièrement intéressants pour montrer l'influence de l'eau libre sur la résistance en traction dynamique. Afin d'étudier ce phénomène 5 éprouvettes de béton humide et 4 sèches ont été sollicitées à des vitesses de déformation d'environ 0,05 et 0,5/s (identifiées à partir de la vitesse de chargement). Le processus de collage durant environ 30 minutes, les éprouvettes de béton humide ont été régulièrement ré-humidifiées afin de perdre un minimum d'eau. Les résultats obtenus montrent la formation d'un ou de deux plans de rupture (cf. Figure 4-3). Aucune rupture n'est intervenue près des surfaces collées témoignant de la qualité du collage. Les points d'initiation de la fissure critique semblent plutôt être liés à des porosités de taille relativement importante (plusieurs millimètres) que l'on retrouve sur les faciès de rupture.

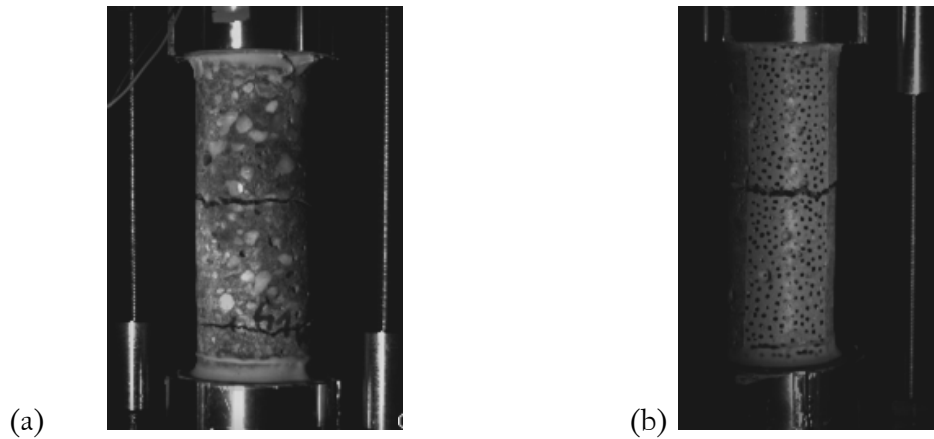
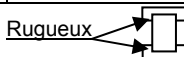


Figure 4-3 : Rupture en traction directe dynamique (a) d'une éprouvette de R30A7 humide (essai 41w) et (b) d'une éprouvette de R30A7 sec (essai 35s, avec mouchetis)

Les essais menés à 0,05/s montrent une influence limitée de l'eau libre puisque tous les résultats obtenus sont très proches (environ 4,5 MPa). À 0,5/s, la différence devient plus tangible, les éprouvettes humides atteignent des résistances maximales de 6 MPa alors que les cylindres de béton sec conservent leur résistance de 4,5 MPa. Ces résultats sont synthétisés dans le Tableau 4-1 et sont reportés sur la Figure 4-4.

Tableau 4-1 : Synthèse des résultats obtenus en traction directe dynamique

Nom de l'essai	Masse volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Instrumentation	Vitesse de déformation (1/s)	Résistance (MPa)
<b>Béton R30A7 humide</b>				
R30A7 – 32w	2356	2LVDT	0,047	4,4
R30A7 – 33w	2376	2LVDT	0,053	4,6
R30A7 – 41w	2376	2J <sub>(cellule)</sub>	0,39	5,9
R30A7 – 42w	2385	1J <sub>(cellule)</sub> + Laser	0,54	5,4 <sub>cell</sub> (5,3)
R30A7 – 43w	2380	2J <sub>(cellule)</sub> + Laser	0,54	5,8 <sub>cell</sub> (5,6)
Moyenne :	2379		0,31	5,2
<b>Béton R30A7 sec</b>				
R30A7 – 34d	2262	2LVDT + 1J <sub>(béton)</sub>	0,052	4,5
R30A7 – 35d	2279	2LVDT	0,029	4,7
R30A7 – 36d	2256	2J <sub>(cellule)</sub> + Laser	0,54	4,8 <sub>cell</sub> (4,7)

R30A7 – 37d	2247	$2J_{(cell)}+J_{(béton)}+Laser$	0,52	4,7 <sub>cell</sub> (4,5)
Moyenne :	2261		0,29	4,7
Collage utilisé pour tous les essais : 				

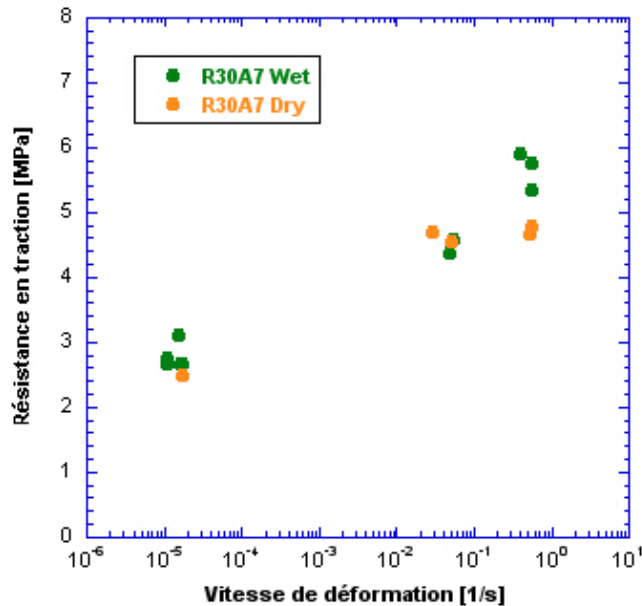


Figure 4-4 : Synthèse des résultats de traction directe quasi statique et dynamique réalisés sur le R30A7

En somme, on peut voir sur les essais les plus rapides que l'augmentation de résistance en traction dynamique semble plus limitée dans le cas du béton sec que dans le cas humide. Cette même observation avait été faite par Toutlemonde [1994] lors de sa campagne sur le microbéton MB50. La différence était alors encore plus marquée. Nous pouvons émettre l'hypothèse que le caractère plus limité de cet écart résulte du séchage à 60°C des éprouvettes utilisée dans cette étude contre 105°C pour Toutlemonde [1994].

Lorsque l'on veut caractériser les bétons en traction aux plus hautes vitesses de chargement, on utilise généralement des essais d'écaillage.

## 2. Essais de traction dynamique par écaillage

### 2.1. Méthodologie proposée

L'essai d'écaillage aux barres de Hopkinson est une technique qui permet d'évaluer la résistance en traction dynamique des bétons. Si ce type d'expérimentation a été mis en œuvre dans



plusieurs laboratoires et pour différents volumes d'éprouvettes, aucune norme n'a été établie concernant la méthode de dépouillement. Nous avons donc entrepris de développer un nouveau banc expérimental d'écaillage au LPMM et de mettre au point une méthode permettant d'extraire un maximum de propriétés du matériau.

### 2.1.a. Montage expérimental

Le principe de base des essais d'écaillage consiste à obtenir un champ de traction dynamique au sein d'une éprouvette en exploitant la réflexion d'une onde incidente de compression sur une surface libre. Une première configuration avait été imaginée par Klepaczko et Brara [2001]. Un nouveau montage a été développé au LPMM faisant intervenir un canon, un projectile cylindrique et une barre de Hopkinson (cf. Figure 4-5). Le canon est composé de plusieurs éléments : un réservoir qui contient le gaz sous pression (ici de l'air comprimé), une vanne rapide et un tube lanceur. Au début de l'essai le projectile cylindrique est inséré au fond du tube. L'ouverture de la vanne rapide libère le gaz sous pression, sa détente propulse le projectile contre la barre de Hopkinson.

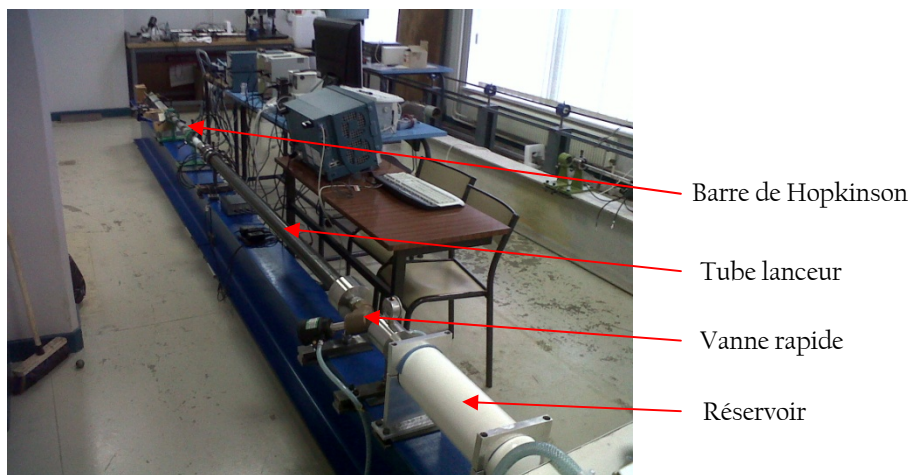


Figure 4-5 : Banc d'écaillage développé au LPMM

Lorsque le projectile impacte la barre, un pulse de compression incident A est généré. Ce dernier se propage le long de la barre jusqu'à atteindre l'interface barre-échantillon, une partie est transmise au corps d'épreuve B, le reste est réfléchi dans la barre à cause de la discontinuité d'impédance mécanique (cf. Figure 4-6). Pour limiter l'amplitude de l'onde réfléchie dans la barre (C), le projectile et la barre ont été réalisés en alliage d'aluminium. L'impédance mécanique de ce matériau est très proche de celle du béton (cf. Equasi statique. (4-1) et (4-2)) ce qui limite la réflexion due à la différence d'impédance à environ 25 % du signal (cf. Annexe 2).

$$Z_{alu} = \rho^{alu} C_0^{alu} = 2700 * \sqrt{72.10^9/2700} = 1,4. 10^7 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1} \quad (4-1)$$

$$Z_{béton} = \rho^{béton} C_0^{béton} = 2300 * \sqrt{35.10^9/2300} = 9,0. 10^6 \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1} \quad (4-2)$$

L'instrumentation disponible pour ces essais est conséquente. Tout d'abord, des faisceaux de photodiodes sont placés au bout du tube lanceur. Le projectile coupe successivement ces signaux lors de son passage ce qui permet de déterminer la vitesse de passage du projectile mais aussi son accélération et ainsi d'évaluer précisément la vitesse d'impact du projectile sur la barre. Sur cette dernière se trouvent des jauges de déformation. Elles ont pour but de mesurer le profil de déformation dû aux ondes incidente et réfléchié dans la barre permettant d'évaluer la qualité du contact barre-éprouvette. Des jauges de déformation peuvent aussi être placées directement sur l'éprouvette de béton. Elles sont toutes reliées à un oscilloscope (bande passante : 500 MHz, fréquence d'acquisition : 10 Géch/s sur 4 voies) et à une carte d'acquisition 8 voies (12 bits, bande passante : 60 MHz, fréquence d'acquisition : 60 Méch/s). Un accéléromètre piézorésistif et un extensomètre laser complètent la liste des appareils de mesure disponibles pour les essais d'écaillage. Le premier est un dispositif miniature encapsulé dans un petit boîtier d'alliage d'aluminium de 10x10x7 mm<sup>3</sup> (environ 2,5 g au total) qui permet de mesurer des accélérations maximales de 600 000 m/s<sup>2</sup>. Il peut être utilisé, comme dans les essais de Schuler et al. [2006], pour déterminer l'allure du signal de vitesse en face arrière qui permet de calculer la résistance dynamique de l'éprouvette. L'extensomètre laser (bande passante : 1,5 MHz) s'appuie sur la technique d'interférométrie pour obtenir directement ce signal de vitesse en face arrière.

Plusieurs essais sans éprouvette ont été menés afin de vérifier l'homogénéité des signaux fournis par tous les dispositifs mis en œuvre : les déformations mesurées par les jauges ont été comparées aux signaux de vitesse fournis par l'accéléromètre et l'extensomètre laser sur la face arrière de la barre. Les résultats d'un essai de ce type sont présentés sur la Figure 4-7. L'écart très faible entre les signaux de jauges, du laser et de l'accéléromètre permet de valider toute l'instrumentation mise en œuvre.

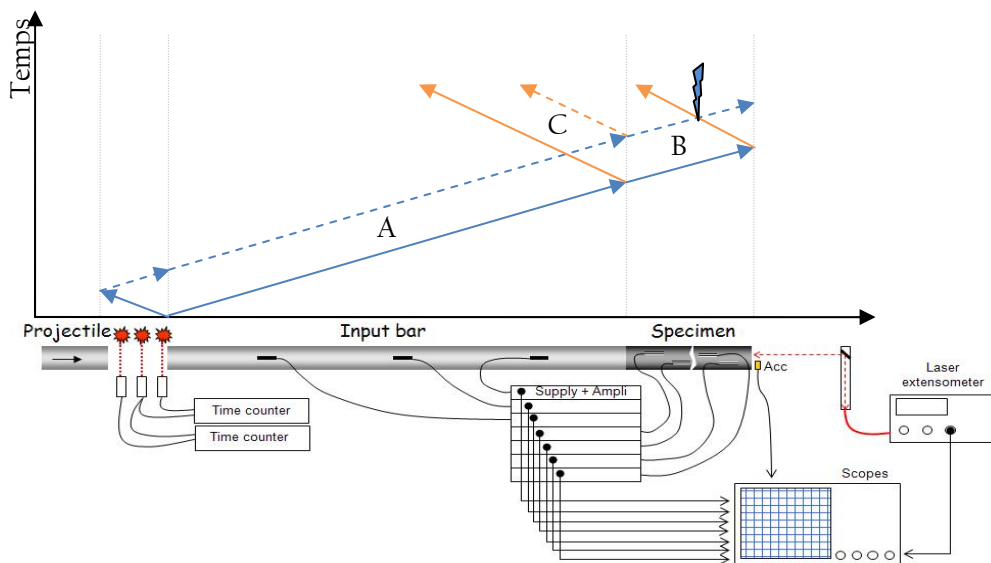


Figure 4-6 : Diagramme de Lagrange de l'essai et schéma du montage et de l'instrumentation utilisée

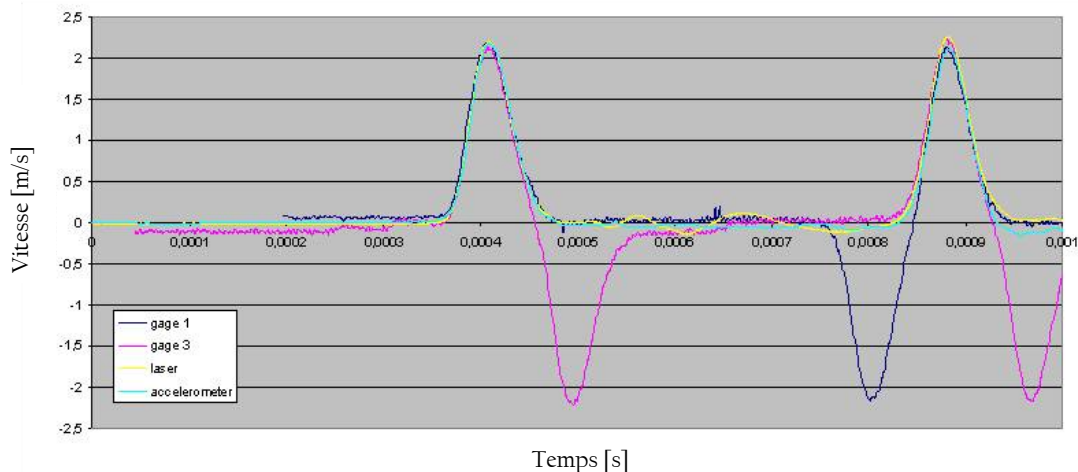


Figure 4-7 : Données expérimentales d'un essai à vide pour valider l'instrumentation : deux jauges sur la barre, l'accéléromètre et l'extensomètre laser

### 2.1.b. Optimisation du chargement

Plusieurs techniques de « pulse shaping » sont utilisées dans la littérature pour tester les matériaux aux hautes vitesses de déformation allant de petits cylindres de cuivre placés entre le projectile et la barre [Frew et al., 2001] à des systèmes bien plus complexes comme le système imaginé par Song et Chen [2004] ou encore celui de Chen et Luo [2004] où deux projectiles sont séparés par un tube élastique dimensionné pour obtenir un double chargement (cf. Figure 4-8).

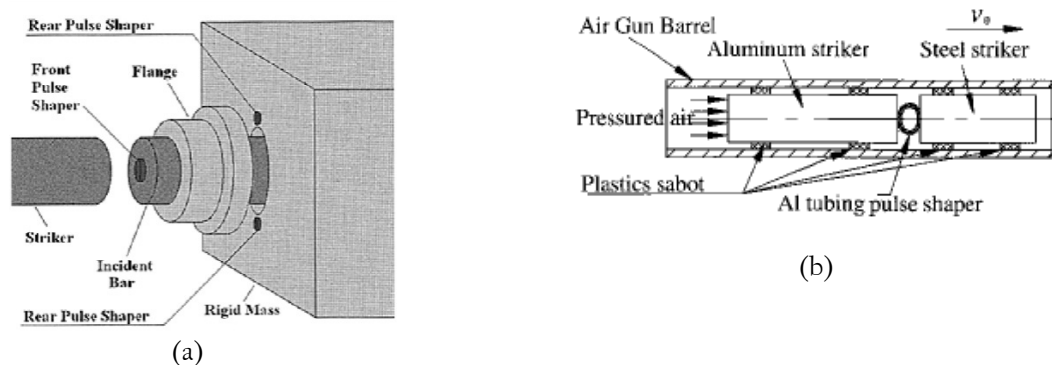


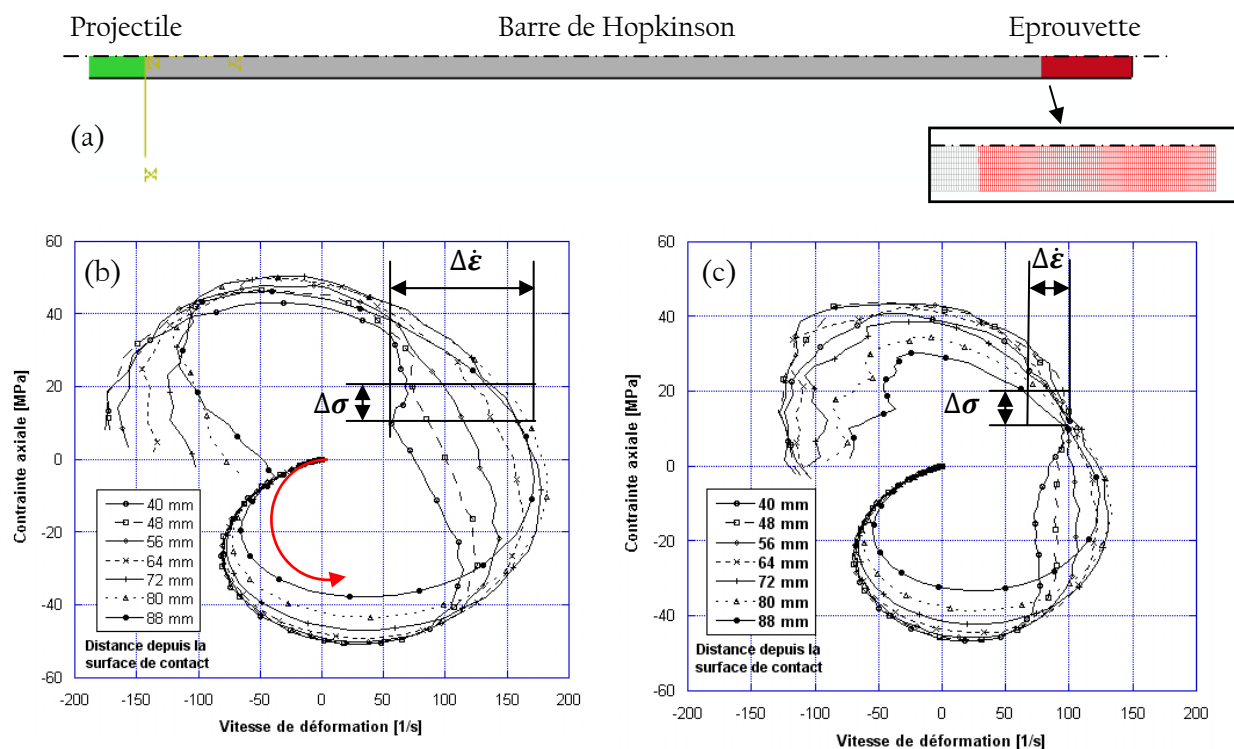
Figure 4-8 : Exemples de systèmes de pulse shaping reportés dans la littérature par (a) Song et Chen [2004] et (b) par Chen et Luo [2004]

Afin de limiter au maximum les perturbations créées par des imperfections de contact entre le projectile et la barre de Hopkinson, nous avons considéré la possibilité d'utiliser des projectiles présentant une surface de contact arrondie. En ajustant la courbure de la surface de contact, il est possible de rattraper d'éventuels défauts d'alignement entre projectile et barre. Afin d'évaluer la pertinence de cette configuration et de déterminer quel rayon de courbure est le plus adapté, des calculs numériques ont été menés sur Abaqus/explicite. L'ensemble du montage (projectile, barre et éprouvette) a été maillé finement (taille caractéristique des éléments : environ 1 mm, 9280 éléments) en axisymétrique afin de réduire le temps de calcul (Figure 4-9a). Un comportement élastique a été utilisé aussi bien pour le projectile et la barre que pour l'éprouvette. L'observation des effets de l'optimisation géométrique du projectile doit donc être restreinte aux valeurs relativement faibles de contrainte axiale de traction.

À la lumière de ces calculs, nous avons pu voir que la modification géométrique de la face de contact du projectile permet d'obtenir une onde de chargement plane : au milieu de la barre par exemple, l'écart en terme de contrainte axiale entre la surface et le cœur de la barre atteint moins de 2 % et ce même écart atteint moins de 4 % pour l'éprouvette. Néanmoins, cette modification a eu un effet remarquable sur l'homogénéité du chargement dans l'éprouvette. La Figure 4-9b présente l'évolution des contraintes axiales à différents points le long de l'éprouvette en fonction de la vitesse de déformation considérant un projectile à bout plat qui impacte la barre de Hopkinson à une vitesse de 10 m/s. Ce graphe qui présente une forme originale d'escargot permet de caractériser le chargement qui évolue très rapidement au cours de l'essai d'écaillage. On peut voir que dans la zone qui nous intéresse, c'est-à-dire lorsque la contrainte passe en traction jusqu'à environ 20 MPa, la vitesse de déformation est très hétérogène (allant de 50/s à 180/s). Nous avons donc testé plusieurs formes de projectiles à différentes vitesses d'impact pour trouver la configuration optimale qui correspond à un rayon de courbure de 1,69 m pour la face d'impact du projectile. Cette géométrie a un effet

spectaculaire sur l'homogénéité du chargement de traction dynamique généré au cours de l'essai pour les deux vitesses testées de 10 m/s (cf. Figure 4-9c) et de 6 m/s (cf. Figure 4-9d). Dans ces deux cas on constate une amélioration de l'homogénéité du chargement entre 10 et 20 MPa. Le champ de vitesse de déformation lorsque la contrainte maximale atteint 20 MPa est présenté sur les Figure 4-9e et Figure 4-9f respectivement pour le cas du projectile à bout plat et du projectile à bout arrondi. De nouveau, l'amélioration de l'homogénéité du chargement apparaît clairement. Cette amélioration n'est pas anodine. En effet, l'utilisation de jauges de déformation dans un essai transitoire comme l'essai d'écaillage nécessite que l'on s'assure de l'homogénéité du chargement sur la zone couverte par la jauge sans quoi la mesure fournie ne correspondrait qu'à une moyenne filtrée. En s'assurant ainsi de l'homogénéité du chargement sur plusieurs dizaines de millimètres, on autorise l'utilisation de jauges de déformation pour béton de longueur 20 ou 30 mm.

Un rayon de courbure permettant d'obtenir un champ de traction dynamique très homogène a été déterminé par simulation numérique, nous pouvons maintenant nous intéresser à la méthode de dépouillement que nous utiliserons pour la campagne expérimentale d'écaillage.



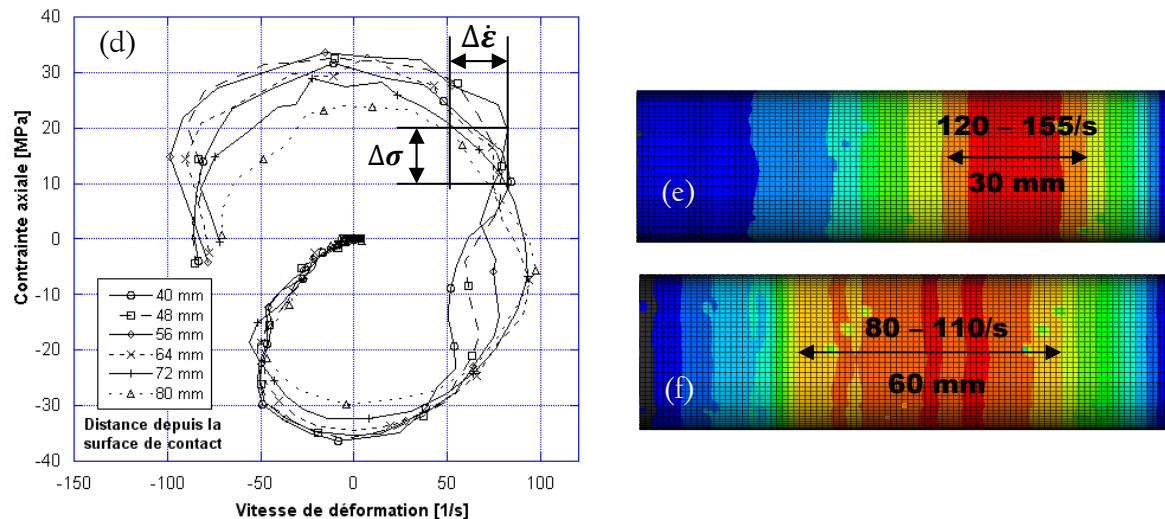


Figure 4-9: (a) Maillage axisymétrique utilisé pour identifier la géométrie optimale du projectile, (b) courbe de chargement pour un projectile plat impactant la barre à 10 m/s, (c) même courbe pour le projectile arrondi impactant à 10 m/s et (d) impactant à 6 m/s. (e) et (f) montrent le champ de vitesse de déformation lorsque la contrainte maximale dans l'éprouvette atteint 20 MPa respectivement pour le projectile plat et pour la géométrie de projectile retenue

### 2.1.c. Dépouillement de l'essai d'écaillage

Plusieurs approches ont été utilisées dans la littérature (cf. chapitre 2) pour déterminer la résistance dynamique d'éprouvettes de béton lors d'essais d'écaillage. Nous allons discuter trois d'entre elles qui sont répandues et potentiellement transposables à nos essais. Ces trois méthodes sont présentées ci-dessous.

- Méthode A.

La première méthode discutée est celle proposée par Klepaczko et Brara [2001] et utilisée depuis par Wu et al. [2005] pour des essais menés sur les bétons et par Gálvez et al. [2002] pour tester de longs barreaux de céramique en traction dynamique. Cette méthode s'appuie sur l'hypothèse que le matériau présente une réponse élastique fragile. Après chaque essai, on relève la position moyenne du plan de rupture le plus proche de la face arrière (supposé comme étant celui formé en premier). À partir des signaux incident et réfléchi de la barre de Hopkinson mesurés par les jauges, on déduit le signal transmis  $\sigma_c$  à l'éprouvette de béton. Ce pulse transmis permet de reconstruire l'historique du chargement axial dans l'éprouvette avant le début de l'endommagement en calculant la superposition des ondes incidentes  $\sigma_c$  et du pulse de traction réfléchi sur le bord libre  $\sigma_t$ . Ces auteurs supposent que la résistance en traction dynamique  $\sigma_F$  correspond à la contrainte maximale au moment où l'onde a son extremum au niveau du plan de rupture (cf. Figure 4-10).

Cette méthode présente plusieurs points critiquables. Tout d'abord, la résistance est déduite en considérant que le temps nécessaire au développement de l'endommagement est négligeable. Néanmoins, à ces vitesses de chargement élevées, plusieurs auteurs [Grady et Kipp, 1979; Denoual et Hild, 2000 ; Forquin et Hild, 2010] ont montré qu'à cause de la vitesse limitée de propagation des fissures, la cinétique d'endommagement n'est plus négligeable en dynamique rapide, la contrainte endommagée pouvant ne pas correspondre à la contrainte élastique. Ajoutons que cette méthode est basée sur la localisation d'un plan de rupture mais nous verrons par la suite, grâce aux analyses post mortem d'essais d'écaillage, que l'endommagement ne se limite pas aux plans de rupture macroscopique qui scindent l'éprouvette mais que l'on observe souvent une multi-fissuration au cœur de l'éprouvette sur plusieurs centimètres. Enfin, la superposition des ondes élastiques incidente  $\sigma_c$  et réfléchi  $\sigma_t$  sur le bord libre génère un chargement de traction dynamique qui évolue très vite (plusieurs MPa/ $\mu$ s) ce qui, mêlé à l'incertitude sur la position du plan de rupture peut mener à des résultats qui varient beaucoup.

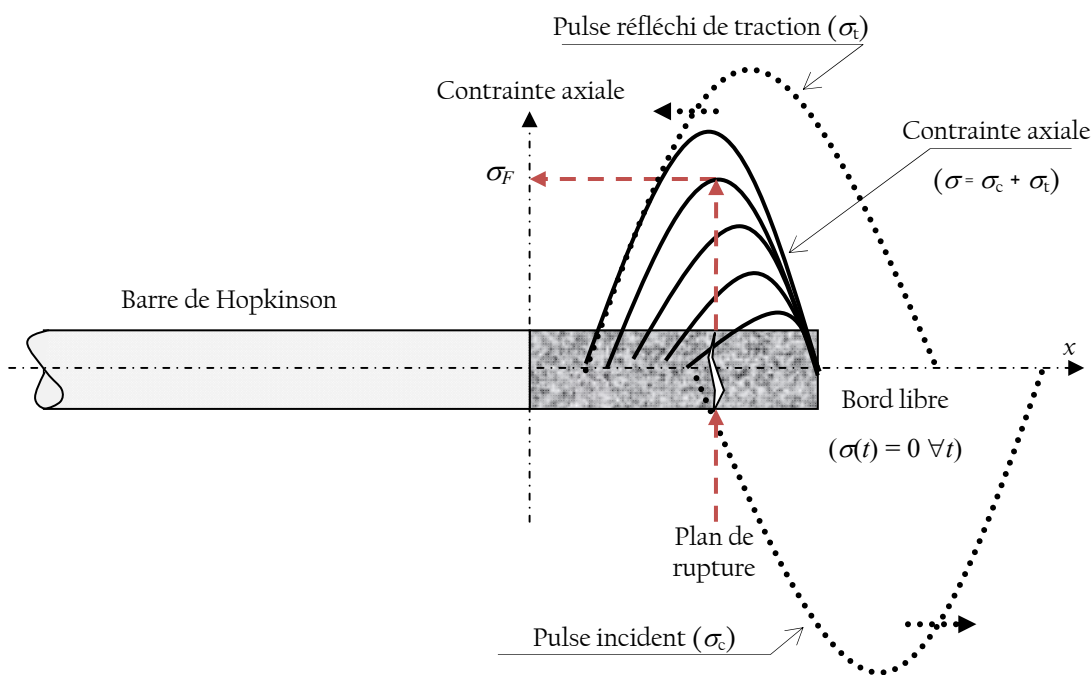


Figure 4-10 : Principe de la méthode A

- Méthode B.

La seconde méthode a été proposée par Klepaczko et Brara [2001]. Cette méthode consiste à évaluer la vitesse de séparation des fragments  $V_{séparation}$  à partir d'images successives obtenues par

des capteurs CCD. La résistance dynamique est alors déduite de l'équation suivante tirée de l'analyse unidimensionnelle des ondes élastiques :

$$\sigma_{dyn}^B = \rho C_0 V_{séparation} \quad (4-3)$$

Cette méthode est donc basée sur la mécanique des ondes. Néanmoins, il faut préciser que les images successives permettent d'évaluer une vitesse résiduelle stabilisée de chacun des fragments et non pas la vitesse à l'instant de la rupture. Cette vitesse n'est d'ailleurs pas homogène le long de l'éprouvette. Enfin nous noterons que, pour un endommagement diffus, le comportement du matériau n'est plus élastique linéaire, les équations valables pour un milieu élastique ne peuvent plus être appliquées.

- Méthode C.

La troisième et dernière méthode est dérivée des essais d'écaillage par impact de plaque sur les matériaux métalliques. Transposée par Schuler et al. [2006] aux bétons, elle utilise une approximation acoustique linéaire proposée par Novikov et al. [1966] :

$$\sigma_{dyn}^C = \frac{1}{2} \rho C_0 \Delta V_{pb} \quad (4-4)$$

Dans cette relation  $\Delta V_{pb}$  est appelé *pullback velocity* (cf. Figure 4-11) et correspond à la différence entre la vitesse maximale atteinte et la valeur de vitesse au niveau du rebond provoqué par un endommagement proche de la face libre. Nous noterons ici que cette méthode présuppose que le matériau soit linéairement élastique entre la face arrière et le plan endommagé le plus proche qui initie le rebond.

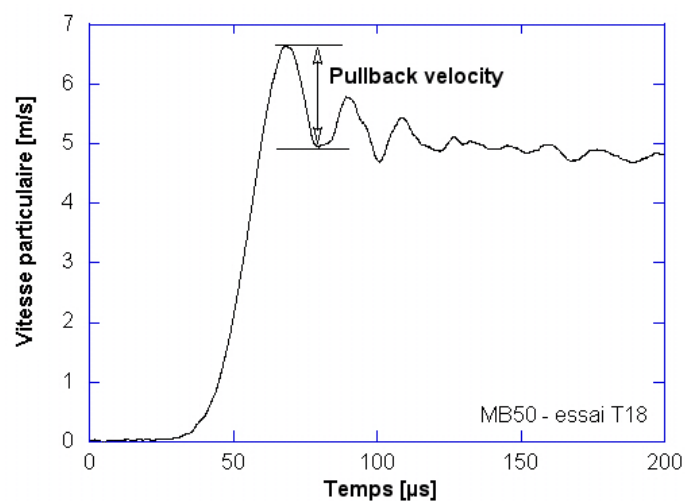


Figure 4-11 : Signal de vitesse en face arrière au cours d'un essai d'écaillage

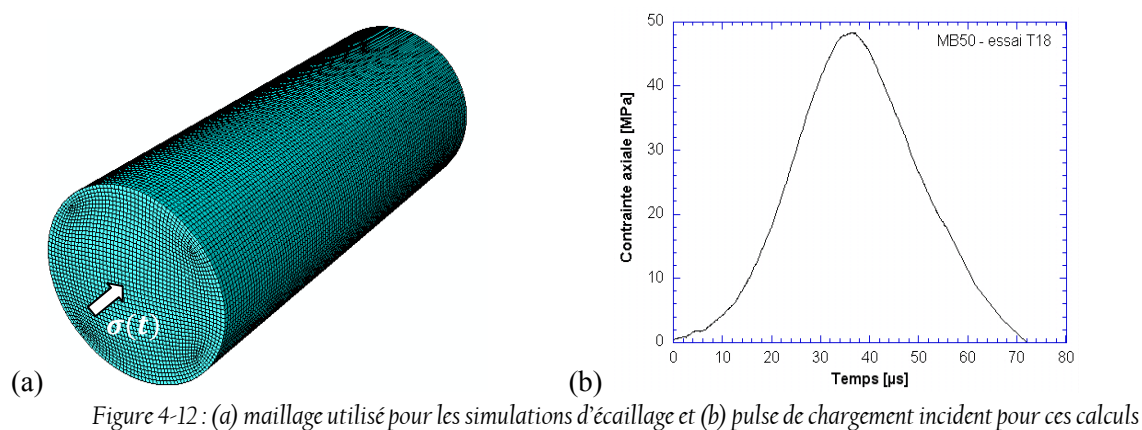


Ces trois méthodes ont été appliquées dans la littérature mais leur aptitude à évaluer la résistance dynamique d'écaillage doit être vérifiée. Pour cela, plusieurs simulations numériques ont été conduites afin de discuter de la validité de chacune des approches présentées.

### Comparaison des méthodes disponibles

Pour évaluer ces méthodes, des simulations numériques par éléments finis de l'essai d'écaillage ont été menées. Afin de s'affranchir des problèmes de contact et de réflexions d'ondes, seule l'éprouvette cylindrique de béton ( $\varnothing = 46 \text{ mm}$  et  $L = 120 \text{ mm}$ ) a été finement maillée par des éléments hexaédriques C3D8R d'environ  $1 \text{ mm}^3$  (cf. Figure 4-12a) et a été chargée par un pulse obtenu à partir de données expérimentales d'essais préliminaires (MB50 – T18, Figure 4-12b).

La méthode A a été évaluée en premier. Puisque celle-ci est basée sur un déplacement rapide du pic de chargement dans l'éprouvette, nous avons réalisé une simulation numérique en considérant le béton comme parfaitement élastique. Sur la Figure 4-13 est représenté le champ de contrainte axiale à différents instants de l'essai (de  $50 \mu\text{s}$  à  $75 \mu\text{s}$ ). D'une part, on constate une augmentation rapide du niveau de contrainte ( $5 \text{ MPa}/\mu\text{s}$  environ). D'autre part, on relève un très faible déplacement de la position du pic de contrainte dans l'éprouvette entre  $67 \mu\text{s}$  et  $71 \mu\text{s}$ . En somme, en prenant en compte la position moyenne du plan de rupture de notre éprouvette relevée après essai situé entre  $82$  et  $88 \text{ mm}$  (partie haute de la Figure 4-13), il est impossible de donner précisément la résistance dynamique, on peut seulement dire que la contrainte d'écaillage se trouve entre  $0$  et  $20 \text{ MPa}$  (partie basse de la Figure 4-13).



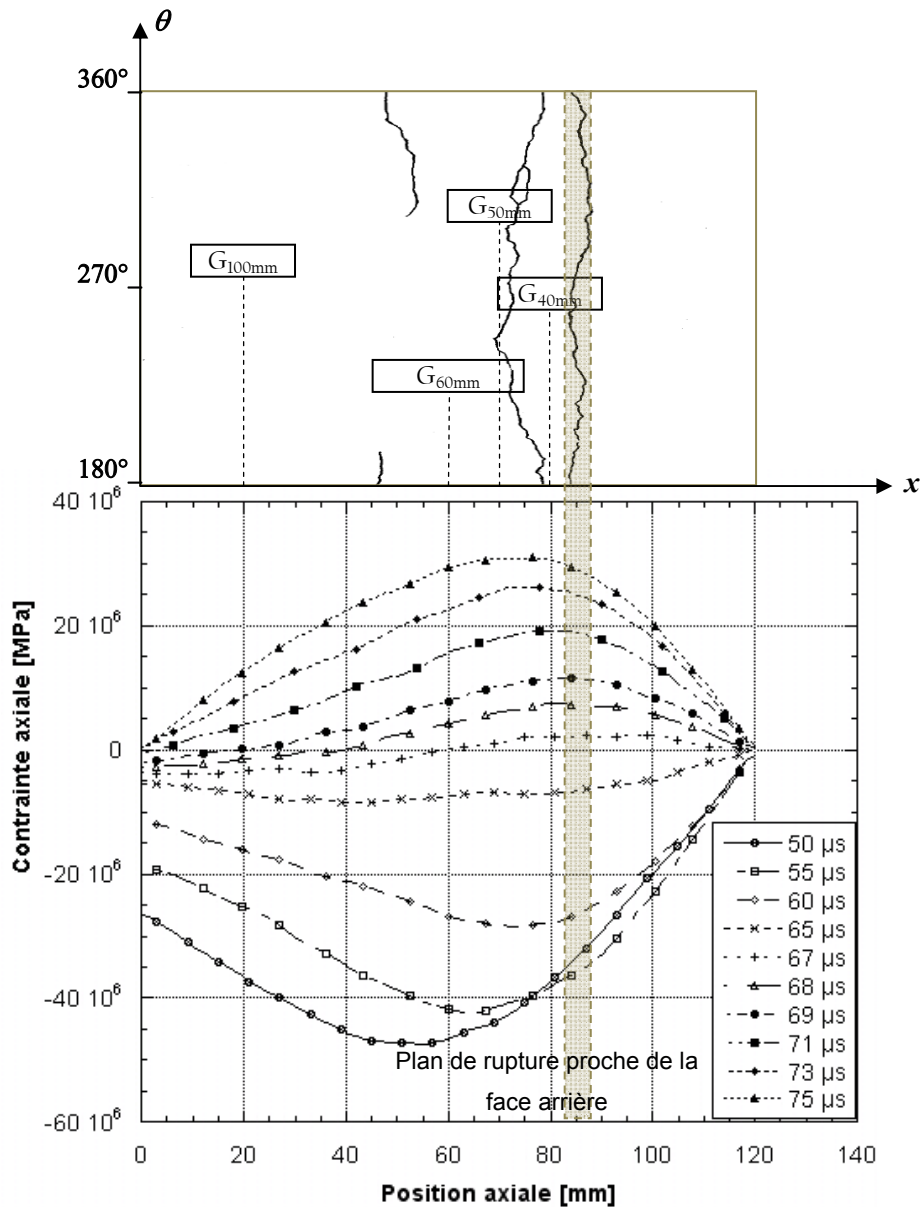


Figure 4-13 : Relevé des fissures le long de l'éprouvette et évolution du champ de contrainte calculé par simulation

Afin d'évaluer les méthodes B et C le plus objectivement possible, d'autres simulations numériques ont été menées. Celles-ci sont basées sur la technique d'érosion (suppression d'une partie des éléments au cours du calcul). Une subroutine utilisateur (VUMAT pour Abaqus/explicite) a été développée afin de simuler la propagation d'une seule ou de plusieurs fissures dans un unique plan de rupture de l'éprouvette. Les points d'initiation des fissures et leur vitesse de propagation sont définis arbitrairement. Les fronts de fissures correspondent à des cercles centrés sur le point d'initiation et perpendiculaires à l'axe de révolution de l'éprouvette. Pour chaque calcul, nous avons relevé la valeur maximale de contrainte axiale atteinte dans la section érodée ce qui correspond à la contrainte ultime d'écaillage. Plusieurs positions des points d'initiation, vitesses de fissure et nombre de fissures ont été considérés. Dans chacun des cas, les formules des méthodes B et C, basées respectivement sur la

vitesse de séparation des fragments et sur l'écart entre vitesse maximale et vitesse au rebond, ont été appliquées. Trois cas différents sont présentés sur la Figure 4-14. Les résultats numériques de tous les cas testés sont reportés dans le Tableau 4-2.

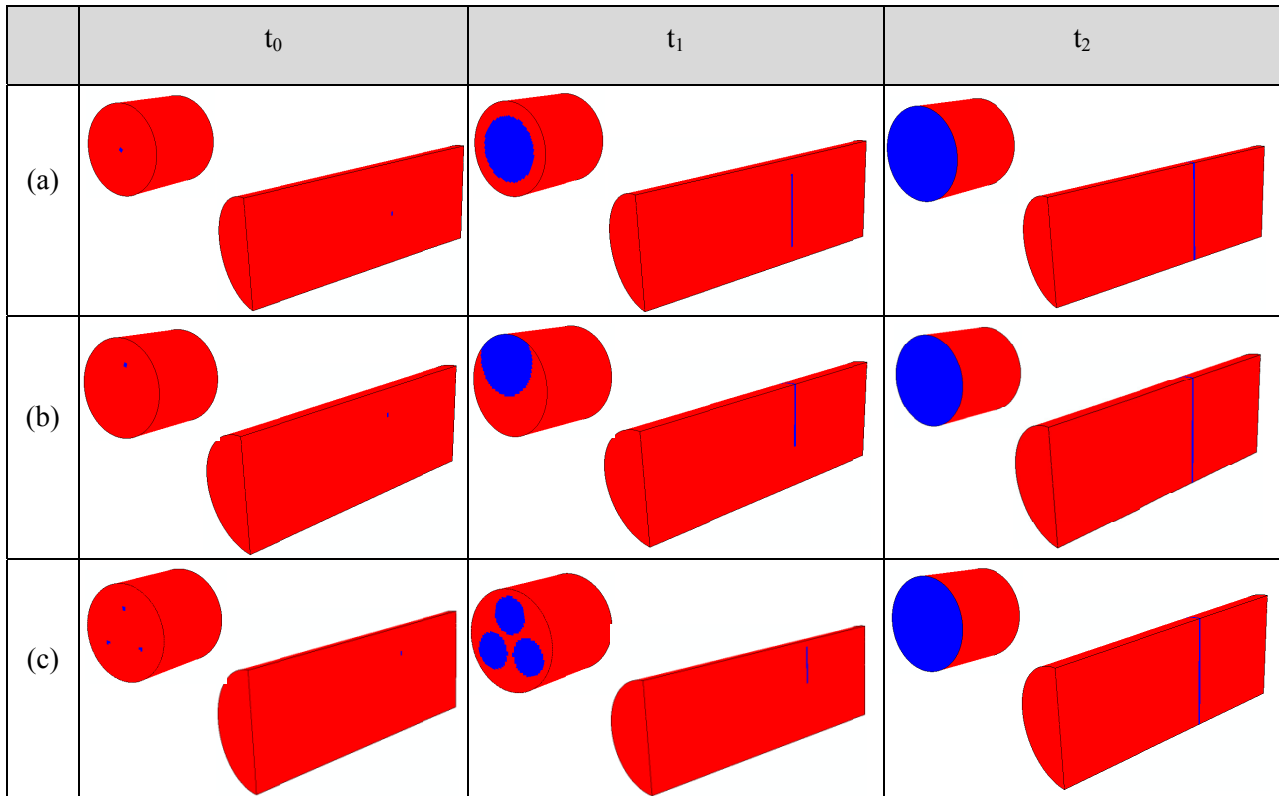


Figure 4-14 : Zones érodées à trois instants différents pour trois configurations testées : (a) un défaut seul est activé au centre de la section, (b) un défaut seul est activé à R/2 et (c) trois défauts à 120° sont activés à R/2.

Tableau 4-2 : Résultats numériques destinés à évaluer les méthodes de dépouillement – endommagement localisé à un plan

Configuration	Plan / face arrière [mm]	$V_{\text{fissure}}$ [m/s]	Contrainte ultime [MPa]	Méthode C [MPa]	Ecart [%]	Méthode B [MPa]	Ecart [%]
1 défaut centré (cas (a), Figure 4-14)	45	760	31,9	33,0	3,5	31,8	0,2
1 défaut centré	60	760	34,3	35,6	3,8	39,7	15,7
1 défaut centré	45	1000	29,0	29,9	3,0	44,9	54,6
1 défaut centré	45	1520	23,2	25,5	9,9	64,6	178
1 défaut à R/2 (cas (b), Figure 4-14)	45	760	30,9	31,8	2,9	36,9	19,3

3 défauts (à 120°) à R/2 (cas (c), Figure 4-14)	45	760	27,5	26,8	2,4	48,6	76,9
3 défauts (à 120°) à R/2	35	760	24,7	24,2	2,0	45,9	85,7

Alors que la méthode C basée sur la formule de Novikov et al. [1966] présente des écarts relativement faibles avec la contrainte ultime relevée dans le plan d'éléments endommagés, la méthode B se montre très approximative.

Ces simulations ont permis d'apprécier l'aptitude des méthodes à évaluer la résistance dans des cas de rupture dynamique localisée, nous avons procédé à d'autres calculs permettant d'évaluer leur précision dans le cas d'un endommagement plus diffus. Dans ce but, une loi d'endommagement simple a été utilisée pour chaque direction principale associée aux contraintes principales  $\sigma_i$  :

$$D_i = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{\langle \sigma_i \rangle}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (4-5)$$

où  $\langle \sigma_i \rangle$  est la partie positive de la contrainte principale de la direction  $d_i$ ,  $m$  et  $\sigma_0$  sont des paramètres qui permettent de modifier la cinétique d'endommagement. On peut ainsi écrire la relation qui lie le tenseur des contraintes  $\Sigma$  à celui des déformations  $\epsilon$  :

$$\epsilon = \mathbf{S}(D_1, D_2, D_3) \Sigma = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} \frac{1}{1-D_1} & -\nu & -\nu \\ -\nu & \frac{1}{1-D_2} & -\nu \\ -\nu & -\nu & \frac{1}{1-D_3} \end{pmatrix} \Sigma \quad (4-6)$$

$(d_1, d_2, d_3)$

$\mathbf{S}$  est le tenseur de souplesse,  $E$  et  $\nu$  sont les paramètres élastiques du matériau non endommagé. Si l'on utilise l'Eq. (4-5) dans une simulation numérique d'un essai d'écaillage (déformation uniaxiale dans les premiers instants puis contrainte uniaxiale), la variable d'endommagement correspondant à la direction axiale évolue de 0 jusqu'à 1 alors que les deux autres variables restent très faibles ( $D_2 \approx D_3 \approx 0$ ). Dans ce cas, l'Eq. (4-6) peut être réduite à :

$$\Sigma_1 = (1 - D_1) \sigma_1 \quad (4-7)$$

avec  $\sigma_1$  la contrainte non-endommagée. Nous ne définissons aucune sensibilité à la vitesse de déformation afin de maîtriser la contrainte ultime  $\Sigma_u$  (cf. Eq.(4-8)) dans l'éprouvette et faciliter la comparaison des méthodes B et C.

$$\Sigma_u = \sigma_0 \left( \frac{1}{m \cdot \exp(1)} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (4-8)$$

Deux tailles de mailles différentes ont été testées et trois exposants  $m$  différents ont été considérés durant les simulations numériques. Le paramètre  $\sigma_0$  a été ajusté pour atteindre une contrainte ultime de 13,7 MPa (cette valeur correspond à l'essai dont le chargement appliqué numériquement est extrait). Le tableau 4-3 rassemble les valeurs des paramètres, la contrainte ultime donnée par la relation (4-8) et la résistance déterminée par les formules des méthodes B et C.

Tableau 4-3: Résultats numériques destinés à évaluer les méthodes de dépouillement – endommagement diffus

Maillage	$m$	$\sigma_0$ [MPa]	$\Sigma_u$ [MPa]	Méthode C [MPa]	Ecart [%]	Méthode B [MPa]	Ecart [%]
Grossier (4 mm)	5	23,1	13,7	14,0	2,9	60,1	339
Grossier (4 mm)	10	19,1	13,7	13,6	1,0	65,6	379
Grossier (4 mm)	20	16,7	13,7	13,1	4,3	64,5	371
Fin (1 mm)	10	19,1	13,7	13,15	4,0	64,7	372

Les résultats numériques obtenus avec ces deux méthodes montrent que la méthode C permet d'obtenir une bonne évaluation de la contrainte ultime alors que la méthode B donne des valeurs beaucoup trop élevées. C'est donc bien la méthode C basée sur l'approximation acoustique de Novikov et al. [1966] qui est retenue puisqu'elle a montré sa validité pour un endommagement localisé comme pour un endommagement diffus.

### Méthode mise au point

Si les simulations numériques ont montré que la déduction de la résistance à partir du profil de vitesse était correcte, nous disposons de deux moyens pour réaliser cette mesure : l'accéléromètre et l'extensomètre laser. L'accéléromètre piézorésistif permet la mesure d'accélération jusqu'à 60 000 g. De plus, ses dimensions sont réduites (environ 1 cm<sup>3</sup> avec son support) et sa masse peu importante (quelques grammes). Ces caractéristiques le rendent particulièrement adapté à la mesure en dynamique. Cette technique a pourtant certains inconvénients. En effet, le bon collage de l'accéléromètre nécessite une colle qui résiste à plusieurs MPa et qui a donc, en général, une prise lente (jusqu'à 24h). De plus, le positionnement du capteur est un élément très important et un léger défaut peut entraîner plusieurs pourcents d'erreur à la mesure. Enfin les calculs numériques d'écaillage ont montré que la face arrière peut atteindre au cours de cet essai une accélération qui dépasse

550 000 m/s<sup>2</sup> ce qui s'approche des limites du capteur. Nous noterons de plus que même si la masse de ce capteur est très limitée, sa présence ne devient plus négligeable lorsque l'on atteint de telles accélérations (une masse de 2,5 g à 550 000 m/s<sup>2</sup> crée localement une force de près de 1,4 kN). Pour ces raisons, nous avons décidé de privilégier l'extensomètre laser. Basé sur l'effet Doppler, ce système de mesure permet de déterminer la vitesse sans contact avec l'éprouvette et en ne perturbant donc aucunement le phénomène observé. Le signal, très précis et sans bruits parasites, permet de déduire précisément la contrainte d'écaillage à partir de la variation de vitesse en face arrière. L'extensomètre laser a pour seul désavantage son utilisation limitée à des mesures de vitesses inférieures à 10 m/s (un deuxième laser qui peut mesurer jusqu'à 20 m/s a été utilisé en complément lors des essais les plus rapides). L'inconvénient majeur de cette méthode est que la mesure de vitesse est ponctuelle (la tâche laser a un diamètre d'environ 20 µm dans la configuration utilisée), ce qui pour un matériau comme le béton, composé de granulats et de sable dans une matrice cimentaire, peut représenter une source d'incertitude importante selon l'endroit où le laser est pointé. Ce désavantage n'est a priori que peu handicapant pour le mortier MB50 qui possède une mésostructure fine.

La méthode de dépouillement mise au point fait intervenir la vitesse en face arrière mais elle tire aussi parti de tous les autres dispositifs de mesure pour extraire un maximum d'informations au cours de l'essai d'écaillage. Nous nous appuyerons ici sur des données obtenues lors d'un essai d'écaillage mené sur une éprouvette de MB50 sec (essai 49s) pour lequel deux extensomètres laser et 3 jauges de déformation ont été utilisés (cf. Figure 4-15a). Nous noterons au passage que l'optimisation numérique de la géométrie du projectile pour homogénéiser le champ de contrainte de traction donne de très bons résultats expérimentaux (cf. Figure 4-15b). L'approche peut être décomposée en 4 étapes :

- **Etape 1 :** Grâce au laser (1) pointant un réflecteur collé sur la surface extérieure proche de l'interface barre-éprouvette, nous pouvons enregistrer l'allure de l'onde transmise à l'éprouvette. Ce pulse se propage le long de l'éprouvette jusqu'à la face arrière où pointe un second extensomètre laser. Un transport d'onde (cf. Figure 4-15c) nous permet de déterminer précisément le temps nécessaire à l'onde pour traverser l'éprouvette. Il est alors possible de déterminer la célérité des ondes de barre  $C_0$  dans le béton (cf. Annexe 2). Cette vitesse peut être utilisée pour calculer le module d'Young dynamique  $E_{dyn}$  en connaissant la masse volumique du matériau  $\rho$  :

$$E_{dyn} = \rho C_0^2 . \quad (4-9)$$

- **Etape 2 :** On relève l'écart entre la valeur maximale et la valeur de vitesse au rebond ( $\Delta V_{pb}$ ) sur le profil de vitesse en face arrière (laser 2). Cette valeur et celle de  $C_0$  (déterminée à l'étape

l) peuvent être injectées dans l'Eq.(4-4) afin d'évaluer la résistance mécanique de l'éprouvette testée.

- **Etape 3 :** Grâce à l'optimisation du chargement de traction dynamique, les déformations passent au même moment en traction avec des vitesses de déformations très proches (Figure 4-15d et Figure 4-15e). Nous noterons que tous les signaux expérimentaux sont reportés sur la Figure 4-15d en contrainte élastique équivalente, c'est-à-dire :

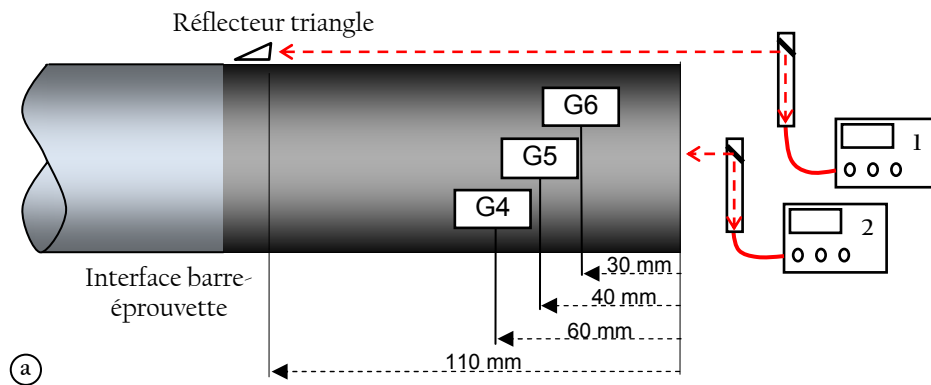
$$\sigma_{eq} = E_{dyn} \varepsilon(t) \text{ pour les jauges,}$$

$$\sigma_{eq} = \rho C_0 V_1(t) \text{ pour le laser 1 et}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{1}{2} \rho C_0 V_2(t) \text{ pour le deuxième extensomètre laser.}$$

Nous pouvons alors reporter sur le graphe la résistance dynamique déterminée à l'étape 2 afin d'identifier l'instant de rupture auquel est atteint cette contrainte ultime.

- **Etape 4 :** À partir du temps de parcours des ondes de bars, on identifie précisément la position du plan endommagé responsable du rebond de vitesse en face arrière. La position de ce plan permet de connaître la jauge la mieux placées pour caractériser la vitesse de déformation. En reportant l'instant de rupture (déterminé à l'étape précédente) sur la Figure 4-15e, nous pouvons évaluer la vitesse de déformation atteinte dans la zone endommagée à l'instant de la rupture.



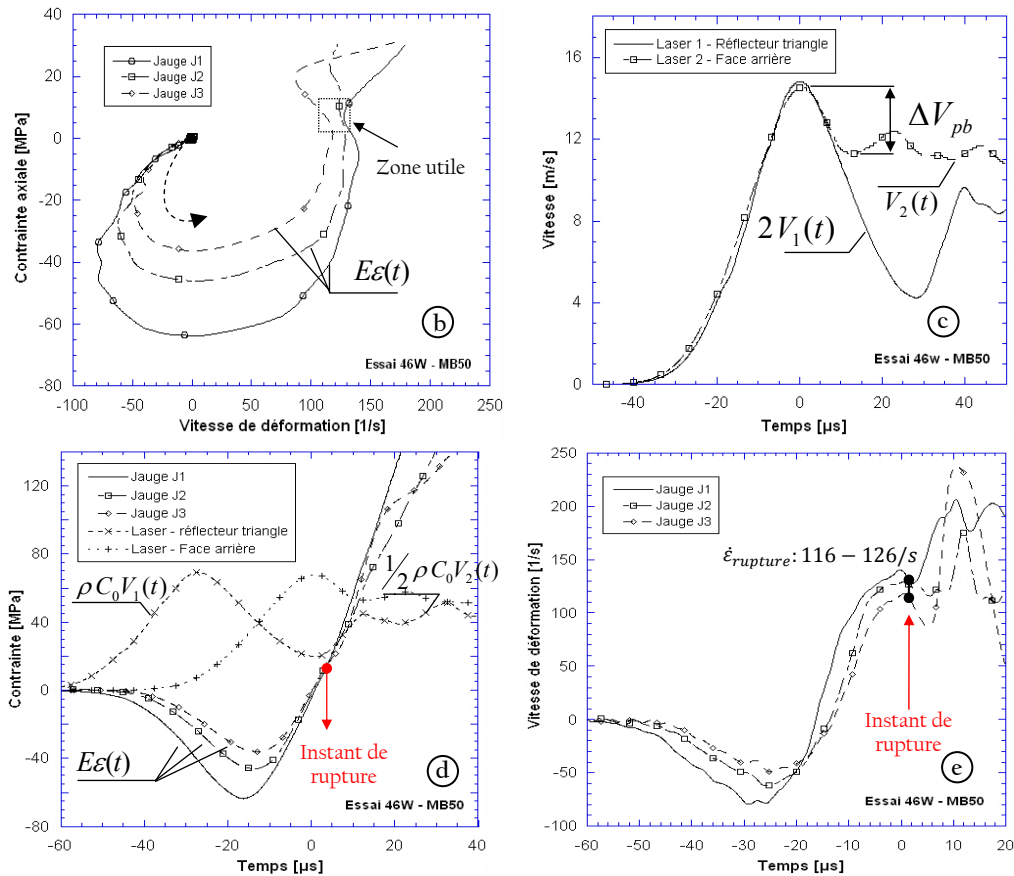


Figure 4-15: (a) instrumentation de l'éprouvette de microbéton lors de l'essai 49s, (b) courbe de chargement  $\sigma = f(\dot{\epsilon})$  obtenue à partir des signaux expérimentaux des jauges de déformation, (c) évolution des contraintes élastiques équivalentes tirées de l'essai et (d) évolution temporelle des vitesses de déformation dérivée des signaux de jauges

Durant ces 4 étapes nous avons déterminé successivement la célérité des ondes, le module d'Young dynamique, la résistance en traction dynamique et la vitesse de déformation à rupture. Nous noterons dans cette méthode l'utilisation possible d'un réflecteur triangle collé sur la surface extérieure du cylindre de béton ainsi que d'une plaque (environ  $10 \times 10 \times 1,5 \text{ mm}^3$ ,  $m \approx 0,4 \text{ g}$ ), elle aussi en alliage d'aluminium, collée sur la face arrière (au milieu du rayon). Ces deux réflecteurs ont eux aussi fait l'objet d'une évaluation à partir de simulations numériques réalisées sur Abaqus/explicite, le but étant ici de comparer la vitesse matérielle avec et sans la plaque et le réflecteur. Nous avons pour cela utilisé le cas correspondant à une seule fissure partant du centre de la section (présenté dans la Figure 4-14a). Les résultats (Figure 4-16) montrent qu'ils ont une très faible influence sur le champ de vitesse local : moins de 2 % d'écart entre le signal de vitesse sans réflecteur et la vitesse relevée sur le réflecteur et environ 1 % pour la même comparaison concernant la plaque collée sur la face arrière [Erzar et Forquin, 2009]. De nouveau, la simulation numérique permet de valider l'utilisation d'outils expérimentaux : en effet, la plaque et le réflecteur n'ont qu'une très faible influence sur les signaux de vitesse mesurés, ils ont donc été mis en œuvre aux cours de la campagne expérimentale.



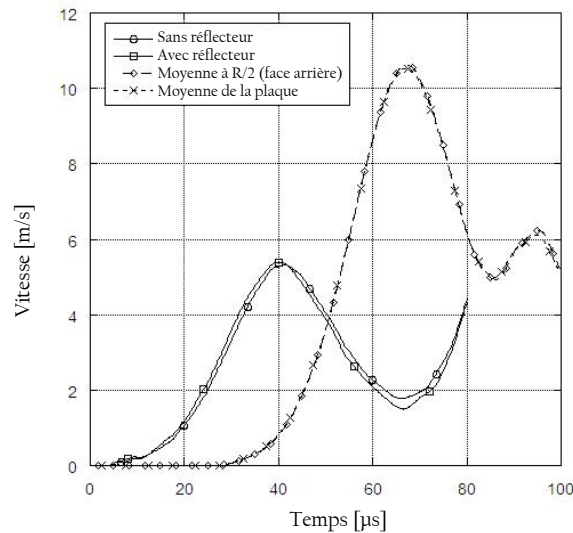


Figure 4-16 : Influence de la présence de la plaque utilisée pour homogénéiser la vitesse en face arrière et influence de la présence du réflecteur triangle sur le signal mesuré – résultats numériques

## 2.2. Résultats expérimentaux sur le microbéton MB50

La technique expérimentale décrite précédemment a permis d'étudier la sensibilité de la résistance en traction à la vitesse de chargement. Les résultats expérimentaux obtenus sur les éprouvettes de MB50 sont présentés ci-dessous.

### 2.2.a. Résistance en traction dynamique du MB50

La campagne expérimentale d'écaillage menée sur le MB50 a pour but d'identifier l'augmentation de résistance avec la vitesse de déformation. Il est aussi nécessaire d'évaluer plus précisément l'influence de l'eau libre sur l'augmentation de résistance et les mécanismes qui y sont associés. Très peu de données sont disponibles dans la littérature à des vitesses de déformation de  $10^2/s$ . Seize essais sur béton humide et 11 essais sur béton sec ont été conduits permettant de rassembler des données sur une gamme de vitesse de déformation allant de 30/s à 180/s. Les éprouvettes testées étaient de diamètre 45,8 mm et avaient une longueur de 120 ou 140 mm. Le Tableau 4-4 rassemble les valeurs moyennes des densités, des modules d'Young dynamique et des célérités des ondes déterminées expérimentalement pour les éprouvettes de microbéton sec et humide.

Tableau 4-3 : Valeurs moyennes de la densité, du module d'Young dynamique et de la célérité des ondes unidimensionnelles pour le MB50 sec et le MB50 humide

	MB50 sec	MB50 humide
Masse volumique $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2205	2290
Module d'Young dynamique $E_{dyn}$ [GPa]	31,2	37,7
Vitesse des ondes $C_0$ [m/s]	3755	4060

Les résistances dynamiques obtenues lors de ces essais sont reportés sur la Figure 4-17a où elles sont comparées à des données de la littérature. L'incertitude sur la vitesse de déformation est de  $\pm 10/s$  alors qu'elle n'atteint qu'environ 3% pour la valeur de résistance en prenant en compte les sources d'incertitude des grandeurs qui interviennent dans la formule de Novikov. Nous noterons (cf. Figure 4-17b) la très grande différence entre les résultats obtenus et ceux de Klepaczko et Brara [2001] qui utilisent la méthode B. Il semble que les résistances dynamiques soient assez largement surestimées comme ce fut le cas pour les résultats de simulations numériques dépouillés avec cette méthode qui ne prend pas en compte le temps de croissance de l'endommagement.

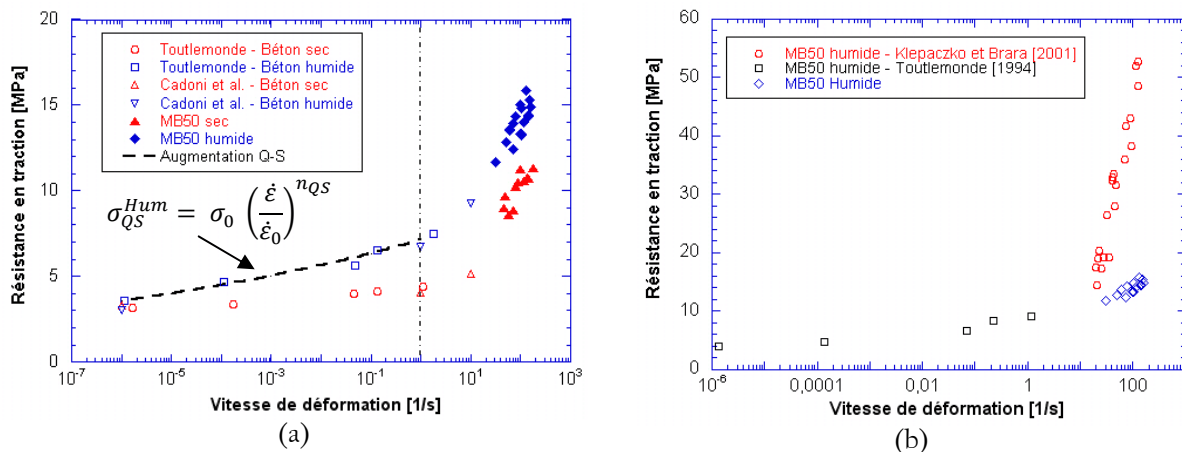


Figure 4-17 : (a) Résistances dynamiques obtenues lors des essais d'écaillage sur le microbéton MB50 sec et humide comparées à des données de la littérature et (b) comparaison des résistances obtenues sur le MB50 humide avec ceux de Klepaczko et Brara [2001]

Malgré la variété de microstructures des bétons comparés sur la Figure 4-17a, la variété des dimensions d'éprouvette et la variété des montages utilisés, les résultats font apparaître des tendances cohérentes. Pour les vitesses de déformation allant de  $10^{-6}/s$  à  $1/s$ , on voit une augmentation de la résistance du béton humide relativement importante alors que le béton sec conserve une résistance quasi identique à celle obtenue à très faible vitesse de chargement. Dans cette gamme de vitesse, cette

augmentation de résistance peut être approchée par une fonction puissance de la vitesse de déformation :

$$\sigma_{\left(\dot{\varepsilon} \leq \frac{1}{s}\right)}^{Humide} = \sigma_{\dot{\varepsilon}_0} \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{n_{QS}} \quad (4-10)$$

En se reportant aux résultats de Toutlemonde [1994], on voit que la résistance est doublée entre  $10^{-6}/s$  et  $1/s$  pour les bétons humides ce qui correspond à  $n_{QS} = \log(2)/6 \approx 5\%$ . Lorsque l'on dépasse une vitesse de déformation  $1/s$ , on observe une augmentation importante des résistances aussi bien pour le béton sec que pour le béton humide.

Lors des essais d'écaillage conduits aux plus faibles vitesses de déformation ( $30/s$  à  $60/s$  environ), les éprouvettes de MB50 ont généralement été retrouvées intactes : aucune fissure n'était visible sur la surface extérieure. Pourtant, on remarquait bien un rebond sur le profil de vitesse en face arrière, témoin de l'endommagement dynamique. De plus, on relevait une déformation résiduelle au niveau des jauges. Un endommagement diffus a donc été initié durant ces essais. Ces résultats expérimentaux seront détaillés au paragraphe 2.5 de ce chapitre.

Lorsque l'on atteint de plus hautes vitesses de chargement ( $\dot{\varepsilon} > 60/s$ ), plusieurs fragments sont créés mais ces plans de rupture sont-ils les seules conséquences de l'endommagement dynamique ? Pour le savoir, nous avons récupéré les éprouvettes après essai afin de les infiltrer avec une résine hyperfluide colorée. Durant cette étape, la résine est libérée progressivement sous vide ( $P = 50$  mbars), elle s'infiltrer alors dans les fissures provoquées par le chargement. Après un temps de pose d'environ 24h pour que la résine se solidifie, l'éprouvette renforcée par la résine durcie est alors découpée le long de l'une de ses génératrices. Une phase de polissage est nécessaire pour pouvoir obtenir un bon état de surface. Ce process permet de révéler les fissures qui se trouvent au cœur de l'éprouvette de béton. La Figure 4-18 présente les faciès d'endommagement de quatre éprouvettes de MB50 : deux éprouvettes sèches et deux éprouvettes humides testées à des vitesses de déformation comparables.

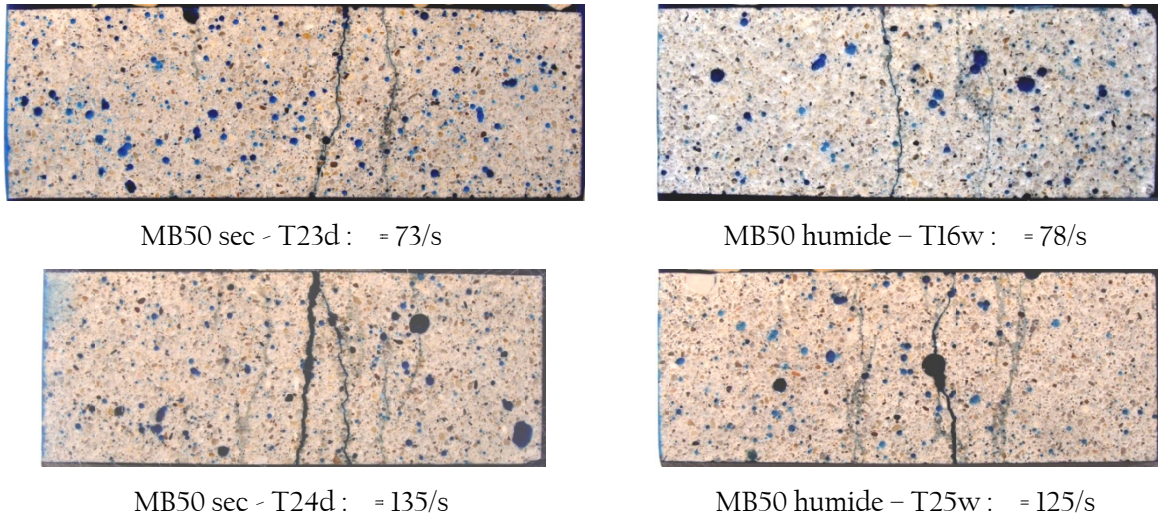


Figure 4-18 : Faciès post mortem d'éprouvettes sèches et humides de MB50 infiltrées après écaillage

L'observation post mortem d'éprouvette sollicitée à plus hautes vitesses montre que l'endommagement au cours d'un essai d'écaillage n'est pas réduit à un plan mais qu'il est largement étendu à toute une zone. On distingue clairement sur la Figure 4-18, notamment pour les essais les plus rapides, que de nombreuses fissures sont présentes. Ceci apparaît encore plus clairement sur la Figure 4-19 où est présenté un essai réalisé sur une éprouvette de MB50 humide (T15w) à environ 130/s. Une ré-infiltration de la surface après polissage et une observation au microscope optique a permis d'identifier un grand nombre de fissures qui ont été créés au cours du chargement de traction dynamique. Dans la zone endommagée, on a pu identifier environ une quarantaine de fissures distinctes.

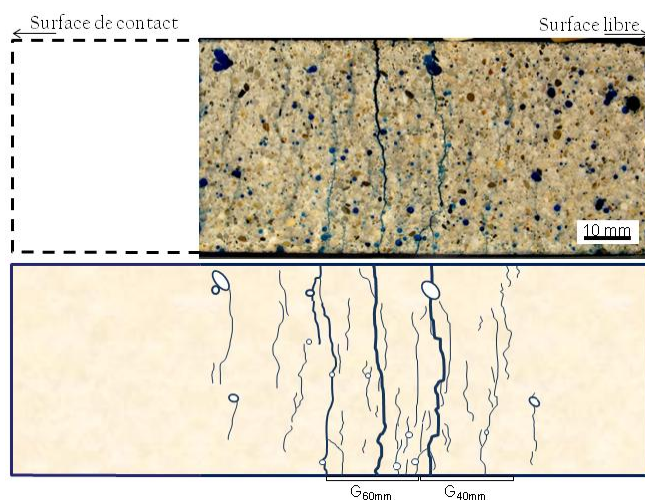


Figure 4-19 : (a) Faciès post mortem de l'éprouvette de MB50 et (b) relevé des fissures révélées par l'infiltration – essai T15w

L'observation d'éprouvettes post mortem permet de relever clairement une augmentation de la densité de fissuration avec la vitesse de chargement pour les bétons sec et humide. On remarquera toutefois que l'eau libre semble avoir une influence limitée sur la densité de fissuration. A contrario, si l'on étudie les résistances, une différence notable est constatée entre béton sec et béton humide (3 à 4 MPa). Il s'agit maintenant de savoir si ces conclusions sont transposables à un béton standard tel que le R30A7, c'est pourquoi nous avons utilisé la même technique pour caractériser ce béton.

### 2.3. Evaluation numérique de la possibilité de transposition de cette technique pour le béton R30A7

Avant de réaliser des essais d'écaillage pour caractériser le béton R30A7 en traction dynamique, une réflexion sur l'influence de l'hétérogénéité du béton doit être menée : l'hétérogénéité intrinsèque d'une part liée à la composition même de ce matériau où figurent des inclusions quasi centimétriques mais aussi l'hétérogénéité du chargement dynamique qui évolue très rapidement dans le temps et l'espace. Quels dispositifs de mesure doit-on mettre en œuvre pour mesurer localement des propriétés homogénéisées caractéristiques du béton testé ? Quelle est la taille d'éprouvette limite en-dessous de laquelle la contrainte est trop hétérogène pour aboutir à des résultats valides ? Un aperçu des dimensions d'éprouvette utilisées dans la littérature montre que l'on utilise généralement des plus grands diamètres d'éprouvettes pour caractériser des bétons qui présentent de grosses inclusions. Néanmoins, l'augmentation des dimensions de l'éprouvette et de la barre a un effet sur le chargement. En effet, l'équation exacte décrivant la propagation des ondes dans un barreau cylindrique infini obtenue indépendamment par Pochhammer [1876] et Chree [1889] montrent que la célérité des phases varie en fonction de la longueur d'onde considérée et du diamètre de la barre. Les diamètres de 75 mm mis en œuvre dans les études de Schuler et al. [2006] et de Weerheijm et Van Doormaal [2007] favorisent donc la dispersion d'onde ce qui explique les plus faibles valeurs de vitesses de déformation atteintes.

Tableau 4-4 : Comparaison des dimensions d'éprouvettes utilisées dans la littérature pour les essais d'écaillage

Références	Vitesse de déformation maximale [1/s]	Dimensions éprouvette [mm]		Taille maximale granulats [mm]	Section <sub>granulat</sub> / Section <sub>éprouvette</sub>
		Hauteur	Diamètre		
Klepaczko and Brara, 2001	120	120	40	2	0,25%
Schuler et al., 2006	80	250	74,2	8	1,2%
Weerheijm and Van Doormaal, 2007	25	240	74	8	1,2%
Essais sur MB50	150	120 / 140	46	2	0,19%
Essais sur R30A7		140	46	8	3,0%

Nous avons donc choisi d'appliquer notre montage à la caractérisation du béton R30A7. L'évaluation de l'hétérogénéité induite par les granulats a dû être estimée. Notons que l'optimisation de la forme du projectile dans le but de mieux maîtriser le chargement de traction dynamique généré dans l'éprouvette joue en notre faveur : on tend à homogénéiser sur une zone de quelques centimètres le champ de contrainte.

L'outil numérique a été choisi pour étudier l'influence de la présence des granulats sur le chargement et les mesures. Nous avons utilisé une approche numérique mésoscopique développée au Centre d'Etudes de Gramat (CEA). Nous allons présenter ici les fondements de cette approche et son intérêt. Nous présenterons ensuite l'identification des paramètres de chacune des phases en présence, étape toujours délicate lorsque l'on choisit de modéliser un matériau à une échelle inférieure à son Volume Élémentaire Représentatif (VER). Nous disposerons alors d'outils pour évaluer l'hétérogénéité du chargement et mesurer la pertinence des moyens de mesure.

### 2.3.a. Approche mésoscopique

Grâce à l'accroissement de la puissance de calcul de ces dernières années, il est possible de mettre en œuvre des problèmes comportant des millions d'éléments. Il est ainsi possible d'augmenter la discrétisation de nos problèmes et de simuler des comportements locaux généralement difficiles à évaluer. L'approche mésoscopique s'intègre parfaitement dans cette vision puisqu'elle permet de composer un « béton numérique » comportant plusieurs phases. Plusieurs approches s'appuyant sur la simulation numérique par éléments finis à l'échelle mésoscopique peuvent être trouvées dans la littérature. Dans la plupart des cas, deux ou trois phases sont différenciées : les gros granulats, la matrice et parfois l'auréole de transition que l'on trouve entre granulats et matrice. Un nombre important de références concernent des modèles bidimensionnels de béton numérique [Sadouki et Wittman, 1988 ; Wittman et al., 1993 ; Park et al., 2001 ; Hereil et Buzaud, 2006 ; Pedersen et al., 2007 ; Zhou et Hao, 2008] sollicités en quasi statique ou en dynamique. Ces dernières années, des bétons numériques tridimensionnels ont été développés et utilisés pour simuler des essais de compression uniaxiaux [Wriggers et Moftah, 2006], des explosions au contact [Ackers et Philipps, 2004] et des essais de choc par impact de plaque [Riedel et al., 2008].

Ici, nous nous appuyons sur une technique de maillage déjà utilisée pour la simulation du comportement du béton R30A7 en compression sous fort confinement [Dupray, 2008 ; Dupray et al., 2009]. Un maillage biphasique est utilisé pour approcher la mésostructure réelle : les gros granulats de diamètre supérieur à 2 mm (qui représentent environ 40% du volume total) sont représentés par des

ensembles d'éléments composant des sphères, le reste des éléments correspond à la matrice supposée homogène qui représente donc l'assemblage de pâte de ciment, de sable et des petits granulats ainsi que des porosités et microfissures. La distribution des granulats du béton numérique composée de six classes est similaire à celle du béton R30A7. On commence par discrétiser le volume (Etape 1, Figure 4-20). Pour chaque classe, on place un à un les granulats. On tire aléatoirement un rayon de granulat  $r_G$  et une position dans le volume (Etape 2, Figure 4-20). On vérifie ensuite qu'aucune superposition n'intervient avec un granulat précédemment placé. Si aucun problème d'interpénétration n'est détecté, on assigne alors aux éléments cubiques contenus dans la sphère de rayon  $r_G$  les propriétés des granulats (Etape 3, Figure 4-20). Le volume occupé par ce granulat est ajouté à ceux de la même classe déjà placés. Cette opération est répétée jusqu'à ce que toutes les classes définies soient remplies. La Figure 4-21 présente une comparaison entre la distribution nominale (entrée par l'utilisateur) et la distribution finale du béton numérique.

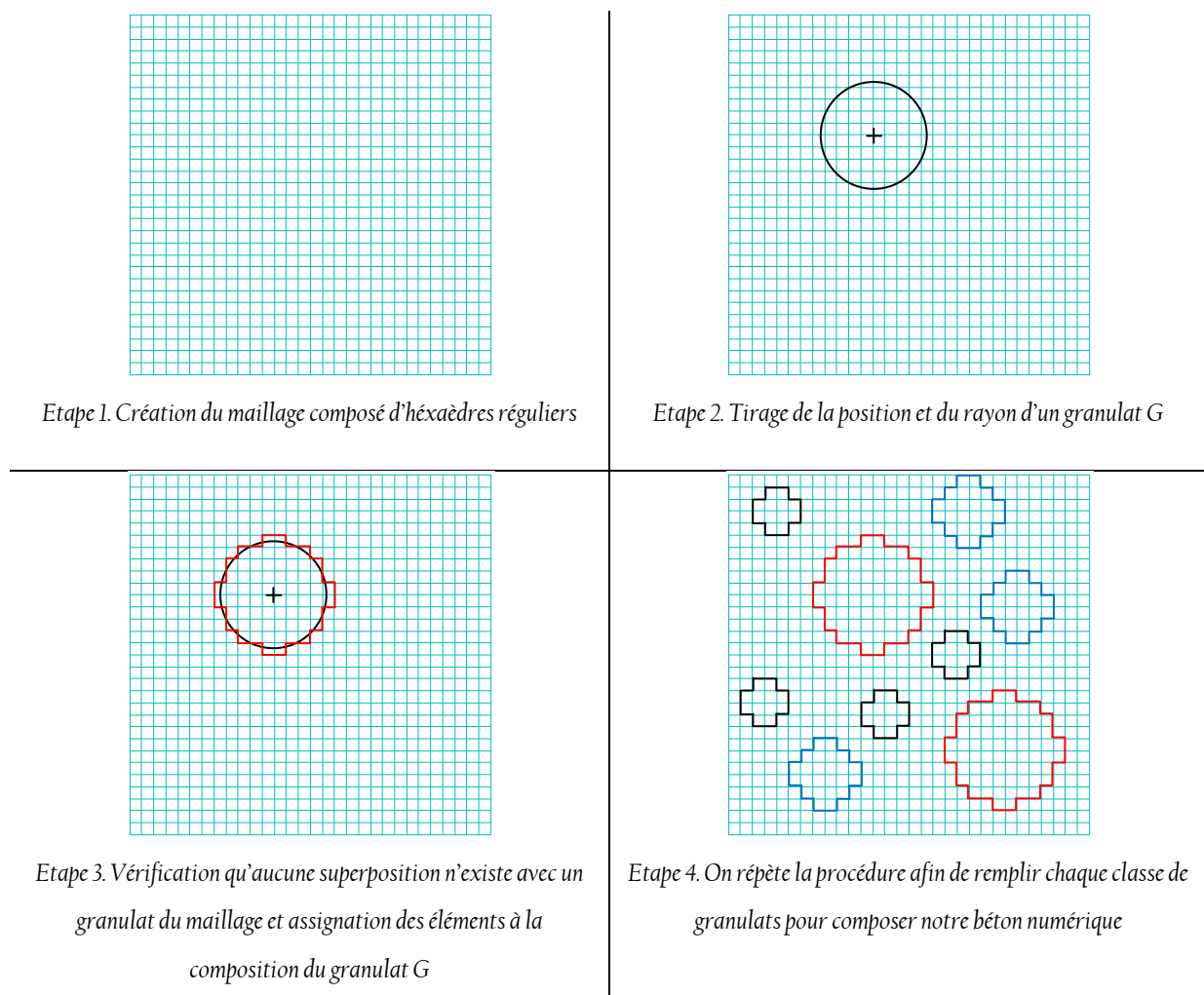


Figure 4-20 : Etapes de construction d'un maillage mésoscopique (ici représenté en 2D)

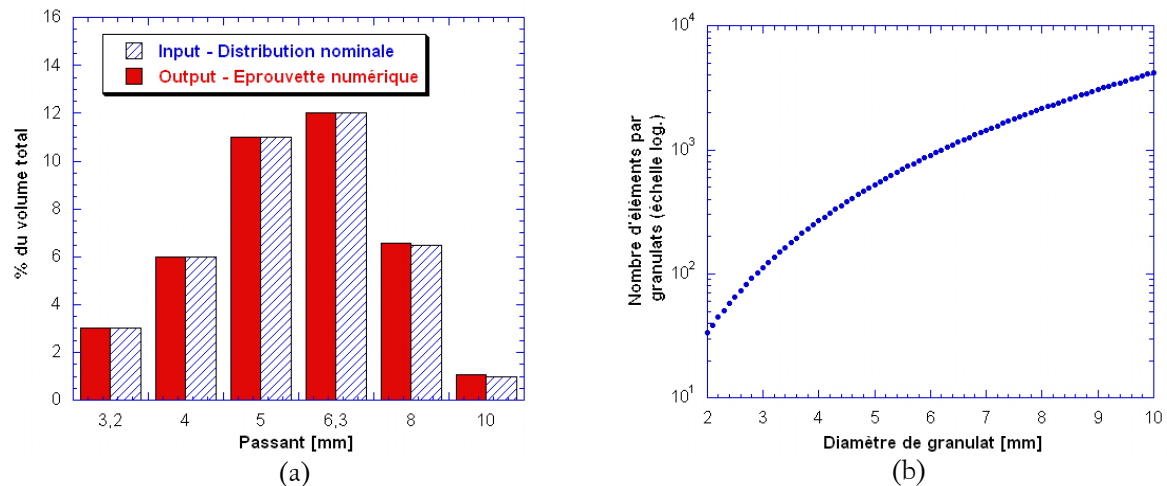


Figure 4-21: (a) Histogramme caractéristique de la distribution de granulats du R30A7 comparée au maillage mésoscopique et (b) nombre moyen de granulat discrétisant chaque classe (taille de maille : 0,5 mm)

Dans les simulations numériques mésoscopiques réalisées dans le cadre de ce travail, les inclusions ont été supposées parfaitement élastiques à cause de leur très haute résistance face à la matrice cimentaire. Ces granulats sont principalement composés de silicates [Dupray et al., 2009], leurs propriétés élastiques ont donc été assimilées à celles obtenues par Sellers et Scheele [1996] sur du SiO<sub>2</sub>, c'est-à-dire  $E_{granulat} = 70$  GPa et  $\nu_{granulat} = 0,2$ . Par ailleurs, on trouve dans la littérature plusieurs moyens mis en œuvre pour prendre en compte la présence des auréoles de transition : Pedersen et al. [2007] définit cette zone par un matériau à très faible résistance (environ 1 MPa) mais ces comportements locaux sont très difficiles à évaluer. Dupray et al [2009] a réalisé des essais triaxiaux sur le mortier MR30A7 qui est utilisé comme matrice du béton R30A7. Ces auteurs ont alors pris en compte la présence des zones de transition en réduisant les propriétés mécaniques des granulats ( $E_{granulat} = 35$  GPa, [Dupray et al., 2009]). Néanmoins, même si leur composition est identique, on peut supposer que la seule présence des gros granulats au moment de la gâchée a amené la matrice du béton R30A7 à être différente du mortier : de nombreuses bulles d'air ont certainement été bloquées par le squelette granulaire au moment de la vibration. De plus, la diminution de la rigidité des granulats tend à masquer l'influence des hétérogénéités que le béton numérique a pour but de simuler. C'est pourquoi nous proposons une autre approche : le comportement de la matrice du béton numérique est identifié par approche inverse à partir des données expérimentales disponibles pour le béton R30A7. Cette matrice représente à la fois la pâte de ciment, les petits granulats et le sable ainsi que les porosités et la microfissuration. Une taille de maille de 0,5 mm a été utilisée pour chacune des simulations afin d'assurer un compromis entre discrétisation du plus petit granulat (de 2 mm de diamètre) et coût de calcul. Le nombre d'éléments finis par granulat est reporté sur la Figure 4-21b, on peut y voir que les principales classes granulaires (entre 4 et 8 mm) sont bien discrétisées (268 éléments maillent un granulat de diamètre 4 mm). Nous avons donc entrepris, avant d'appliquer



cette méthode, d'identifier les propriétés élastiques de la matrice numérique qui permettent d'obtenir un béton numérique qui exhibe un comportement linéaire similaire à celui du béton réel R30A7.

### 2.3.b. Identification des propriétés élastiques de la matrice

Les modules d'Young du R30A7 sec et humide ont été identifiés lors d'essais expérimentaux. Les coefficients de Poisson de ces deux matériaux ont été déduits des données expérimentales de Yurtdas et al. [2004] et Vu et al. [2009]. Il est donc possible, en connaissant les propriétés élastiques des granulats [Sellers et Scheele, 1996] de déduire les paramètres de la matrice numérique. Plusieurs approches existent, le béton étant un matériau composite, les modèles classiques d'homogénéisation peuvent permettre d'évaluer les propriétés des composants. Dans la plupart des cas, les bornes de Voigt et Reuss donnent une large fourchette de solutions. Basé sur l'hypothèse d'une distribution isotrope des inclusions dans la matrice, le modèle de Hashin-Shtrikman [Hashin et Shtrikman, 1963] (modèle H-S) réduit l'incertitude de prédiction. Les bornes hautes "HS + " et basses "HS – " du modèle en termes de module de cisaillement  $\mu_{\text{béton}}$  et de module de compressibilité  $K_{\text{béton}}$  sont décrits par :

$$\mu_{\text{béton}}^{HS+} = \left( f \mu_{\text{gran}} + \frac{(1-f) \mu_{\text{mat}}}{1+\beta_{\text{mat}} \frac{\mu_{\text{gran}} - \mu_{\text{mat}}}{K_{\text{gran}}}} \right) \left( f + \frac{1-f}{1+\beta_{\text{gran}} \frac{\mu_{\text{mat}} - \mu_{\text{gran}}}{\mu_{\text{gran}}}} \right)^{-1} \quad (4-11)$$

$$K_{\text{béton}}^{HS+} = \left( f K_{\text{gran}} + \frac{(1-f) K_{\text{mat}}}{1+\alpha_{\text{gran}} \frac{K_{\text{mat}} - K_{\text{gran}}}{K_{\text{gran}}}} \right) \left( f + \frac{1-f}{1+\alpha_{\text{gran}} \frac{K_{\text{mat}} - K_{\text{gran}}}{K_{\text{gran}}}} \right)^{-1} \quad (4-12)$$

et

$$\mu_{\text{béton}}^{HS-} = \left( (1-f) \mu_{\text{mat}} + \frac{f \mu_{\text{gran}}}{1+\beta_{\text{mat}} \frac{\mu_{\text{gran}} - \mu_{\text{mat}}}{K_{\text{mat}}}} \right) \left( 1-f + \frac{f}{1+\beta_{\text{mat}} \frac{\mu_{\text{gran}} - \mu_{\text{mat}}}{\mu_{\text{mat}}}} \right)^{-1} \quad (4-13)$$

$$K_{\text{béton}}^{HS-} = \left( (1-f) K_{\text{mat}} + \frac{f K_{\text{gran}}}{1+\alpha_{\text{mat}} \frac{K_{\text{gran}} - K_{\text{mat}}}{K_{\text{mat}}}} \right) \left( 1-f + \frac{f}{1+\alpha_{\text{mat}} \frac{K_{\text{gran}} - K_{\text{mat}}}{K_{\text{mat}}}} \right)^{-1} \quad (4-14)$$

où

$$\alpha_{\text{mat,gran}} = \frac{3 + 4 \nu_{\text{mat,gran}}}{8 (1 - \nu_{\text{mat,gran}})} \quad \text{et} \quad \beta_{\text{mat,gran}} = \frac{3 - 4 \nu_{\text{mat,gran}}}{4 (1 - \nu_{\text{mat,gran}})} \quad (4-15) \text{ et } (4-16)$$

$K_{\text{mat}}, K_{\text{gran}}, \mu_{\text{mat}}, \mu_{\text{gran}}$  sont respectivement les modules de compressibilité de la matrice et des granulats et les modules de cisaillement de la matrice et des granulats. Ils sont reliés au module d'Young et au coefficient de Poisson par les relations :

$$K_{mat,gran} = \frac{E_{mat,gran}}{3(1-\nu_{mat,gran})} \quad \text{et} \quad \mu_{mat,gran} = \frac{E_{mat,gran}}{2(1+\nu_{mat,gran})}. \quad (4-17) \text{ et } (4-18)$$

On peut alors estimer numériquement l'ensemble des solutions, c'est-à-dire trouver les couples  $E, \nu$  de la matrice qui permettent d'atteindre les propriétés du béton R30A7. Les valeurs numériques sont reportées dans le Tableau 4-5. Les bornes du modèle H-S permettent une évaluation rapide des paramètres élastiques de la matrice. Nous avons ensuite réalisé plusieurs simulations numériques supplémentaires afin d'affiner notre approche. Un quart de cylindre de béton numérique a été maillé (Rayon : 23 mm et Hauteur : 35 mm) par des éléments cubiques (C3D8R dans Abaqus/standard) de longueur caractéristique 0,5 mm. Cette taille de maille constitue un compromis entre le temps de calcul et la discrétisation spatiale des plus petits granulats du béton numérique. Des conditions aux limites de symétrie ont été appliquées aux faces  $S_x, S_y$  et  $S_z$  (cf. Figure 4-22). De manière itérative, les paramètres de la matrice ont été ajustés pour tendre vers la configuration optimale où le béton numérique montre un comportement élastique similaire au R30A7.

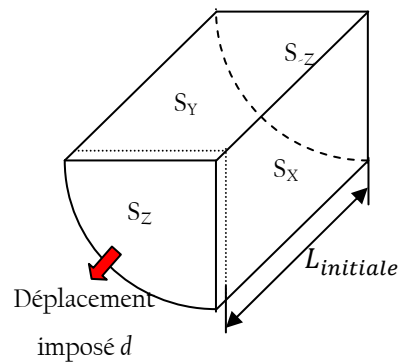


Figure 4-22 : Configuration numérique utilisée pour identifier les propriétés élastiques de la matrice

Pour chacune des faces, la force totale a été obtenue en relevant et en sommant toutes les forces nodales permettant en considérant la surface (qui évolue au cours du temps) de calculer les contraintes moyennes homogénéisées (Eq. (4-19)). La déformation axiale moyenne a été calculée à partir de l'Eq. (4-20) et les déformations suivant les directions  $\mathbf{d}_x$  et  $\mathbf{d}_y$  ont été obtenues en réalisant la moyenne des valeurs de tous les éléments du volume :

$$\sigma_{X,Y,Z} = \frac{\sum F_{X,Y,Z}^{nodales}}{S_{X,Y,Z}} \quad (4-19)$$

$$\varepsilon_z = \ln \left( 1 + \frac{d}{L_{initiale}} \right). \quad (4-20)$$

Cette méthode a été appliquée dans le cas du béton sec et celui du béton humide. Les jeux de paramètres identifiés sont reportés dans le Tableau 4-5. Les densités reportées ont été calculées par une loi des mélanges permettant d'obtenir une densité de béton numérique identique à la valeur moyenne relevée pour le R30A7.

Tableau 4-5 : Densités et propriétés élastiques des granulats et de la matrice dans les cas sec et humide

	Densité [kg/m <sup>3</sup> ]	Module d'Young [GPa]		Coefficient de Poisson	
Données expérimentales					
R30A7 sec	2290	30		0.16	
R30A7 humide	2390	40		0.2	
Granulats	2700	70		0.2	
Solutions du modèle H-S. Borne haute (BH) et borne basse (BB)					
		BB	BH	BB	BH
Matrice sèche	/	20.5	16.2	0	0.13
Matrice humide	/	30.3	27.5	0.16	0.23
Solutions numériques pour la matrice					
Matrice sèche	2020	17.5		0.13	
Matrice humide	2190	28.4		0.19	

Afin d'évaluer la possibilité d'application de la technique d'écaillage à un béton comme le R30A7, nous avons ensuite réalisé plusieurs simulations numériques mésoscopiques.

### 2.3.c. Approche mésoscopique appliquée au essai d'écaillage (modèle élastique)

Comme nous l'avons évoqué, le champ de contrainte évolue très rapidement dans le temps et dans l'espace au cours d'un essai d'écaillage. Plusieurs jauges de déformation sont placées directement sur l'éprouvette pour mesurer l'évolution temporelle du champ de déformation. Mais le béton R30A7 présente une mésostructure hétérogène, nous avons donc choisi d'utiliser des jauges de 30 mm de longueur. La distribution spatiale aléatoire des granulats peut entraîner des écarts sur la déformation moyenne mesurée par une jauge. Pour évaluer l'importance de ce phénomène, une éprouvette cylindrique de béton numérique ( $\varnothing = 46$  mm et  $L = 140$  mm) a été maillée finement par des éléments cubiques de 0,5 mm de côté (1 867 040 éléments au total, Figure 4-23a). L'onde transmise à l'éprouvette, calquée sur un pulse expérimental (Essai 22W), est introduite dans la simulation par un chargement de contrainte axiale. Sept zones sont particulièrement observées (Figure 4-23b), la moyenne des déformations est calculée pour chacune d'entre elles sur une surface équivalente à celle occupée par les jauges de déformation (environ  $30 \times 3$  mm<sup>2</sup>): cinq sont situées sur la surface extérieure et deux autres sont choisies au cœur de l'éprouvette. Les valeurs moyennes de déformation

de ces 7 zones sont comparées à la moyenne des déformations réalisée sur toute une tranche d'éléments située au milieu de l'éprouvette et des « jauges numériques » (cf. Figure 4-23c). Malgré la distribution aléatoire des granulats sous les jauges, un écart maximal de 4% est constaté pour des déformations de traction d'environ  $5 \cdot 10^{-4}$ . Cette valeur de déformation correspond à la contrainte ultime observée expérimentalement dans la gamme de vitesse de déformation étudiée. L'écart constaté reste limité et cette simulation permet de valider l'utilisation de jauges de 30 mm de longueur pour les essais d'écaillage malgré la mésosstructure hétérogène du matériau testé.

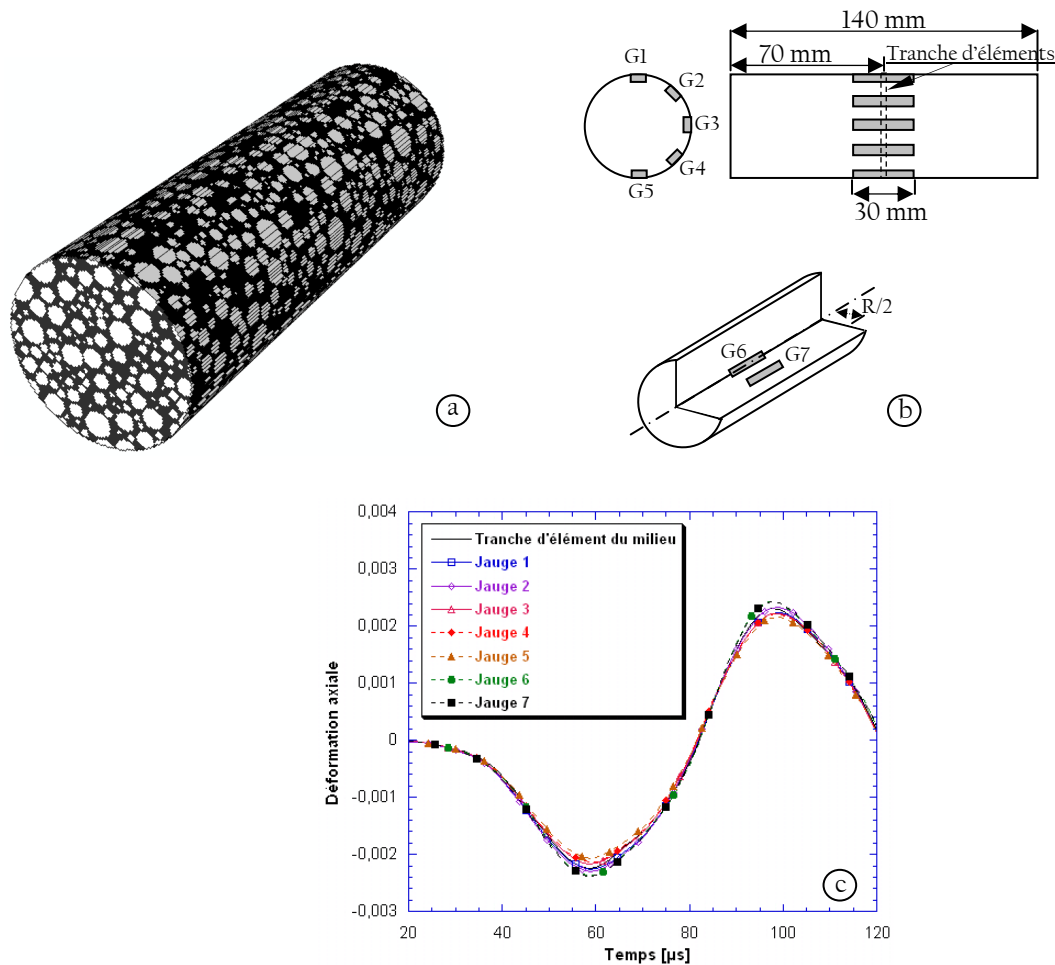


Figure 4-23: (a) Maillage mésoscopique de l'éprouvette de béton numérique utilisé pour valider l'instrumentation, (b) Positions des jauges utilisées dans la simulation et (c) signaux obtenus pour les 8 groupes d'éléments étudiés

La présence de gros granulats dans la composition du R30A7 peut aussi poser problème au niveau de la mesure du profil de vitesse en face arrière. L'allure du signal de vitesse mesuré peut en effet varier si l'on pointe un granulat ou une zone de matrice. Une solution expérimentale à ce problème est l'utilisation d'une petite plaque d'alliage d'aluminium de  $12 \times 12 \times 1 \text{ mm}^3$  collée sur la face arrière. C'est cette petite plaque qui homogénéise la vitesse et joue le rôle de réflecteur. Nous avons vu précédemment que la présence de cette petite plaque n'entraîne que de très faibles perturbations sur

le signal de vitesse, mais suffit-elle à homogénéiser le champ de vitesse en face arrière ? Encore une fois, la simulation mésoscopique est un outil adapté. Nous avons considéré trois cas : la plaque est fixée sur une zone composée majoritairement de matrice dans le premier cas, elle est fixée sur une zone composée majoritairement de granulats dans le second et enfin le réflecteur est collé sur une zone où l'on trouve la même proportion de granulats et de matrice. Les vitesses obtenues sur la plaque dans ces trois configurations sont tracées sur la Figure 4-24. Alors que nous avons vu que l'erreur induite par la présence de la plaque sur la mesure de vitesse était d'environ 1% (cf. Figure 4-16), on voit ici que l'écart maximal constaté entre les trois cas est là aussi d'1%. Ces résultats montrent que l'utilisation d'une plaque permet de bien homogénéiser le signal de vitesse mesuré.

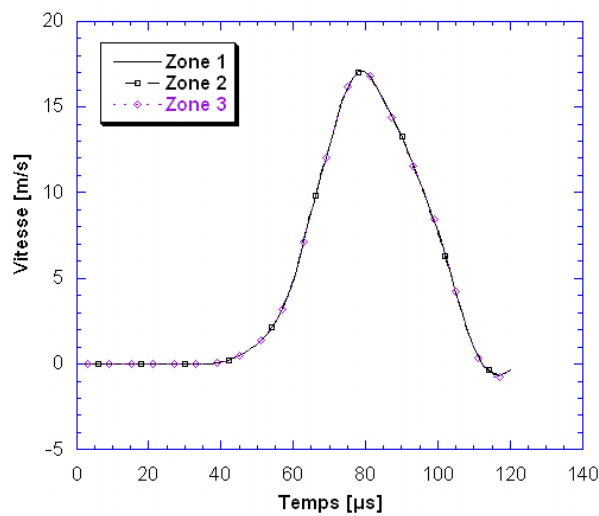


Figure 4-24 : Comparaison de la vitesse obtenue pour le réflecteur fixé sur une zone majoritairement composée de matrice (Zone 1), majoritairement composée de granulats (Zone 2) et une zone où l'on trouve matrice et granulats en proportions similaires

Ces calculs mésoscopiques ont permis de valider la technique expérimentale appliquée au béton R30A7. Nous avons donc pu procéder à une campagne expérimentale d'écaillage en portant toujours une attention particulière à l'influence de l'eau libre sur la réponse en traction dynamique.

## 2.4. Résultats expérimentaux d'écaillage sur le béton R30A7

Dix essais ont été menés sur le R30A7 sec et autant sur le béton humide. L'instrumentation mise en œuvre pour caractériser le MB50 a été appliquée au R30A7 avec pour seule modification l'utilisation systématique de jauges de 30 mm de longueur (des jauges de 20 et 30 mm étaient utilisées dans le cas du microbéton). Les résultats obtenus en termes de module d'Young et de vitesse des ondes sont reportés dans le Tableau 4-6. Les vitesses de déformation obtenues au cours des essais

s'étendent de 30/s à 127/s (avec une incertitude de  $\pm 15/s$  pour les vitesses les plus élevées), les résistances s'étalent de 10,5 MPa à 14,7 MPa pour le béton humide et de 7,2 MPa à 12,6 MPa pour le R30A7 sec (incertitude d'environ 3 %). Tous les points expérimentaux d'écaillage sont reportés sur la Figure 4-25 avec les résultats des essais de traction quasi statique et dynamique.

Tableau 4-6 : Valeurs moyennes de la densité, du module d'Young dynamique et de la célérité des ondes unidimensionnelles pour le R30A7 sec et le R30A7 humide

	R30A7 sec	R30A7 humide
Masse volumique $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2291	2386
Module d'Young dynamique $E_{dyn}$ [GPa]	32,2	42,6
Vitesse des ondes $C_0$ [m/s]	3751	4227

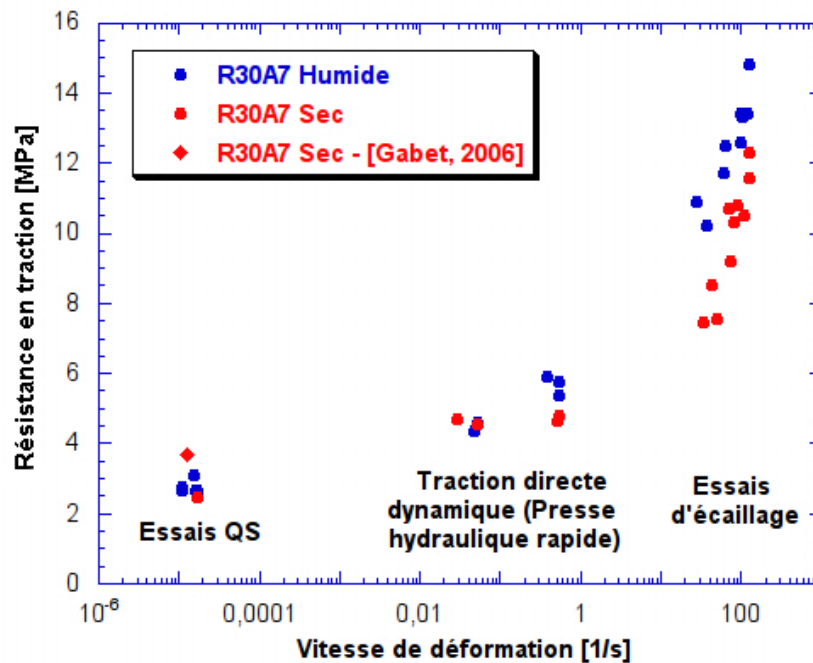


Figure 4-25 : Résultats des essais d'écaillage sur le béton R30A7 sec et humide

Comme pour le microbéton, on distingue une augmentation de la contrainte ultime relativement faible pour des vitesses de déformation inférieures à 1/s alors que l'incrément devient plus important pour de plus hautes vitesses de chargement. De plus, les résistances dynamiques des éprouvettes humides sont plus élevées que celles relevées pour le béton sec. Encore une fois, cette observation peut être interprétée comme liée à la viscosité en traction dynamique de l'eau libre contenue dans les pores mais aussi dans les microfissures.

Lors des essais d'écaillage menés à faible vitesse (30/s à 60/s) sur le R30A7, nous n'avons pas observé de fissure macroscopique sur la surface externe mais nous avons constaté la présence d'un endommagement diffus par l'intermédiaire des jauges de déformation et de l'extensomètre laser. Les premières montraient une déformation résiduelle après essai et l'allure du signal de vitesse présentait clairement un rebond. Cette observation qui avait été faite pour le microbéton permet d'illustrer une cohésion du matériau endommagé, aspect que nous approfondirons au paragraphe 2.5 de ce chapitre. L'endommagement en traction dynamique semble intervenir en deux phases :

- Création ou ouverture de microfissures dans la zone sollicitée en traction dynamique,
- Propagation d'une ou plusieurs macrofissures qui coalescent et interagissent, créant un ou plusieurs plans d'écaillage.

Plusieurs éprouvettes, sollicitées à plus haute vitesse, ont été infiltrées en post mortem avec une résine hyperfluide puis découpées le long d'une génératrice afin d'étudier leur faciès de rupture.

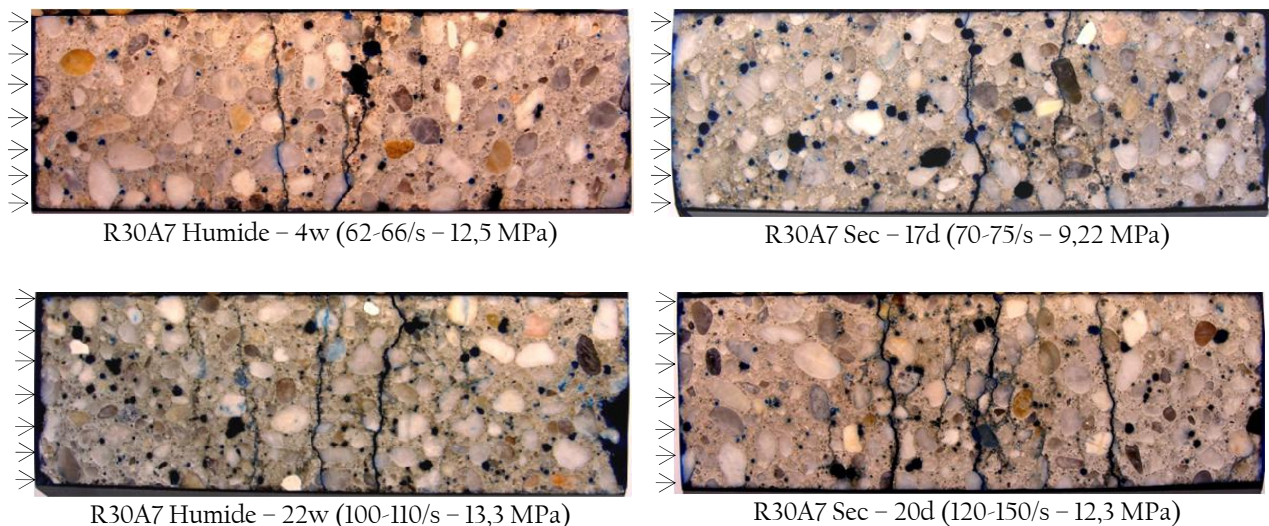


Figure 4-26 : Faciès de rupture d'éprouvettes de béton R30A7 sollicitées par écaillage

Même si les résistances en traction dynamique sont plus élevées pour les bétons humides, on ne distingue pas de variations importantes de la densité de fissuration lorsque l'on compare des faciès de rupture d'éprouvettes sèches et humides sollicitées à la même vitesse de déformation. On constate simplement une augmentation manifeste de la densité de fissuration avec la vitesse de chargement. Pour les bétons sec et humide, les macrofissures empruntent majoritairement un chemin intergranulaire même si l'on trouve quelques granulats rompus. Les macrofissures résultent ici de la coalescence des microfissures ouvertes par le chargement de traction dynamique. Comme nous l'avons vu au chapitre 3, on trouve déjà à l'état vierge un grand nombre de microfissures qui entourent les

hétérogénéités (grains de ciment anhydre, grains de sable, granulats par exemple) à cause des incompatibilités de déformation au moment de la prise du béton et du ressuage interne, ce qui peut favoriser le passage de la macrofissure à travers la matrice.

## 2.5. Cohésion des bétons en dynamique rapide

Lors des essais menés à basse vitesse (pour  $\dot{\epsilon} < 60/s$  environ), les éprouvettes de béton testées ont été récupérées « intactes » en apparence. On ne distinguait aucune fissure sur la face extérieure. Un endommagement dynamique a pourtant bien eu lieu puisqu'on a relevé des déformations résiduelles au niveau de jauges (cf. Figure 4-27) et un rebond du signal de vitesse en face arrière.

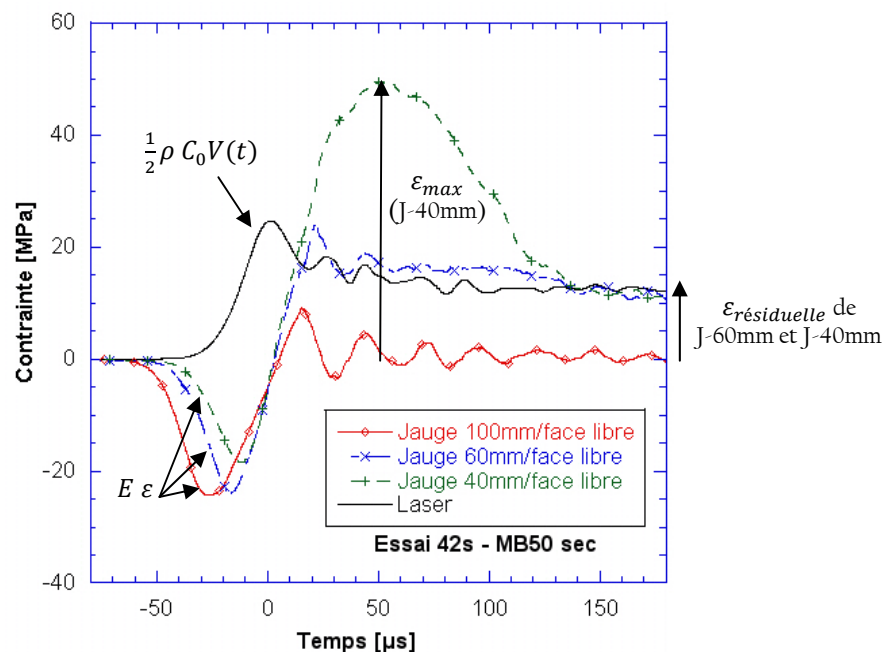


Figure 4-27 : Signaux expérimentaux de l'essai 42s sur le MB50 sec

Afin d'évaluer la résistance résiduelle des éprouvettes endommagées par écaillage, nous avons procédé à des essais de traction directe quasi statique. Après l'essai dynamique, les éprouvettes ont été collées sur les casques du montage présenté au chapitre 3, puis sollicitées en traction à environ  $10^6/s$ . Les jauges de déformation qui avaient servi lors des essais d'écaillage ont été réutilisées. De plus, des LVDT ont été utilisées pour mesurer la réponse globale de l'éprouvette. Deux éprouvettes de MB50 (l'une sèche et l'autre humide) et trois éprouvettes de béton R30A7 (deux éprouvettes humides et un éprouvette sèche) ont été caractérisées. Les résultats de l'essai quasi statique mené sur l'éprouvette 16d de R30A7 sec sont présentés sur la Figure 4-28. On peut voir que l'endommagement de



l'éprouvette est assez localisé : la jauge située à 60 mm de la face libre (qui présentait la déformation résiduelle la plus importante, Tableau 4-7) montre un endommagement important puisque la rigidité du matériau dans cette zone n'atteint qu'environ 10 GPa. Malgré cela, on atteint une contrainte apparente de 1 MPa qui représente environ 40 % de la résistance en traction quasi statique du béton sec. Le Tableau 4-7 rassemble toutes les caractéristiques des essais dynamiques, la déformation maximale atteinte et la déformation résiduelle au niveau des jauges. Ce même tableau présente les résistances obtenues en traction directe quasi statique. Les résultats sont cohérents : plus la déformation maximale relevée en dynamique est élevée, plus la déformation résiduelle mesurée à la fin de l'essai est importante et moins la résistance résiduelle mesurée en quasi statique est élevée. De plus, on s'aperçoit que, pour les essais 2lw et 16d qui correspondent respectivement à un essai humide et un essai sec sur le béton R30A7, les mêmes niveaux de déformations maximales ont été atteints. On a alors relevé des déformations résiduelles et des résistances résiduelles elles aussi très proches.

En somme, lorsque le pic de contrainte est dépassé, le matériau conserve une résistance résiduelle relativement importante. Cette partie du comportement doit être prise en compte pour obtenir une modélisation efficace du béton en traction dynamique.

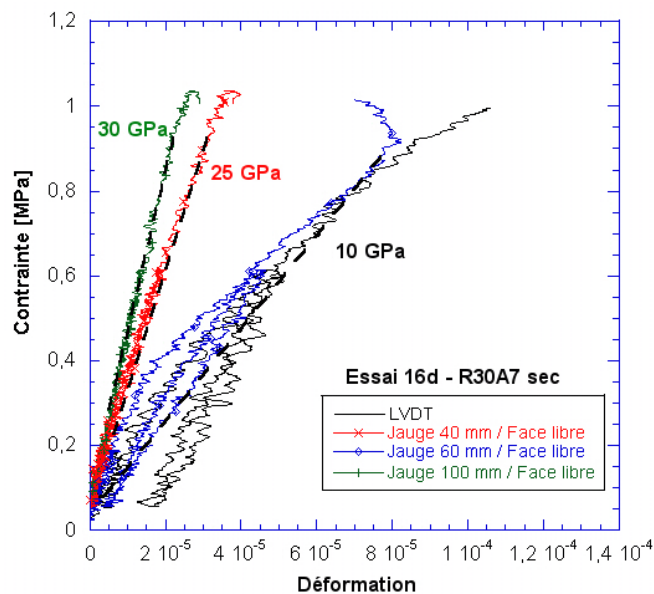


Figure 4-28 : Relation contrainte-déformation obtenues à partir des jauges et des LVDT

Tableau 4-7 : Récapitulatif des essais de traction directe menés sur des éprouvettes endommagées par écaillage

	Ecaillage					Résistance en traction directe quasi statique [MPa]
	$\dot{\epsilon}$ [1/s]	$E_{dyn}$ [GPa]	$\sigma_{dyn}$ [MPa]	$\epsilon_{max}$ [ $\mu$ def]	$\epsilon_{résiduelle}$ [ $\mu$ def]	
16d – R30A7 sec	33	31,5	7,5	670	136	1,04
3w – R30A7 humide	60	42,0	11,7	3090	1230	0,26
21w – R30A7 humide	28	43,2	10,9	600	90	0,98
42d – MB50 sec	58	30,4	8,6	1590	430	0,40
45w – MB50 humide	41	39,1	12,9	954	192	1,68

## 2.6. Eau libre ou micro-endommagement ?

Les essais d'écaillage ont montré qu'à environ 100/s on obtient une résistance en traction des bétons humides environ 20 à 25% plus élevée que celle des éprouvettes sèches. Cette tendance observée par tous les expérimentateurs reste un point à étudier du comportement dynamique du béton. Généralement, les auteurs attribuent ce phénomène à l'effet Stefan : d'après Rossi [1991, 1997] et Toutlemonde [1994], l'eau libre contenue dans les pores du béton présenterait une viscosité lorsqu'elle est soumise à des grandes vitesses d'ouverture. Ceci se rapproche du cas décrit par l'effet Stefan (décrit au chapitre 2, Eq. (2-3)). La force de rappel  $F$  est, selon cette expression, dépendante du volume d'eau sollicité et de la vitesse de séparation des plaques. Nous devrions observer un écart entre béton sec et béton humide qui continuerait de croître avec la vitesse de déformation. Les résultats expérimentaux ne montrent pas de manière flagrante cette tendance puisqu'il semble que l'écart observé à 1/s soit conservé en dynamique rapide.

L'écart observé peut être le fruit d'un autre phénomène microscopique : l'endommagement dû au séchage [Burlion, 2009]. En effet, le séchage destiné à évacuer l'eau libre de la matrice cimentaire induit une microfissuration. La diminution du module d'Young du matériau séché en est une preuve manifeste. Alors qu'en quasi-statique, les bétons secs présentent une résistance légèrement supérieure à celle des bétons humides à cause du phénomène de succion capillaire décrit précédemment, cet endommagement résultant du séchage pourrait être à l'origine de la différence de résistance dynamique entre bétons secs et humides.

Afin de départager ces deux phénomènes, quelques essais d'écaillage supplémentaires ont été conduits sur des éprouvettes de microbéton MB50 et de béton R30A7 qui ont subi une cure composée d'une phase de séchage suivie d'une phase de re-saturation en eau réalisée progressivement sous vide (50 mbars), les éprouvettes étant ensuite maintenues dans l'eau jusqu'aux essais. Nous noterons que

même si l'objectif est de caractériser uniquement l'influence de l'eau libre, la re-saturation peut entraîner une « réparation » du béton : certains grains non hydratés au moment de la première gâchée peuvent à nouveau créer des hydrates. Ceci est particulièrement vrai pour les bétons à hautes ou très hautes performances pour lesquels le rapport initial eau / ciment est relativement faible. Dans une première approche, nous négligerons ce phénomène et nous pourrions vérifier qu'il est du second ordre en comparant la rigidité du matériau re-saturé avec celle du matériau sec. Deux tendances sont alors possibles : soit les résultats sont proches des essais humides, montrant que c'est bien la viscosité de l'eau qui est à l'origine de l'augmentation de résistance apparente des bétons humides, soit les résistances des éprouvettes testées sont plus proches des essais secs montrant ainsi que l'on a une chute de résistance due à l'endommagement provoqué par la dessiccation induite lors de la phase de séchage.

Quatre essais ont été menés sur des éprouvettes de MB50 et deux essais sur le R30A7 qui ont subi un séchage complet puis une re-saturation en eau. Toute l'instrumentation présentée auparavant a été utilisée. Les résultats de ces quelques essais ont montré plusieurs effets résultant du séchage suivi d'une ré-infiltration subis par les éprouvettes :

- Le matériau a été endommagé par la dessiccation : les modules d'Young sont similaires au béton sec (cf. Tableau 4-8), la re-saturation n'a pas eu d'effet réparateur sur la rigidité.
- Les valeurs de pullback velocity des éprouvettes re-saturées sont très proches des signaux obtenus lors des essais menés sur le béton humide (cf. Figure 4-29).
- La résistance dynamique du béton re-saturé est plus proche des contraintes d'écaillage du béton humide malgré la perte importante de rigidité. L'eau libre réintroduite dans les éprouvettes séchées a induit une augmentation de leur résistance ( $\sigma_{dyn}^{47re-sat} = 11,8$  MPa et  $\sigma_{dyn}^{61re-sat} = 13,1$  MPa respectivement à environ 90/s et 105/s alors que la résistance des éprouvettes de béton MB50 humide est comprise entre 13 et 14 MPa à cette vitesse de déformation, cf. Figure 4-17a).

Des essais supplémentaires doivent être menés au LPMM pour étudier ces phénomènes.

Tableau 4-8 : Comparaison des propriétés et des résistances des bétons re-saturés avec les bétons sec et humide

	MB50 sec	MB50 humide	MB50 re-saturé	R30A7 sec	R30A7 humide	R30A7 re-saturé
Masse volumique $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2205	2290	2270	2291	2386	2370
Module d'Young dynamique $E_{dyn}$ [GPa]	31	38	32	32	43	36
Vitesse des ondes $C_0$ [m/s]	3755	4060	3745	3751	4227	3900

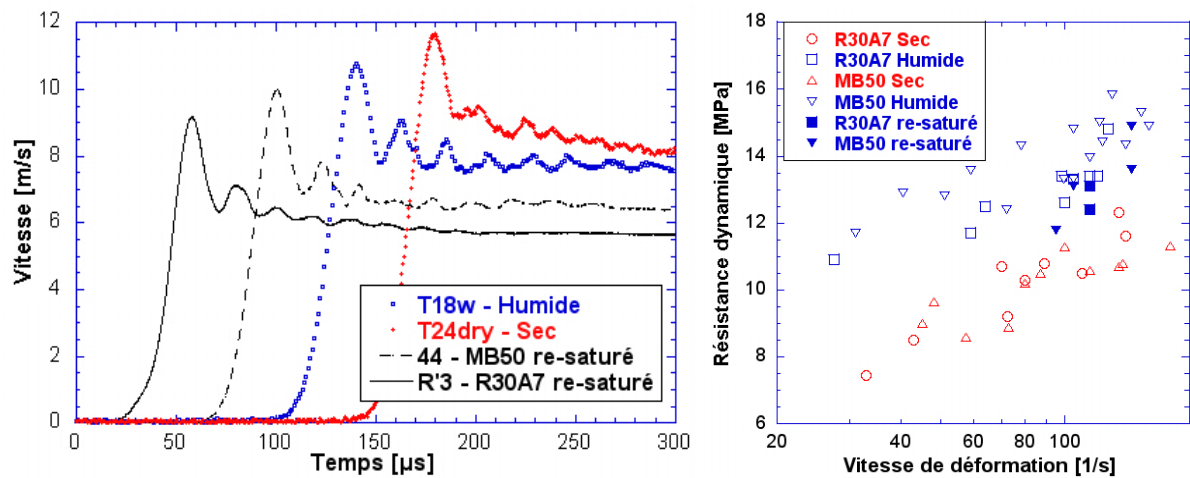


Figure 4-29 : (a) Comparaison de courbes de vitesse en face arrière pour des essais secs, humides et re-saturés et (b) Résultats comparés aux essais secs et humides

## 2.7. Analyse par corrélation d'images

Afin d'affiner notre compréhension de l'endommagement et de la rupture dynamique, un dispositif supplémentaire a été utilisé pour ces essais d'écaillage aux barres de Hopkinson : une caméra ultra-rapide Shimadzu. On trouve plusieurs types de caméras destinées à être utilisées en dynamique rapide.

Les caméras numériques rapides classiques présentent une très bonne résolution à des fréquences de l'ordre du kHz. Néanmoins, cette dernière décroît lorsque l'on augmente la fréquence d'acquisition des images : aux cadences les plus élevées, on réalise une lecture partielle du capteur car le temps de transfert de l'information n'est plus négligeable. D'autres caméras (cf. Figure 4-30) sont basées sur la technique du miroir tournant. Un objectif fixe envoie la lumière incidente sur un miroir tournant à haute vitesse qui répartit ensuite le flux lumineux sur les capteurs. Notons que les images acquises avec ce principe peuvent être légèrement perturbées par des déformations du miroir sous l'effet de la force centrifuge ou par de petites différences de qualité des capteurs.

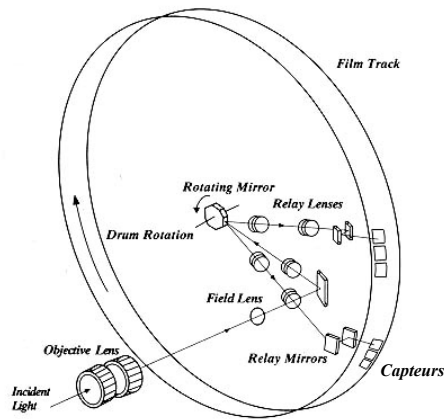


Figure 4-30 : Exemple de caméra à miroir tournant [Cordin]

La caméra Shimadzu utilise une technologie unique entièrement électronique : un capteur CCD (charge-coupled device) fixe transmet les informations à une mémoire électronique intégrée au capteur CCD. Cette technologie permet d'enregistrer une centaine d'images à une résolution de 312 x 260 pixels (en niveaux de gris sur 8 bits) à une fréquence d'acquisition pouvant atteindre un million d'images par seconde. Contrairement aux autres caméras numériques, la résolution est ici constante quelle que soit la cadence. Un autre avantage de cette caméra réside dans le fait que l'enregistrement se fait en continu ce qui permet d'obtenir des images avant le déclenchement du trigger.

L'éclairage est un problème important lorsque l'on veut filmer à une cadence très élevée : la quantité de photons détectée pendant la phase d'ouverture du diaphragme doit être suffisante. Pour cela, on peut utiliser un système de flash comme Klepaczko et Brara [2001]. Ce type de dispositif nécessite une synchronisation sans faille puisque l'intensité lumineuse délivrée par un flash présente une phase de montée qui doit être prise en compte afin d'acquérir les images lorsque la quantité de lumière fournie est maximale. Une solution alternative d'éclairage consiste à utiliser un projecteur. Cette solution a été retenue car elle permet de s'appuyer sur une source de lumière continue et stable (cf. Figure 4-31).

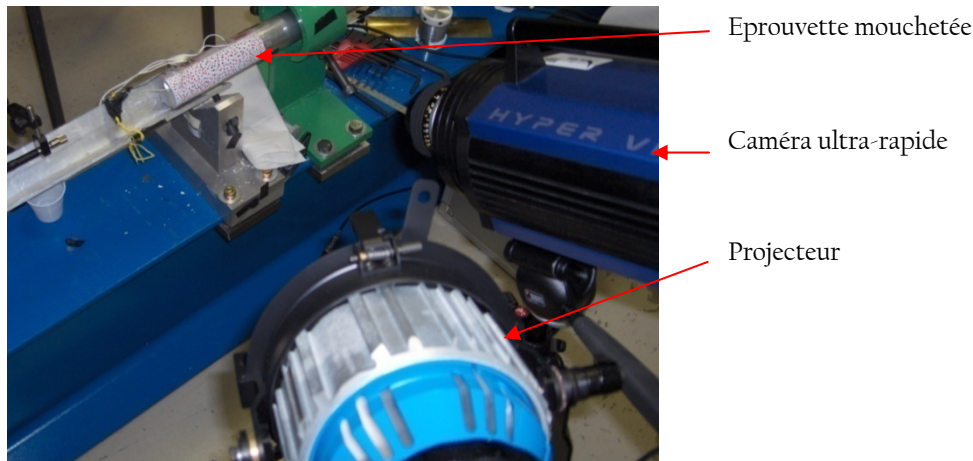


Figure 4-31 : Caméra ultra-rapide et projecteur lors d'un essai d'écaillage

Comme on peut le voir sur la Figure 4-31, un mouchetis a été réalisé en appliquant une fine couche de peinture blanche mate sur laquelle des points de différentes couleurs ont été disposés aléatoirement. Cette technique permet de donner de la profondeur à l'image capturée en niveaux de gris (cf. Figure 4-32). Ces images peuvent être post-traitées par une technique de corrélation d'image afin d'évaluer les champs de déplacement ou de déformation au cours de l'essai. Le logiciel Correli<sup>Q4</sup> développé au Laboratoire de Mécanique et Technologie de Cachan [Hild et Roux, 2006 et 2008 ; Roux et Hild, 2006] a été utilisé pour réaliser ce post-traitement. Afin d'évaluer la précision de cette technique appliquée pour une surface mouchetée, nous avons placé une éprouvette mouchetée sur une machine d'essai quasi statique. En appliquant un déplacement libre à la traverse mobile, nous avons pu évaluer expérimentalement l'erreur absolue de mesure qui correspond à la différence entre le déplacement imposé et le déplacement mesuré. Des éléments de 16x16 pixels ont été utilisés (Figure 4-33, 1 pixel = 0,49 mm). Les erreurs moyennes sont relativement faibles, de l'ordre du 1/100<sup>e</sup> de pixel. Comme on pouvait s'y attendre, l'erreur absolue est quasiment nulle pour des déplacements de 1 et 2 pixels mais on notera, de plus, que cette erreur passe par une valeur nulle aux environs de 0,5 et 1,5 pixel.

Nous avons notamment étudié l'évolution des champs de déplacement pour l'essai d'écaillage 49s réalisé sur une éprouvette séchée de MB50. Dans cet essai, deux extensomètres laser et trois jauges de déformation ont été utilisées (voir Figure 4-34). On notera au passage l'effet remarquable de l'optimisation de la géométrie du projectile : les jauges de déformation placées le long de l'éprouvette passent toutes en traction au même instant et avec des vitesses de déformation quasi-identiques. La corrélation d'images a été appliquée à un essai réalisé sur le béton R30A7 (essai 23w présenté Figure 4-35) où le contraste naturel de la structure du béton a été utilisé comme mouchetis.

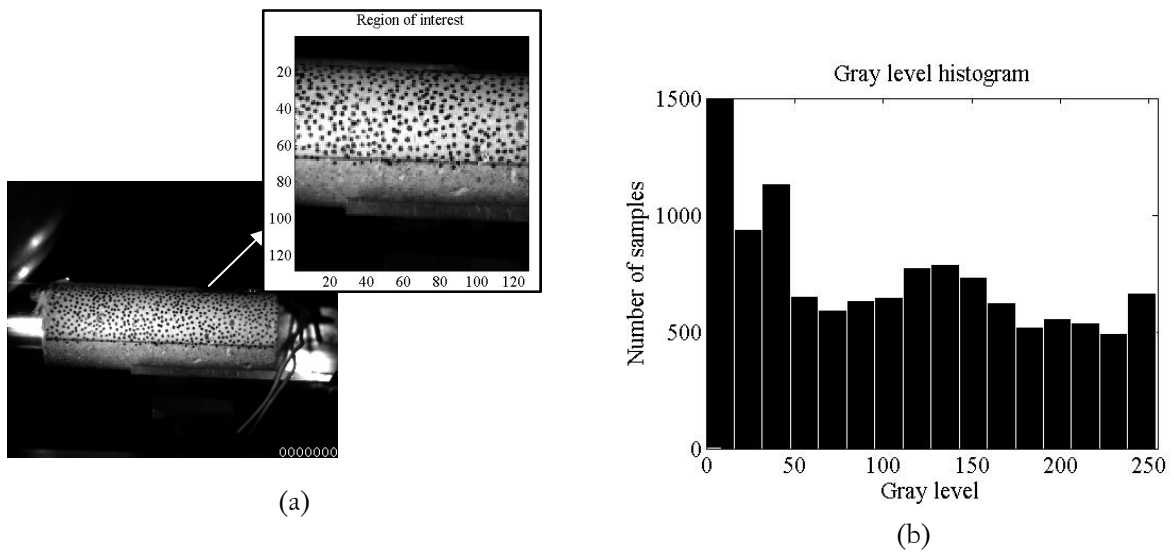


Figure 4-32: (a) Image de référence de l'essai d'écaillage 49s (avant tout chargement) et (b) histogramme des niveaux de gris de la région d'intérêt

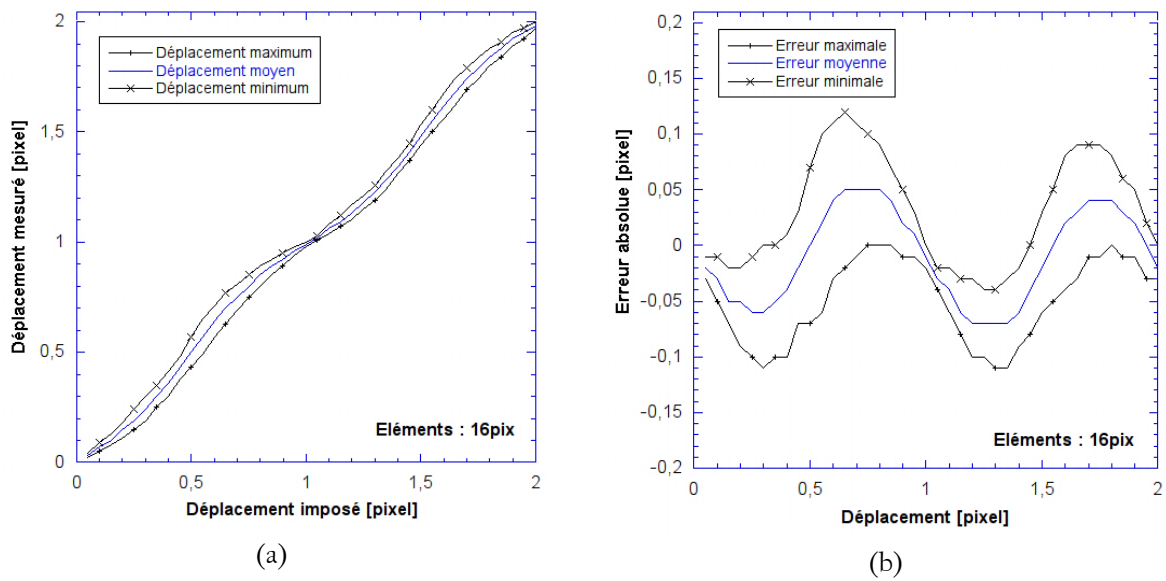


Figure 4-33: (a) Comparaison des déplacements imposés et des déplacements mesurés par corrélation d'images et (b) erreur absolue déterminée expérimentalement pour des éléments de 16 pixels (1 pixel = 0,49 mm)

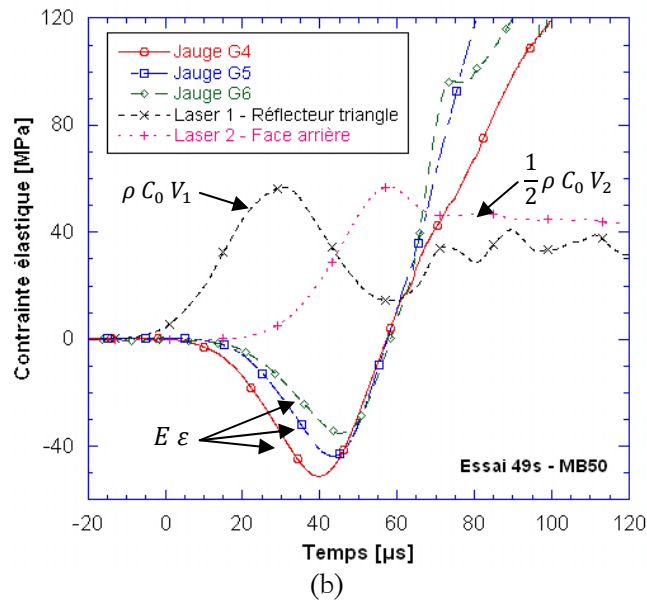
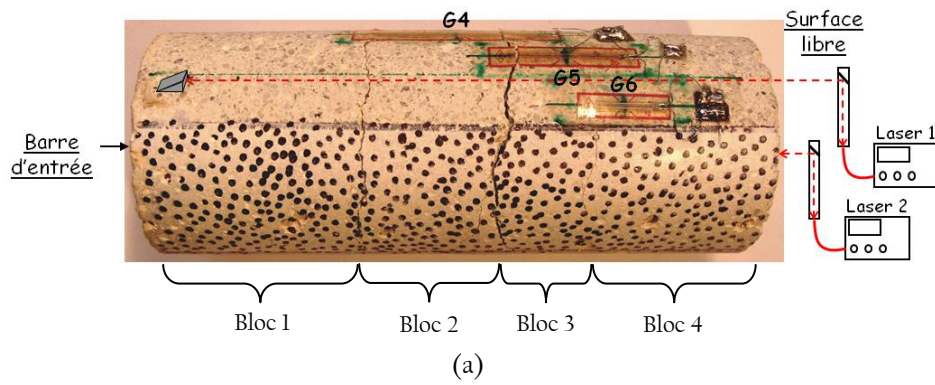
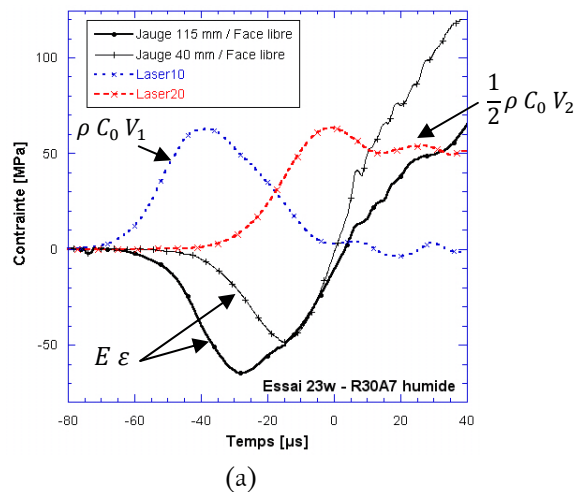


Figure 4-34 : (a) Configuration de l'essai 49s sur MB50 sec et (b) courbes obtenues lors de cet essai (le temps correspond au temps affiché sur les images de la caméra)





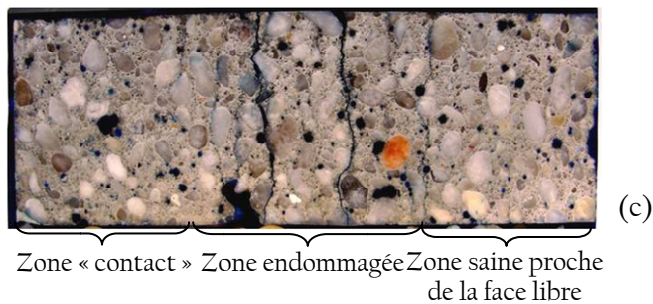
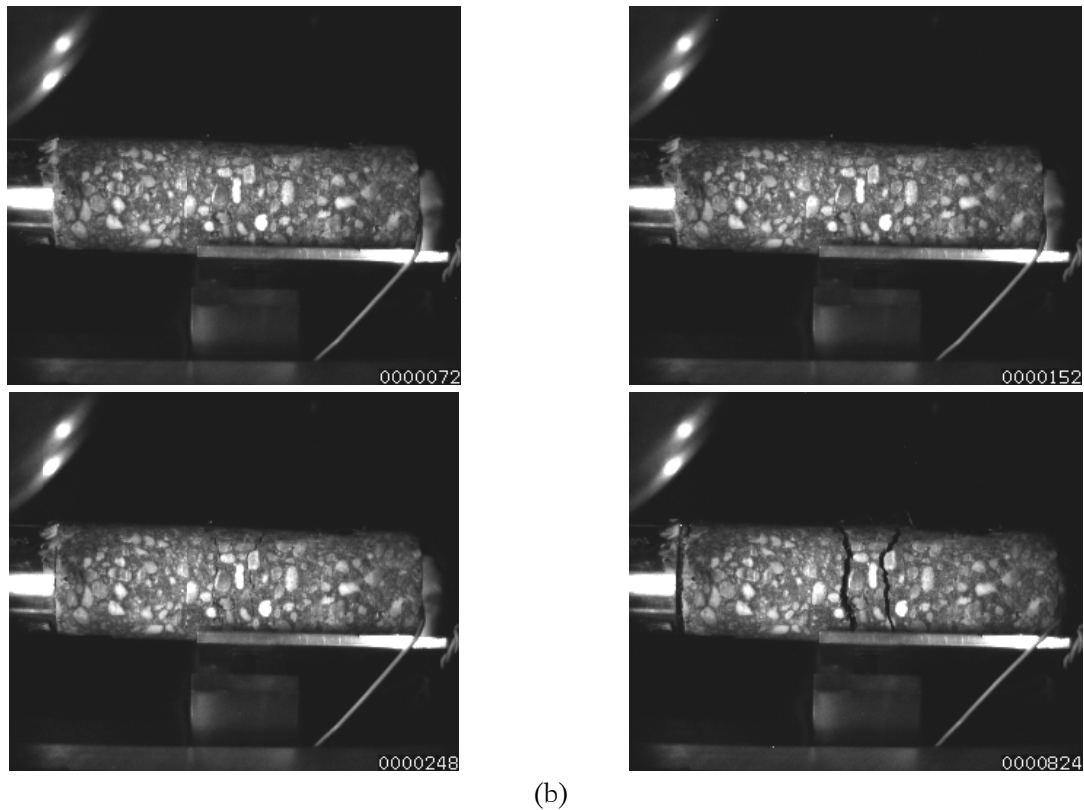


Figure 4-35 : (a) Signaux expérimentaux, (b) séquence enregistrée par caméra ultra-rapide et (c) faciès post mortem de l'éprouvette – Essai 23w sur R30A7 humide

Pour ces deux essais, il est possible d'utiliser la corrélation d'images pour quantifier les déplacements moyens de chaque bloc (présentés Figure 4-34a et Figure 4-35c) au cours du temps afin de les comparer aux signaux de déplacement obtenus par intégration des vitesses fournies par les extensomètres laser (Figure 4-36). Pour cela, on utilise des éléments de 16 pixels afin de réduire les incertitudes de mesure. Les déplacements obtenus à partir des deux moyens de mesure (interféromètre laser et mesure de champs) sont en très bon accord.

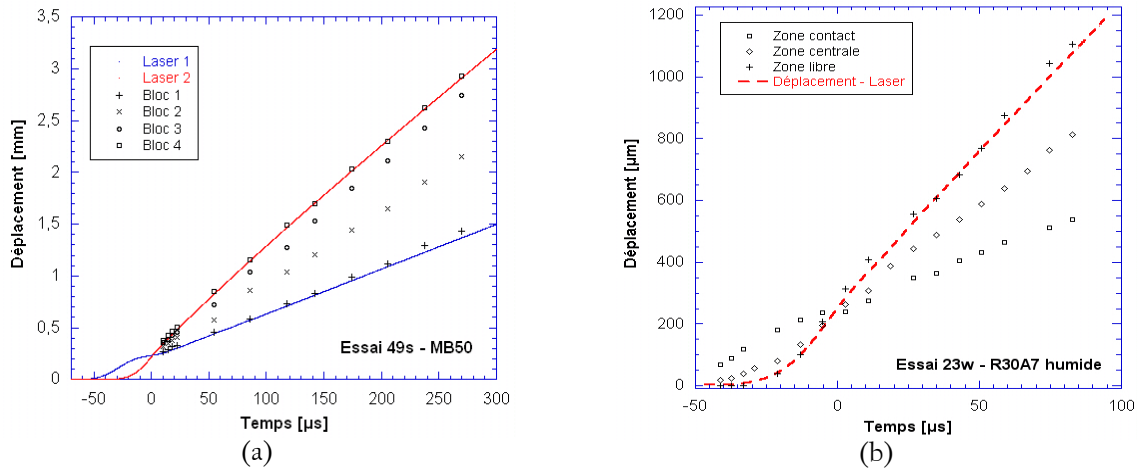


Figure 4-36 : Comparaison des déplacements obtenus par intégration des signaux des extensomètres laser avec les mesures par corrélation d'images – (a) essai 49s sur MB50 et (b) essai 23w sur R30A7

On peut aussi étudier les évolutions du chargement et de l'endommagement qui se développent au cours de l'essai d'écaillage. Sur la Figure 4-37, on peut voir le champ de déplacement suivant l'axe de l'éprouvette au moment de l'arrivée de l'onde transmise pour l'essai 49s.

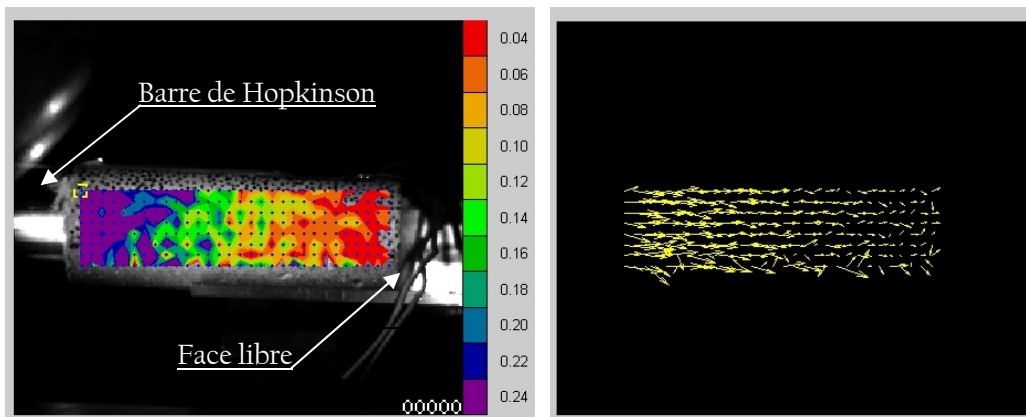


Figure 4-37 : Visualisation de l'arrivée de l'onde transmise à l'éprouvette – essai 49s, champ de déplacement axial (en pixel, ici 1 pixel = 0,54 mm) et vecteur déplacement (amplitude x100) –  $t = 36 \mu s$ , taille d'éléments : 8 pixels

Sur la Figure 4-34b, on peut voir qu'à  $t = 58 \mu s$  la déformation s'annule avant de devenir positive. Il est possible de vérifier cet état à partir de mesures du champ de déplacement à cet instant (Figure 4-38). On constate que l'éprouvette se déplace à ce moment comme un solide indéformable.

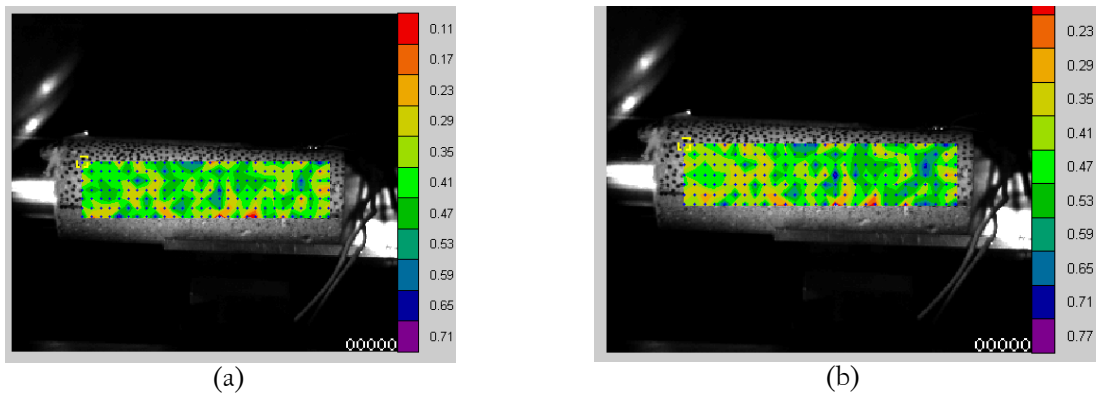
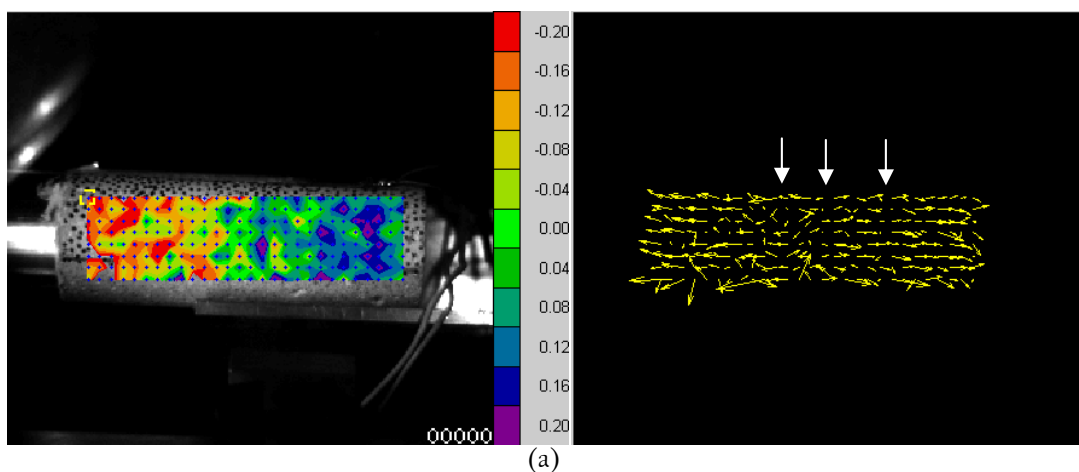


Figure 4-38 : Champ de déplacement axial (en pixel) (a) à  $t = 56 \mu s$  et (b) à  $t = 60 \mu s$  – Essai 49s sur MB50 sec

Grâce à sa résolution sub-pixelle, la technique de corrélation permet d'identifier les plans de rupture bien avant qu'ils ne soient visibles sur l'image. On peut dans ce cas utiliser des éléments plus réduits de 8 pixels de côté afin de visualiser les hétérogénéités locales du champ de déplacement. On peut alors clairement distinguer les plans de rupture dès  $t = 72 \mu s$ . De plus, il est possible de vérifier qu'aucun endommagement n'intervient dans la zone proche de la face libre. On constate en effet que le déplacement  $y$  est homogène. Cette observation permet de montrer l'acceptabilité de l'hypothèse formulée pour l'utilisation de l'équation de Novikov et al. [1966] afin de déterminer la résistance dynamique : on suppose dans cette méthode que le matériau présente un comportement linéaire élastique entre la zone endommagée qui a provoqué le rebond de vitesse et la face arrière où le signal est mesuré.



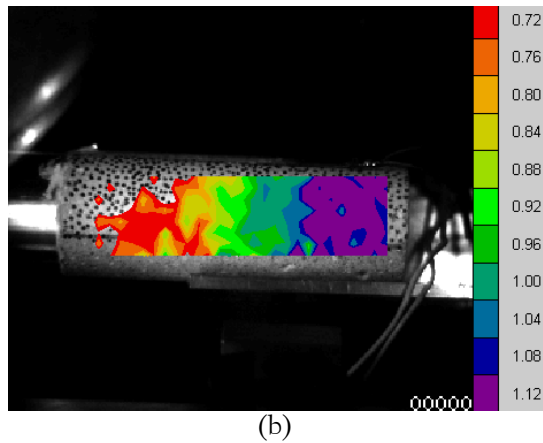


Figure 4-39 : (a) Champ de déplacement axial (en pixel) à  $t = 72 \mu s$  (en déduisant le mouvement de corps solide) et vecteurs déplacement correspondant (Amplitude  $\times 50$ ) et (b) champ de déplacement axial à  $t = 92 \mu s$

Cette même technique a été appliquée au béton R30A7. Le contraste naturel de la mésostructure de ce matériau a joué le rôle de mouchetis et des résultats similaires ont pu être obtenus : on voit clairement que le déplacement est homogène au moment où la contrainte axiale s'annule et on ne distingue clairement la position des plans de rupture dans l'éprouvette qu'environ  $35 \mu s$  plus tard (Figure 4-40).

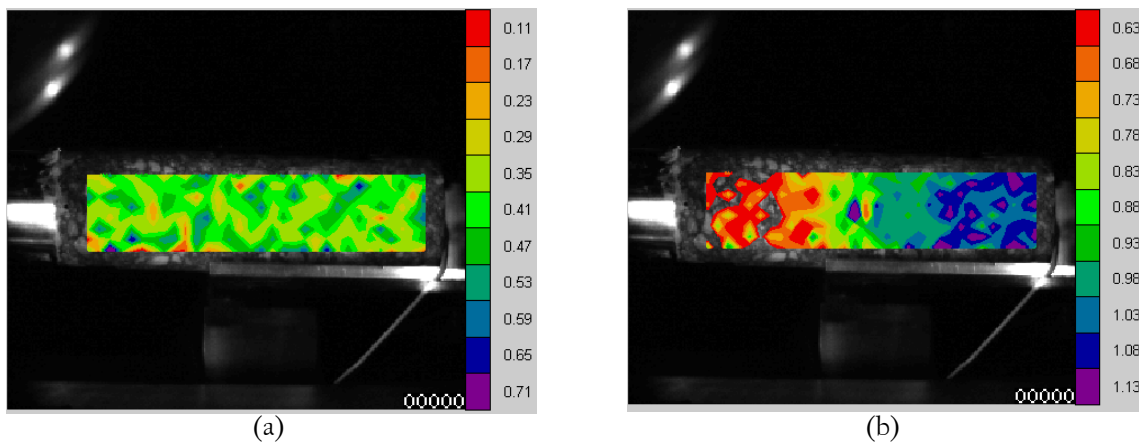


Figure 4-40 : (a) Champ de déplacement axial (en pixel, en déduisant le mouvement de corps solide) au moment où la contrainte s'annule ( $t = 0 \mu s$  sur le graphe de la Figure 4-35a) et (b) champ de déplacement axial (en pixel, absolu)  $35 \mu s$  plus tard –  $1 \text{ pixel} = 0,561 \text{ mm}$ , taille d'éléments : 8 pixels

Chacun des plans fissurés a créé au cours de l'essai une discontinuité de déplacement que l'on peut identifier par corrélation d'images (Figure 4-41).

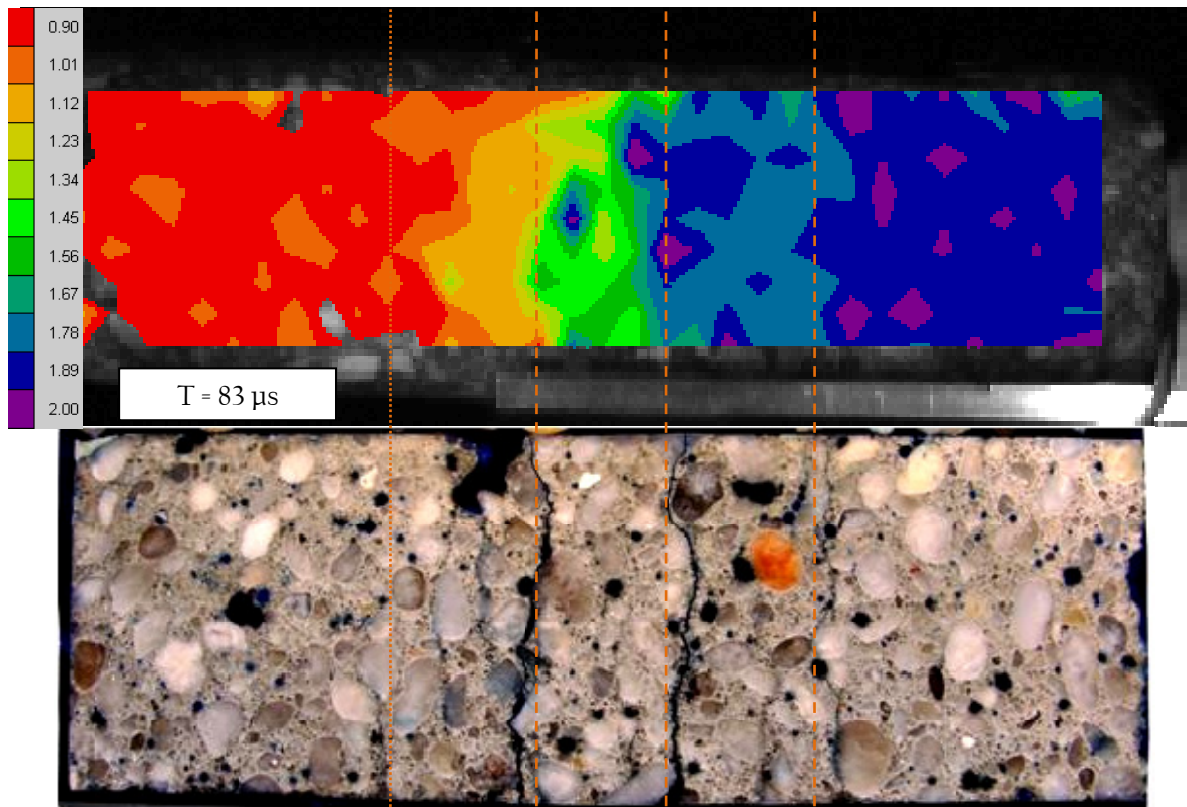


Figure 4-41 : Comparaison de la position des plans des discontinuités de déplacement relevées par corrélation d'images avec le faciès endommagé de l'éprouvette de R30A7 de l'essai 23w

## 2.8. Essais d'écaillage plan

L'observation d'une surface cylindrique peut amener des difficultés de mise au point. De plus, la zone d'observation est réduite. Afin d'améliorer l'observation et la mesure par corrélation d'image, une nouvelle configuration a été mise au point pour réaliser des essais d'écaillage. Un adaptateur fabriqué dans le même alliage d'aluminium que la barre a été dimensionné à l'aide de simulations numériques afin de passer de la partie cylindrique du bout de la barre à une section rectangulaire sans entraîner de fortes réflexions d'ondes qui pourraient perturber le chargement de l'éprouvette et les mesures. Les éprouvettes de MB50 testées sont parallélépipédiques de dimensions : 20 x 60 x 120 mm<sup>3</sup>.

Plusieurs configurations ont été testées pour vérifier que le chargement était bien homogène : par exemple, lors de l'essai 27W, trois jauges placées à la même distance du contact et réparties sur la hauteur de l'éprouvette, ainsi que deux extensomètres laser ont été mis en œuvre. Ces derniers avaient pour but de comparer le signal de vitesse en face arrière obtenu en deux points de la face arrière. Ces dispositifs ont permis de valider le principe de l'essai d'écaillage plan en montrant que l'onde transmise de compression est bien plane et homogène sur toute la hauteur de l'éprouvette (cf. Figure 4-43).

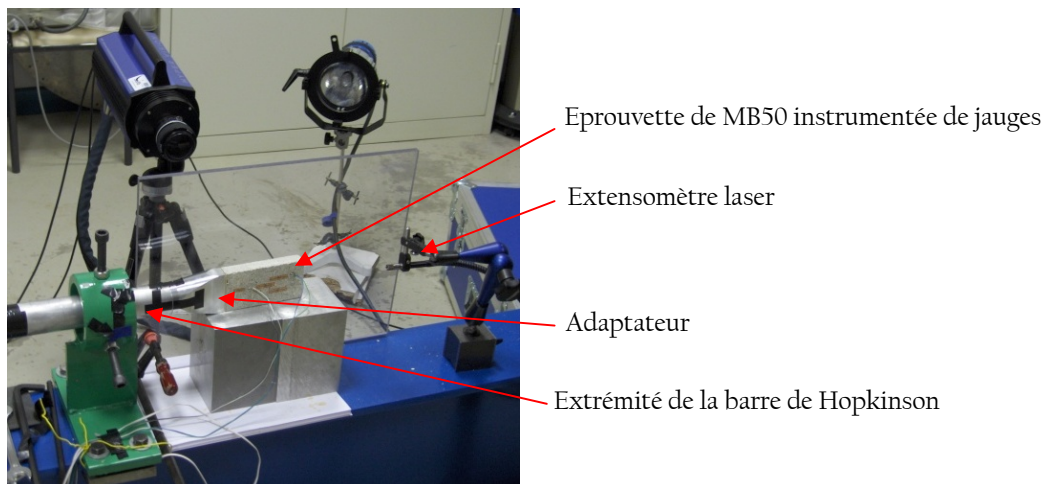


Figure 4-42 : Configuration expérimentale d'un essai d'écaillage plan sur béton MB50

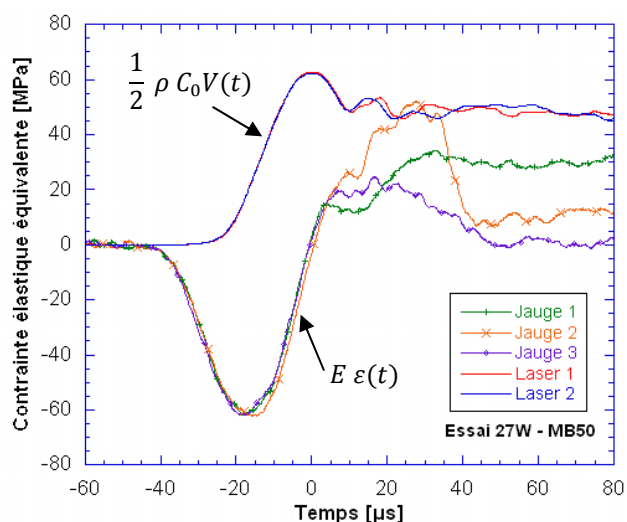
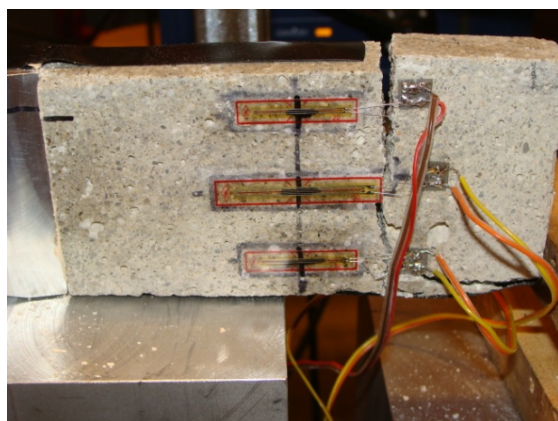


Figure 4-43: (a) Eprouvette à la fin de l'essai (adaptateur à gauche) et (b) courbes expérimentales de l'essai d'écaillage plan 27W sur MB50, par commodité les données expérimentales sont converties en contrainte et le temps est centré sur l'instant où les contraintes dans l'éprouvette passent en traction

La caméra ultra rapide et la technique de corrélation d'images ont été mises à contribution pour évaluer la planéité de l'onde de chargement (cf. Figure 4-44). Les mesures de champ montrent que la nature plane de l'onde est peu perturbée par le passage de la section cylindrique à la section rectangulaire. De plus, la surface observée étant plane, nous disposons d'informations sur toute la hauteur filmée (Figure 4-44c). Les résistances dynamiques obtenues lors de ces essais sont tout à fait cohérentes avec celles mesurées lors des essais d'écaillage sur éprouvettes cylindriques.

Cette configuration permet donc de réaliser des essais de caractérisation sur des éprouvettes de béton qui présentent une géométrie adaptée à l'observation par caméra ultra-rapide, facilitant ainsi la mesure de champs par corrélation d'images.

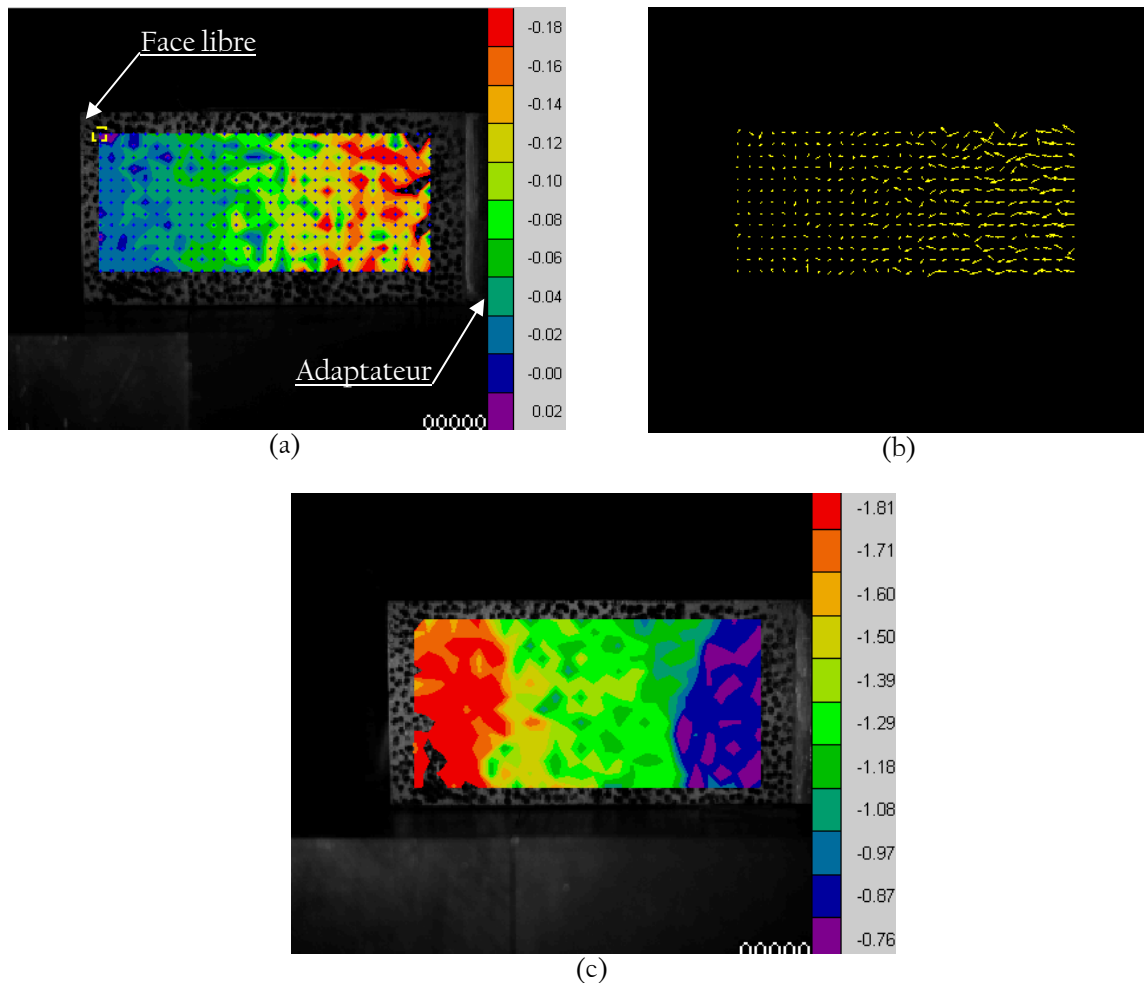


Figure 4-44 : (a) Arrivée de l'onde de chargement transmise à l'éprouvette d'écaillage plan, champ de déplacement axial (en pixel, 1 pixel  $\approx$  0,5 mm) et (b) vecteurs déplacement correspondants (Amplitude : x30), (c) Champ de déplacement axial environ 90  $\mu$ s après le début du chargement de traction dynamique – essai 2DH4 sur MB50 humide, taille d'éléments : 8 pixels

### 3. Similitudes et différences entre MB50 et R30A7 en traction dynamique

Alors que le comportement en compression des bétons MB50 et R30A7 est différent, leur résistance en traction dynamique est très proche. La Figure 4-45 présente tous les résultats des essais de traction directe quasi statique et dynamique ainsi que les résultats d'essais d'écaillage, comparés aux données disponibles dans la littérature et aux prévisions obtenues à partir de la formule du CEB pour des bétons ayant une résistance en compression simple de 30, 45 et 60 MPa.

Les données expérimentales montrent des tendances en termes de sensibilité à la vitesse de la résistance dynamique cohérentes pour des bétons a priori très différents. Il apparaît ainsi clairement que la présence des gros granulats a peu d'influence sur la résistance en traction, on peut légitimement penser que le comportement en traction dynamique est piloté par la matrice cimentaire et les (nombreux) défauts qui s'y trouvent.

La différence entre béton sec et humide est bien liée à la présence d'eau libre contenue dans les pores capillaires et certainement dans les microfissures. En conséquence, la microstructure de la matrice cimentaire influence directement la sensibilité à l'eau libre des bétons en traction dynamique.

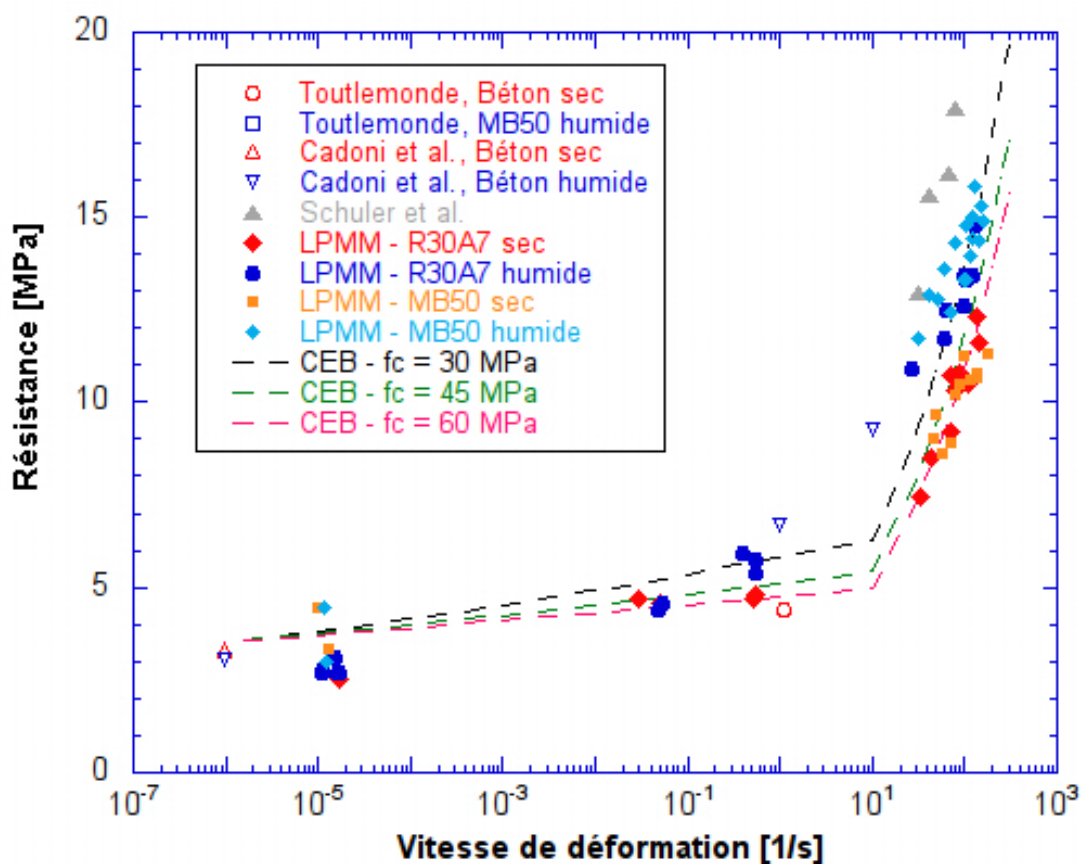


Figure 4-45 : Résultats obtenus au LPMM sur le MB50 et le R30A7 comparés aux données de la littérature



## *Résumé du chapitre 4*

Ce chapitre présente les résultats obtenus au LPMM en traction dynamique sur une large gamme de vitesse de déformation (de  $10^{-5}/s$  à plus de  $10^2/s$ ). Tout d'abord, des essais de traction directe dynamique ont été menés sur une presse hydraulique rapide afin de caractériser le béton R30A7, sec et humide, à des vitesses de déformation intermédiaires (jusqu'à environ 0,5/s). On a pu voir des bétons secs qui présentent une faible augmentation de résistance avec la vitesse de chargement alors que les bétons humides montrent une sensibilité plus importante à ce paramètre. Cette tendance a été attribuée à la viscosité de l'eau libre contenue dans les pores capillaires [Rossi, 1991 ; Toutlemonde, 1994] et dans les microfissures.

Afin d'atteindre des vitesses de chargement plus importantes, un banc expérimental d'écaillage a été mis en place. Plusieurs méthodes ayant été proposées dans la littérature, nous avons conduit des simulations numériques sur Abaqus/explicite en utilisant plusieurs modèles simulant des endommagements diffus et localisés. Nous avons pu ainsi voir que l'approximation acoustique proposée par Novikov et al. [1966] et déjà utilisée par Schuler et al. [2006] permet d'évaluer correctement la résistance dynamique dans toutes les configurations testées. Une méthode complète a été mise au point afin d'identifier la célérité des ondes dans le béton, calculer le module d'Young et déterminer avec précision la résistance et la vitesse de déformation à rupture. Pour cela, une instrumentation conséquente a été mobilisée : des jauges de déformation placées directement sur l'éprouvette, des extensomètres laser qui permettent de réaliser des mesures de vitesse ponctuelles et une caméra ultra rapide qui, couplée au logiciel de corrélation d'images Correli<sup>Q4</sup> développé au LMT Cachan, permet de réaliser des mesures de champs de déplacement avec une résolution sub-pixelle. Seize essais sur le MB50 humide et onze essais sur le microbéton sec ont été menés.

Dans le but d'appliquer cette technique expérimentale au R30A7, nous avons utilisé une approche numérique mésoscopique où matrice et granulats sont différenciés. Après avoir identifié les propriétés élastiques de chacune des phases afin que le béton numérique ait un comportement similaire à celui du R30A7, des calculs ont permis de valider tous les instruments nécessaires à l'essai d'écaillage. Nous avons donc procédé à 20 essais sur le béton R30A7 (10 sur le béton humide et 10 sur le sec) avec une instrumentation conséquente (jauges, extensomètres laser, caméra ultra-rapide).

Les résultats des deux campagnes ont montré que les bétons humides présentent une résistance supérieure à celle des bétons secs en dynamique rapide. Cette constatation peut être liée de nouveau à

la viscosité en traction dynamique de l'eau libre contenue dans le béton comme le prouvent les essais menés sur des éprouvettes séchées puis ré-infiltrées à l'eau qui présentent des résistances similaires aux bétons humides. D'autre part, des analyses post mortem pratiquées sur les éprouvettes d'écaillage après infiltration par une résine hyperfluide ont permis de mettre en évidence une rupture majoritairement inter-granulaire. On constate une augmentation importante de la densité de fissuration avec la vitesse de déformation pour toutes les configurations testées. Néanmoins, ces essais ne permettent pas d'extraire de tendances à partir des observations menées sur les bétons secs et humides sollicités à des vitesses de déformation comparables, les faciès sont en effet assez proches.

La mesure de champ par corrélation d'images appliquée aux essais d'écaillage a permis d'extraire des informations qualitatives sur la cinétique de rupture dynamique et des informations quantitatives de champs de déplacement qui ont été validées par une comparaison aux signaux des extensomètres laser. Enfin, une nouvelle configuration d'écaillage a été proposée afin d'augmenter la surface observée par caméra ultra-rapide. Grâce à un adaptateur développé à partir de calculs numériques, l'onde de chargement est transmise d'un barreau cylindrique à une éprouvette parallélépipédique. La surface plane latérale est alors visualisée par la caméra. Les résistances obtenues dans cette configuration correspondent aux résultats des essais d'écaillage précédents.

Enfin la comparaison entre MB50 et R30A7 a montré toutes les similitudes qui existent en traction dynamique. La taille de granulat apparaît comme un paramètre peu influent puisque la rupture est majoritairement inter-granulaire. C'est la microstructure de la matrice et les défauts qui s'y trouvent qui pilotent le comportement en traction dynamique des bétons.

Le dialogue calculs numériques – expérimentations a permis de s'assurer de la véracité des résultats obtenus. Ces données peuvent donc être utilisées dans les modélisations pour obtenir des prévisions plus précises lors de calculs de structures soumises à des chargements dynamiques complexes.



## Chapitre 5

# Endommagement des bétons sous impact





Après avoir obtenu des informations sur la résistance en traction dynamique des bétons, nous pouvons nous intéresser à la réponse du béton résultant de chargements plus complexes comme un impact balistique. Comme nous l'avons présenté dans le chapitre 2, ce type de sollicitation rapide, intense et localisée conduit à plusieurs types d'endommagement caractéristiques : cratérisation des faces avant et arrière, et fissuration au cœur du matériau aux alentours du tunnel formé au passage du projectile. Afin d'étudier la fragmentation des bétons, des essais d'impact sur la tranche sont menés sur des carreaux de microbéton MB50 sec et humide en configuration sarcophage et ouverte. Cet essai fait intervenir le comportement confiné proche du point d'impact mais aussi le comportement en traction dynamique plus loin dans la cible. Afin de vérifier l'applicabilité de cette technique expérimentale au béton R30A7, la simulation numérique mésoscopique est de nouveau utilisée comme outil d'évaluation. Des calculs sont menés pour vérifier d'une part la reproductibilité de l'essai et d'autre part, la validité des moyens de mesure mis en œuvre. Enfin, une nouvelle configuration expérimentale est proposée pour étudier les phénomènes liés à la cratérisation.

## 1. Essais d'impact sur la tranche

L'essai d'impact sur la tranche est destiné à étudier l'endommagement des matériaux fragiles sous impact. Comme nous l'avons vu au chapitre 2, cet essai peut être mené dans deux configurations :

- Configuration sarcophage : on encapsule la plaque de béton dans un boîtier en alliage d'aluminium afin de conserver les fragments proches de leur position initiale. Un jeu est prévu pour chaque face afin d'assurer une discontinuité d'impédance et assurer que le boîtier ne perturbe pas le chargement. Après impact, l'infiltration du matériau par une résine hyperfluide permet de révéler l'endommagement induit et d'évaluer les densités de fissures dans chaque zone.
- Configuration ouverte : on utilise un moyen optique (caméra ultra-rapide ou appareils photo synchronisés par exemple) pour suivre la progression de l'endommagement dans le matériau sollicité par impact.

L'essai d'impact sur la tranche fait intervenir un projectile cylindrique, un système de confinement inertiel lorsque les essais se font sur du béton, et une plaque du matériau à tester. Lors de l'impact, une onde quasi cylindrique se propage dans le carreau de béton. Le système de confinement inertiel imaginé par Forquin [2003] placé dans la zone d'impact est constitué d'un demi-cylindre et d'une demi-couronne d'acier. Lorsque le projectile impacte le carreau, la matière tend à se dilater perpendiculairement à la direction axiale sous l'effet du coefficient de Poisson. Ce confinement, par

son inertie, réduit cette expansion. Cette interaction génère une pression de confinement dans le matériau qui change le comportement du béton, le rendant plus ductile et augmentant sa résistance. Le confinement dynamique permet donc de limiter l'endommagement de compression au voisinage du point d'impact et d'améliorer la propagation du chargement dans la plaque de béton. Un peu plus loin dans le carreau, cette onde de chargement provoque successivement une compression bi-axiale puis une traction orthoradiale résultant du déplacement radial de la matière (cf. Figure 5-1).

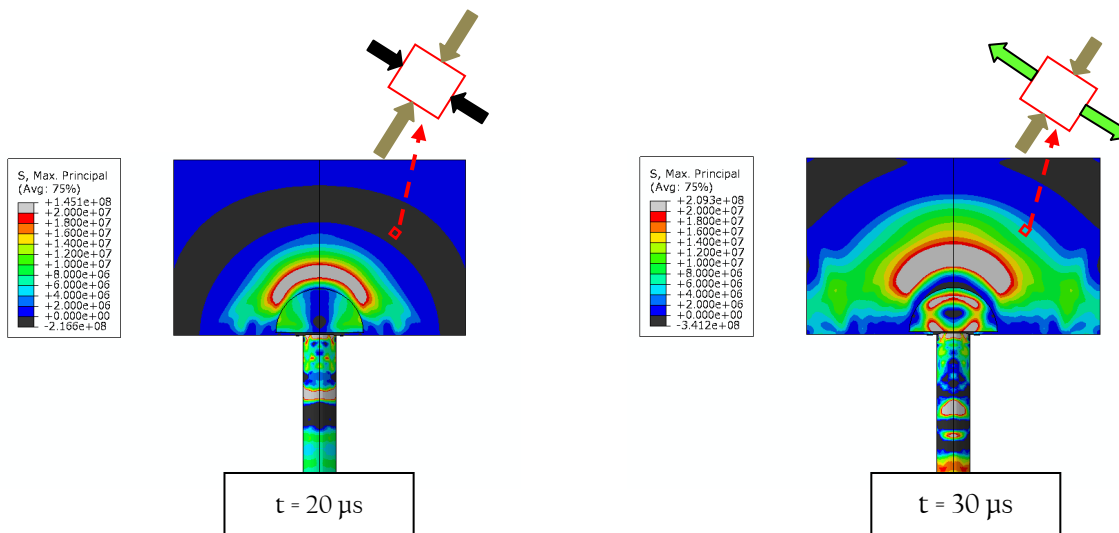


Figure 5-1 : Contrainte principale à 20 et 30  $\mu$ s après l'impact du projectile – compression radiale et compression puis traction orthoradiale

Cet essai est donc particulièrement intéressant de par sa complémentarité avec l'essai d'écaillage : on sollicite le matériau en traction dynamique mais le chemin de chargement est différent. Des simulations numériques ont été conduites afin d'obtenir une configuration où le chargement de traction dynamique est similaire à celui qui intervient au cours d'un essai d'écaillage.

### 1.1. Dimensionnement de l'essai d'impact sur la tranche

Le chargement de traction orthoradial qui intervient au cours de l'essai d'impact sur la tranche dépend des conditions d'essais (dimensions et vitesses de projectile notamment). Plusieurs configurations ont été testées par simulation numérique sur Abaqus/explicite en utilisant le modèle KST pour le béton. Plusieurs diamètres et plusieurs longueurs de projectiles ainsi que plusieurs vitesses d'impact ont été testées avant de parvenir à une configuration satisfaisante [Erzar, 2007] pour laquelle la durée et la vitesse du chargement sont comparables à la sollicitation qui intervient au cours d'un essai d'écaillage (cf. Figure 5-2). Au final, la configuration choisie fait intervenir un carreau de

béton (épaisseur 15 mm, largeur : 120 mm, hauteur : 200 mm) impacté sur la tranche par un projectile cylindrique (diamètre : 22,5 mm, longueur : 100 mm) en alliage d'aluminium à une vitesse de 50 m/s. Le carreau est équipé d'un système de confinement dynamique (cf. Chap. 2) au voisinage du point d'impact composé de deux demi-cylindres en acier (diamètre : 30 mm, hauteur : 50 mm) et de deux demi-couronnes en acier (diamètre intérieur : 31 mm, diamètre extérieur : 60 mm, hauteur : 50 mm). Cette configuration permet d'atteindre des vitesses de déformation comparables à celles des essais d'écaillage et une durée de chargement tout à fait comparable, elle a été appliquée aux essais en configuration sarcophage et ouverte.

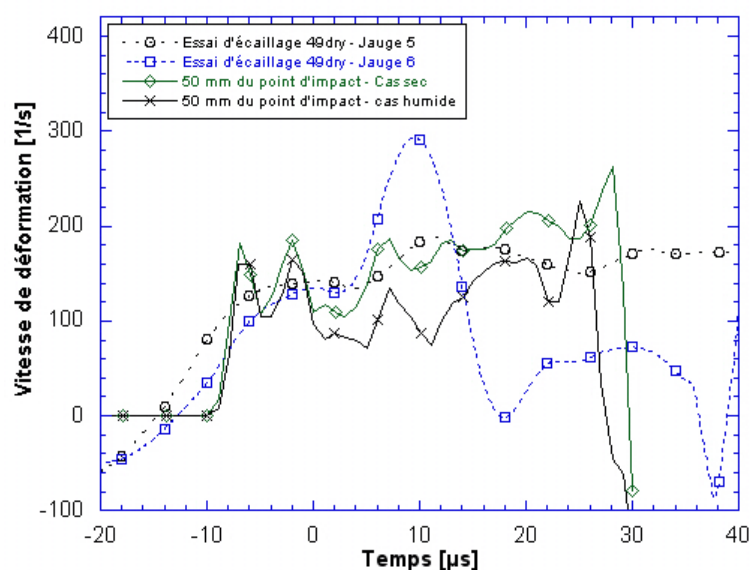


Figure 5-2: Comparaison du chargement de traction dynamique d'un essai d'impact sur la tranche (sur un béton sec et humide) avec un signal expérimental d'écaillage [Forquin et Erzar, 2009] (origine arbitraire de l'échelle de temps)

## 1.2. Essais sur le microbéton MB50

### 1.2.a. Essais en configuration sarcophage

Le montage mis en place pour cet essai est présenté sur la Figure 5-3. Le projectile est accéléré dans le tube lanceur par la détente de l'air comprimé contenue dans le canon. À l'approche de la bouche du tube, il coupe les signaux des trois photodiodes placées successivement à 50 mm d'intervalle. Le temps nécessaire au projectile pour traverser ces faisceaux permet de déterminer la vitesse et l'accélération du projectile et ainsi de connaître avec précision la vitesse d'impact du cylindre en alliage d'aluminium sur le carreau de béton. Ce dernier est placé dans le sarcophage mais une rupture d'impédance suffisante est assurée pour chaque face, le carreau est donc libre. Quatre essais ont été menés sur des plaques de microbéton MB50. Deux ont été réalisés sur des carreaux secs



et deux sur des carreaux humides. La même vitesse d'impact (50 m/s) a été utilisée dans tous les essais afin d'étudier uniquement l'influence de l'eau sur le faciès post mortem.

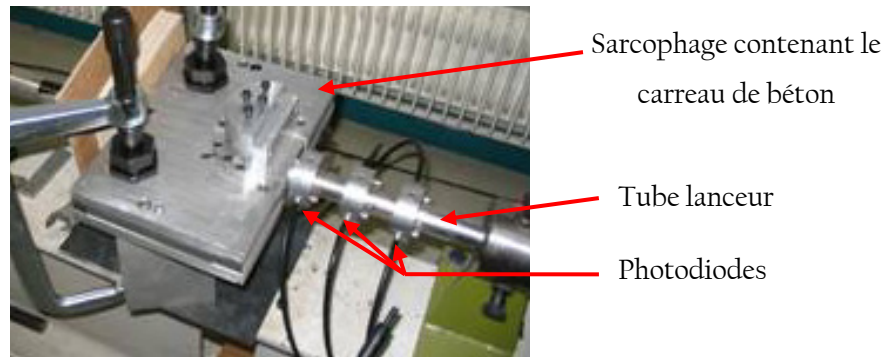


Figure 5-3: Essai d'impact sur la tranche en configuration sarcophage

Après infiltration et polissage, les résultats obtenus mettent en exergue l'influence de l'eau libre sur la réponse dynamique (cf. Figure 5-4). Une fragmentation beaucoup plus importante est constatée sur le faciès post mortem du carreau sec. L'endommagement dans le cas du béton humide est beaucoup plus limité, il n'est constitué que de plusieurs fissures dont l'ouverture est restée très faible.

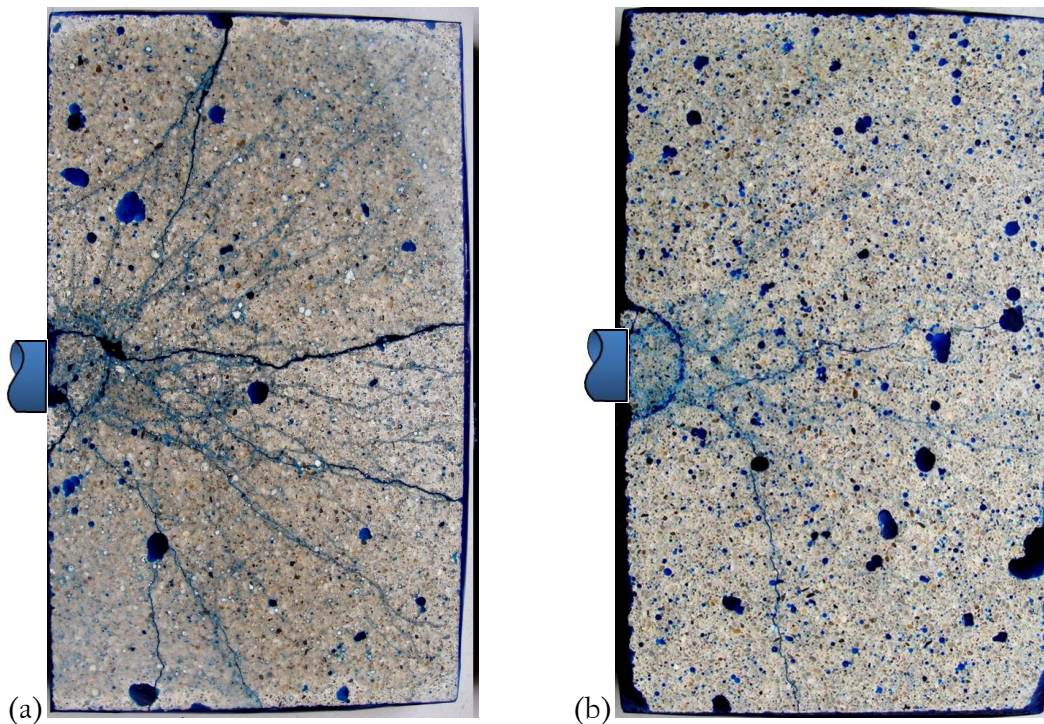


Figure 5-4: Faciès post mortem de carreaux de MB50 (a) sec et (b) humide après un essai d'impact sur la tranche en configuration sarcophage

L'expérience montre que l'eau libre a une influence sur le développement de l'endommagement. L'eau libre contenue dans le carreau a pu retarder l'amorçage des fissures et sa viscosité a même pu contribuer à résister à leur ouverture. Afin d'observer l'amorçage et la progression de l'endommagement dans le carreau de béton, des essais d'impact sur la tranche ont été menés en configuration ouverte.

### 1.2.b. Essais en configuration ouverte

Afin de réaliser ces essais, un caisson de protection a été dimensionné. Ce caisson utilise sur l'une (ou plusieurs) de ses faces une plaque de Lexan qui permet d'utiliser la caméra ultra-rapide et l'éclairage continu pour filmer l'essai. Le montage juste avant essai est présenté sur la Figure 5-5.

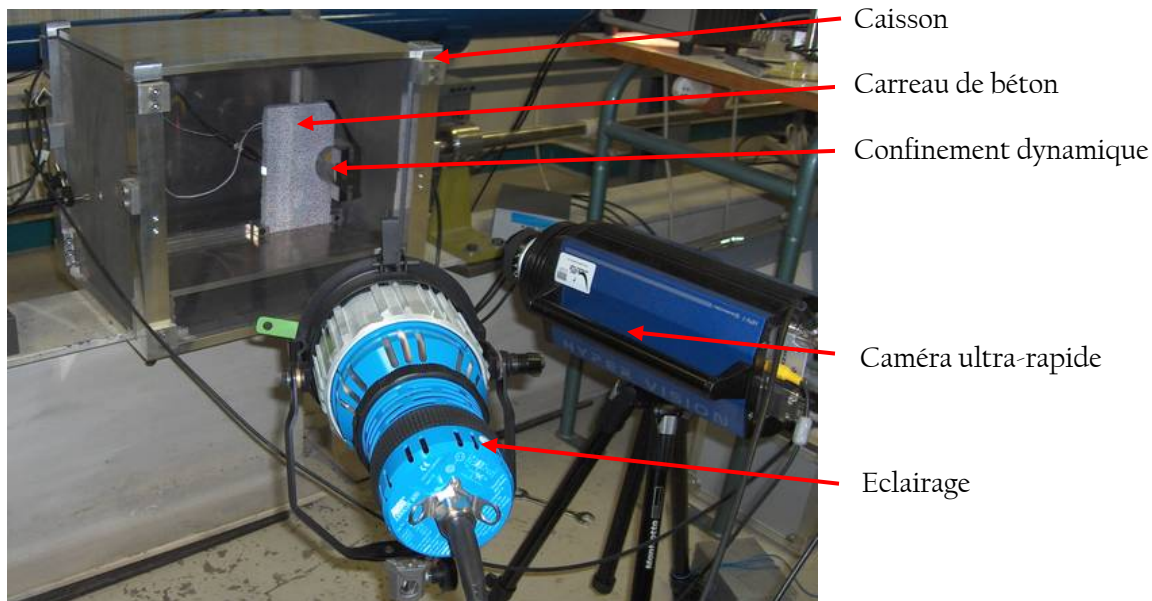


Figure 5-5 : Banc d'essai d'impact sur la tranche en configuration ouverte

Lors de tous les essais en configuration ouverte, l'instrumentation suivante a été mise en œuvre :

- un extensomètre laser est utilisé pour mesurer la vitesse matérielle sur la tranche opposée à la tranche impactée (on distingue sur la Figure 5-5 le papier réfléchissant placé sur la tranche arrière du carreau). Cette vitesse matérielle permet de comparer le chargement dynamique généré par impact dans les différents carreaux impactés.
- des jauges de déformation de 20 mm ont été placées respectivement à 50 et 70 mm du point d'impact, suivant la direction orthogonale à l'axe d'impact. Ces jauges permettent de caractériser le chargement

de traction dynamique induit dans les carreaux impactés. Ces signaux de jauge donnent une évaluation de la vitesse de déformation qui peut être comparée à celle rencontrée dans les essais d'écaillage.

Pour réaliser ces essais, la caméra ultra-rapide SHIMADZU a été utilisée, avec un temps inter-images de 2  $\mu$ s. Les carreaux de béton ont été recouverts d'un mouchetis composé d'un fond blanc mat et de points multicolores d'environ 2 mm de diamètre. La technique de corrélation d'images a été utilisée afin de mesurer le champ de déplacement en surface. Deux essais d'impact sur la tranche ont été réalisés sur microbéton MB50 humide avec une vitesse d'impact de 50 m/s ( $\pm$  1,5 m/s). Les données des essais n°23 et n°26 sont tracées respectivement sur la Figure 5-6 et sur la Figure 5-7. Sur ces graphiques, l'échelle de temps est choisie pour que l'instant d'impact corresponde au temps  $t=0$ . La courbe de vitesse (extensomètre laser) fait apparaître une accélération très rapide, puis une stabilisation à environ 8 m/s. On notera que dans le cas de l'essai MB50 n°26 la jauge située à 50 mm présente un dysfonctionnement : le signal passe d'une déformation nulle à une valeur très élevée alors que le chargement s'est déjà développé dans la cible depuis 80  $\mu$ s.

Même si les profils de déformation sont assez similaires à 50 et 70 mm, un phénomène inattendu est observé au niveau de la jauge la plus éloignée : celle-ci présente en effet une augmentation brusque de déformation qui intervient avant celle observée sur la jauge située à 50 mm du point d'impact. L'instrumentation mise en œuvre peut nous aider à retracer la chronologie de l'endommagement dynamique du carreau de béton. Grâce à l'étendue de la surface étudiée, toutes les mesures de champ présentées ci-dessous ont été réalisées en utilisant des éléments de 16 pixels. Si l'on observe le champ de déplacement  $U_2$  à  $t = 60 \mu$ s pour l'essai sur MB50 n°23 (Figure 5-8a), celui-ci est homogène dans la zone où se trouvent les jauges. On distingue néanmoins à cet instant des gradients de déplacement à droite et à gauche du carreau qui trahissent le développement de fissures radiales à cet endroit. Ce même champ de déplacement  $U_2$  observé à  $t = 70 \mu$ s présente deux forts gradients de déplacement proches de la face arrière (Figure 5-8b). On peut penser qu'il s'agit de fissures générées non pas à partir des contraintes de traction orthoradiales provoquées par le déplacement radial de la matière mais de la mise en flexion du carreau de béton, elles se propagent donc depuis la face arrière du carreau. La mesure de déplacement à  $t = 80 \mu$ s (Figure 5-8c) montre que l'une des fissures de la face arrière se développe vers l'avant du carreau de béton, ce qui valide cette explication. L'analyse des signaux de jauges confirme ces mesures de champ : on voit apparaître un saut de déformation d'abord sur la jauge située à 70 mm du point d'impact à  $t \approx 60 \mu$ s puis sur la jauge placée à 50 mm à  $t \approx 75 \mu$ s. Les carreaux fragmentés sont présentés sur la Figure 5-9.

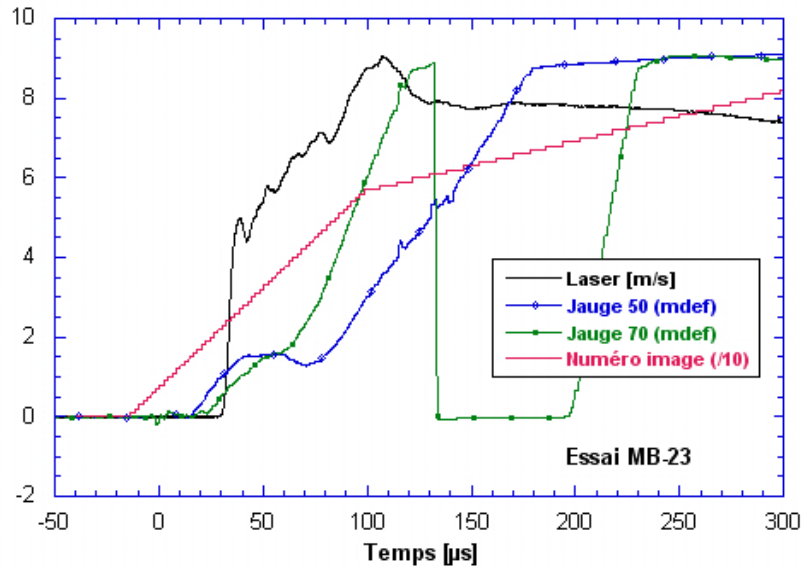


Figure 5-6 : Signaux expérimentaux de vitesse (extensomètre laser) de déformation à 50 et 70 mm de l'impact (jauges) et numéro de l'image enregistré par la caméra ultra-rapide – Essai MB50 humide n°23

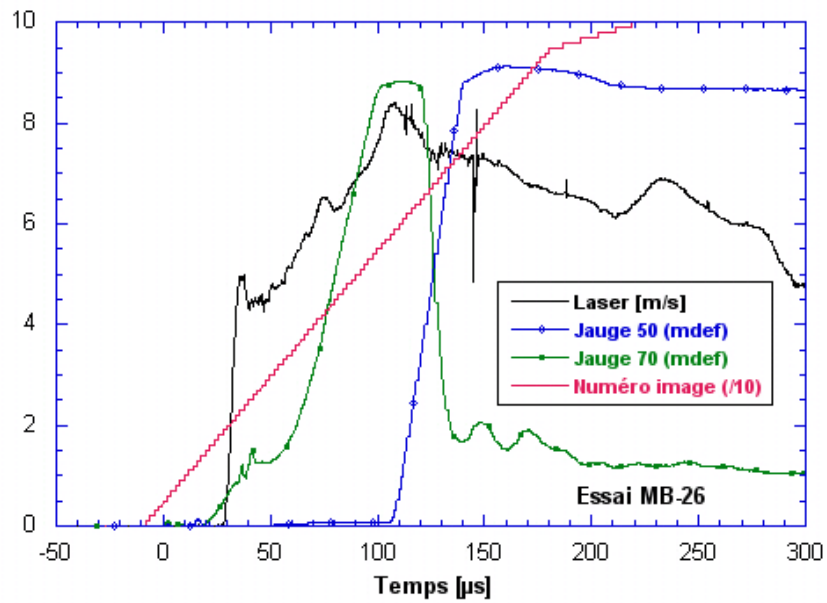
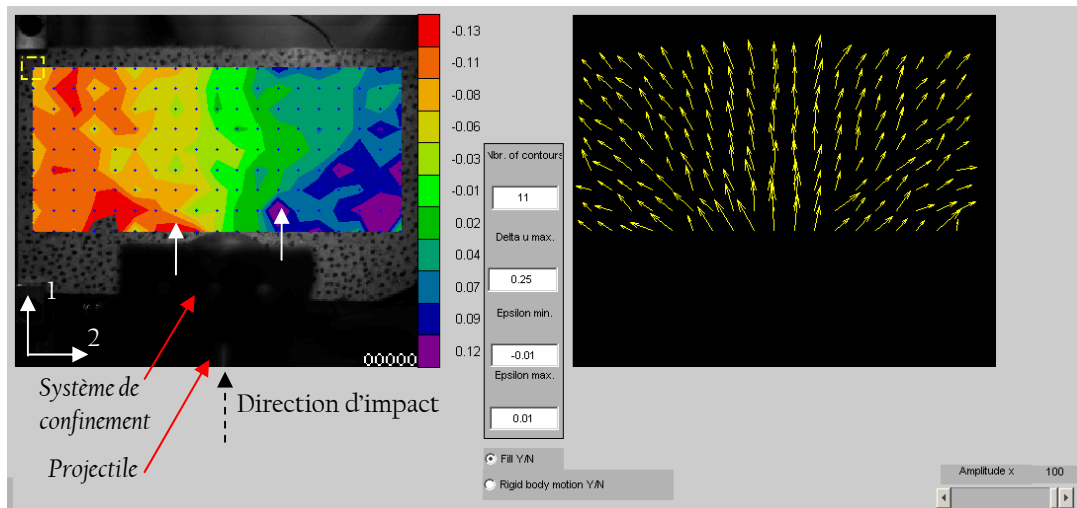
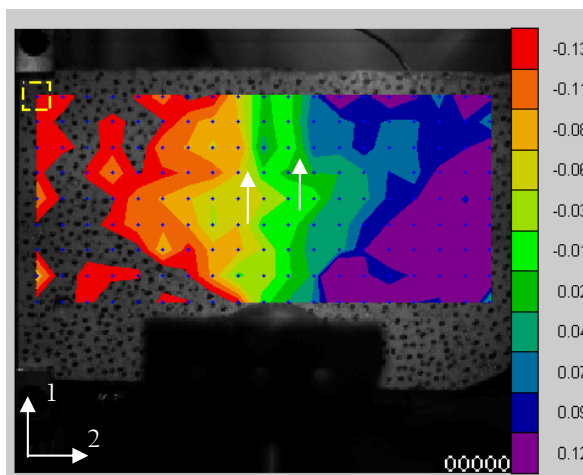


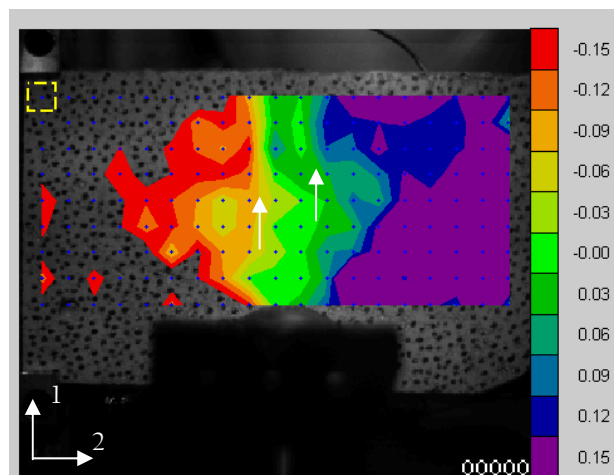
Figure 5-7 : Signaux expérimentaux de vitesse, de déformation à 50 et 70 mm de l'impact (jauges) et numéro de l'image enregistré par la caméra ultra-rapide – Essai MB50 humide n°26



(a) Champ de déplacement U2 en pixel, essai MB50 humide n°23, image n°40,  $t = 60 \mu\text{s}$  – vecteurs déplacement associés  
(Amplitude:  $\times 100$ )



(b) Champ de déplacement U2 en pixel, essai MB50 humide n°23, image n°45,  $t = 70 \mu\text{s}$



(c) Champ de déplacement U2 en pixel, essai MB50 humide n°23, image n°50,  $t = 80 \mu\text{s}$

Figure 5-8 : Champs de déplacement obtenus par corrélation d'images à plusieurs instants de l'essai MB50 n°23 (1 pixel = 0,64 mm, taille d'éléments : 16pixels) – les flèches indiquent les sauts de déplacement traduisant l'apparition de fissures



(a) (b)  
Figure 5-9 : Carreau post mortem des essais sur MB50 humide (a) n°23 et (b) n°26

Ces essais d'impact sur la tranche sur le microbéton MB50 ont permis d'obtenir plusieurs informations sur le comportement sous impact. Premièrement, les essais réalisés en configuration sarcophage ont mis en évidence une influence de l'eau libre sur le faciès d'endommagement des carreaux de MB50. Par la suite, les essais menés en configuration ouverte ont confirmé l'intérêt de la technique de corrélation d'images obtenues par caméra ultra-rapide. En effet, la mesure des champs de déplacement a permis d'identifier la chronologie de l'endommagement au cours des essais d'impact sur la tranche et de comprendre l'allure des signaux de jauges obtenus à 50 et 70 mm du point d'impact.

Si la taille de la mésostructure du MB50 autorise des volumes sollicités relativement faible et une bonne répétabilité des essais d'impact sur la tranche en utilisant des plaques de 15 mm d'épaisseur, l'application de cette technique expérimentale au béton R30A7 où l'on trouve des granulats de 8 mm de diamètre demande vérification. Pour ce faire, la simulation numérique mésoscopique constitue un outil pertinent d'évaluation.

### 1.3. Modélisation mésoscopique de l'essai d'impact sur la tranche sur le béton R30A7

Comme au chapitre 4, la simulation mésoscopique peut être utilisée comme un outil de validation de l'approche expérimentale. Il est ici question de vérifier que le chargement ne dépend pas (ou peu) de la proportion de granulats dans la zone de contact mais aussi que l'instrumentation utilisée permet de mesurer un comportement homogénéisé malgré la taille de la mésostructure. Afin de s'approcher au mieux des comportements mis en jeu lors d'un essai d'impact sur la tranche, nous avons utilisé le modèle de Krieg, Swenson et Taylor (KST) présenté au chapitre 1. Ce modèle reproduit le phénomène de compaction et l'augmentation de résistance déviatorique qui interviennent lorsque le béton subit une forte pression en se basant sur la contrainte équivalente de Von Mises. L'influence de l'eau peut être approchée par une saturation artificielle de la résistance déviatorique (paramètre  $\sigma_{max}^{eq}$ ). On peut aussi prendre en compte l'augmentation de résistance en compression simple en dynamique grâce au paramètre  $\sigma_{min}^{eq}$  (cf. Figure 5-10).

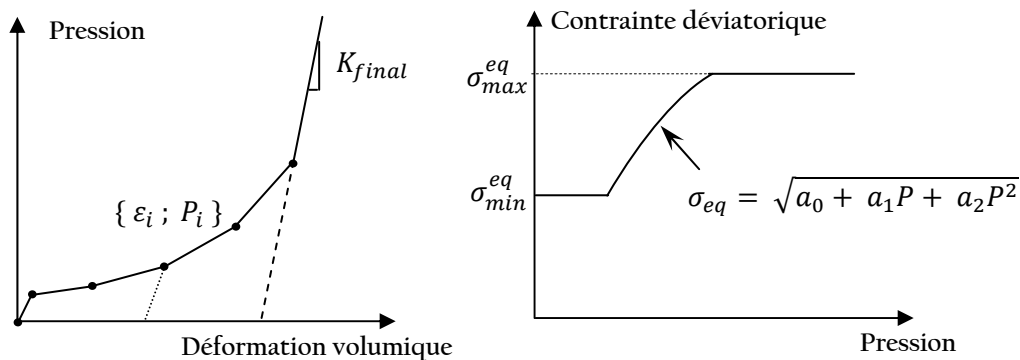


Figure 5-10 : Modèle KST avec la prise en compte de l'influence de l'eau libre et de l'augmentation de résistance en compression simple

### 1.3.a. Identification des paramètres KST de la matrice

Deux phases sont présentes dans les maillages du béton numérique. Les granulats, supposés parfaitement élastiques et la matrice cimentaire, dont le comportement en compression confinée n'est pas connu. Ce dernier peut être identifié par approche inverse grâce aux simulations mésoscopiques : les paramètres du modèle KST de la matrice peuvent être calibrés pour que le béton numérique exhibe un comportement similaire à celui rencontré lors des essais menés sur le béton R30A7. Pour obtenir ces paramètres, deux simulations numériques ont été utilisées. La première réutilise la configuration mise en œuvre dans le chapitre 4 pour identifier les propriétés élastiques de la matrice : le maillage mésoscopique d'un quart de cylindre (Rayon : 23 mm, Longueur : 35 mm, Figure 5-11a) composé de 116 690 éléments hexaédriques à intégration réduite C3D8R (en utilisant les deux symétries du problème pour réduire le temps de calcul). Le second maillage est un parallélépipède de 30 x 30 x 70 mm<sup>3</sup> composé de 504 000 éléments (Figure 5-11b). Cette deuxième configuration permet, en utilisant un modèle faisant intervenir un plus grand nombre d'éléments, de s'assurer que les paramètres ont été identifiés sur un volume suffisant et que la symétrie ne joue qu'un rôle très limité sur la réponse. Dans tous les calculs menés, les déplacements ont été bloqués dans les deux directions transversales (X et Y) pour la surface extérieure, le chargement axial est appliqué de manière symétrique aux deux surfaces extrêmes (de normale Z). Cette configuration correspond à un essai œdométrique. L'identification à partir de ce type d'essai a été choisie car c'est un chargement que l'on rencontre typiquement dans la zone située sous le confinement inertiel lors d'un essai d'impact sur la tranche.

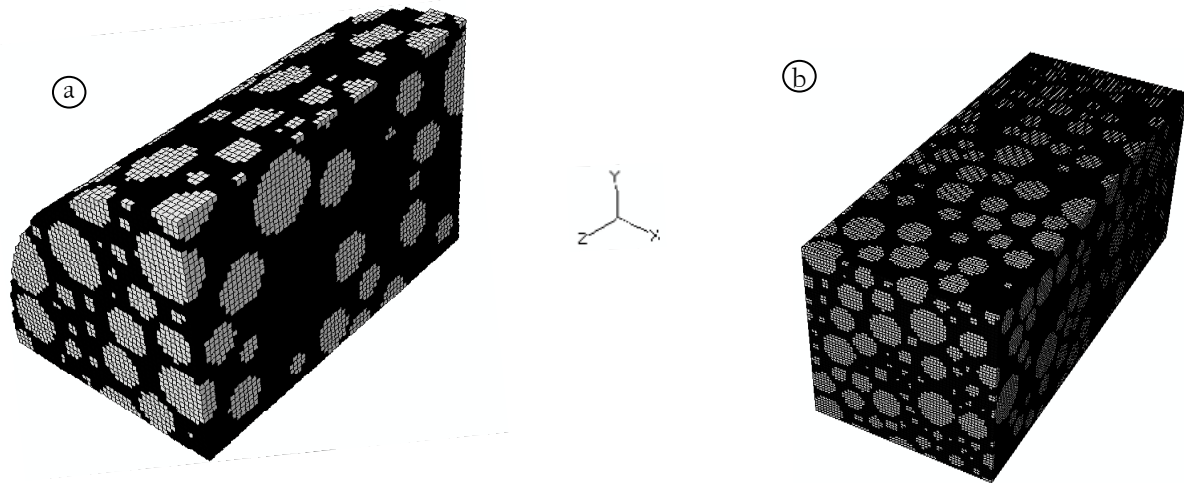


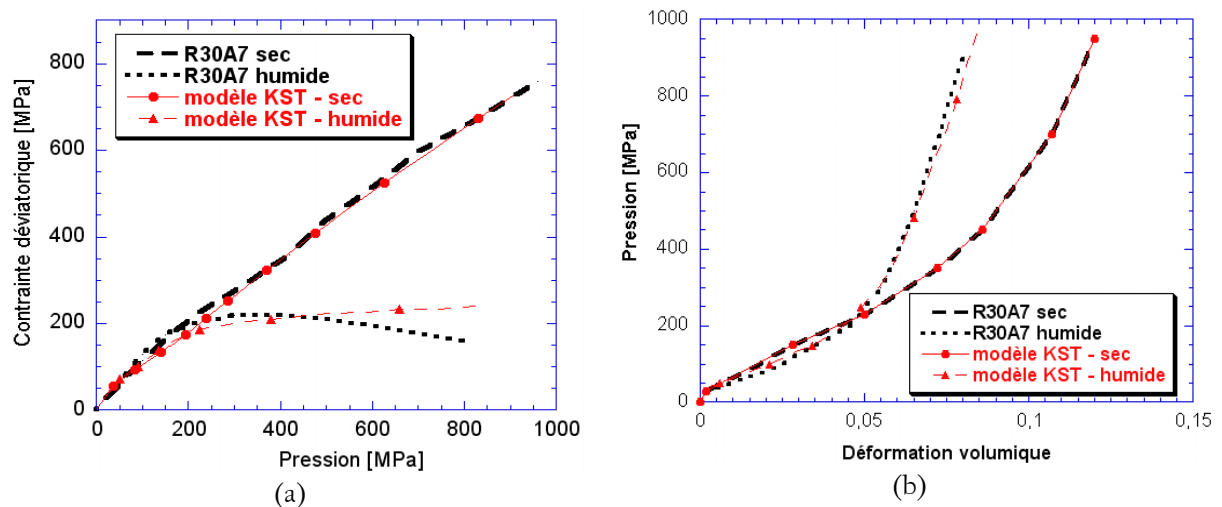
Figure 5-11: Maillages mésoscopiques (a) d'un quart de cylindre et (b) d'un parallélépipède de béton numérique utilisés pour identifier les paramètres KST de la matrice

À la fin de la simulation numérique, les forces nodales ont été relevées sur chaque face afin de calculer les contraintes principales (Eq. (4-20)), la contrainte déviatorique  $\sigma_{dev}$  ainsi que la pression  $P$  qui évoluent au cours de l'essai œdométrique numérique.

$$\sigma_{dev} = |\sigma_z - \sigma_x| \quad (5-1)$$

$$P = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (5-2)$$

Le comportement homogénéisé a ensuite été comparé aux résultats expérimentaux obtenus sur les bétons R30A7 secs et humides lors d'essais œdométriques [Gabet, 2006]. De manière itérative, les paramètres de la matrice ont été modifiés jusqu'à ce que le béton numérique présente un comportement en compression confinée similaire au R30A7 (cf. Figure 5-12 et Tableau 5-1). L'éprouvette présentée à la Figure 5-11b laisse apparaître plusieurs localisations de déformation.





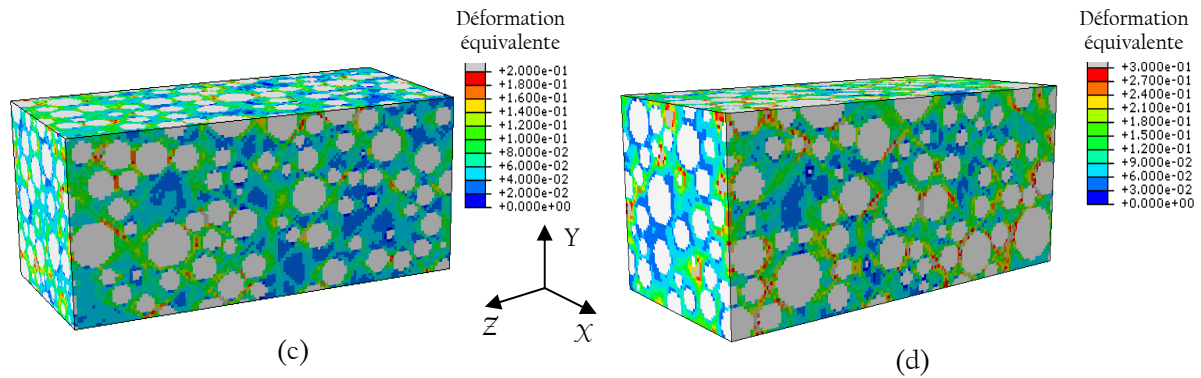


Figure 5-12 : Modèle KST comparé aux résultats d'essais quasi-oedométrique obtenus sur le R30A7 [Gabet et al., 2008 ; Données CEG]: (a) Comportement déviatorique et (b) loi de compaction ; Eprouvettes de béton numérique (c) humide et (d) sèche subissant un essai oedométrique (charge suivant  $-Z$ , le déplacement des faces extérieures est bloqué suivant leur normale)

Tableau 5-1 : Paramètres du modèle KST de la matrice déterminés par simulations numériques mésoscopiques et du béton R30A7 identifiés directement à partir des courbes expérimentales

	Matrice		Béton	
	<i>Humide</i>	<i>Sec</i>	<i>Humide</i>	<i>Sec</i>
<i>Paramètres relatifs au comportement hydrostatique</i>				
$K_{final} (Pa)$	$2.3.10^{10}$	$2.3.10^{10}$	$2.3.10^{10}$	$2.3.10^{10}$
$\{\varepsilon_i ; P_i (MPa)\}$	(0;0)	(0 ; 0)	(0 ; 0)	(0 ; 0)
	(-0.0024 ; 30)	(-0.0041 ; 30)	(-0.0017 ; 30)	(-0.0025 ; 30)
	(-0.067 ; 135)	(-0.05 ; 138)	(-0.025 ; 100)	(-0.028 ; 150)
	(-0.084 ; 207)	(-0.088 ; 207)	(-0.045 ; 195)	(-0.05 ; 230)
	(-0.089 ; 300)	(-0.123 ; 300)	(-0.055 ; 300)	(-0.072 ; 350)
	(-0.093 ; 360)	(-0.142 ; 360)	(-0.065 ; 500)	(-0.086 ; 450)
	(-0.102 ; 535)	(-0.168 ; 535)	(-0.073 ; 700)	(-0.107 ; 700)
	(-0.112 ; 750)	(-0.183 ; 750)	(-0.08 ; 900)	(-0.12 ; 950)
<i>Paramètres relatifs au comportement déviatorique</i>				
$a_0 (MPa^2)$	$1,61.10^{15}$		$1,61.10^{15}$	
$a_1 (MPa)$	$5.10^7$		$9.8.10^7$	
$a_2$	0,275		0,54	
$\sigma_{max}^{eq} (MPa)$	105	/	210	/

### 1.3.b. Simulation mésoscopique de l'essai d'impact sur la tranche sur béton

Deux plaques de béton numériques ont été maillées en utilisant l'approche mésoscopique décrite précédemment ainsi qu'une plaque homogène témoin dans laquelle les éléments représentent le béton. Afin de limiter le coût de calcul, une des symétries a été utilisée permettant de limiter le maillage complet (comprenant éprouvette, confinement et projectile) à 1 445 250 éléments hexaédriques (C3D8R) de 0,5 mm de longueur caractéristique. La seconde symétrie n'a pas été exploitée afin de conserver un volume de béton numérique suffisamment important pour observer l'effet des granulats sur l'endommagement dynamique. Une vitesse d'impact initiale du projectile de 50 m/s a été utilisée, cette vitesse correspond à la vitesse nominale déterminée lors de l'optimisation du chargement. Le système de confinement dynamique est représenté par un quart de cylindre plein en acier. Les cas sec et humide ont été simulés pour chaque éprouvette numérique.

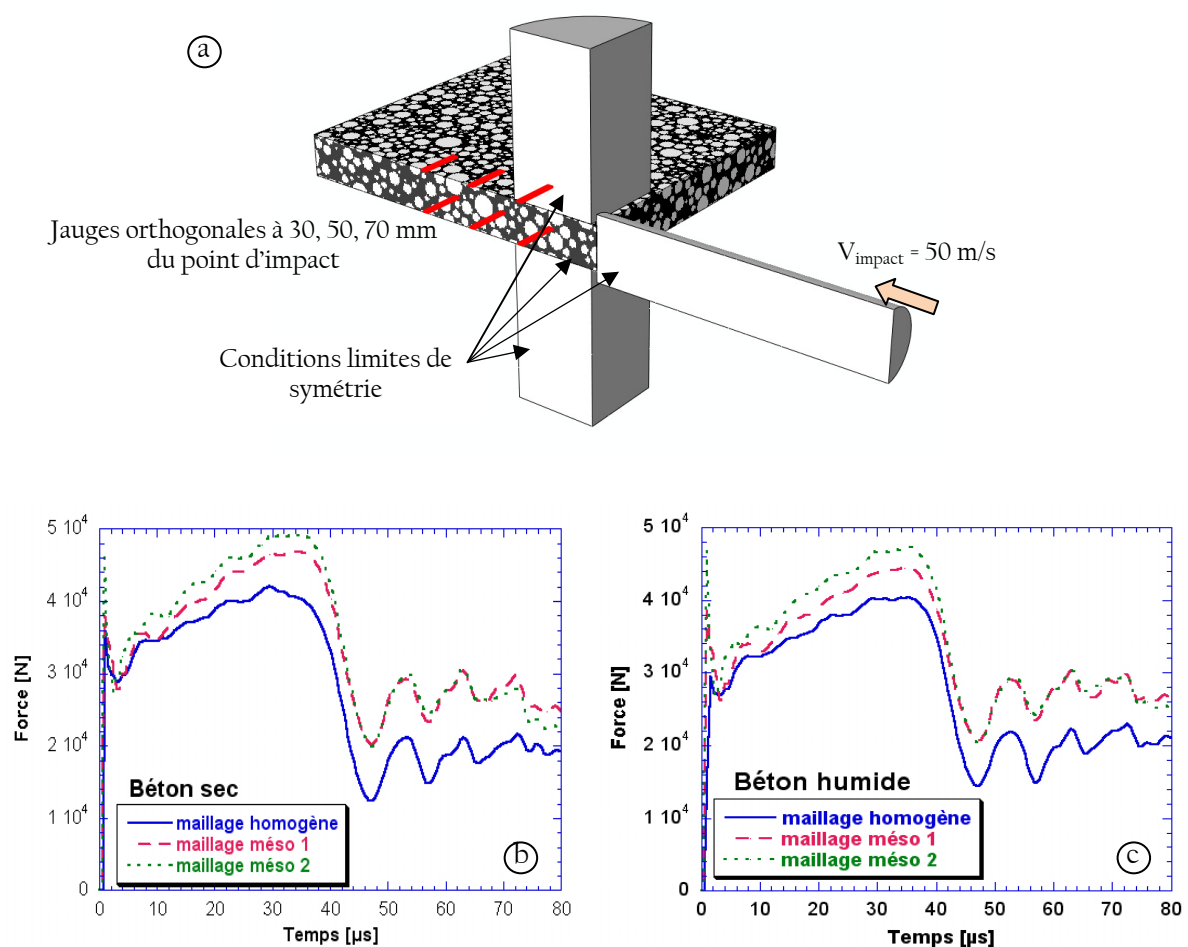
#### Influence de la distribution aléatoire des granulats sur le chargement

Le chargement de traction dynamique à l'origine de la fragmentation du carreau de béton résulte de l'impact du projectile. Il est donc important que la force de contact projectile/cible ne dépende pas de la distribution aléatoire de granulats dans la zone de contact. Pour cela, la force de contact a été étudiée lors de chaque simulation. Le maillage est présenté sur la Figure 5-13a et les résultats relatifs aux forces de contact sont présentés sur les Figure 5-13b et Figure 5-13c. Dans les cas secs et humides, la force de contact augmente pendant environ 35  $\mu$ s. Un écart maximal inférieur à 15 % a été observé entre le maillage homogène et le second maillage mésoscopique. Néanmoins seulement 7 % d'écart a été relevé entre les deux maillages mésoscopiques. En conséquence, même si l'on observe un écart, la reproductibilité de l'essai reste acceptable et la distribution de granulats dans la zone de contact semble avoir une incidence relativement faible. En conséquence, cette technique semble être applicable à un béton comme le R30A7 dans lequel on trouve des granulats allant jusqu'à 8 mm.

#### Influence de la distribution aléatoire de granulat sur la réponse des jauges de déformation

Dans le but de caractériser le chargement de traction dynamique qui se développe au cours de l'essai d'impact sur la tranche, il est possible d'utiliser des jauges de déformation placées orthogonalement à l'axe du projectile. Ces jauges délivrent une information qui approche la déformation orthoradiale. La taille de la mésostructure du R30A7 impose d'utiliser des jauges les plus

longues possibles mais il est nécessaire d'être attentif au signal que l'on veut mesurer. En effet, l'augmentation de la longueur des jauges utilisées aura pour effet le lissage du signal mesuré. Des jauges de 30 mm ont été testées numériquement. Afin de vérifier leur aptitude à fournir une mesure correcte, des « jauges numériques » ont été utilisées dans les simulations numériques (cf. Figure 5-13a). Une jauge numérique correspond à la moyenne de la déformation sur une zone équivalente à celle occupée par une vraie jauge (surface d'environ 2 mm sur 30 mm). À cause de la symétrie, la moitié de la longueur de jauge est prise sur la face supérieure et l'autre moitié sur la face inférieure de la plaque de béton numérique. Les signaux de jauge obtenus à 30, 50 et 70 mm dans les simulations numériques d'impact sur la tranche pour des bétons humides et secs sont rassemblées sur la Figure 5-13d et la Figure 5-13e. Même si l'on observe une divergence des signaux pour des déformations très élevées (environ 0,005), les mesures semblent peu affectées par la distribution aléatoire de granulat sous les jauges. Cette dimension de jauge, disponible au LPMM, est donc validée pour être utilisée lors de la campagne expérimentale sur le béton R30A7.



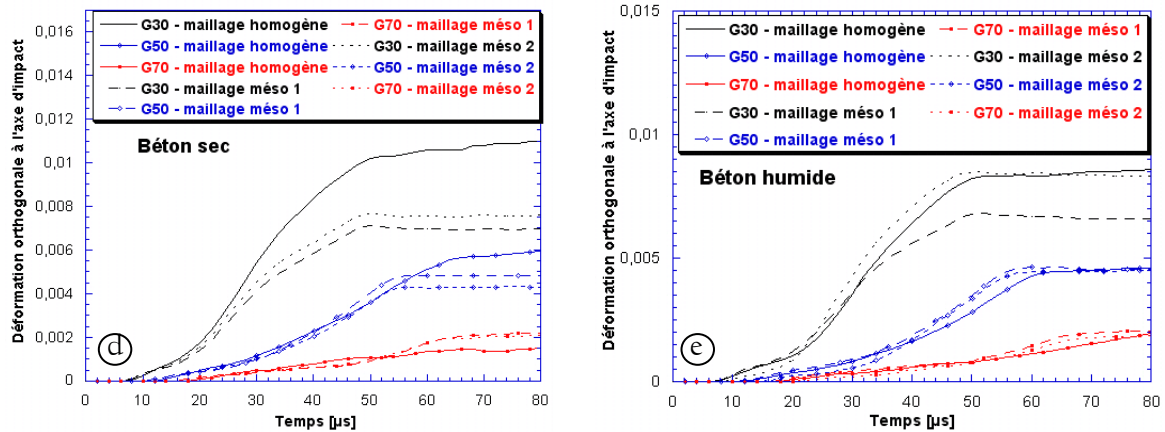


Figure 5-13: (a) Maillage mésoscopique de la plaque de béton montrant la position des jauges numériques, (b) forces de contact relevées pour les bétons numériques humides et (c) pour les bétons numériques secs et (d) réponses obtenues par les jauges numériques placées à 30, 50 et 70 mm du point d'impact pour les carreaux secs et (e) pour les carreaux humides

Après avoir identifié les paramètres du modèle KST pour la matrice du béton numérique, plusieurs simulations ont permis de montrer la possible application au béton R30A7 de la technique expérimentale d'impact sur la tranche mise en œuvre pour le MB50. Une répétabilité acceptable de la force de contact et l'évaluation de la reproductibilité des mesures de jauge ont permis de valider la procédure. Comme pour le MB50, plusieurs essais d'impact sur la tranche ont été menés sur le béton R30A7 sec et humide.

## 1.4. Essais sur le béton R30A7

### 1.4.a. Essais en configuration sarcophage

Comme pour le béton MB50, quatre essais d'impact sur la tranche en configuration sarcophage ont été menés sur le béton R30A7 : deux essais sur béton sec et autant sur des plaques humides, le but étant de comprendre l'influence des granulats sur l'endommagement des bétons sous impact. Pour un carreau sec et un carreau humide, des jauges de déformation ont été placées perpendiculairement à l'axe d'impact afin d'évaluer la déformation orthoradiale due au passage de l'onde de chargement (cf. Figure 5-14).

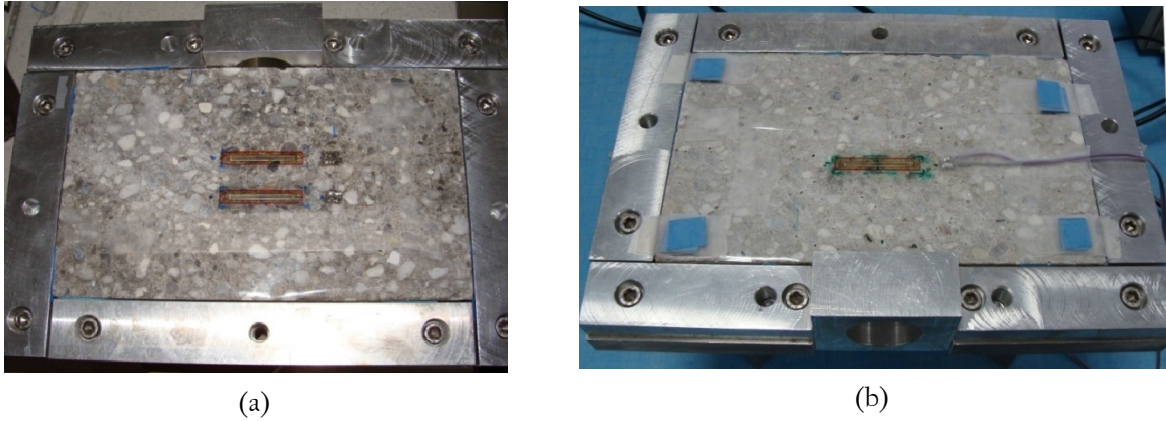


Figure 5-14 : Carreaux de R30A7 instrumentés montés dans le sarcophage avant essai (a) humide (jauges à 50 et 70 mm du point d'impact) et (b) sec (jauge à 50 mm du point d'impact)

Même si la jauge à 50 mm dans le cas du béton humide n'a pas donné de résultats satisfaisants (résultant probablement d'un mauvais collage), les autres signaux permettent d'évaluer le chargement et la vitesse de déformation en traction orthoradiale au cours de cet essai (Figure 5-15). Ces valeurs s'avèrent cohérentes avec les résultats numériques obtenus lors du dimensionnement de l'essai (cf. Figure 5-2).

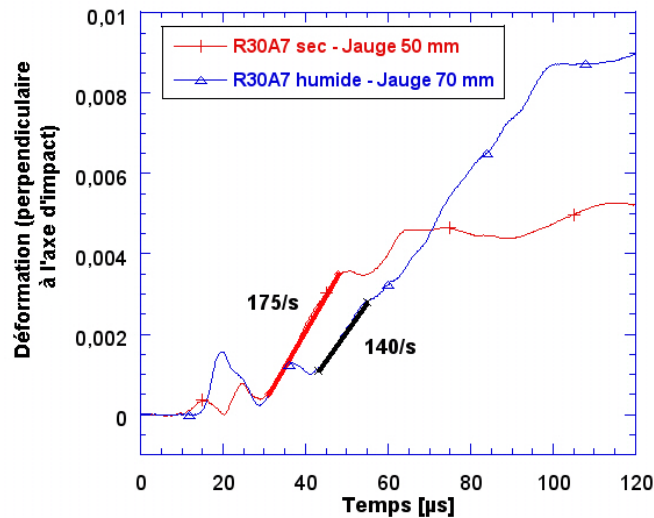


Figure 5-15 : Déformation mesurée lors des essais d'impact sur la tranche en configuration sarcophage

Cette configuration expérimentale permet de conserver les fragments proches de leur position initiale, nous avons pu procéder à la phase d'infiltration par une résine suivie d'un polissage fin. Les éprouvettes post mortem sont présentées sur la Figure 5- 16.

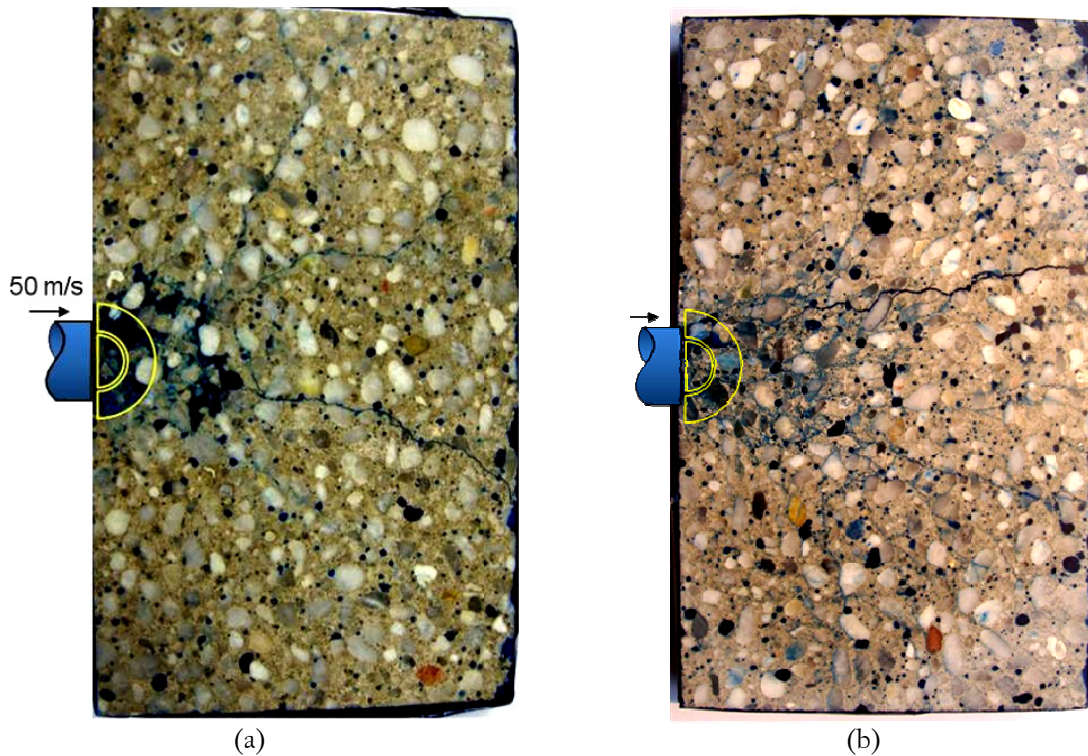


Figure 5- 16 : Faciès endommagé pour (a) un carreau de béton R30A7 humide et (b) un carreau de béton R30A7 sec

Un endommagement important est observé dans la zone de contact projectile-épreuve. Celui-ci résulte des fortes contraintes de compression qui ont été atteintes au cours de l'interaction. Plus loin dans la cible, plusieurs fissures radiales sont observées, elles résultent des contraintes de traction dynamique dans la direction orthoradiale. Des différences remarquables apparaissent entre les endommagements observés pour les bétons sec et humide : l'éprouvette sèche présente une densité de fissuration nettement plus importante. L'eau libre contenue dans le béton a vraisemblablement « retenu » le développement et/ou l'ouverture des fissures. Afin d'étudier la cinétique d'endommagement qui intervient au cours d'un tel essai, nous avons réalisé des essais d'impact sur la tranche en configuration ouverte.

#### 1.4.b. Essais en configuration ouverte

##### Essais sur le béton R30A7 sec

Deux essais d'impact sur la tranche ont été réalisés sur béton R30A7 sec (essais n°10 et n°14). Pour ces deux essais, la vitesse d'impact est d'environ 50 m/s, un extensomètre laser ainsi que deux jauges ont été utilisées. Les données de l'essai n°10 sont tracées sur la Figure 5-17. Sur ce graphique,

l'échelle de temps est choisie pour que l'instant d'impact corresponde au temps  $t=0$ . La courbe de vitesse (extensomètre laser) fait apparaître une accélération très rapide, puis une stabilisation aux environs de 8 m/s. D'autre part le champ de déplacement axial obtenu par corrélation d'images (Figure 5-18) montre qu'à  $t = 32 \mu\text{s}$  (image n°26) le déplacement est de forte amplitude dans la première moitié du carreau et proche de zéro au voisinage de la face arrière. La taille caractéristique du pixel est ici de 0,65 mm.

Lors de cet essai sur R30A7 sec, les deux jauges de déformation ont fourni des informations bien différentes : la jauge de déformation placée à 50 mm atteint un niveau de  $4 \cdot 10^{-3}$  puis présente une décroissance, tandis que la jauge située à 70 mm fait apparaître un palier à environ  $1 \cdot 10^{-3}$ , puis une augmentation continue de déformation. Les mesures de champ réalisées par corrélation des images de caméra ultra-rapide apportent une explication à ce phénomène : selon la Figure 5-19b, dès  $22 \mu\text{s}$  (image n°21), un fort gradient de déplacement est observé juste derrière le confinement, témoignant de la présence d'une fissure. Cette localisation apparue très tôt a entraîné la relaxation de la matière environnante, ce qui explique la chute observée au niveau de la jauge située à 50 mm du point d'impact. Au niveau de la jauge 70 mm, on distingue plusieurs discontinuités à  $t = 62 \mu\text{s}$  (image 41, Figure 5-19b). La cinétique d'endommagement apparaît donc très différente à 50 et 70 mm. L'image post-mortem de l'essai R30A7 n°10 (Figure 5-19c) est cohérente avec cette observation : alors que la deuxième moitié du carreau ne présente que quelques longues fissures orientées radialement, la zone située au voisinage du confinement dynamique apparaît manquante. La première moitié du carreau a donc subi un endommagement beaucoup plus important.

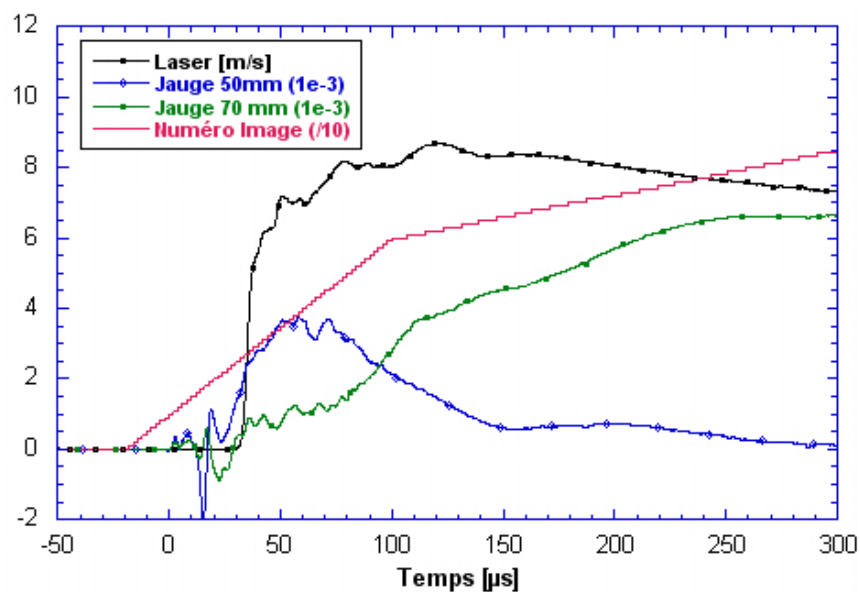


Figure 5-17 : Essai R30A7 sec n°10, le signal de vitesse en face arrière, jauges de déformation à 50 et 70 mm et numéro d'image de caméra ultra-rapide

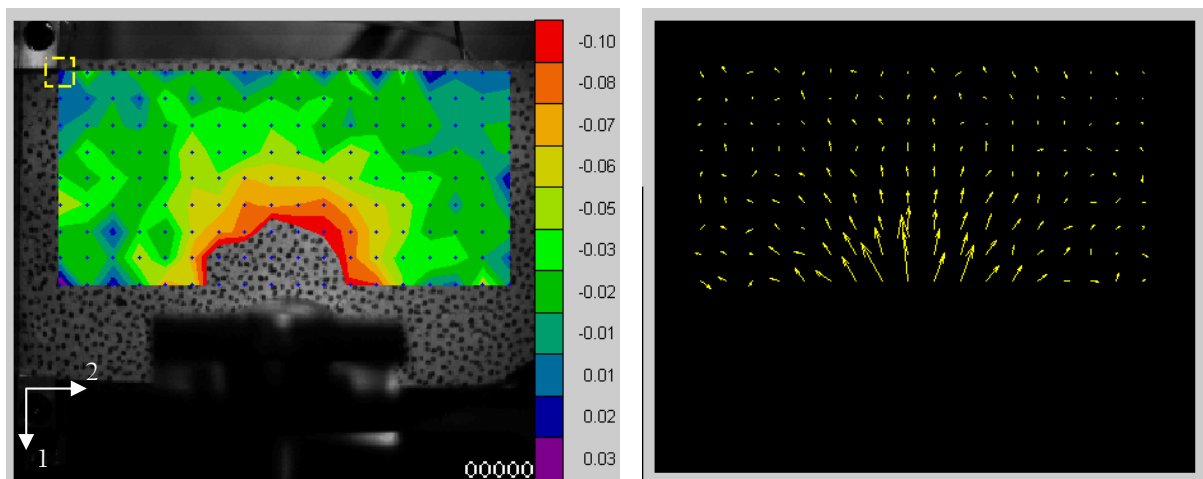
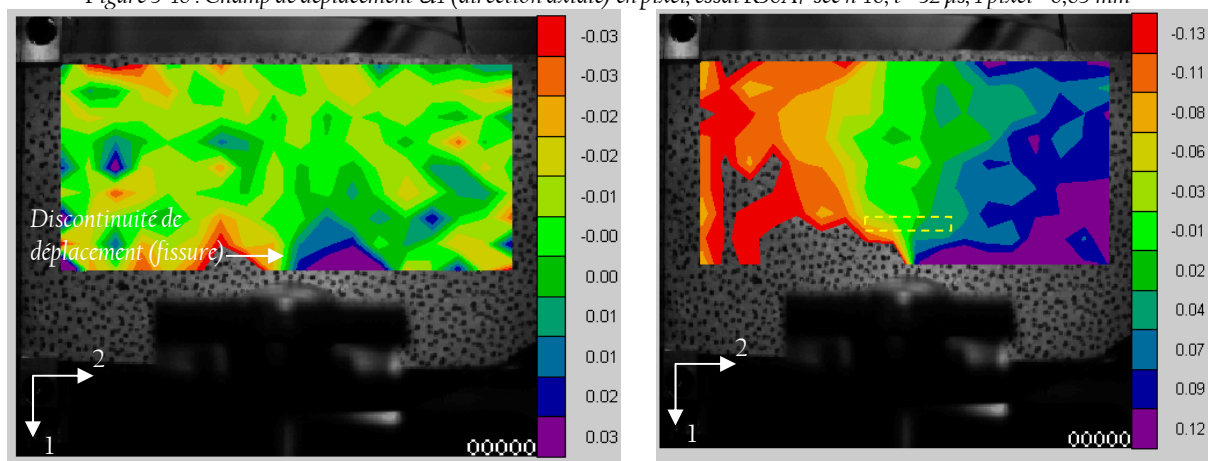


Figure 5-18 : Champ de déplacement U1 (direction axiale) en pixel, essai R30A7 sec n°10,  $t = 32 \mu\text{s}$ , 1 pixel = 0,65 mm



(a)

(b)



(c)

Figure 5-19 : Champ de déplacement U2 (en pixel, 1 pixel = 0,65 mm) (a) à  $t = 22 \mu\text{s}$  et (b) à  $t = 62 \mu\text{s}$  – essai sur R30A7 sec n°10, (c) carreau post mortem

La Figure 5-20 présente les données obtenues pour le second essai sur béton R30A7 sec (essai n°14). Le temps  $t=0$  est certainement antérieur à l'instant d'impact sur le carreau. Les signaux diffèrent très fortement de ceux observés pour l'essai n°10. Ceci s'explique par le fait que le projectile a touché le



support des confinements dynamiques avant d'impacter le carreau de béton. C'est pourquoi on remarque que le signal du laser est non nul avant  $t=0$  et qu'il augmente à environ  $150 \mu\text{s}$ . Toutefois, à partir de  $150 \mu\text{s}$  les signaux des jauges et du laser présentent une évolution comparable à celle de l'essai précédent.

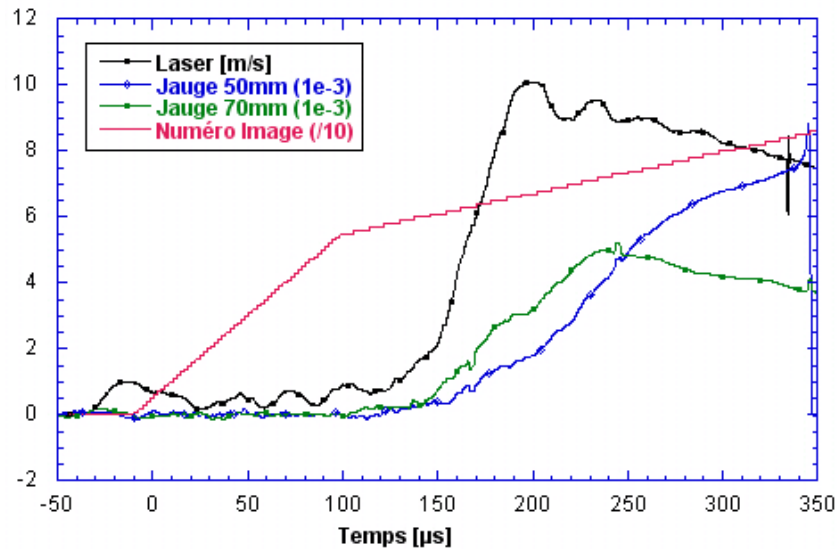


Figure 5-20 : Essai R30A7 sec n°14, le signal de vitesse en face arrière, jauges de déformation à 50 et 70 mm et numéro d'image de caméra ultra-rapide.

### Essais sur le béton R30A7 humide

Deux essais d'impact sur la tranche ont été réalisés sur béton R30A7 humide en conservant la vitesse d'impact à environ 50 m/s. Les données relatives à ces deux essais (extensomètre laser, jauges de déformations, images de caméra ultra-rapide) sont présentées sur les figures Figure 5-21 et Figure 5-22. On remarque que les signaux de vitesse délivrés par l'extensomètre laser sont assez comparables à ceux obtenus sur béton R30A7 sec. Toutefois les niveaux atteints sont légèrement plus bas (environ 7 m/s contre 8,5 et 10 m/s avec les carreaux secs). La différence pourrait s'expliquer par une résistance plus faible des bétons humides sous fort confinement. Les données des jauges de déformation présentent de fortes similitudes avec celles obtenues sur béton R30A7 sec : une augmentation rapide de déformation est observée à 50 mm suivie d'une chute. La déformation mesurée à 70 mm fait apparaître une accélération de déformation qui peut être liée à la présence de fissures provenant de la face arrière. À nouveau, ce résultat est cohérent avec les images obtenues par corrélation d'images (Figure 5-23a et 5-23b). Comme pour le béton R30A7 sec, les images post mortem font apparaître une forte érosion des cibles dans la première moitié du carreau et quelques longues fissures au voisinage de la face arrière (Figure 5-23c et 5-23d).

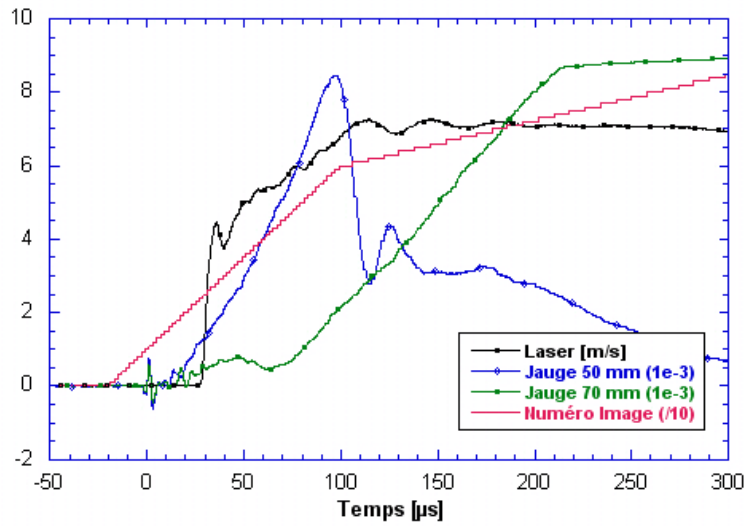


Figure 5-21 : Essai R30A7 humide n°17, le signal de vitesse en face arrière, jauge de déformation à 50 et 70 mm et numéro d'image de caméra ultra-rapide.

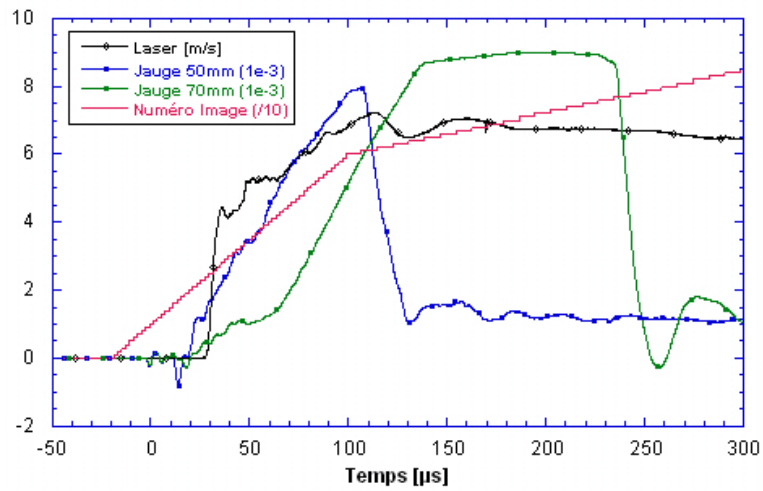


Figure 5-22 : Essai R30A7 humide n°21, le signal de vitesse en face arrière, jauge de déformation à 50 et 70 mm et numéro d'image de caméra ultra-rapide.

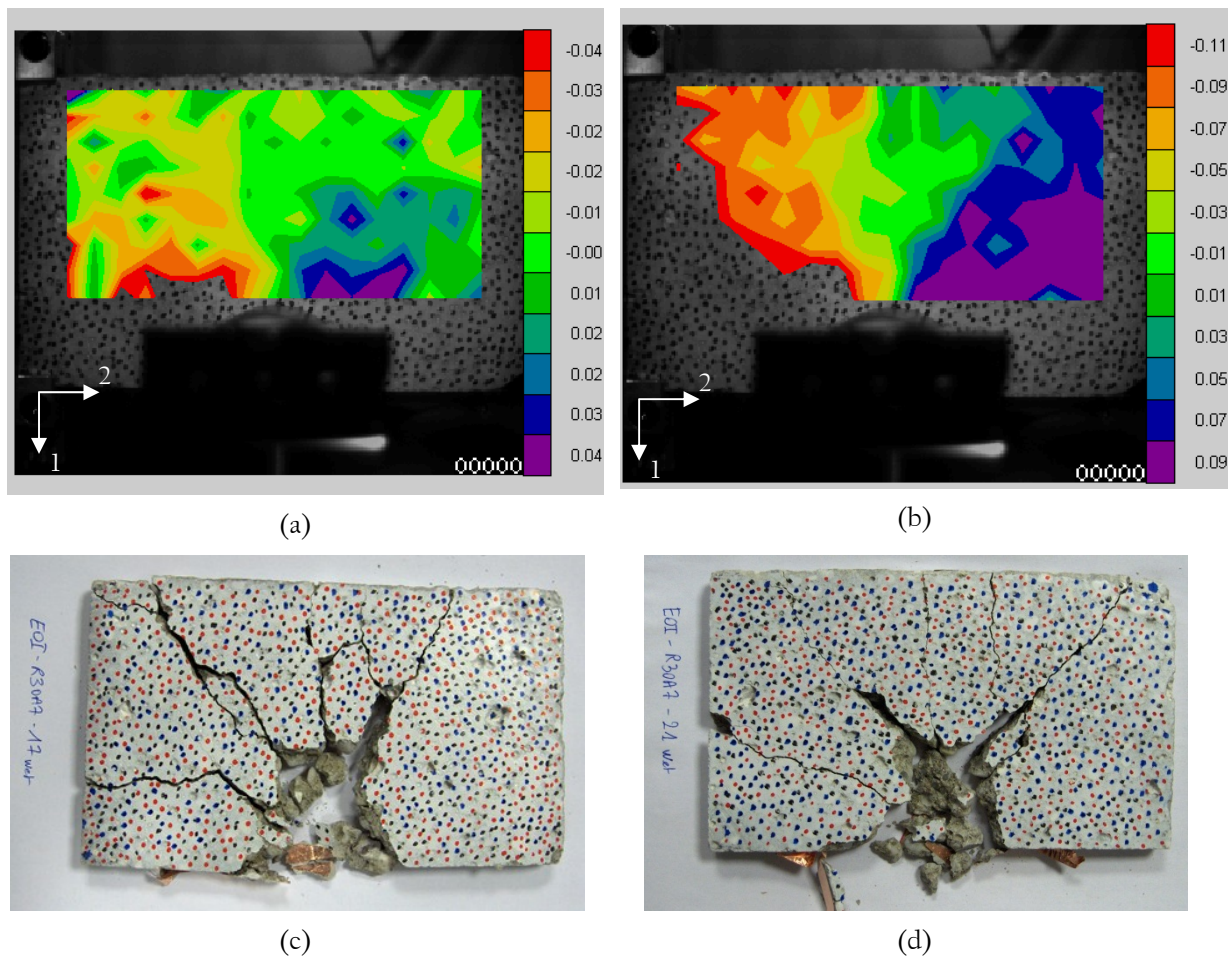


Figure 5-23: Champ de déplacement U2 en pixel (1 pixel  $\approx$  0,65 mm) – essai n°17, (a)  $t = 15 \mu s$  et (b)  $t = 60 \mu s$ ; Epreuve post mortem pour (a) l'essai n° 17 et (b) n°21

## 1.5. Comparaison des résultats obtenus sur le microbéton MB50 et sur le béton R30A7

### 1.5.a. Comparaison des résultats expérimentaux – configuration sarcophage

Plusieurs essais ont été menés en configuration sarcophage sur le microbéton MB50 et sur le béton R30A7, les analyses post mortem ont permis d'extraire plusieurs conclusions :

- La différence de densité de fissuration entre le béton sec et le béton humide est très nette. Ce phénomène s'explique vraisemblablement par la viscosité de l'eau libre contenue dans toutes les porosités qui contribue sans doute à résister à l'ouverture des fissures.
- L'observation des nombreuses fissures qui composent l'endommagement provoqué par l'impact permet de constater que l'endommagement est majoritairement inter-granulaire. Les analyses post mortem pratiquées sur les éprouvettes d'écaillage sont donc confirmées. Les fissures contournent les granulats qui se trouvent sur leur chemin. Rappelons que ces

bifurcations sont très certainement liées aux nombreuses microfissures qui se trouvent dans la matrice cimentaire et qui résultent de la dessiccation et du retrait de la matrice autour des granulats et des grains de sable (cf. Chapitre 3).

### 1.5.b. Comparaison des résultats expérimentaux – configuration ouverte

La Figure 5-24 montre une comparaison des signaux de vitesse mesurée sur la face arrière pour l'ensemble des essais. D'une manière générale, les profils de vitesse présentent une allure similaire, à l'exception de l'essai R30A7 sec n°14 pour lequel le projectile a légèrement heurté le support des confinements dynamiques. On distingue trois parties bien distinctes : une forte accélération pendant 10  $\mu$ s, suivie d'une augmentation de vitesse plus lente suivie d'une décélération très faible. Toutefois, on peut remarquer que, concernant la deuxième partie des courbes (où l'augmentation se fait moins rapidement), la vitesse du béton R30A7 sec est supérieure à celles des bétons R30A7 et MB50 humides. Ceci peut s'expliquer par un effet de l'eau libre sur le comportement en compression confinée qui entraîne une résistance apparente plus faible pour les bétons humides (cf. Chapitre 2).

La Figure 5-25 et la Figure 5-26 proposent une comparaison des signaux délivrés par les jauges à 50 mm et 70 mm pour les 6 essais d'impact sur la tranche. À 50 mm, les courbes font apparaître une augmentation continue de la déformation avec une vitesse de déformation proche de 120/s (un peu moins pour l'essai réalisé sur le MB50 humide). À 70 mm du point d'impact, le chargement semble atteindre environ 60/s. On notera, d'une part, la bonne répétabilité des essais et d'autre part, la très forte similitude de comportement en traction des bétons MB50 et R30A7 déjà observée lors des essais d'écaillage.

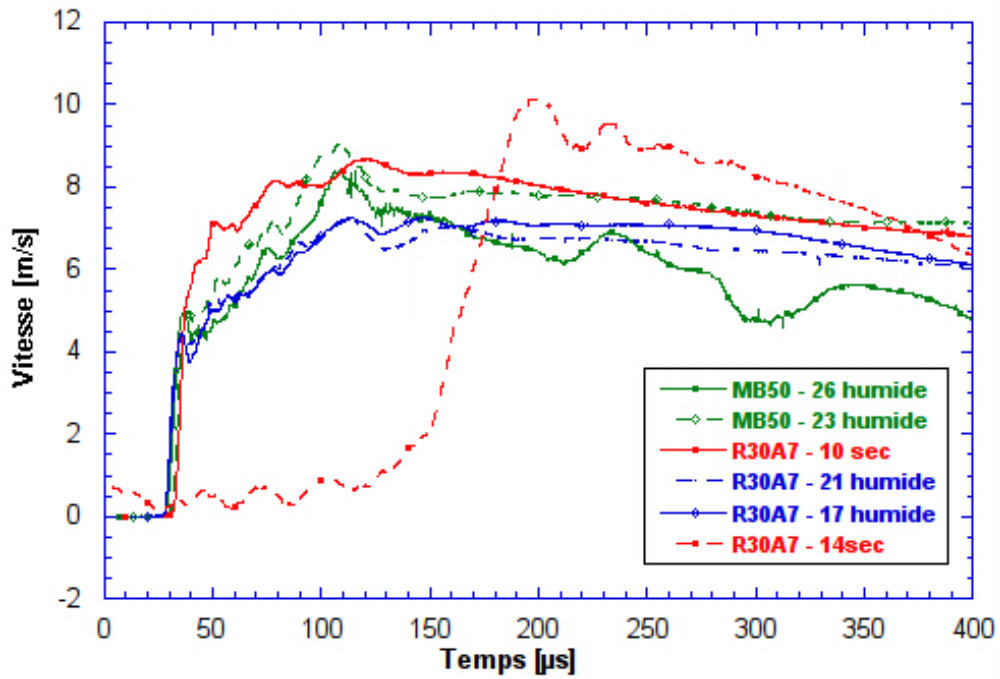


Figure 5-24 : Comparaison des signaux délivrés par l'extensomètre laser pour les 6 essais d'impact sur la tranche

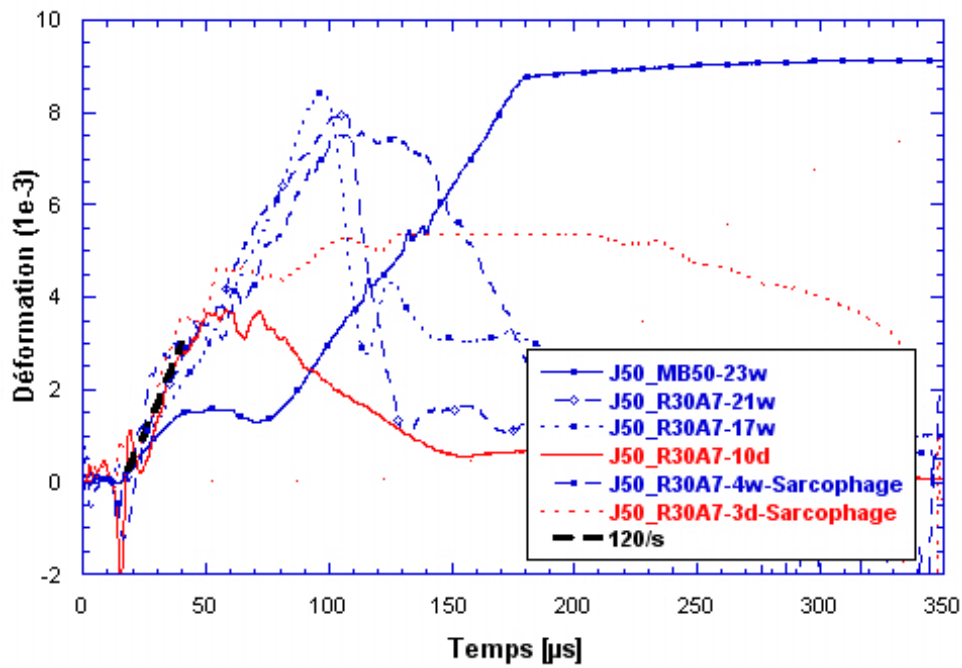


Figure 5-25 : Comparaison des signaux délivrés par les jauges à 50 mm pour les 6 essais d'impact sur la tranche

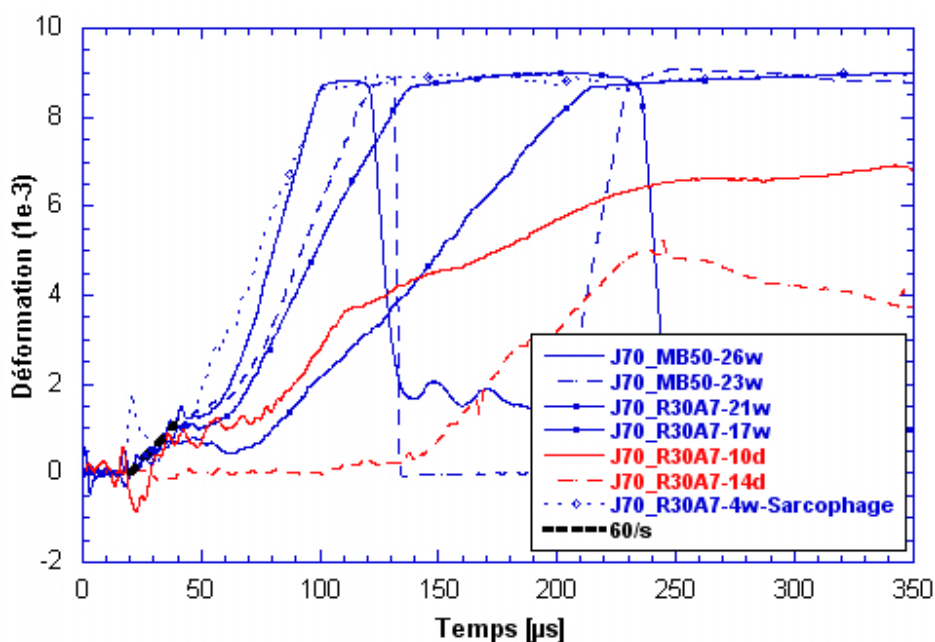


Figure 5-26 : Comparaison des signaux délivrés par les jauges à 70 mm pour les 7 essais d'impact sur la tranche

L'essai d'impact sur la tranche a permis d'étudier la fragmentation d'une cible de béton sollicitée sous impact. D'après les données expérimentales des chapitres 1 et 2, d'autres modes d'endommagement sont observés lorsque l'on soumet un volume de béton à une sollicitation rapide, intense et localisée. On observe notamment une éjection de matière au niveau des faces libres (avant et arrière). Ces cratères réduisent la résistance balistique et peuvent constituer une zone de faiblesse pour une structure.

## 2. Essais de cratérisation

Afin d'étudier le phénomène de cratérisation, une nouvelle configuration d'essai a été dimensionnée (Figure 5-27a). Alors que les essais d'impact sur la tranche permettent d'étudier la fragmentation sous impact sans érosion du matériau ni éjection de matière, cette nouvelle technique permet de favoriser le développement des cratères sans activer la fragmentation multiple de la cible. Plusieurs auteurs (par exemple [Hansson, 2005 ; Frew et al., 2006]) prennent en compte l'inertie du volume en testant des cibles coulées dans des enveloppes d'acier. Nous avons utilisé des confinements inertiels (constitué de deux plaques d'acier de dimensions  $30 \times 120 \times 200 \text{ mm}^3$ , cf. Figure 5-27b) qui ont pour but de reproduire l'effet de confinement de volume d'une cible réelle. Sur la face arrière, une baguette d'acier est séparée de la cible par plusieurs épaisseurs de carton qui assurent une forte rupture d'impédance. Les carreaux de béton testés ont des dimensions identiques aux plaques

utilisées lors des essais d'impact sur la tranche en configuration ouverte ( $200 \times 120 \times 15 \text{ mm}^3$ ). La particularité de cet essai est qu'il utilise un projectile en acier Marval ( $\sigma_y \approx 1500 \text{ MPa}$ ) dont la géométrie correspond à une homothétie des projectiles des essais balistiques de Hanchak et al. [1992] ( $\text{CRH} = 3$ ). De plus, l'extrémité du projectile est arrondie ( $R = 1 \text{ mm}$ ), celle-ci est orientée horizontalement au moment de l'impact. Des projectiles de longueur  $122,15 \text{ mm}$  et  $62,15 \text{ mm}$  ont été utilisés. Les plans de définition des projectiles sont présentés sur la Figure 5-27c et d. Le projectile long a pour seule différence une partie cylindrique de longueur  $90 \text{ mm}$ . Avant de procéder à l'essai, l'éprouvette est placée dans le système de confinement passif constitué des deux plaques épaisses d'acier agissant sur les faces supérieure et inférieure et de la baguette placée contre la face arrière (cf. Figure 5-28). Les patins en téflon destinés à guider le projectile dans le tube lanceur ont pu entrer en contact avec la cible au cours de l'essai mais leur très faible résistance permet de supposer que leur influence est négligeable.

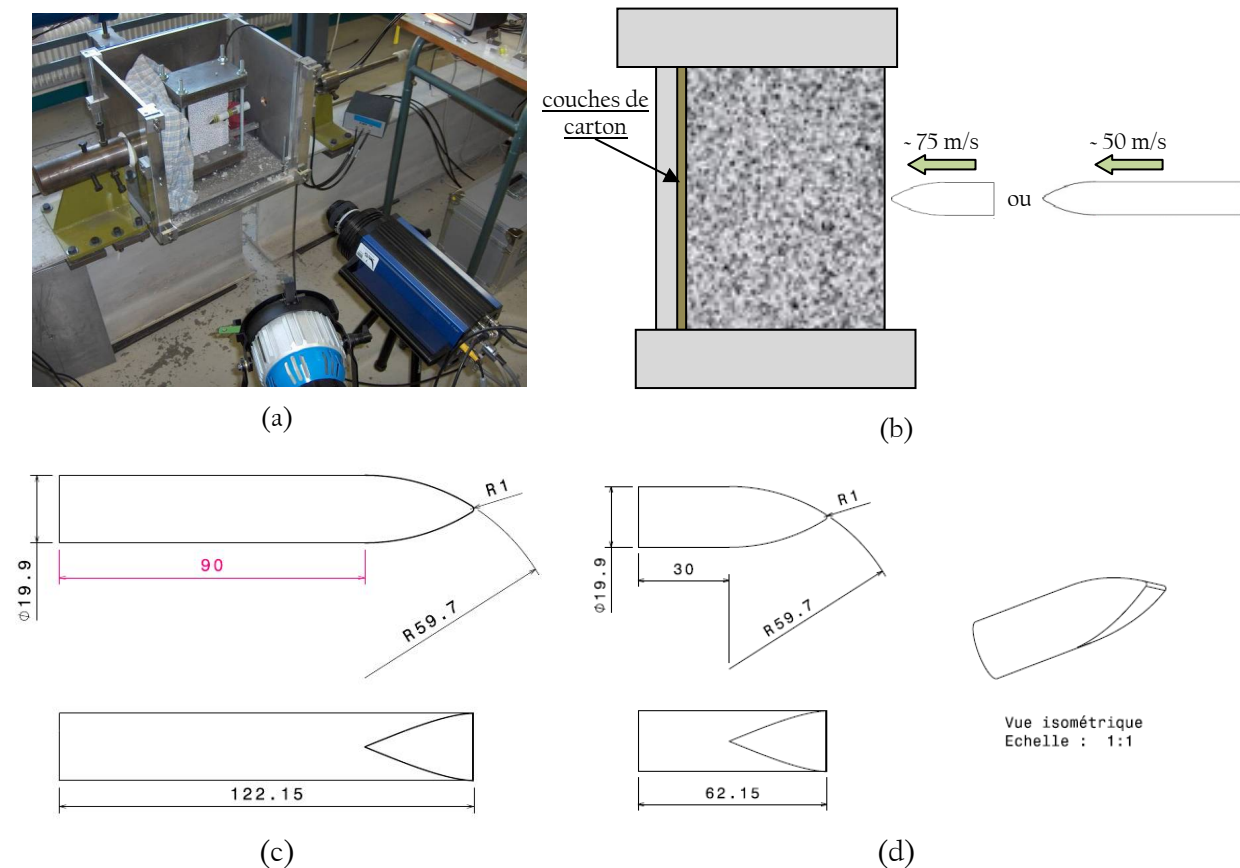


Figure 5-27 : (a) Configuration expérimentale et (b) schéma de l'essai de cratérisation, plan de définition (c) du projectile long et (d) du projectile court

La caméra ultra-rapide Shimadzu a été mobilisée pour ces essais de cratérisation. Un temps inter-image de 2  $\mu$ s a été choisi. Afin de faciliter le post-traitement des images par corrélation, les carreaux de béton testés ont été recouverts d'une fine couche de peinture blanche mate et d'un mouchetis composé de points de plusieurs couleurs. Lors de l'un des essais de cratérisation sur le microbéton MB50, une jauge de déformation a été collée dans la direction orthogonale à l'axe du projectile.

## 2.1. Essais de cratérisation sur la tranche sur béton R30A7 sec (essais n°11 et n°15)

Les carreaux de béton R30A7 testés lors des essais de cratérisation ont été séchés suivant la procédure décrite pour les essais d'impact sur la tranche. La vitesse d'impact, déduite à partir des faisceaux des photodiodes coupés au passage du projectile ont permis d'évaluer à 52 m/s et à 75 m/s les vitesses d'impact atteintes respectivement par le projectile long (essai n°11) et le projectile court (essai n°15).

On remarque que les projectiles ont pénétré des profondeurs similaires (63 mm et 60 mm respectivement pour les essais 11 et 15) lors de ces essais menés sur le béton R30A7 sec (Figure 5-29). Cette observation peut certainement être corrélée aux valeurs initiales d'énergie cinétique des impacteurs très proches dans les deux essais : 379 J pour l'essai n°11 contre 374 J pour l'essai n°15. Une longue fissure qui joint la face arrière du carreau de béton a été créée lors de l'essai n°15. Les résultats obtenus par corrélation d'images pour l'essai n°15 sont présentés sur la Figure 5-30.

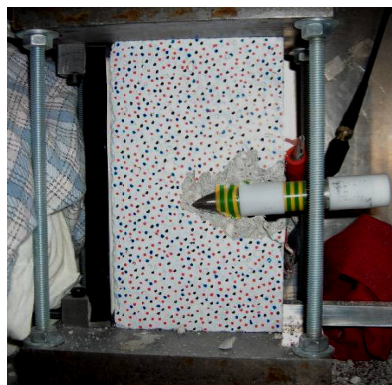
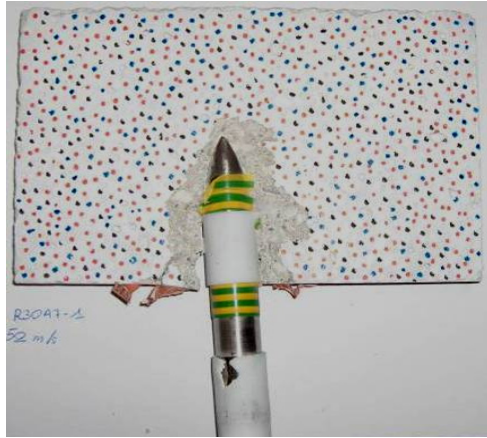


Figure 5-28 : Pénétration finale du projectile dans la plaque de béton R30A7, Essai n°11,  $V_{\text{impact}} = 52$  m/s



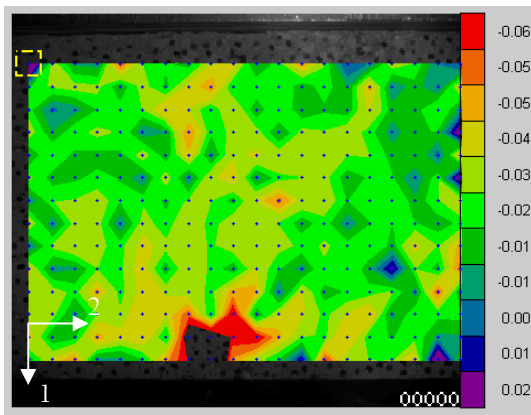


(a)

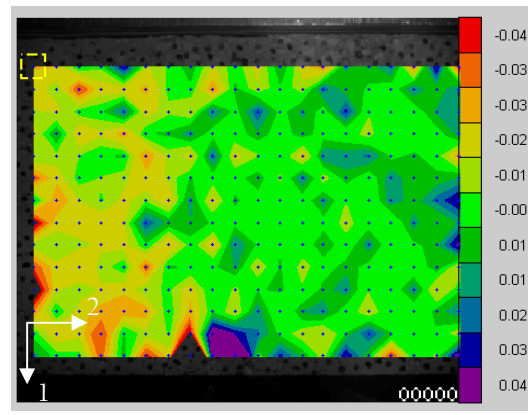


(b)

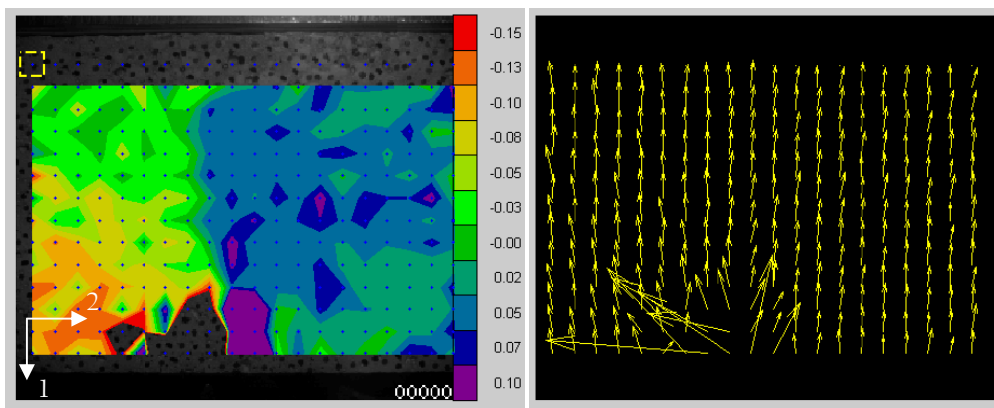
Figure 5-29 : Carreaux de béton post mortem : (a) Essai R30A7 sec n°11 ( $V_{\text{impact}} = 52 \text{ m/s}$ ) et (b) n°15 ( $V_{\text{impact}} = 75 \text{ m/s}$ )



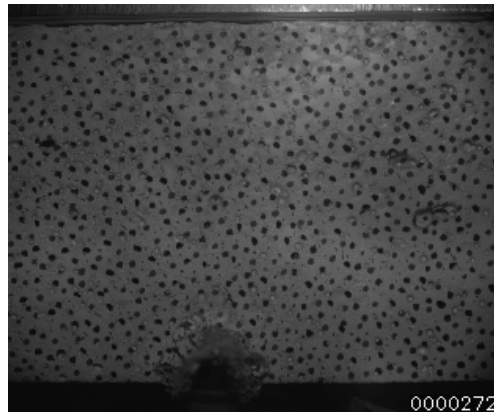
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 5-30 : Essai n°15 – (a) Champ de déplacement U1 (en pixel, 1 pixel = 0,52 mm) et (b) U2 au début de la cratérisation 75  $\mu$ s après impact, (c) champ de déplacement U2 272  $\mu$ s après impact et vecteurs déplacement correspondants (Amplitude x30), (d) image correspondante à  $t = 272 \mu$ s

Sur les figures correspondant au début de la pénétration du projectile (Figure 5-30a et b), on peut voir que loin de la zone impactée les champs de déplacement U1 et U2 sont homogènes dans le carreau. Les vecteurs déplacement observés plus tard (Figure 5-30c) montrent l'éjection de fragments depuis la zone d'impact. De plus, une discontinuité du champ de déplacement U2 au milieu de l'éprouvette permet d'identifier une longue fissure qui a traversé le carreau durant cet essai. Sans le traitement par corrélation d'images, il aurait été impossible de distinguer cette fissure sur l'image (Figure 5-30d).

## 2.2. Essais de cratérisation sur la tranche sur béton R30A7 humide (essais n°19 et n°20)

Deux essais de cratérisation ont été réalisés sur des carreaux de béton R30A7 humide. Les éprouvettes ont été régulièrement ré-humidifiées au cours de leur mise en place. De nouveau, les projectiles long (longueur : 122,15 mm) et court (longueur : 62,15 mm) ont été utilisés. Leur vitesse respective était de 56 m/s (essai n°19) et de 75,5 m/s (essai n°20). Les faciès post mortem des carreaux de R30A7 humides sont présentés sur la Figure 5-31.



(a)



(b)

Figure 5-31: Eprouvette post mortem pour (a) l'essai n°19 ( $V_{\text{impact}} = 56 \text{ m/s}$ ) et (b) l'essai 20 ( $V_{\text{impact}} = 75,5 \text{ m/s}$ )

La profondeur de pénétration de 54 et de 48 mm respectivement pour les essais n°19 et 20 peut de nouveau être corrélée avec les énergies cinétiques initiales des projectiles, supérieure lors de l'essai avec le projectile long : 439 J pour l'essai 19 et 379 J pour l'essai 20. Une longue fissure s'est propagée à l'avant du projectile court lors de l'essai n°20. Les images enregistrées par caméra ultra-rapide avec un temps inter-images de  $2 \mu\text{s}$  ont été traitées par corrélation d'images. Les résultats pour l'essai n° 19 sont présentés ci-dessous.

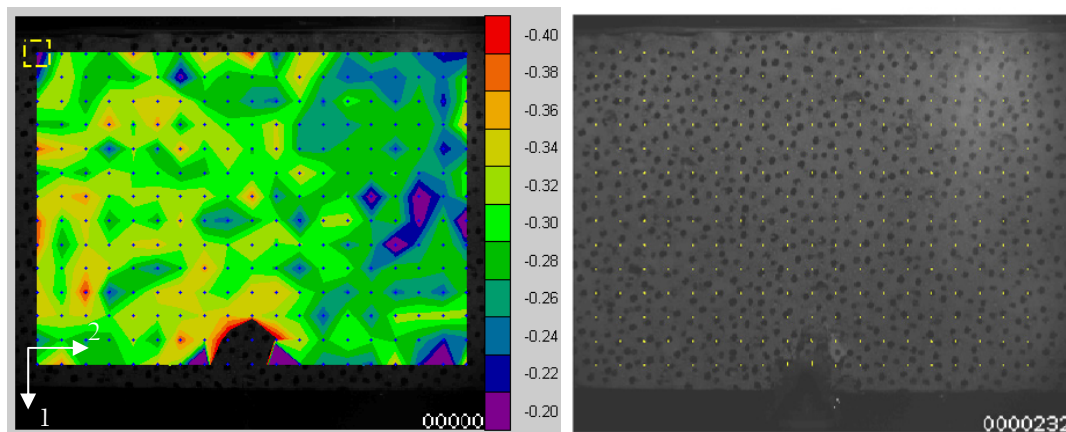


Figure 5-32: Champ de déplacement UI en pixel (1 pixel = 0,5 mm) et image correspondante à cet instant, essai n°19,  $t = 220 \mu\text{s}$  après impact

Le post-traitement des images permet de suivre le déplacement des fragments. On remarque sur la Figure 5-32 que le champ de déplacement UI montre la fragmentation et l'éjection de débris devant le

projectile et le déplacement de fragments vers l'arrière du projectile (zones violettes de part et d'autre du point d'impact).

### 2.3. Essais de cratérisation sur la tranche sur béton MB50 humide

Des essais de cratérisation ont été réalisés dans les mêmes conditions sur deux carreaux de béton MB50 (n°24 et n°25). Les projectiles long et court ont été lancés à des vitesses de 56 m/s et 74,5 m/s respectivement. Les profondeurs de pénétration ont été évaluées à 58 mm pour l'essai n°24 et 46 mm pour l'essai n°25. Les faciès post mortem des carreaux impactés sont présentés sur la Figure 5-33.



Figure 5-33: Faciès post mortem (a) de l'essai sur MB50 humide n°25 ( $V_{\text{impact}} = 75 \text{ m/s}$ ) et (b) de l'essai n°24 ( $V_{\text{impact}} = 56 \text{ m/s}$ )

Durant ces essais, la caméra ultra-rapide a été utilisée. Une jauge de déformation a été disposée orthogonalement à l'axe du projectile à 70 mm du point d'impact. Le signal enregistré à partir de cette jauge est tracé sur la Figure 5-34. Une vitesse de déformation d'environ 20/s a été mesurée. Ce chargement est moins rapide et intervient bien plus tard que ceux observés lors des essais d'impact sur la tranche décrits ci-dessus à cause de la géométrie du projectile et de l'endommagement intense qui est généré devant celui-ci et des conditions limites d'encastrement. L'onde divergente de compression n'a pas généré d'endommagement, le début du chargement intervient alors que le projectile a déjà pénétré environ 50 mm de la cible. Le traitement des images obtenues avec un temps inter-images de 2  $\mu\text{s}$  a confirmé les tendances observées précédemment : peu de déplacement dans le carreau en dehors de la zone impactée au début de l'essai (cf. essais n°25, Figure 5-35a et Figure 5-35b), éjection de matière latéralement (hors plan) à l'avant du projectile et éjection de fragments depuis la face avant du carreau (zones en violet de chaque côté de la zone impactée, Figure 5-35c).

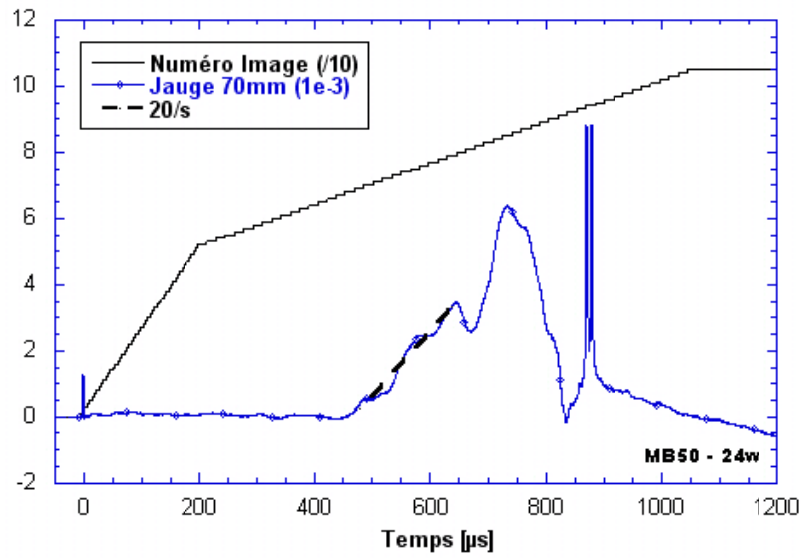


Figure 5-34 : Données expérimentales de l'essai de cratérisation sur MB50, Essai n°MB50 humide n°24,  $V_{\text{impact}} = 56 \text{ m/s}$

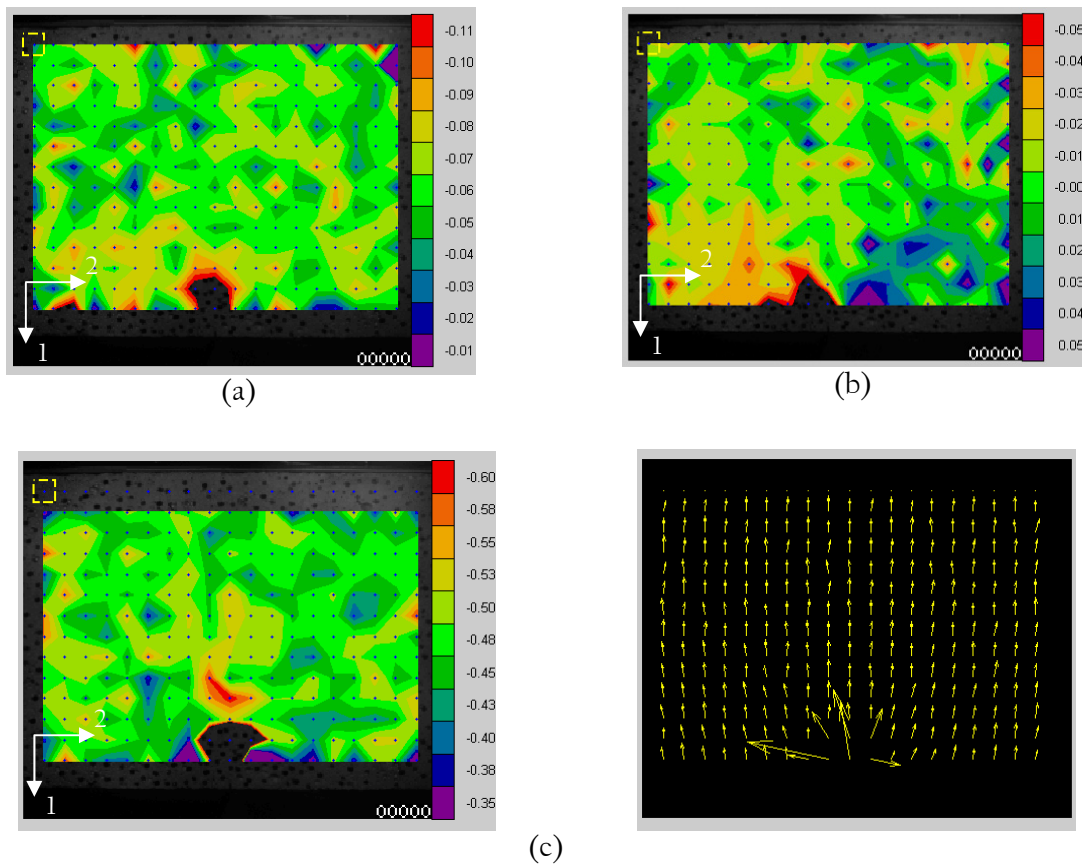


Figure 5-35 : Essai MB50 humide n°25 – Champs de déplacement (a)  $U1$  et (b)  $U2$  en pixel (1 pixel = 0,55 mm) 80  $\mu\text{s}$  après impact ; (c) Champ de déplacement  $U1$  en pixel et vecteurs déplacement 225  $\mu\text{s}$  après impact

## 2.4. Comparaison des essais de cratérisation

Ces essais mis au point pour étudier les mécanismes de cratérisation activés par impact balistique sur cible en béton ont été principalement étudiés grâce à la technique de corrélation d'images qui ont été acquises par la caméra ultra-rapide SHIMADZU du LPMM. Lors de ces essais, des cibles de béton R30A7 sèches et humides et des carreaux de MB50 humides ont été impactées par des projectiles d'acier à haute limite élastique. La géométrie de ces projectiles et les conditions aux limites ont été conçues pour tenter de reproduire en 2D les phénomènes de cratérisation rencontrés lors d'un impact balistique 3D. Cependant, ces essais ont mis en évidence une éjection latérale de matière (hors plan sur l'image de la Figure 5-36) en plus de l'éjection de matière vers l'arrière, ce qui limite la création des cratères en face avant et l'observation de la zone par imagerie rapide.

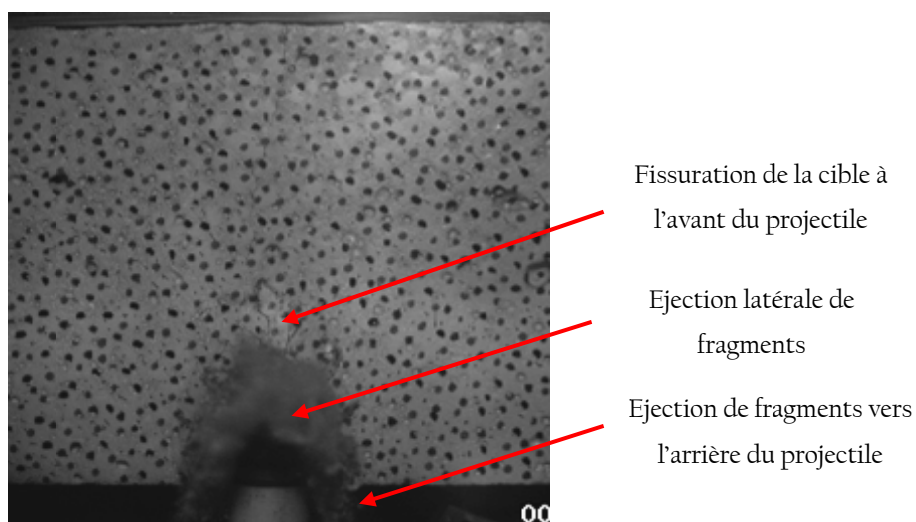


Figure 5-36 : Pénétration du projectile dans le carreau de béton R30A7 sec, Essai n°15, image n°58,  $t = 600 \mu s$  après impact

Les conditions d'essais, les profondeurs de pénétration des projectiles et la taille des cratères sont reportés dans le tableau suivant. Ces résultats expérimentaux pourront être utilisés pour valider une modélisation. On peut noter la légère dispersion sur les vitesses d'impact qui s'explique par la difficulté de réaliser des tirs préliminaires destinés à évaluer la pression nécessaire dans la chambre du lanceur. On peut constater que les pénétrations des projectiles dans les carreaux humides des bétons MB50 et R30A7 sont très proches (entre 46 et 54 mm), la profondeur de pénétration est plus importante dans le cas du R30A7 sec (63 et 60 mm). Cette différence de réponse à l'impact s'explique par la différence de résistance en traction des bétons humides et secs : en effet, c'est l'endommagement de traction qui provoque l'éjection latérale des fragments de béton et qui pilote donc, dans cet essai, la profondeur pénétrée. Les bétons humides qui ont une résistance en traction dynamique légèrement plus élevée que les bétons secs résistent mieux à la pénétration du projectile.

Tableau 5-2 : Récapitulatif des conditions d'essais et des résultats obtenus lors des essais de cratérisation sur R30A7 et MB50

N° Essai	Matériaux et humidité	Projectile	Vitesse d'impact (m/s)	Profondeur de pénétration (mm)	Profondeur endommagée (mm)
11	R30A7 sec	Long	52	63	70
15	R30A7 sec	Court	75	60	77
19	R30A7 humide	Long	56	54	73
20	R30A7 humide	Court	76	48	58
24	MB50 humide	Long	56	58	66
25	MB50 humide	Court	75	46	71

La mesure des champs de déplacement par corrélation d'images obtenues par caméra ultra-rapide a montré que l'endommagement développé par l'impact du projectile a une portée limitée : des discontinuités de déplacement ont été observées près du projectile. Cette technique a aussi permis d'identifier l'apparition d'une longue fissure à l'avant du projectile indétectable sur l'image.

## *Résumé du chapitre 5*

Ce chapitre concerne l'étude du comportement du béton sous impact. Des essais d'impact sur la tranche ont été menés sur les bétons MB50 et R30A7 afin d'étudier la fragmentation des cibles en béton soumises à une onde de chargement. Des simulations numériques de l'essai ont permis de dimensionner l'essai afin d'obtenir un chargement comparable à celui relevé lors d'un essai d'écaillage. Deux configurations ont été utilisées :

- En configuration sarcophage, les fragments sont conservés proches de leur position initiale rendant possible une analyse post mortem.
- En configuration ouverte, le carreau de béton peut être filmé afin d'affiner la compréhension des mécanismes activés par l'impact.

La première a révélé l'influence de l'eau libre sur le développement de l'endommagement : les carreaux de béton humide présentent une fissuration beaucoup plus limitée et moins ouverte que celle observée sur les éprouvettes sèches. Nous avons aussi pu voir que la fragmentation était majoritairement intergranulaire pour le béton R30A7, ce qui confirme les observations réalisées au chapitre 4. Les mêmes essais ont été menés dans la seconde configuration, un mouchetis a été déposé sur la face filmée par la caméra ultra-rapide. La technique de corrélation d'image a permis de comprendre la cinétique d'endommagement et la réponse de jauges de déformation placées directement sur les carreaux de béton.

Enfin, de nouveaux essais ont été mis au point afin d'étudier le mécanisme de cratérisation indépendamment de la fragmentation de la cible. La caméra ultra-rapide et la corrélation d'images ont été les principaux outils d'analyse utilisés. Les mesures de champs réalisées ont montré que, dans ces essais, la cratérisation est un phénomène très local. Des fragments ont été éjectés dans les directions latérales et vers l'arrière du projectile. Les profondeurs de cratère et de pénétration sont très proches pour le R30A7 humide et le MB50 humide et légèrement supérieures lors des essais secs. Cette

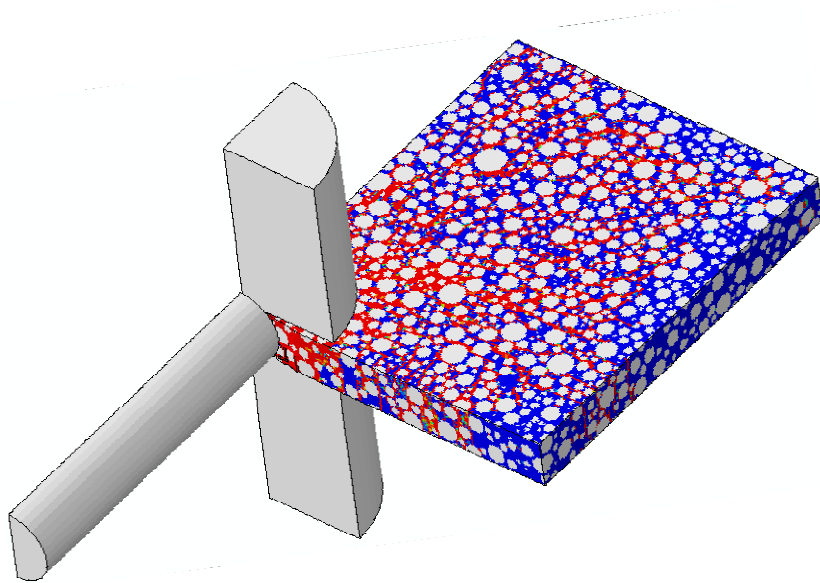


observation peut s'expliquer par le fait que le comportement en traction dynamique pilote ici la réponse de la plaque, la résistance des bétons secs étant inférieure à celle des bétons humides.

Les informations globales tirées des essais d'impact sur la tranche à partir des mesures de champs sont intéressantes et constituent assurément un complément très utile pour comprendre la cinétique d'endommagement dynamique. De nouveau la corrélation d'images a permis de distinguer des discontinuités de déplacement indétectables sur les images de la caméra. Toutefois, nous noterons que dans le cas des essais de cratérisation où les mécanismes sont très localisés, l'observation est difficile puisque les débris obscurcissent rapidement les images capturées. Il faudra à l'avenir restreindre la zone d'observation à la zone d'interaction entre le projectile et la plaque de béton ce qui permettra d'accéder à plus d'informations au début de l'essai.

# Chapitre 6

## Modélisation de la fragmentation dynamique des bétons





Ces dernières décennies ont vu apparaître plusieurs modèles et méthodes numériques développées pour décrire le processus de fragmentation multiple dans les matériaux fragiles [Ravi-Chandar, 1998]. Basé sur la méthode des éléments finis, Clayton [2008] proposa un modèle élastoplastique couplé à un modèle d'endommagement isotrope afin de simuler la fragmentation d'une dalle de béton soumise à un impact balistique mais aucune sensibilité à la vitesse de déformation n'était prise en compte. La résistance en traction quasi statique se trouve alors surestimée. Lu et Xu [2004] ont utilisé une approche continue pour créer un modèle d'endommagement isotrope s'appuyant sur les concepts d'amorçage, de croissance et de coalescence des microfissures. Si ce modèle est basé sur une description micromécanique du comportement, les paramètres sont identifiés pour reproduire l'augmentation de résistance en dynamique rapide. Parallèlement aux lois d'endommagement continues, plusieurs auteurs ont proposé des approches énergétiques et des modèles cohésifs pour prévoir analytiquement la distribution de taille de fragments après un chargement dynamique [Grady et Kipp, 1985 ; Drugan, 2001 ; Zhou et al., 2005a, 2006]. La rupture dynamique des matériaux fragiles a été étudiée numériquement en utilisant des éléments placés aux interfaces dont le comportement fait intervenir la résistance de l'interface, l'énergie de rupture et l'ouverture de fissure. Ces approches permettent de réaliser des simulations de propagation de fissures à l'échelle macroscopique.[Xu et Needleman, 1994 ; Zhou et al., 2005b], de fragmentation de matériaux à l'échelle mésoscopique ou l'échelle du grain [Espinosa et al., 1998 ; Zavattieri et Espinosa, 2001 ; Maiti et al., 2005] ou encore d'obtenir les cartes d'endommagement et le comportement à rupture des matériaux fragiles [Camacho et Ortiz, 1996 ; Repetto et al., 2000]. La méthode des éléments discrets est un autre moyen de simuler la nature discrète de la rupture dynamique des solides [Donzé et al., 1997 ; Brara et al., 2001 ; Ibrahimbegovic et Delaplace, 2003 ; Hentz et al., 2004 ; Wittel et al., 2008]. Dans cette méthode, des lois locales gouvernent l'interaction des particules afin de décrire le comportement adoucissant en traction ou en compression simple. La méthode SPH est une autre méthode provenant de la dynamique des fluides [Benz et Asphaug, 1995]. Rabczuk et Eibl [2006] ont utilisé un modèle rhéologique pour simuler en SPH un impact sur une structure en béton. L'inconvénient principal de ce type de méthode concerne l'identification des paramètres utilisés dans les lois locales : sont-ils représentatifs de propriétés mécaniques locales ou sont-ils de simples moyens de reproduire le comportement global. On notera que ces méthodes restent relativement coûteuses en temps de calcul.

Le modèle proposé par Denoual, Forquin et Hild [Denoual et Hild, 2000 ; Forquin et Hild, 2010] est basé sur la description du processus de fragmentation des matériaux quasi-fragiles en dynamique rapide. Dans ce chapitre, nous commencerons par présenter le modèle de fragmentation ainsi que les

paramètres qu'il fait intervenir. Nous poursuivrons en présentant les résultats des simulations numériques menées sur Abaqus/explicite utilisant ce modèle (implémenté par l'intermédiaire d'une sous-routine utilisateur VUMAT). Nous ferons alors un point sur le potentiel du modèle, ses atouts et ses lacunes avant de faire quelques propositions afin d'améliorer la finesse des prévisions numériques.

## 1. Processus de fragmentation

L'analyse post mortem des éprouvettes d'écaillage et d'impact sur la tranche a montré que l'endommagement et la rupture en traction dynamique résultent de l'initiation et de la croissance d'un grand nombre de fissures à partir de défauts présents dans le matériau, la densité de fissuration étant plus importante lorsque le chargement est plus rapide. En fait, lorsque la vitesse de déformation est élevée, le comportement global est conditionné par un processus de propagation instable de fissures et d'occultation de défauts [Denoual, 1998]. Supposons un matériau qui présente une population de défauts, chacun ayant un seuil d'amorçage différent. Lorsqu'un chargement est appliqué à une vitesse constante  $\dot{\sigma}$ , on atteint la valeur critique d'un premier défaut où s'initie une fissure qui va se propager, relaxant ainsi les contraintes de traction dans sa zone d'influence (zones bleues sur la Figure 6-1). Cette diminution de la contrainte de traction empêche l'initiation de défauts situés dans la zone de relaxation, même si, en dehors de cette zone, le chargement continue de croître (cf. Figure 6-1).

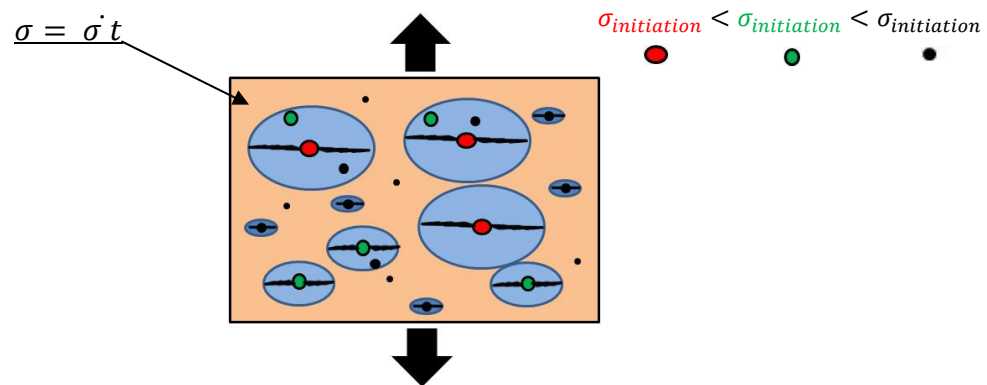


Figure 6-1 : Illustration du mécanisme d'occultation

## 2. Modèle de fragmentation Denoual-Forquin-Hild

### 2.1. Modèle de fragmentation multiple (modèle local)

Le modèle DFH [Denoual et Hild, 2000 ; Hild et al., 2003 ; Forquin et Hild, 2010] est basé sur une approche micromécanique du processus de fragmentation dynamique qui décrit à la fois l'amorçage de fissures sur des défauts du matériau, la propagation instable de ces fissures et le phénomène d'occultation.

#### Amorçage de fissures

À l'échelle microscopique, on distingue un grand nombre de porosités et de microfissures que l'on peut rassembler sous le terme de « défauts ». On peut supposer que les fissures sont initiées lorsque la contrainte de traction atteint la valeur critique des défauts, on peut de plus supposer que ce sont les mêmes défauts qui sont amorcés en dynamique que sous chargement quasi statique. De même qu'en quasi statique, la densité de défauts critiques s'exprime alors par la relation :

$$\lambda_t^{dyn}(t) = \lambda_0 \left( \frac{\sigma(t)}{\sigma_0} \right)^m. \quad (6-1)$$

#### Propagation des fissures

Les fissures créées se propagent dans le matériau à une vitesse supposée constante et proportionnelle à la vitesse des ondes  $C_0$  :

$$v_{fiss} = k C_0. \quad (6-2)$$

$k$  est un paramètre relativement difficile à identifier. En se basant sur le concept de conservation d'énergie, une solution analytique de  $k$  a pu être déterminée [Broek, 1982 ; Kanninen et Popelar, 1985]. Cette approche montre que la vitesse de fissure tend vers une limite de  $0,38 C_0$ . Expérimentalement, plusieurs auteurs ont obtenu des vitesses de propagation dans des matériaux fragiles comprises entre  $0,23$  et  $0,59 C_0$  [Ravi-Chandar et Knauss, 1982, 1984a, 1984b, 1984c, 1984d ; Sharon et al., 1995 ; Sieradzki et Dienes, 1988 ; Zhou et al., 1996]. Par la suite, nous considérerons le paramètre  $k = 0,38 C_0$  [Denoual, 1998].

## Phénomène d'occultation

Le mécanisme d'occultation des défauts qui se trouvent dans l'horizon de défauts initiés peut être modélisé par la relation (6-3) proposée par Denoual et Hild [2000]. On suppose ici que la taille du volume occulté  $V_0$  augmente proportionnellement à la longueur de fissure à la puissance  $n$  :

$$V_0[T - t] = S (v_{fiss} (T - t))^n . \quad (6-3)$$

$S$  est un paramètre de forme qui dépend de la dimension  $n$  du milieu considéré ( $S_{n=3} = 4\pi/3$  pour une sphère,  $S_{n=2} = \pi$  pour un cercle ou  $S_{n=1} = 2$  pour un milieu unidimensionnel).

À partir de ces éléments, il est possible de définir la probabilité de non-occultation  $P_{no}$  au point  $P$  à l'instant  $T$  qui correspond à la probabilité de non-existence de fissures dans l'horizon du point considéré (cf. Figure 6-2) :

$$P_{no}(P, T) = \prod_{horizon\ de\ (P,T)} P_{\xi}^i , \quad (6-4)$$

la probabilité élémentaire de non-existence d'un défaut critique  $P_{\xi}^i$  dans le volume  $V_0[T - t]$  étant définie par [Denoual, 1998 ; Forquin, 2003 ; Forquin et Hild, 2010] :

$$P_{\xi}^i = Exp \left( - \int_{V_0[T-t]} \frac{d\lambda_t(t)}{dt} dV dt \right) . \quad (6-5)$$

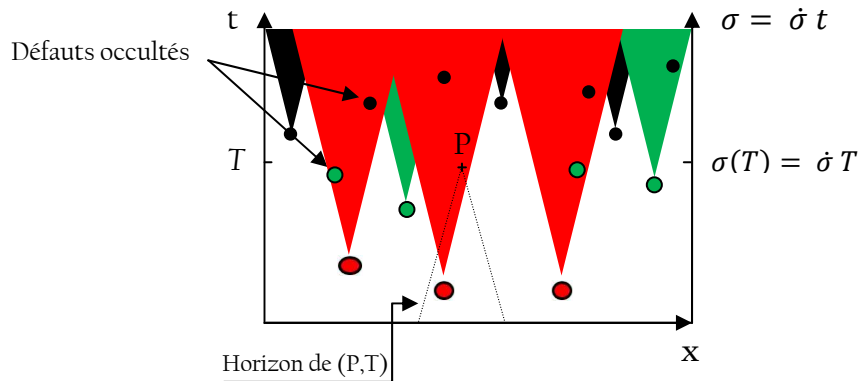


Figure 6-2: Illustration du mécanisme d'occultation et de l'horizon du point  $P$  à l'instant  $T$

Denoual [1998] exprime la probabilité d'occultation lorsque le chargement est homogène dans l'horizon du point considéré par :

$$P_o = 1 - P_{no} = 1 - Exp \left( - \int_0^T \frac{d\lambda_t(t)}{dt} V_0(T - t) dt \right) . \quad (6-6)$$

Cette probabilité permet d'exprimer l'incrément de densité de fissures  $d\lambda_b$ , liée d'une part à l'incrément de densité de défauts critiques dans le matériau  $d\lambda_t$  et d'autre part à la portion du volume occulté :

$$\frac{d\lambda_b(t)}{dt} = \frac{d\lambda_t(t)}{dt} (1 - P_{no}) \quad \text{avec } \lambda_b(t=0) = 0. \quad (6-7)$$

Denoual et Hild [2000] ont présenté les paramètres caractéristiques du modèle en supposant une vitesse de chargement  $\dot{\sigma}$  constante et un amorçage des fissures à  $t \approx 0$  en s'appuyant sur le fait que le processus de fragmentation se termine lorsque tout le volume est occulté, ce qui peut se traduire par la relation (6-8) : chaque fissure occulte un volume moyen équivalent au volume total divisé par le nombre total de fissure.

$$\lambda_t(t_c) Z_0(t_c) = 1 \quad (6-8)$$

Le temps caractéristique peut ainsi être déduit des équations précédentes :

$$t_c = \left( \lambda_0^{-\frac{1}{m}} \sigma_0 \right)^{\frac{m}{m+n}} \dot{\sigma}^{-\frac{m}{m+n}} \left( \frac{1}{S^{\frac{1}{n}} v_{fiss}} \right)^{\frac{n}{m+n}} \quad (6-9)$$

Cette expression montre que le temps caractéristique est dépendant de trois types de paramètres : les paramètres de Weibull  $m$  et  $\lambda_0^{-\frac{1}{m}} \sigma_0$  qui décrivent l'initiation des fissures, la vitesse de chargement  $\dot{\sigma}$  et enfin les paramètres  $S$  et  $v_{fiss}$  liés à la propagation des fissures et donc à la croissance des volumes d'occultation. L'endommagement se développe entre  $t_c$  et  $2t_c$ . On peut ensuite calculer la contrainte caractéristique  $\sigma_c$  à partir de laquelle s'initie le processus de fragmentation et la densité de défauts caractéristique  $\lambda_c$  :

$$\sigma_c = \dot{\sigma} t_c = \left( \lambda_0^{-\frac{1}{m}} \sigma_0 \right)^{\frac{m}{m+n}} \left( \frac{\dot{\sigma}}{S^{\frac{1}{n}} v_{fiss}} \right)^{\frac{n}{m+n}} \quad (6-10)$$

$$\lambda_c = \lambda_t(t_c) = \left( \lambda_0^{\frac{1}{m}} \frac{\dot{\sigma}}{\sigma_0} \right)^{\frac{m n}{m+n}} \left( S^{\frac{1}{n}} v_{fiss} \right)^{\frac{-m n}{m+n}} \quad (6-11)$$

La Figure 6-3 présente la sensibilité à la vitesse de chargement  $\dot{\sigma}$  des paramètres caractéristiques  $\sigma_c$  et  $t_c$ .



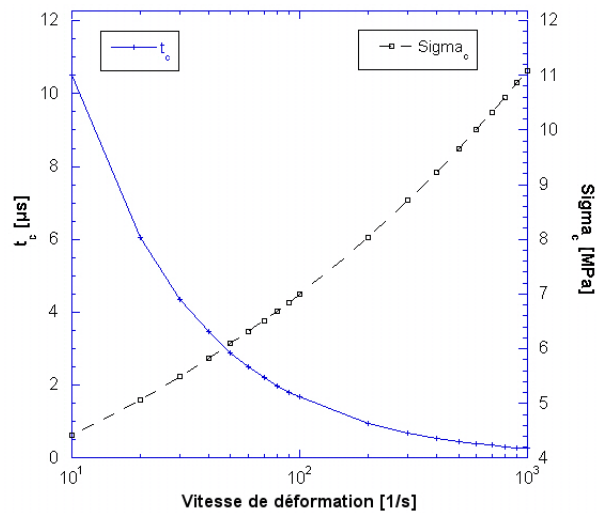


Figure 6-3 : Evolution de  $t_c$  et de  $\sigma_c$  avec la vitesse de chargement (paramètres de Weibull du béton R30A7 humide identifiés au Chapitre 3)

À partir de ces équations, il est possible de définir une variable d'endommagement. Lemaître et Chaboche [1985] ont défini cette grandeur comme la densité surfacique des discontinuités de la matière dans un plan de normale  $\vec{n}$  : l'endommagement  $D = \delta S_D / \delta S$  sur la Figure 6-4. La définition proposée par Denoual [1998] est très proche puisqu'elle consiste à prendre en compte les zones d'occultation qui résultent des fissures créées.

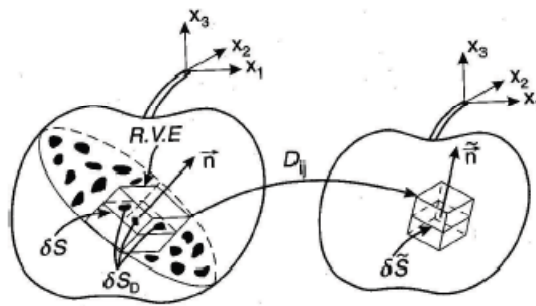


Figure 6-4 : Elément endommagé [Lemaître et Chaboche, 1988]

Lorsque la vitesse de chargement est constante, la variable d'endommagement s'exprime par [Denoual, 1998] :

$$D(T) = 1 - \text{Exp} \left( \frac{-n! m!}{(m+n)!} \left( \frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^{m+n} \right). \quad (6-12)$$

En considérant l'expression liant la contrainte microscopique (ou non-endommagée) à la contrainte macroscopique (cf. (6-13)), il est possible de calculer l'instant  $t_u$  pour lequel la contrainte ultime  $\Sigma_u$  (telle que  $\frac{d\Sigma(t_u)}{dt} = 0$ ) est atteinte :

$$\Sigma = (1 - D) \sigma \quad (6-13)$$

$$t_u = t_c \left( \frac{(m+n-1)!}{m! n!} \right)^{\frac{1}{m+n}} \quad (6-14)$$

$$\Sigma_u = \sigma_c \left( \frac{1}{e} \frac{(m+n-1)!}{m! n!} \right)^{\frac{1}{m+n}} . \quad (6-15)$$

Alors que la densité de fissures  $\lambda_b$  est donnée par la relation (6-16) lorsque  $T < t_c$ , l'Eq. (6-17) permet de calculer sa valeur lorsque le temps  $T$  devient très grand par rapport à  $t_c$  :

$$\lambda_b = \lambda_c \left( \frac{T}{t_c} \right)^m \text{ pour } T < t_c \quad (6-16)$$

$$\lambda_b = \lambda_c \left( \frac{(m+n)!}{m! n!} \right)^{\frac{m}{m+n}} \Gamma \left( 1 + \frac{m}{m+n} \right) \text{ pour } T \gg t_c . \quad (6-17)$$

$\Gamma$  est la fonction eulérienne de seconde espèce. Le modèle permet de prendre en compte un endommagement anisotrope grâce à l'utilisation de variables d'endommagement définies pour chacune des directions principales. Le tenseur des souplesses  $\bar{\bar{S}}_D$  qui lie le tenseur des déformations  $\bar{\epsilon}$  et le tenseur des contraintes macroscopiques  $\bar{\Sigma}$  (ou effectives) est défini par Denoual [1998] :

$$\bar{\epsilon} = \bar{\bar{S}}_D(D_1, D_2, D_3, \nu) \bar{\Sigma} \quad (6-18)$$

ou en notation matricielle :

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \epsilon_{23} \\ \epsilon_{31} \\ \epsilon_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{1-D_1} & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{1-D_1} & \frac{1}{1-D_2} & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & \frac{1}{1-D_2} & \frac{1}{1-D_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & \frac{1}{1-D_3} & \frac{1+\nu}{(1-D_2)^\nu (1-D_3)^\nu} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu}{(1-D_2)^\nu (1-D_3)^\nu} & \frac{1+\nu}{(1-D_3)^\nu (1-D_1)^\nu} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu}{(1-D_3)^\nu (1-D_1)^\nu} & \frac{1+\nu}{(1-D_1)^\nu (1-D_2)^\nu} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Sigma_{11} \\ \Sigma_{22} \\ \Sigma_{33} \\ \Sigma_{23} \\ \Sigma_{31} \\ \Sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (6-19)$$

On en déduit le tenseur des contraintes macroscopiques  $\bar{\Sigma}$  [Forquin et Hild, 2008] :

$$\bar{\Sigma} = \left( \bar{\bar{S}}_D(D_1, D_2, D_3, \nu) \right)^{-1} \bar{\bar{S}}_D(0,0,0, \nu) \bar{\sigma} . \quad (6-20)$$

Ce modèle a été implémenté dans le code de calcul par éléments finis Abaqus/explicite par l'intermédiaire d'une subroutine utilisateur (VUMAT). Notons que la taille des éléments finis doit être assez grande pour pouvoir moyenniser l'endommagement et les densités de fissuration créés par le chargement dynamique sur l'ensemble du volume de l'élément.

## 2.2. Modèle multi-échelle

Denoual [1998] a réalisé une simulation par une méthode de Monte Carlo en utilisant les paramètres de Weibull d'une céramique S-SiC (Figure 6-5). On distingue deux zones :

- Lorsque la vitesse de chargement est élevée, la contrainte ultime devient déterministe et tend vers l'équation (6-15)
- Lorsque la vitesse de chargement est inférieure à une valeur de transition  $\dot{\sigma}_{transition}$  (définie Eq. (6-21)), la rupture est pilotée par une (ou quelques) fissure(s) et son comportement ne peut être décrit que par une approche probabiliste

$$\sigma_w = \Sigma_u(\dot{\sigma}_{transition}) \cdot \quad (6-21)$$

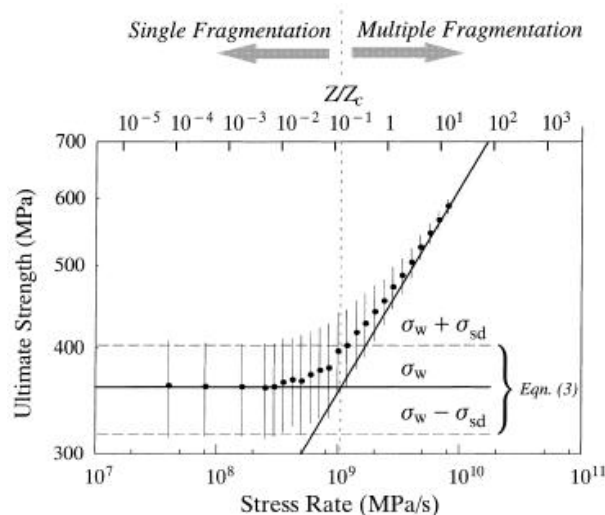


Figure 6-5 : Simulation par une méthode de Monte Carlo de la sensibilité à la vitesse de déformation pour une céramique S-SiC ( $m = 9,3$ ) [Denoual et Hild, 2000]

Pour chacun des éléments finis, une contrainte ultime aléatoire  $\sigma_k$  est tirée à partir de la distribution de Weibull. Tant que le chargement ne dépasse pas cette valeur, l'élément n'est pas endommagé. Lorsque la contrainte de traction dépasse  $\sigma_k$ , deux cas sont possibles :

- Une seule fissure est amorcée dans l'élément, la densité de fissure est  $1/V_{\text{élément}}$
- Une multi-fissuration se développe dans l'élément, la densité de défaut critique est donnée par la relation (6-1).

Alors que le modèle de fragmentation multiple est destiné à évaluer l'endommagement et les densités de fissures de manière globale et continue, le modèle multi-échelle permet de décrire le développement d'une seule fissure à travers les éléments finis (Figure 6-6). Forquin et Hild [2010] ont étudié la dépendance au maillage des prévisions du modèle en terme de densité de fissures pour un problème d'impact sur la tranche sur béton Ductal®. La densité de fissures a été comparée pour un volume situé loin de la zone d'impact pour différentes tailles de maille. Les résultats ont montré une faible dépendance des prévisions à la densité de fissures dans ce volume. En somme, le modèle multi-échelle permet de simuler à la fois une multi-fissuration à l'échelle de l'élément fini lorsque la taille de maille est relativement grande et une fragmentation simple à l'échelle de l'élément fini mais multiple à l'échelle de la cible pour les maillages fins.

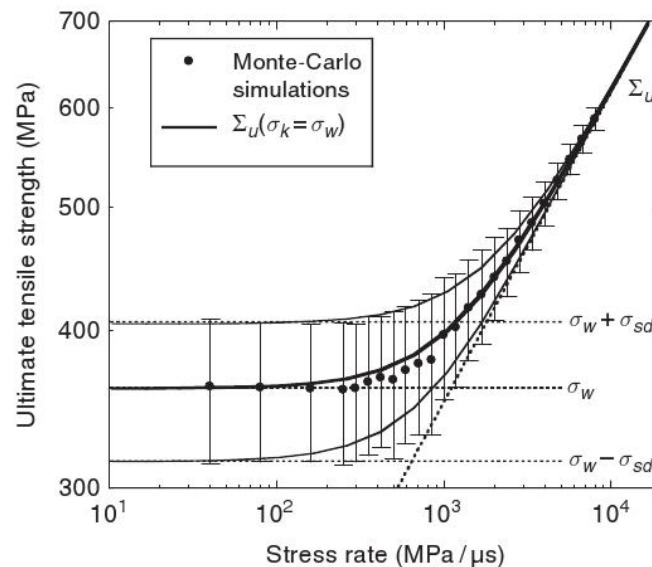


Figure 6-6 : Comparaison des prévisions du modèle multi-échelle avec les résultats de simulation utilisant une méthode de Monte Carlo [Forquin et Hild, 2010]

### 2.3. Application du modèle à la description du comportement dynamique des bétons

Pour les matériaux quasi-fragiles en dynamique rapide, l'hypothèse du maillon le plus faible décrite par le modèle de Weibull s'applique localement et la fragmentation multiple peut être comparée à un processus de fragmentation simple à une échelle caractéristique correspondant à l'inverse de la densité de fissures. En conséquence, si les essais quasi statiques sont effectués à l'échelle

appropriée, les paramètres identifiés sont valides pour décrire la population de défauts critiques activés en dynamique.

Le modèle ne permet pas d'expliquer l'influence de l'eau libre. Entre  $10^{-6}/s$  et  $1/s$ , la résistance augmente d'un facteur 2 pour un béton humide alors qu'une très légère augmentation est constatée pour un béton sec (cf. Figure 4-17). Pour Rossi [1991 ; 1997] et Toutlemonde [1994], cette observation résulte de la viscosité en traction de l'eau présente dans les pores et les microfissures. Les porosités et les microfissures qui y sont connectés (cf. Figure 6-7) constituent en effet des sites privilégiés pour l'amorçage de fissures aussi bien en quasi statique qu'en dynamique.

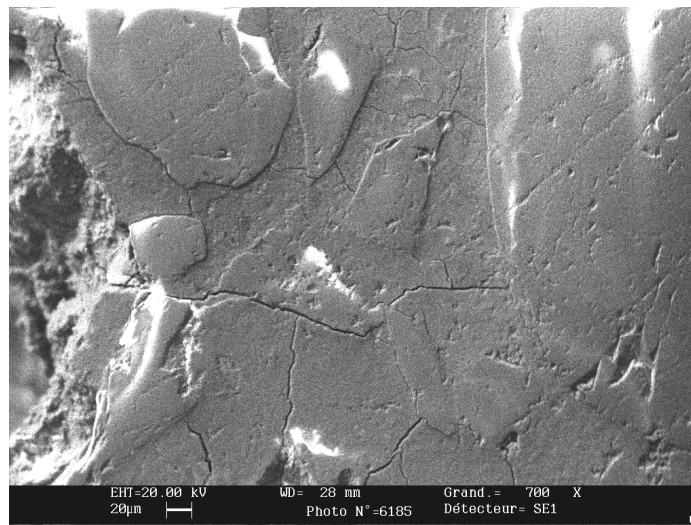


Figure 6-7 : Observations MEB de microfissures aux alentours d'une porosité submillimétrique (béton MB50)

L'effet de l'eau libre peut donc être pris en compte en introduisant une correction sur le paramètre relatif à l'amorçage des fissures :

$$\text{---} \quad (6-22)$$

À partir des essais de flexion 3-points réalisés au Chapitre 3 et des paramètres de Weibull qui en ont été extraits, on peut réaliser des simulations numériques d'essais d'écaillage en utilisant le modèle de fragmentation.

### 3. Simulation numérique des essais d'écaillage

#### 3.1. Simulation d'essais réalisés sur le microbéton MB50

Bernier et Dalle [1998] ont conduit deux campagnes expérimentales sur le béton MB50 : des essais de flexion et des essais de fendage. La solution analytique de la résistance dynamique peut être calculée uniquement à l'aide de paramètres de Weibull identifiés en quasi statique sur des éprouvettes de volumes effectifs très différents obtenus à partir de plusieurs méthodes expérimentales (cf. Tableau 6-1) afin d'être comparée aux résultats expérimentaux d'écaillage. Comme on peut le constater sur la Figure 6-8, même si tous les paramètres ont été identifiés dans des conditions très différentes, la solution analytique permet de modéliser correctement l'augmentation de résistance avec la vitesse de déformation.

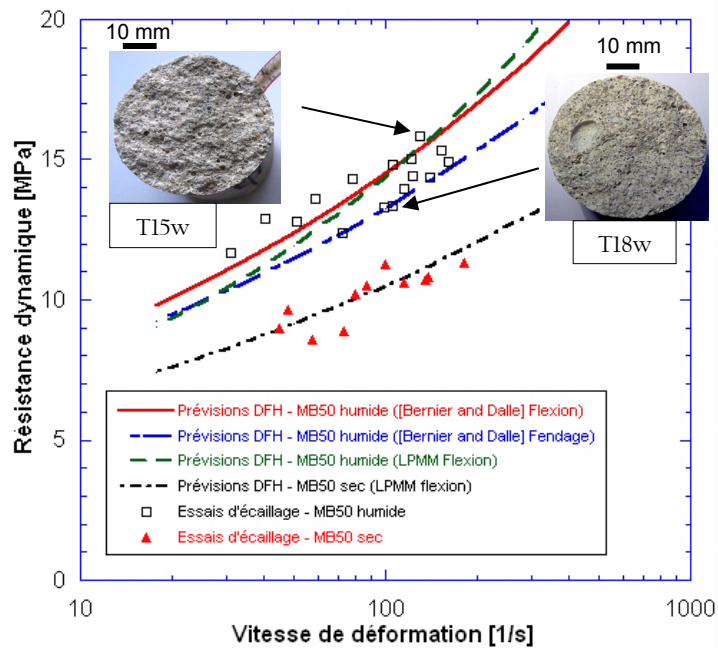


Figure 6-8 : Contraintes ultimes calculées analytiquement comparées aux résultats des essais d'écaillage

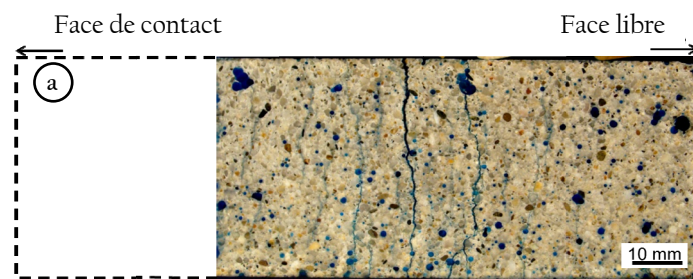
Tableau 6-1 : Paramètres du modèle de fragmentation pour le béton MB50 humide et sec (données LPMM), prévisions du modèle pour  $\dot{\varepsilon} = 100/s$

MB50	Humide	Sec
$E$ [GPa]	38	31
$\nu$	0,2	0,2
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2320	2200
Augmentation due à la présence d'eau libre		
$\dot{\varepsilon}_0$ [1/s]	$10^{-5}$	-
$n_{\text{QUASI STATIQUE}}$	0,05	0
Paramètres de Weibull		
$m$	10	12
$\sigma_w$ [MPa]	6,4	10,0
$V_{\text{eff}}$ [mm <sup>3</sup> ]	55,8	39,9
Paramètres liés aux volumes d'occultation		
$n$	3	3
$S$	3,74	3,74
$k$	0,38	0,38
$C_0$ [m/s]	4050	3750
Prévisions du modèle pour $\dot{\varepsilon} = 100/s$		
$\sigma_c$ [MPa]	12,2	8,9
$\Sigma_u$ [MPa]	14,4	10,5
$t_c$ [ $\mu\text{s}$ ]	3,2	2,9
$\lambda_c$ [1/cm <sup>3</sup> ]	2,2	3,9
$\lambda_{\text{cracks}}(t \rightarrow \infty)$ [1/mm <sup>3</sup> ]	0,15	0,47

Ce modèle, implémenté par l'intermédiaire d'une subroutine utilisateur (VUMAT) dans Abaqus/explicite a été utilisé pour simuler plusieurs essais d'écaillage. Le modèle de fragmentation multiple a été utilisé avec les paramètres du Tableau 6-1 afin d'obtenir une carte de la fissuration dans l'éprouvette. Pour chacun des essais étudiés, le signal transmis à l'éprouvette a été reconstitué à partir des données expérimentales (jauges situées sur l'éprouvette et/ou extensomètre laser). Le pulse de chargement reconstruit a ensuite été appliqué directement sur l'une des faces d'un cylindre représentant l'éprouvette (maillée par des éléments C3D8R de longueur caractéristique 1 mm<sup>3</sup>) afin de s'affranchir de la modélisation des contacts projectile-barre et barre-éprouvette. L'essai T15w réalisé sur le microbéton MB50 avait montré un fort endommagement composé d'une grande quantité de fissures sur une zone relativement étendue. La simulation de cet essai a permis de comparer la densité de fissuration de l'éprouvette numérique avec l'analyse post mortem pratiquée sur l'éprouvette de microbéton (cf. Figure 6-9). On remarque un bon accord entre la zone endommagée expérimentalement et la zone sur laquelle s'étend la densité de fissures. La densité de fissures semble légèrement surestimée par le modèle : elle atteint  $10^8 - 10^9$  fissures/m<sup>3</sup> dans la simulation alors qu'elle peut être estimée à environ  $10^7 - 10^8$  fissures/m<sup>3</sup> sur l'éprouvette (1 fissures tous les  $d = 3-4$  mm environ,

ce qui permet d'évaluer la densité de fissuration par  $(l/d)^3$ ). On notera toutefois que les fissures les plus fines provoquées par le chargement dynamique n'ont certainement pas été infiltrées par la résine colorée et ainsi elles n'ont pas été révélées ni comptabilisées.

Les signaux de vitesse obtenus par simulation numérique pour l'essai T15w ont été confrontés aux mesures expérimentales. Les prévisions des modèles de fragmentation multiple et multi-échelle ont été comparées. Comme précédemment, le modèle numérique n'est composé que de l'éprouvette maillée finement (la longueur caractéristique des éléments est d'environ 1,5 mm). Les vitesses en face arrière ont été relevées (Figure 6-10). Si dans les deux cas, le rebond de vitesse intervient au bon niveau (rappelons que ce rebond est en lien direct avec le niveau de résistance de l'échantillon), les courbes de vitesse s'éloignent ensuite de la courbe expérimentale. Le signal de vitesse remonte approximativement jusqu'à la valeur de vitesse maximale avec les deux versions du modèle alors que le signal expérimental est plus aplati. D'autre part, le modèle de fragmentation multiple entraîne une nette surévaluation de la vitesse en face arrière en fin d'essai, tous les éléments de la section de l'éprouvette atteignent très vite un endommagement complet. Nous verrons à la fin de ce chapitre que la surévaluation de la remontée du rebond et de la vitesse résiduelle résulte du manque de cohésion. Le modèle multi-échelle sous-estime cette valeur car quelques éléments plus résistants confèrent à l'éprouvette une résistance résiduelle trop importante.



Densité de fissuration ( $l/m^3$ ) – échelle logarithmique

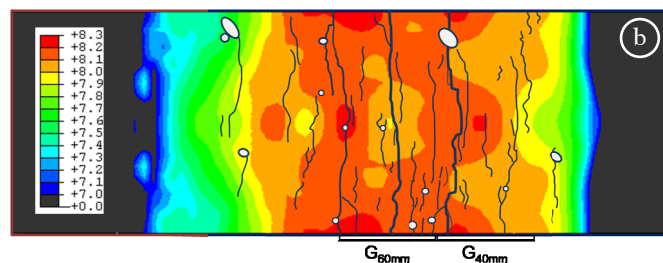


Figure 6-9 : (a) Faciès endommagé de l'éprouvette de microbéton (coupe de l'éprouvette, Essai T15w sur MB50 humide) et (b) superposition des fissures relevées lors de l'analyse post mortem et de la densité de fissuration obtenue par simulation numérique avec le modèle de fragmentation (coupe du modèle numérique)



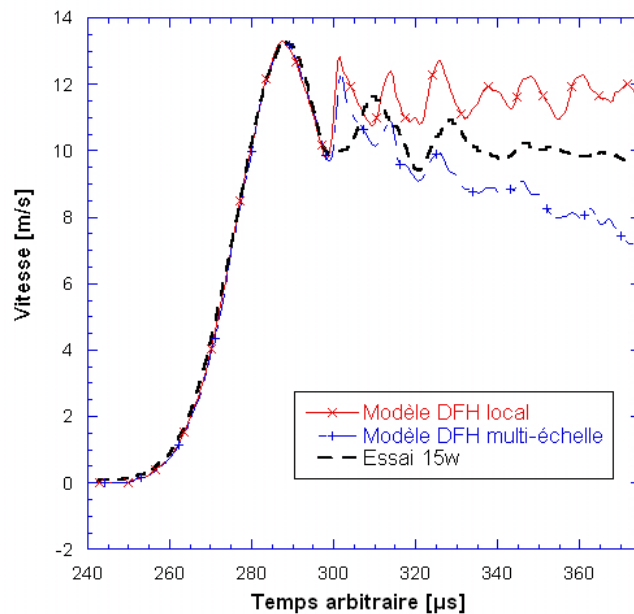


Figure 6-10 : Comparaison des prévisions numériques avec les résultats de l'essai sur MB50 humide T15w

La même approche a été utilisée pour quatre autres essais d'écaillage (cf. Figure 6-11). On constate de nouveau un bon accord sur l'étendue des zones endommagées. De plus, le modèle permet de bien prévoir l'augmentation de densité de fissures avec la vitesse de déformation. Pour chacune de ces simulations, nous avons évalué la résistance dynamique à partir du profil de vitesse en face arrière (cf. Tableau 6-2) et, là encore, les résultats obtenus sont satisfaisants puisque les écarts sont d'environ 1 MPa.

Tableau 6-2 : Comparaison des prévisions numériques de résistance et des résultats expérimentaux

Données expérimentales					Numérique
Essai	Longueur éprouvette [mm]	Vitesse max. en face arrière [m/s]	Vit. de déformation [1/s]	Résistance [MPa]	Résistance [MPa]
T24dry	120	11,6	135	10,7	9,1
T23dry	140	6,5	73	8,9	8,0
T25wet	120	11,7	123	14,4	13,2
T16wet	120	8,5	78	14,3	13,1
T15wet	140	13,2	130	15,8	15,5

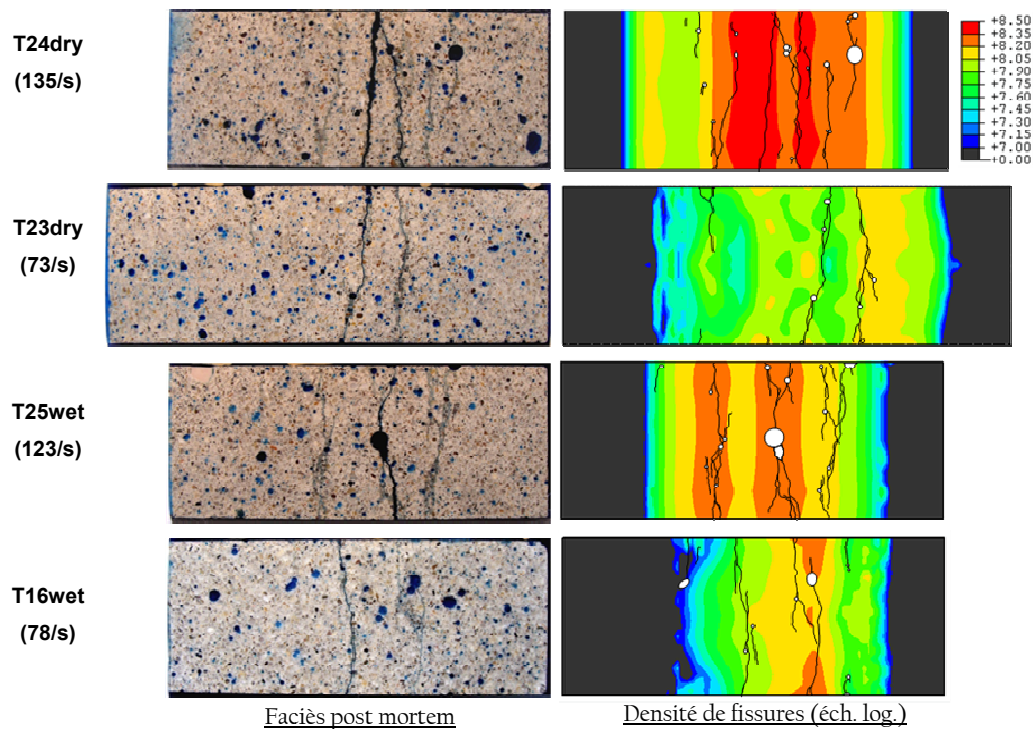


Figure 6-11 : Comparaison expérimental – numérique des essais d'écaillage sur MB50 (les fissures ont été superposées aux résultats numériques pour simplifier la comparaison)

À plusieurs reprises (comme pour les essais T24d et T25w sur la Figure 6-11), nous avons constaté la présence d'une grosse porosité sur le faciès de rupture. Ce type de porosité n'a pas été prise en compte dans la modélisation puisqu'aucune éprouvette de flexion ne présentait de tels défauts. Il peut donc être intéressant d'évaluer l'influence d'une telle porosité grâce à quelques simulations numériques supplémentaires. Une VUMAT a été réalisée afin de prendre en compte le manque de matière à l'endroit de la porosité et l'initiation précoce d'une fissure à partir de ce défaut (lorsque la contrainte de traction dépassait 3 MPa). Pour simuler la propagation de la fissure dans le plan normal à l'axe de l'éprouvette (et du chargement) à une vitesse supposée égale à  $0,38 C_0$ , nous avons imposé que les éléments soient érodés dans ce plan s'ils se trouvent dans un cercle de rayon  $0,38 C_0(T-t_0)$  centré sur la porosité ( $t_0$  correspondant à l'instant d'initiation de la fissure et T à l'instant considéré). De nouveau, les faciès endommagés des essais T24d et T25w réalisés sur le microbéton peuvent être comparés aux densités de fissures obtenues par calculs (Figure 6-12).

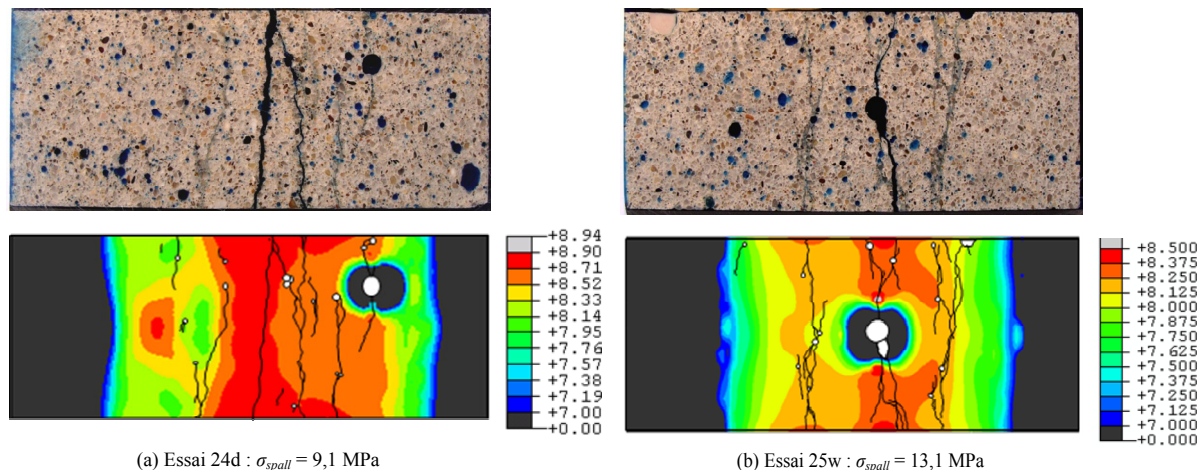


Figure 6-12 : Comparaison expérimental-numérique des faciès endommagés lorsque l'on prend en compte la présence d'une grosse porosité (densité de fissures en échelle logarithmique)

Autour de la porosité et de la fissure qui y est initiée se forme une zone où la contrainte de traction a été relaxée, la densité de fissures y est très faible. De même, on ne distingue aucune fissure formée dans cette zone lorsque l'on observe le faciès de l'éprouvette, illustrant ainsi le mécanisme d'occultation à l'échelle macroscopique. De plus, ces calculs permettent d'illustrer le fait que la rupture dynamique des matériaux quasi fragiles ne peut être le fruit d'une seule fissure, même si celle-ci est amorcée très tôt. En effet, une fissure n'a pas le temps de se propager dans toute la section ( $r_{\text{éproutette}}/0,38C_0 \approx 15 \mu\text{s}$  alors que le chargement atteint sa valeur ultime après  $\Sigma_u/E\dot{\epsilon} \approx 3 \mu\text{s}$ ). Ainsi la présence d'une grosse porosité n'affecte que très peu la résistance dynamique obtenue.

### 3.2. Simulation d'essais réalisés sur le béton R30A7

Les paramètres identifiés pour le béton R30A7 sec et humide à partir des essais de flexion 3-points (cf. Tableau 6-3) permettent de comparer la sensibilité à la vitesse de déformation de la résistance en traction dynamique prévue par le modèle aux résultats expérimentaux d'écaillage présentés au Chapitre 4 (Figure 6-13). Les prévisions analytiques sont assez proches des résultats expérimentaux pour les plus basses vitesses de chargement alors qu'elles divergent aux plus hautes vitesses de déformation. Cette différence peut s'expliquer par la difficulté d'identifier les paramètres de Weibull de l'amorçage de défaut dans un béton comme le R30A7. Nous avons pu nous rendre compte lors des essais de flexion 3-points que le module de Weibull peut varier avec le volume testé ce qui s'explique par une phase de propagation stable de la fissure critique dans l'éprouvette de flexion avant la rupture complète. La population de défauts est donc difficile à caractériser pour le béton R30A7.

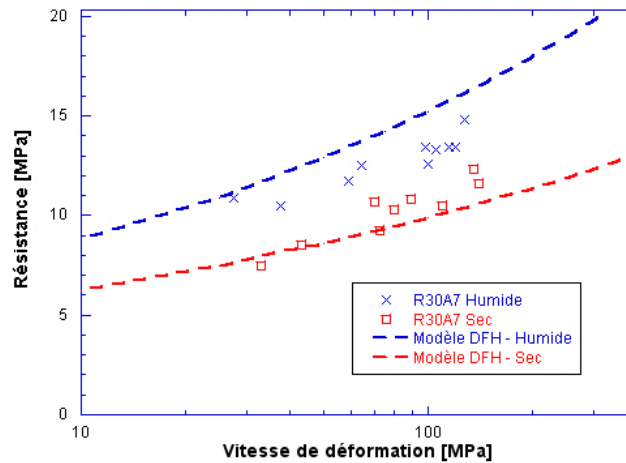


Figure 6-13 : Prévisions analytiques du modèle de fragmentation pour le béton R30A7 sec et humide comparées aux résultats expérimentaux obtenus pour ce même béton

Tableau 6-3 : Paramètres du modèle de fragmentation pour le béton R30A7 sec et humide

R30A7	Humide	Sec
$E$ [GPa]	42	32
$\nu$	0,2	0,16
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2390	2290
Augmentation due à la présence d'eau libre		
$\dot{\epsilon}_0$ [1/s]	$10^{-5}$	-
$n_{\text{QUASI STATIQUE}}$	0,05	0
Paramètres de Weibull		
$m$	12	12
$\sigma_w$ [MPa]	6,0	7,1
$V_{\text{eff}}$ [mm <sup>3</sup> ]	284	284
Paramètres liés aux volumes d'occultation		
$n$	3	3
$S$	3,74	3,74
$k$	0,38	0,38
$C_0$ [m/s]	4192	3738

La mésostructure de ce béton standard peut être modélisée par une approche mésoscopique : on crée un béton numérique qui possède la même distribution granulaire, la seule différence résidant dans le fait que les granulats sont représentés numériquement par des amas d'éléments cubiques de forme quasi-sphériques. Deux essais ont été simulés sur Abaqus/explicite. Pour chacun d'eux, nous avons entrepris de vérifier l'importance de la distribution granulaire sur le faciès de rupture et sur le signal

de vitesse en face arrière en conduisant la simulation pour trois maillages différents : deux maillages mésoscopiques et un maillage sans hétérogénéité. Comme dans les chapitres précédents, la taille des éléments finis est de 0,5 mm de côté ce qui est un compromis entre le coût de calcul et la discrétisation des granulats. Le maillage de l'éprouvette de diamètre 46 mm et de 140 mm de longueur est ainsi composé de 1 867 040 éléments C3D8R. Les pulses de chargement reconstitués sont présentés sur la Figure 6-14, ils ont été appliqués à l'une des faces extrêmes du cylindre numérique. La version locale du modèle a été mise en œuvre et dans un des cas, le modèle multi-échelles a été utilisé. Pour tous les calculs mésoscopiques présentés ci-dessous, les granulats ont été supposés parfaitement élastique et le modèle d'endommagement a été appliqué uniquement à la matrice cimentaire car peu de granulats fragmentés ont été observés lors des analyses post mortem pratiquées sur ce béton. Notons qu'il n'y a aucun paramètre libre, seuls les paramètres issus des données d'essais quasi statiques ont été utilisés.

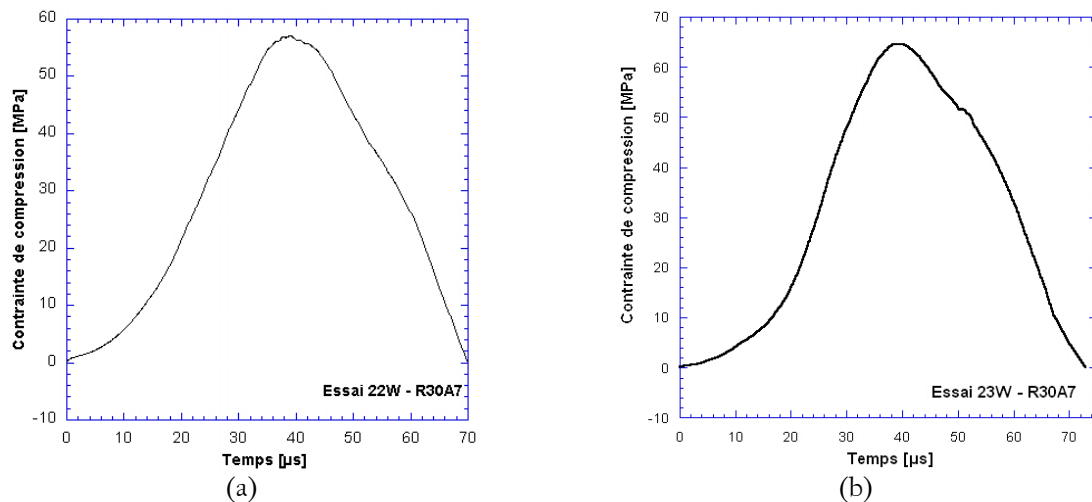


Figure 6-14 : Pulses de chargement utilisés lors des simulations des essais (a) 22w et (b) 23w sur béton R30A7 humide

Les endommagements prévus par le modèle peuvent être comparés aux éprouvettes infiltrées post-mortem (Figure 6-15). On constate que la présence des granulats a pour effet une localisation de l'endommagement. On distingue plusieurs fissures sur une zone centrale de longueur tout à fait similaire à la zone endommagée sur les éprouvettes expérimentales. À titre de comparaison, la formulation multi-échelles du modèle a été utilisée pour la matrice numérique lors d'une simulation de l'essai 22W. Le faciès est quasi-identique à celui observé pour le modèle local.

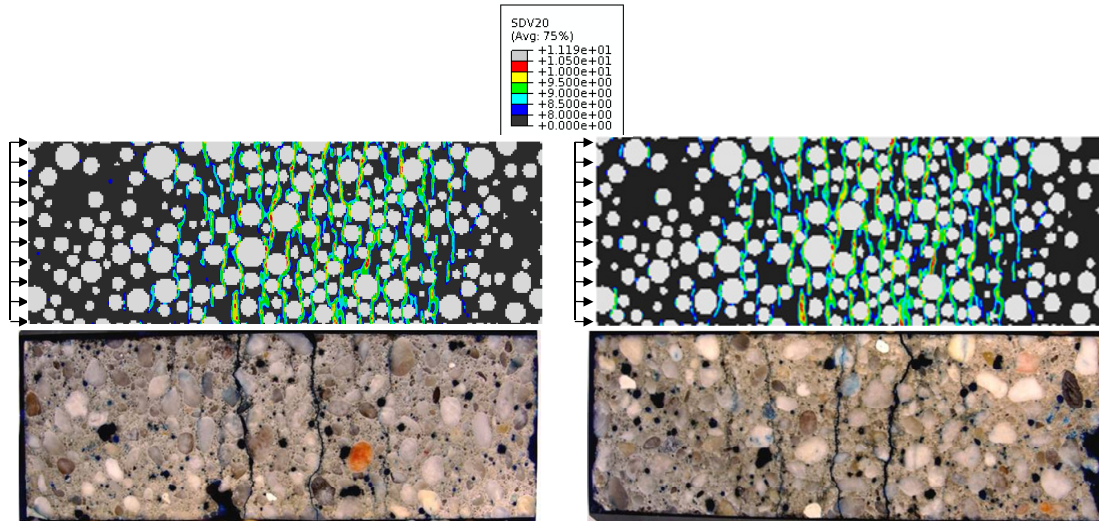


Figure 6-15 : Comparaison des faciès post mortem expérimentaux et des prévisions numériques de l'endommagement – modèle local, essais 23w et 22w (respectivement à gauche et à droite) sur béton R30A7 humide

Pour chacun des essais simulés, les courbes de vitesse en face arrière de chaque maillage ont été relevées. La comparaison de ces signaux est réalisée sur la Figure 6-16. On remarque tout d'abord que le rebond n'est pas influencé par la présence des granulats et que le niveau de rebond est identique pour tous les maillages testés pour chacun des essais. De plus, les courbes correspondant aux cas mésoscopiques sont très proches, y compris après le rebond de vitesse : la distribution de granulats dans le béton joue un rôle limité sur la forme du signal de vitesse en face arrière. On relève une différence importante entre le maillage homogène et les maillages mésoscopiques après le rebond de vitesse. Alors que l'utilisation du maillage homogène entraîne une trop faible cohésion menant à l'éloignement des prévisions de vitesse, les prévisions numériques du profil de vitesse sont améliorées lorsque l'approche mésoscopique est employée (Figure 6-16) : la présence des granulats apporte une cohésion en retardant le développement de l'endommagement, les fissures doivent en effet contourner les granulats, la courbe de vitesse en face arrière est alors mieux reproduite. De meilleures prévisions seront peut être possibles en affinant la représentation du béton, en représentant par exemple les plus gros grains de sable du mélange. Ces inclusions ajouteront une part de cohésion à une échelle plus fine.

L'approche mésoscopique utilisée avec le modèle DFH montre ici des capacités prédictives intéressantes qu'il convient de vérifier dans le cas d'un chemin de chargement plus complexe.

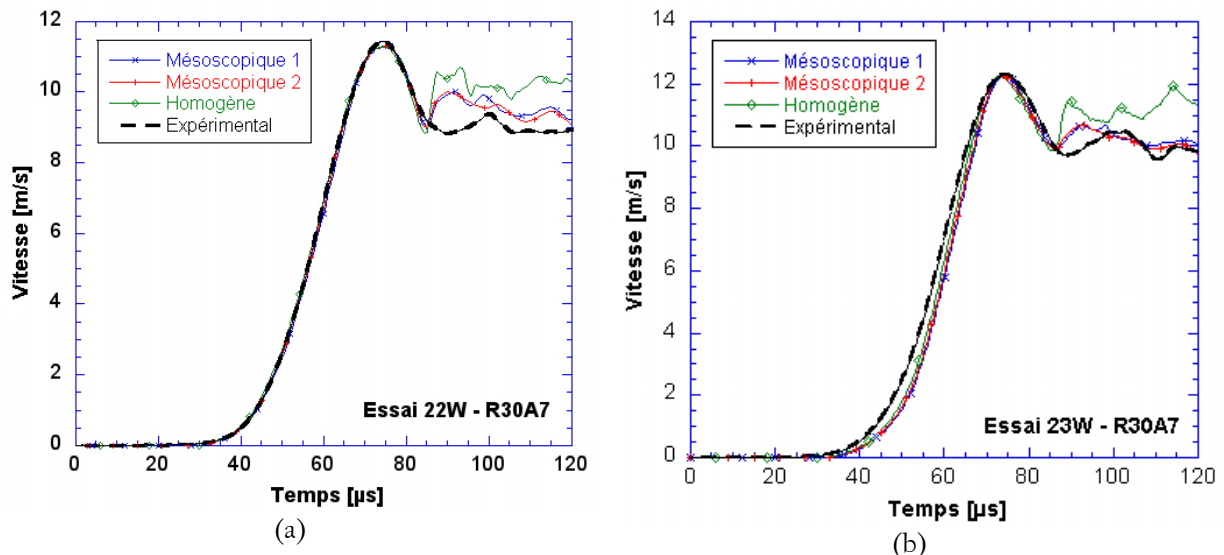


Figure 6-16 : Comparaison des signaux de vitesse pour les maillages homogènes et les deux maillages mésoscopiques avec la vitesse en face arrière relevée expérimentalement – (a) Essai 22W et (b) Essai 23W

## 4. Simulation numérique des essais d'impact sur la tranche

Lorsqu'une cible de béton subit un impact balistique, une fragmentation multiple composée de nombreuses fissures radiales se développe à cause des contraintes orthoradiales de traction dynamique. Ce phénomène doit être décrit par les modèles de comportement afin d'être en mesure d'évaluer le niveau d'endommagement d'une structure impactée. L'essai d'impact sur la tranche permet de valider un modèle pour ce type d'endommagement.

### 4.1. Simulation d'essais réalisés sur le microbéton MB50

Les essais d'impact sur la tranche ont faits l'objet de calculs numériques en utilisant le modèle de fragmentation. La plaque de béton (200x120x15 mm<sup>3</sup>), le projectile ( $\varnothing = 46$  mm et L = 100 mm) ainsi que le système de confinement inertiel (représenté par un demi-cylindre de  $\varnothing = 60$  mm et H = 55 mm) ont été maillés par des éléments de longueur caractéristique 2 mm sur Abaqus/explicite. Une vitesse initiale de 50 m/s a été appliquée au projectile. Le projectile et le système de confinement ont été supposés parfaitement élastiques et le comportement du carreau de béton est décrit par le modèle de fragmentation couplé au modèle KST afin de rendre compte aussi finement que possible du comportement en compression. Aux alentours du point d'impact, le matériau se comporte plastiquement à cause des hautes pressions qui y règnent. Le béton subit un chargement de compression triaxiale qui empêche le développement de la fragmentation. Plus loin dans la cible, le déplacement radial de la matière entraîne la formation d'un grand nombre de fissures

radiales. C'est l'évaluation numérique de cet endommagement qui déterminera la qualité des prévisions.

En considérant les paramètres du modèle de fragmentation identifiés pour le MB50 sec et humide, deux simulations numériques ont été menées. Les paramètres du modèle KST ont été identifiés à partir des essais de compression confinée de Forquin et al. [2009] (Figure 6-17, Tableau 6-4). Une contrainte équivalente minimale (double de la résistance quasi statique) a été utilisée afin de s'assurer que le comportement en traction dynamique est bien piloté par le modèle de fragmentation.

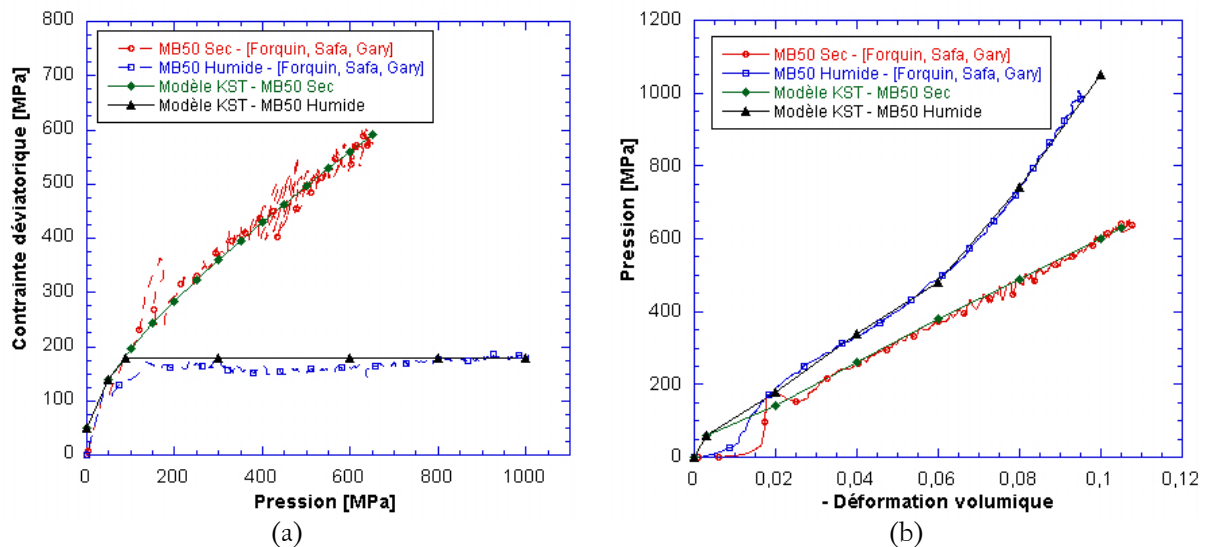


Figure 6-17 : Identification du modèle KST à partir des données expérimentales de Forquin et al. [2010] – (a) comportement déviatorique et (b) comportement hydrostatique

Tableau 6-4 : Paramètres du modèle KST pour le microbéton MB50 sec et humide

MB50		Humide	Sec
Paramètres relatifs au comportement hydrostatique			
Module de compressibilité initial et final	$K_i; K_f$	21.1 GPa; 20 GPa,	17.2 GPa; 20 GPa,
Courbe de compaction (4 points)	$\varepsilon_v^{(i)}; P^{(i)}$	0 ; 0 -0.003 ; 63.3 MPa -0.06 ; 480 MPa -0.1 ; 1050 MPa	0 ; 0 -0.003 ; 51.7 MPa -0.06 ; 380 MPa -0.105 ; 630 MPa



Paramètres relatifs au comportement déviatorique			
Coefficient de l'équation elliptique	$a_0; a_1; a_2$	2,5e15 Pa <sup>2</sup> ; 3.29e8 Pa; 0.316	2,5e15 Pa <sup>2</sup> ; 3.29e8 Pa; 0.316
Contrainte équivalente maximale	$\sigma_{eq}^{max}$	180 MPa	-
Contrainte équivalente minimale	$\sigma_{eq}^{min}$	90 MPa	120 MPa

Les densités de fissuration obtenues par calculs numériques montrent des différences significatives entre le microbéton sec et le microbéton humide : la zone fragmentée est plus grande et la densité de fissures atteint  $10^{9,5}$  fissures/m<sup>3</sup> dans le cas du MB50 sec alors que  $10^{8,5}$  à  $10^9$  fissures/m<sup>3</sup> sont prévues pour le MB50 humide. On constate un bon accord avec les faciès post-mortem des essais menés en configuration sarcophage.

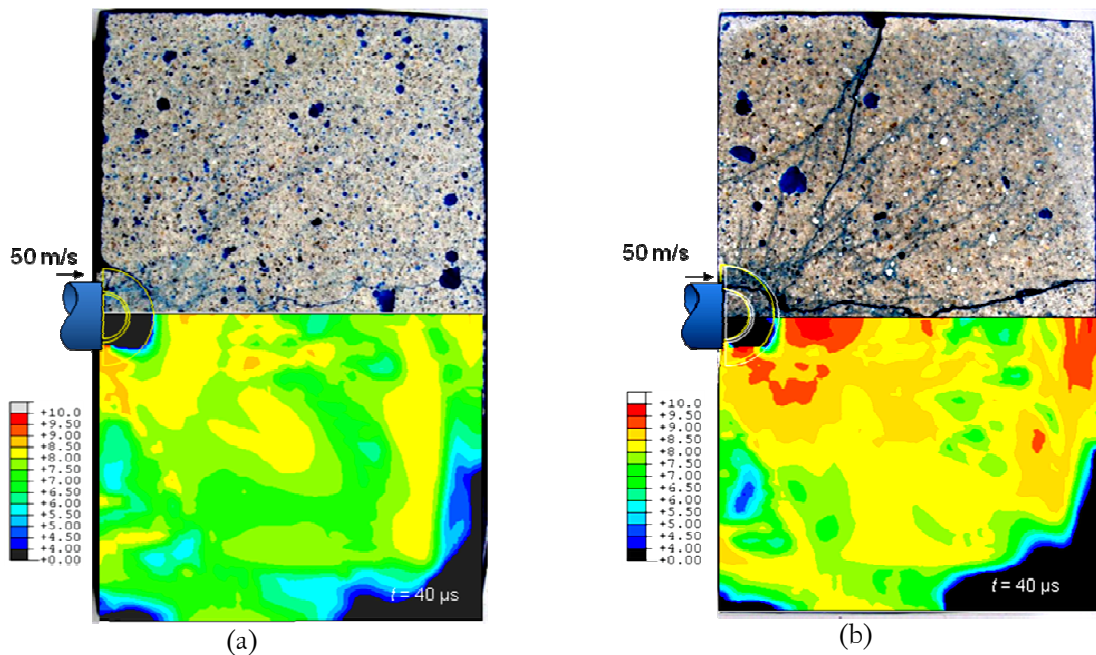


Figure 6-18 : Comparaison des prévisions numériques et des faciès post mortem pour les essais réalisés sur (a) le MB50 humide et (b) le MB50 sec

La simulation numérique des essais sur béton sec et humide est aussi l'occasion de comparer les prévisions numériques avec les données mesurées durant la campagne expérimentale. Des relevés de la déformation orthogonale à l'axe du projectile ont donc été réalisés à 50 et 70 mm du point d'impact

ainsi que de la vitesse en face arrière du carreau. Toutes ces données sont comparées aux signaux expérimentaux sur la Figure 6-19. La comparaison réalisée sur la Figure 6-19 est faite avec des résultats obtenus sur le béton R30A7 sec puisque nous n'avons pas réalisé d'essais d'impact sur la tranche instrumentés sur le microbéton MB50. On constate que les prévisions numériques sont correctes sauf pour la jauge située à 50 mm dans le cas du MB50 sec : une augmentation importante de la déformation intervient après 30  $\mu$ s à cause de l'endommagement d'éléments fins. De nouveau, le manque de cohésion peut être mis en cause. À 70 mm de l'impact, les résultats de simulations sont cohérents avec les signaux expérimentaux. Enfin, les courbes de vitesse en face arrière numériques et expérimentales sont présentées sur la Figure 6-19c. On constate un bon accord entre simulation numérique et résultats expérimentaux même si le niveau maximal de vitesse est légèrement surestimé par les calculs d'impact sur la tranche.

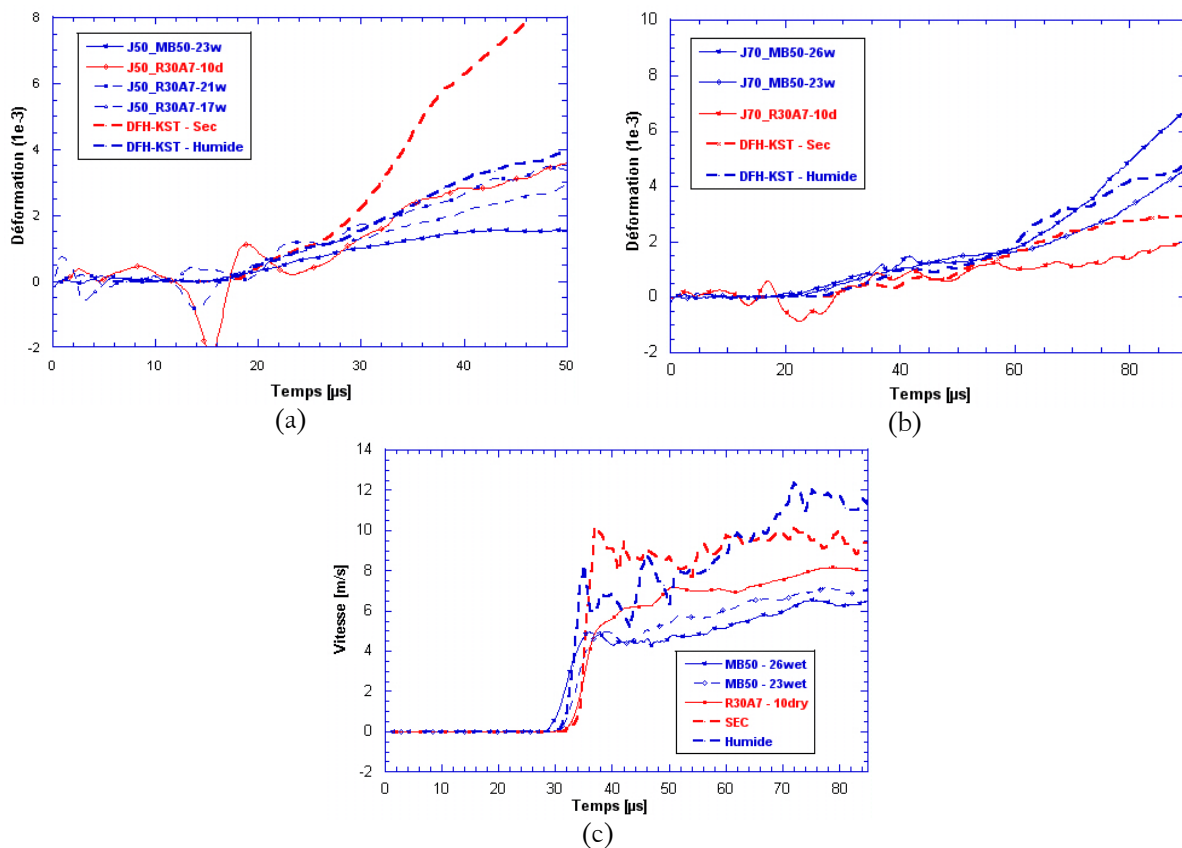


Figure 6-19 : Comparaison des prévisions numériques aux signaux obtenus expérimentalement sur le béton MB50 : (a) Jauge située à 50 mm du point d'impact, (b) Jauge située à 70 mm de l'impact et (c) Signaux de vitesse relevés sur la face arrière des carreaux de béton

## 4.2. Simulation d'essais réalisés sur le béton R30A7

L'approche mésoscopique a été utilisée pour mener des simulations numériques des essais d'impact sur la tranche réalisés sur le béton R30A7. Environ 1 440 000 éléments cubiques de 0,5 mm de côté composent le maillage de la moitié du carreau de béton. Le comportement des granulats a été modélisé par une loi élastique linéaire, celui de la matrice a été décrit par le modèle de fragmentation couplé au modèle KST. Les paramètres du modèle DFH pour le béton R30A7 ont été présentés dans le Tableau 6-3, les paramètres du modèle KST ont été identifiés au Chapitre 5 (Tableau 5-1). La seule différence concerne le paramètre  $\sigma_{eq}^{\min}$  choisi comme égale au double de la résistance quasi statique pour chacun des cas considérés. Ce choix a une influence négligeable sur le résultat numérique mais il permet de limiter la plasticité pour de faibles niveaux de confinement. Les faciès d'endommagement obtenus par calcul ont pu être comparés aux résultats expérimentaux des essais d'impact sur la tranche en configuration sarcophage menés sur le béton R30A7 (Figure 6-20). On remarque que le modèle prévoit bien un endommagement plus important dans le cas du béton sec, cette différence étant liée à l'écart de résistance entre béton sec et humide en traction dynamique. De plus, on notera que la densité de fissuration à l'échelle macroscopique est bien reproduite par la simulation numérique.

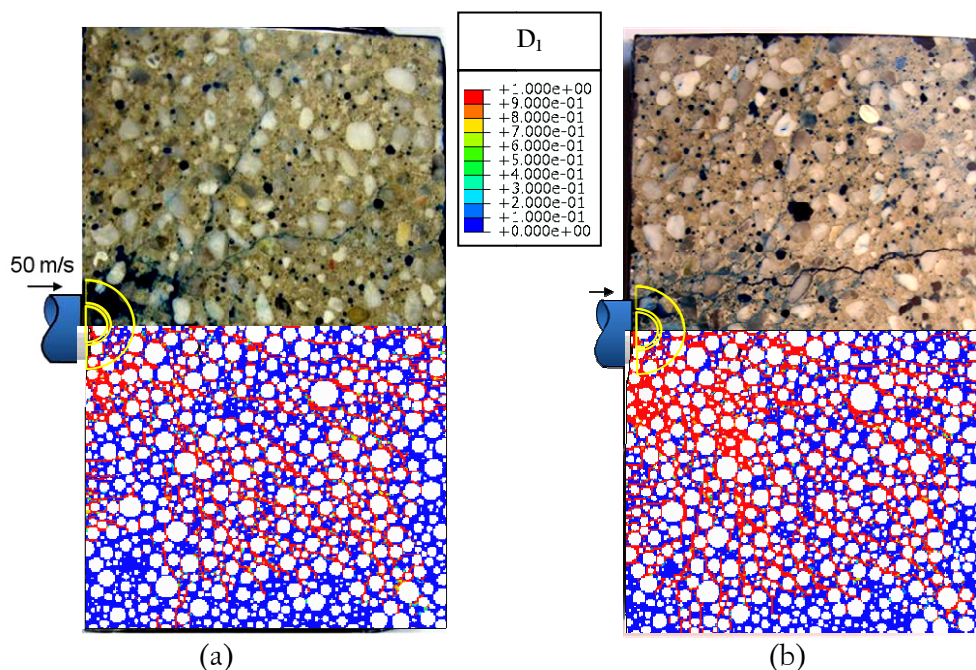


Figure 6-20: Comparaison des prévisions numériques de l'endommagement avec les faciès post mortem pour les essais réalisés sur (a) le R30A7 humide et (b) le R30A7 sec ( $t = 50 \mu s$  après impact)

En utilisant des jauges numériques, c'est-à-dire en moyennant la déformation sur une zone équivalente à celle d'une jauge de déformation utilisée lors des essais, nous avons pu comparer les

signaux numériques et expérimentaux (Figure 6-21a et b). Les déformations (très proches des déformations orthoradiales) sont en bon accord avec les relevés expérimentaux. La vitesse de déformation est très bien prévue par le modèle couplé DFH-KST. À 70 mm, on constate une bonne corrélation des signaux numériques avec les déformations expérimentales au début de l'essai. Les mesures expérimentales présentent ensuite une dispersion importante qui résulte du passage de fissures provoquée par le chargement orthoradial ou la flexion du carreau de béton. Comme pour les simulations des essais sur MB50, les courbes de vitesse en face arrière ont été comparées aux courbes expérimentales (Figure 6-21c). On notera de nouveau la bonne évaluation numérique du chargement qui intervient au cours d'un essai d'impact sur la tranche même si la seconde partie du signal est légèrement surestimée. La présence des granulats apporte une cohésion supplémentaire au matériau et permet d'affiner les prévisions numériques. Pour un modèle continu classique, il apparaît nécessaire de prendre en compte la nature cohésive du béton dans la phase post-pic du comportement.

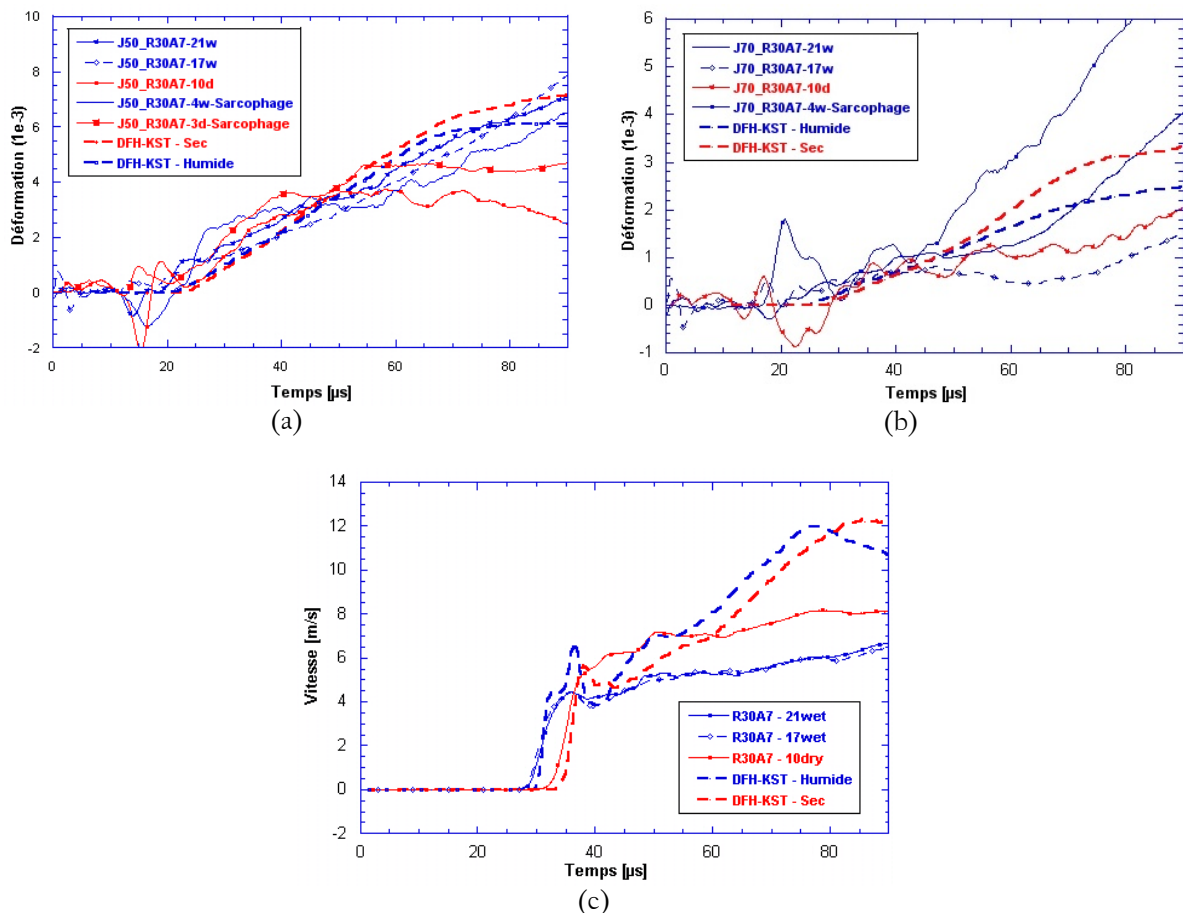


Figure 6-21 : Comparaison des prévisions numériques aux signaux obtenus expérimentalement sur le béton R30A7 : (a) Jauge située à 50 mm du point d'impact, (b) à 70 mm de l'impact et (c) signaux de vitesse relevés sur la face arrière des carreaux de béton

## 5. Comportement cohésif des bétons en traction dynamique

Le modèle de fragmentation a montré des avantages indéniables. Premièrement, les paramètres du modèle sont identifiés en quasi statique par de simples essais de flexion 3-points. Ils peuvent être utilisés pour décrire le comportement sur une large gamme de vitesse de déformation. Nous avons pu voir que les prévisions en termes de résistance dynamique et de densité de fissuration sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Néanmoins, le modèle prévoit une décroissance trop rapide de la contrainte lorsque la résistance est atteinte. Nous noterons tout de même que l'insertion de particules rigides a considérablement amélioré les prévisions numériques mais cette méthode reste – aujourd'hui – relativement coûteuse en temps de calcul et quasiment impossible à appliquer à une structure.

Plusieurs auteurs [Bazant, 2002 ; Bazant et Planas, 1998 ; Zielinski, 1982 ; Weerheijm, 1992 ; Cadoni et al., 2009] se sont penchés sur la description de la partie post-pic du comportement des bétons. Hillerborg et al. [1976] a été le premier à proposer un modèle de cohésion pour les fissures qui se propagent dans le béton (cf. Figure 6-22). Ce type de modèle est basé sur l'hypothèse que l'avancée des fissures nécessite moins d'énergie que leur ouverture. L'extension de la fissure est prise en compte par une zone cohésive. Cette modélisation s'appuie sur la présence des inclusions qui peuvent être à l'origine d'un phénomène de « pontage », augmentant ainsi localement la résistance à l'ouverture (Figure 6-22).

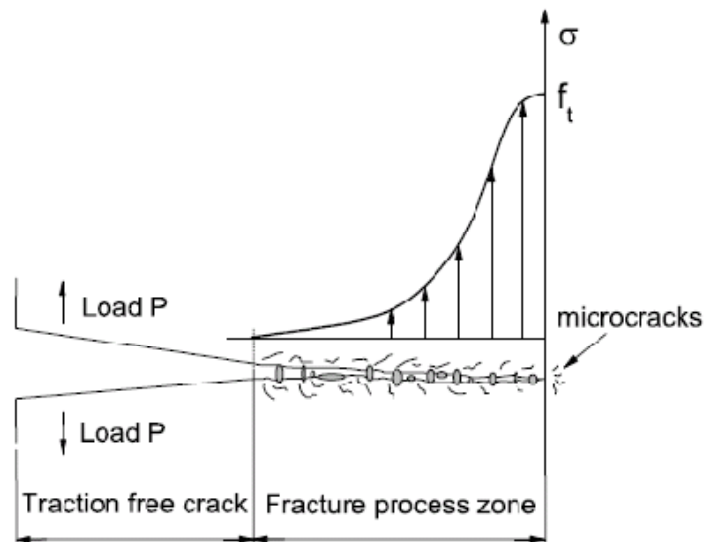


Figure 6-22 : Modèle de Hillerborg et al. [1976] et phénomène de pontage lors de la propagation et l'ouverture d'une fissure dans le béton [Yu et al., 2010]

Ce mécanisme a été récemment étudié expérimentalement par Yu et al. [2010] à partir d'essais de flexion 3-points sur des poutres de béton à haute résistance entaillées et instrumentées de plusieurs jauges placées le long du chemin attendu de la fissure. L'étude des signaux de déformation relevés à différents points permet de suivre l'avancée de la pointe de la zone cohésive (lorsque la déformation est maximale) et la fin de cette zone (lorsque la déformation est revenue à zéro).

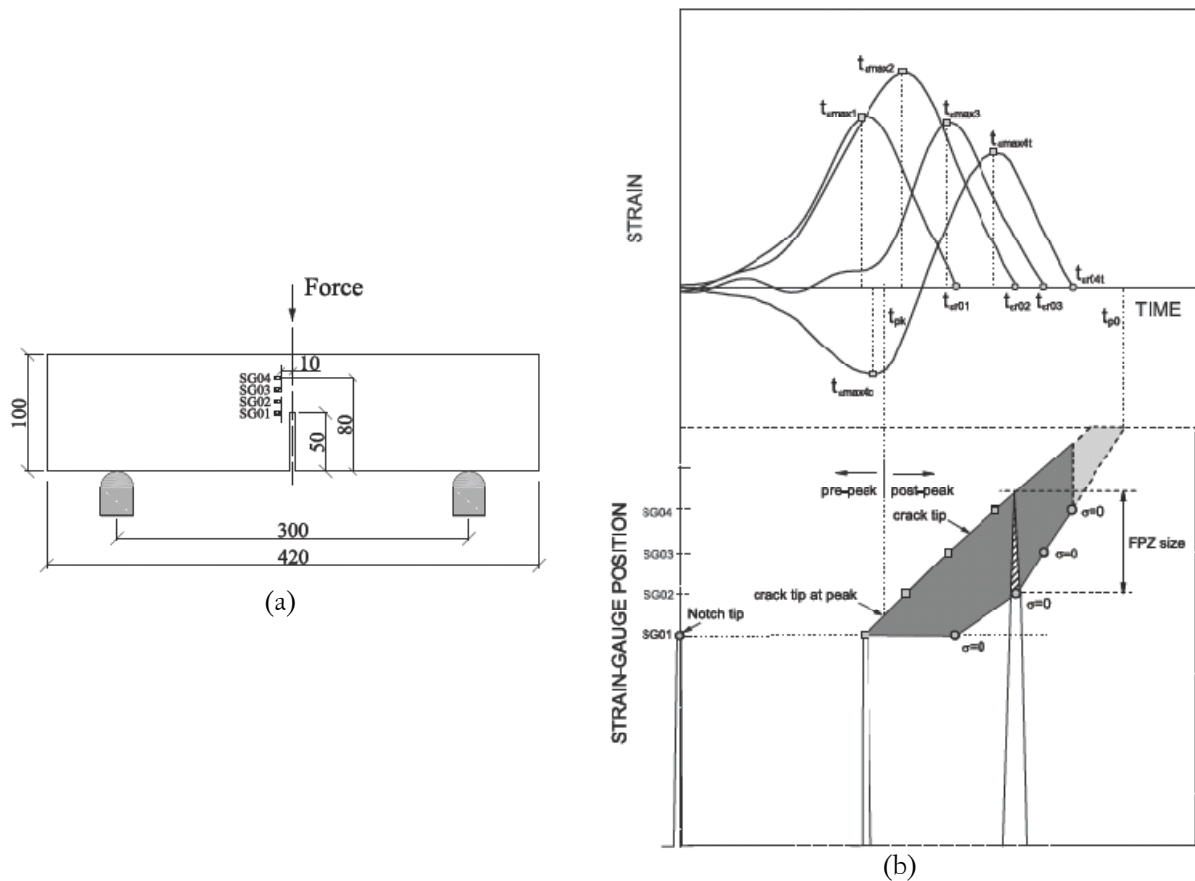


Figure 6-23: (a) configuration expérimentale de l'essai de flexion entaillé instrumenté de jauges et (b) évaluation de la longueur de la zone cohésive à partir des signaux de jauges de déformation [Yu et al., 2010]

Ce mécanisme de cohésion est présent en dynamique rapide. Nous avons vu au Chapitre 4 que lors des essais aux plus basses vitesses ( $\dot{\epsilon} < 60/s$  environ), les éprouvettes ont subi un endommagement dynamique que trahissait le rebond de vitesse en face arrière, certaines ne présentaient pourtant aucune fissure macroscopique sur leur surface extérieure. Nous avons de plus constaté que plus la déformation résiduelle obtenue par chargement dynamique était importante, plus la résistance résiduelle mesurée en traction directe était faible ce qui tend à confirmer la présence de mécanismes similaires à ceux décrits ci-dessus pour la fissuration en quasi statique.

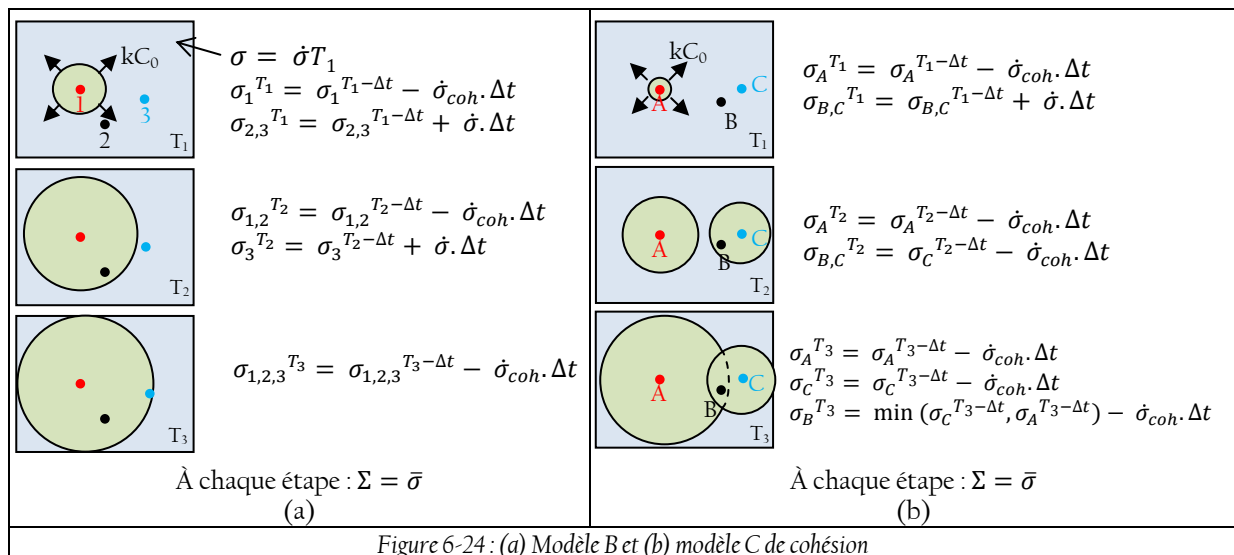
## 5.1. Simulation numérique de la cohésion

Afin de simuler l'influence de la cohésion à l'échelle macroscopique, plusieurs simulations numériques sur Matlab ont été conduites. L'objectif est d'évaluer l'influence des lois cohésives locales sur la courbe contrainte-déformation globale du matériau. La routine se décompose en plusieurs étapes :

1. Création d'un maillage bidimensionnel
2. Assignment d'une contrainte ultime aléatoire pour chacun des éléments
3. Augmentation de la contrainte dans les éléments (à vitesse de chargement constante)
4. Lorsqu'un élément atteint sa résistance, la contrainte est relaxée et une zone d'occultation centrée sur cet élément croît à la vitesse de  $kC_0$
5. La simulation s'arrête lorsque toute la surface est occultée

Nous nous sommes particulièrement intéressés à trois descriptions de la cohésion :

- Modèle A : lorsque la résistance d'un élément est atteinte, la contrainte chute à zéro et la contrainte est totalement relaxée dans la zone d'occultation qui grandit à la vitesse égale à  $kC_0$  (modèle DFH)
- Modèle B : lorsque la résistance d'un élément est atteinte, la contrainte décroît linéairement pour lui et les éléments qui se trouvent dans sa zone d'occultation (qui croît à la vitesse de  $kC_0$ ) voient leur contrainte diminuer linéairement (Figure 6-24a)
- Modèle C : Lorsque la résistance est atteinte, le chargement de toute la zone d'occultation est piloté par la décroissance de la contrainte du défaut initié. De plus, lorsqu'un élément qui se trouve dans une zone d'influence voit arriver une seconde zone d'occultation, la contrainte dans cet élément correspond à la contrainte minimale des deux zones (Figure 6-24b)



Il est alors possible de tracer les courbes contrainte-déformation prévues par ces deux modèles et de les comparer aux résultats obtenus par cette même simulation sans cohésion (modèle A) : la contrainte dans les zones d'occultation chute à zéro. Cette dernière configuration correspond au modèle DFH. Une zone de 40x40 mm<sup>2</sup> maillée avec des éléments carrés de 0,2 mm de côté (soit un total de 40 000 éléments). La Figure 6-25 présente les résultats de ces simulations, les paramètres de Weibull du MB50 sec ont été utilisés pour le tirage aléatoire de la résistance et une vitesse de déformation de 100/s a été considérée. Afin de pouvoir comparer les configurations, la même vitesse de déchargement (arbitraire) a été utilisée pour les modèles B et C :  $\dot{\sigma}_{coh} = 1000$  GPa/s.

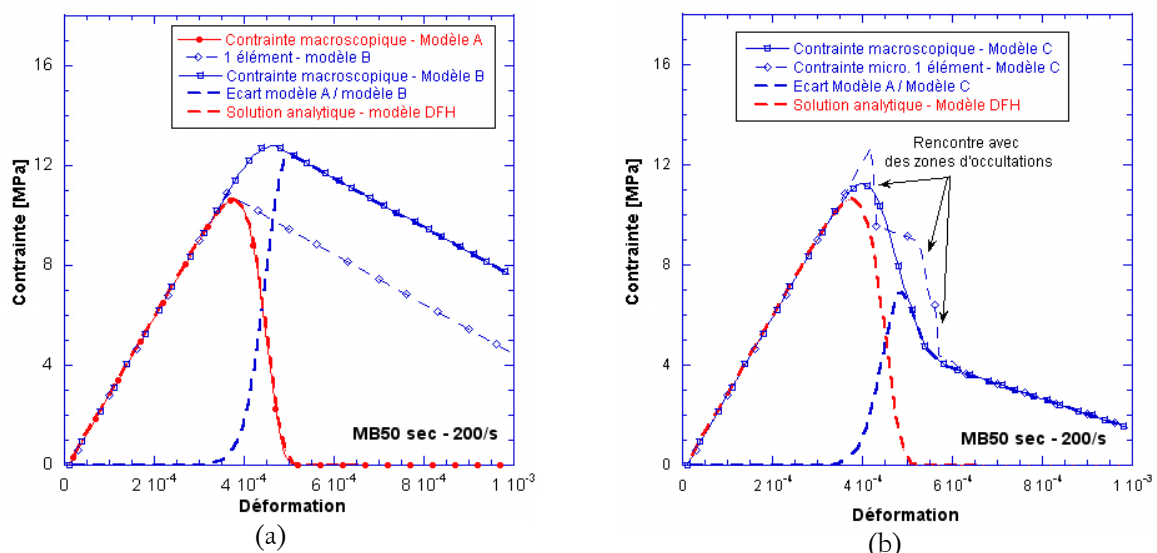


Figure 6-25: Relations contrainte-déformation macroscopiques et microscopique (pour un élément de la simulation) obtenue pour chacune des lois de cohésion testées : comparaison (a) des modèles A et B et (b) des modèles A et B



Pour les modèles B et C, on voit que l'ajout d'une cohésion augmente légèrement la résistance dynamique. L'autre effet intervient au début de la partie post-pic (modèle B) ou dans la phase adoucissante (modèle C) : on voit une transition vers une pente de déchargement plus douce (que nous avons fixée).

En conclusion, ces simulations micromécaniques montrent que, malgré une résistance de cohésion dans les zones d'occultation, la résistance ultime est faiblement influencée par la cohésion. De plus, cette résistance résiduelle ne modifie pas la densité de fissures générées au cours de la fragmentation. En nous appuyant sur ces résultats, nous avons entrepris d'ajouter un terme relatif à la cohésion du béton dans la formulation du modèle DFH.

## 5.2. Modélisation de la cohésion en dynamique rapide

Lors d'un essai d'écaillage, la forme du signal de vitesse en face arrière est l'image du comportement en traction dynamique du matériau. D'une part, le rebond permet d'évaluer la contrainte ultime du matériau. D'autre part, le signal après le rebond donne des informations sur la partie adoucissante de la relation contrainte-déformation. Les simulations numériques précédentes ont montré que la cohésion du matériau joue un rôle sur la partie post-pic du comportement. Pour décrire ce phénomène, on trouve dans la littérature plusieurs formes de courbes (plusieurs approches bilinéaires sont présentées Figure 6-26).

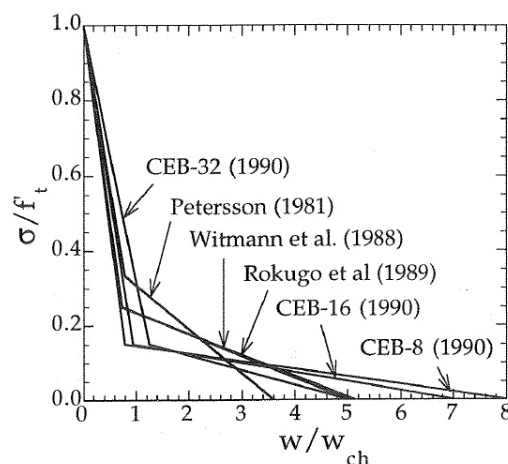


Figure 6-26 : Exemples de courbes bilinéaires proposées dans la littérature [Bazant et Planas, 1998]

Afin de prendre en compte l'apport de la cohésion dans le processus de rupture, la forme suivante a été proposée :

$$\Sigma = (1 - D) \sigma + D \sigma^{coh}(\varepsilon). \quad (6-23)$$

Le terme relatif à la cohésion  $\sigma^{coh}$  peut être défini par la loi :

$$\sigma^{coh}(\varepsilon) = \sigma_0 \text{Exp}\left(-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n\right). \quad (6-24)$$

$\sigma_0$  est un terme qui dépend de la vitesse de déformation, il augmente avec la contrainte ultime. L'influence de chacun des paramètres est illustrée sur la Figure 6-27. Les paramètres du béton MB50 sec ont été utilisés et une vitesse de chargement de 100/s a été appliquée. À nouveau, nous pouvons vérifier que la résistance de cohésion modifie peu la contrainte ultime.

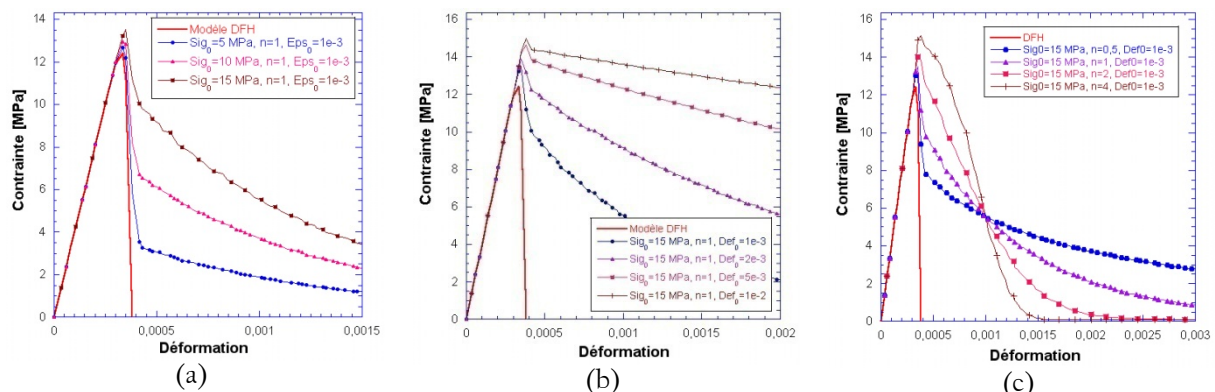


Figure 6-27 : Influence des paramètres de la loi de cohésion sur la réponse macroscopique : influence (a) de  $\sigma_0$ , (b) de  $\varepsilon_0$  et (c) de  $n$

Nous nous sommes, en premier lieu, particulièrement intéressés au béton MB50 sec. Deux essais ont été simulés, l'un réalisé à basse vitesse (Essai 42s, 55/s), le second à plus haute vitesse de chargement (Essai 24s, 145/s). L'identification de la partie cohésive a été réalisée à partir de l'essai 42s (cf. Fig. 6-28). Les paramètres obtenus sont reportés dans le Tableau 6-5. En supposant que le paramètre  $\sigma_0$  augmente comme la contrainte ultime, une simulation numérique de l'essai d'écaillage 24s a été réalisée (cf. Fig. 6-29). Encore une fois, les résultats permettent d'obtenir un profil de vitesse plus proche des résultats expérimentaux.

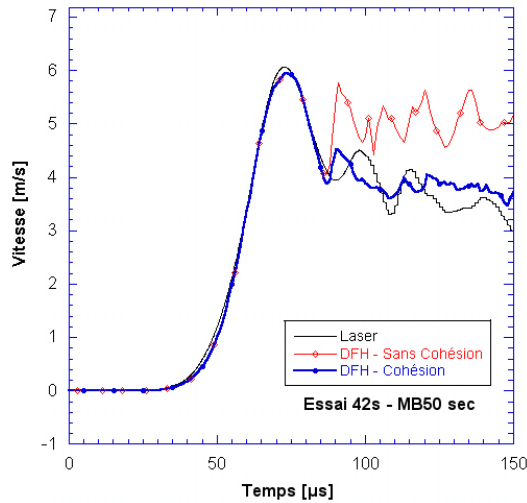


Figure 6-28 : Comparaison des profils de vitesse numérique et expérimental – Essai 42s, MB50 sec

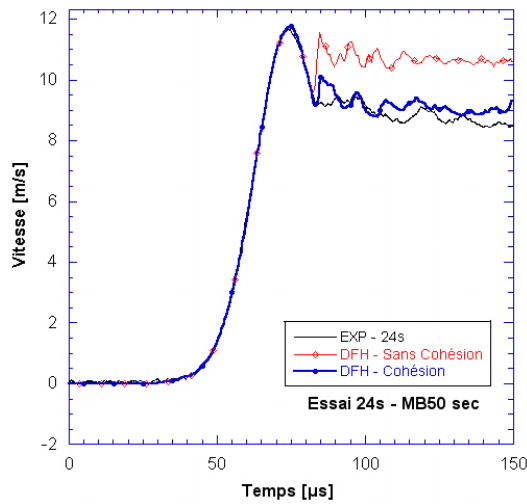


Figure 6-29 : Comparaison des profils de vitesse numérique et expérimental – Essai 24s, MB50 sec

Tableau 6-5 : Paramètres de cohésion utilisés pour les simulations numériques d'écaillage

	MB50 – 42s	MB50 – 24s
$\sigma_0$ [MPa]	6	7,6
$\varepsilon_0$	$4 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-3}$
$n$	1	1

L'eau libre a une influence directe sur la courbe de vitesse en face arrière. La comparaison de deux essais réalisés sur des éprouvettes de MB50 sec et humide montre « l'apport » de cohésion supplémentaire résultant de la présence de l'eau libre dans la microstructure (Figure 6-30). On peut, de nouveau, introduire un terme afin de modéliser cet effet (Eq.(6-25) en considérant  $n = 1$ ).

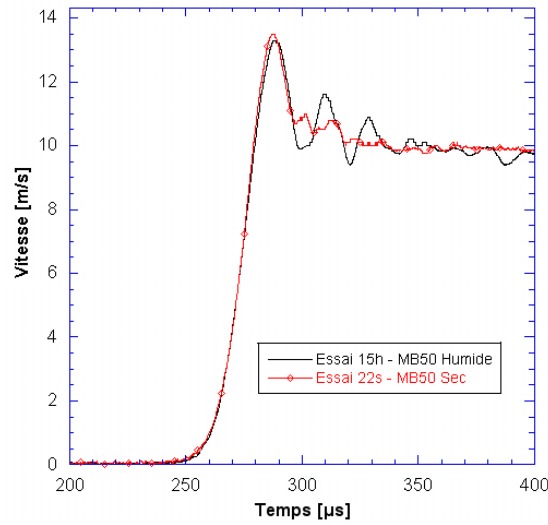


Figure 6-30 : Comparaison de courbes expérimentales d'essais d'écaillage réalisés sur le béton MB50 sec et humide

$$\sigma^{coh}(\varepsilon) = \sigma_0 \text{Exp}\left(-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)\right) + \sigma_0^{eau} \text{Exp}\left(-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0^{eau}}\right)\right). \quad (6-25)$$

L'observation de la Figure 6-30 permet de constater que la différence entre béton sec et humide se fait aux premiers instants après la rupture. La déformation  $\varepsilon_0^{eau}$  doit donc être très inférieure au paramètre  $\varepsilon_0$  déterminé pour décrire la cohésion du béton sec. D'autre part, l'écart séparant les résistances dynamiques des bétons secs des bétons humides étant d'environ 3 MPa, nous avons utilisé un paramètre  $\sigma_0^{eau}$  constant égale à 4 MPa. Comme pour les essais simulés pour le béton MB50 sec, deux calculs ont été menés : l'un à faible vitesse de déformation (essai 45h) et l'autre à haute vitesse de chargement (essai 15h). Les résultats numériques sont présentés sur la Figure 6-31 et Figure 6-32.

En somme, la cohésion et l'apport de l'eau permettent d'approcher les courbes de vitesse en face arrière relevées expérimentalement, ce signal étant l'image du processus de rupture engagé dans l'éprouvette.

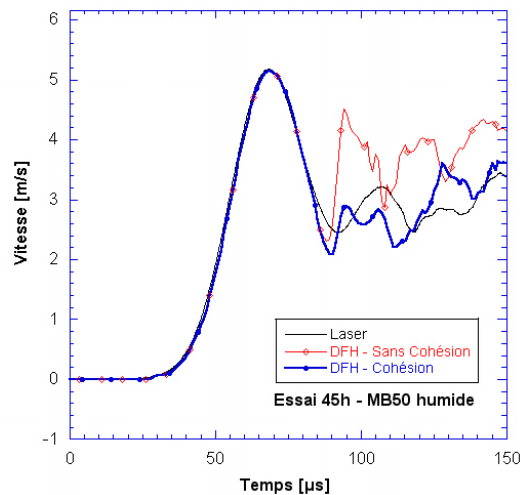


Figure 6-31 : Comparaison des profils de vitesse numérique et expérimental – Essai 45h, MB50 sec

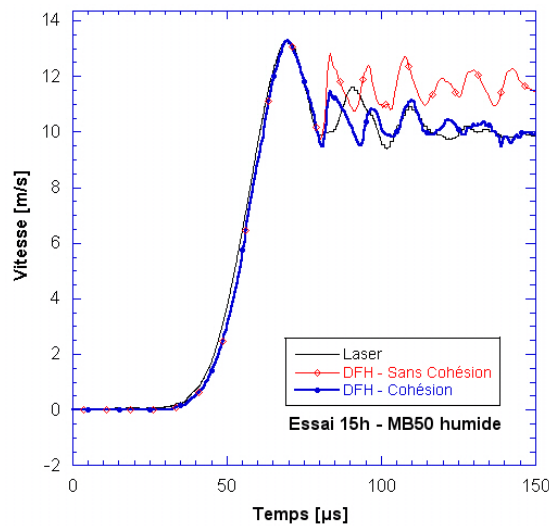


Figure 6-32 : Comparaison des profils de vitesse numérique et expérimental – Essai 15h, MB50 sec

L'apport de la cohésion au modèle DFH apparaît décisive pour approcher numériquement la cinétique d'endommagement observé lors d'un essai de traction dynamique par écaillage. La contrainte de cohésion déterminée de manière heuristique pour un essai mené à vitesse relativement faible est supposée varier avec la vitesse de déformation comme la résistance ultime. Cette hypothèse permet aux prévisions numériques d'être plus proches des signaux relevés expérimentalement. D'autres simulations de validation devront permettre de vérifier l'apport de la cohésion sur la qualité des prévisions.

## 6. Dépendance au maillage

L'introduction d'un terme lié à la déformation qui modifie la phase adoucissante du modèle de comportement introduit une dépendance au maillage. On peut voir sur la Figure 6-33 que les

courbes de vitesse en face arrière pour trois tailles de mailles différentes montrent des différences notables.

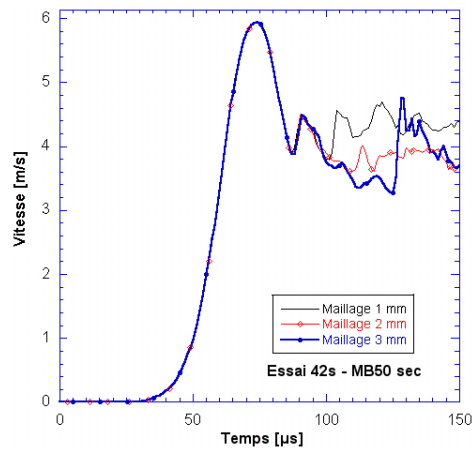


Figure 6-33 : Comparaison des signaux de vitesse pour des éléments de 1, 2 et 3 mm de côté

Afin de remédier à ce type de problème, plusieurs méthodes existent [Peerlings et al., 1996 ; Jirasek, 2007]. La méthode non-locale proposée par Pijaudier-Cabot et Bazant [Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987 ; Bazant et Pijaudier-Cabot, 1988] permet de limiter les problèmes de dépendance au maillage. Il est possible d'introduire ce type de modèle pour obtenir une moyenne pondérée de la variable d'endommagement elle-même ou de la mesure de déformation. Ce type d'approche pourra être appliquée au modèle de fragmentation afin de limiter la dépendance à la taille de maille introduite par le terme cohésif.

## *Résumé du Chapitre 6*

Aujourd'hui, la simulation numérique a pris une place importante dans l'analyse scientifique. Afin de permettre à l'expérimentateur de mieux comprendre les phénomènes physiques actifs durant les essais ou afin de prévoir les endommagements provoqués par un chargement particulier, la simulation est devenue indispensable. Néanmoins, on sait que la qualité des prévisions numériques est liée à la finesse de la description des modèles numériques. Dans ce chapitre, le modèle de fragmentation introduit par Denoual, Forquin et Hild a été présenté. Ce modèle basé sur une description micromécanique du processus de fragmentation permet de prévoir l'augmentation de résistance des matériaux fragiles. Les paramètres de ce modèle ont l'avantage d'être simplement identifiables à partir d'une analyse statistique des résultats expérimentaux obtenus en quasi statique. Le modèle décrit une large gamme de vitesse de déformation.

Afin d'évaluer son aptitude à prévoir le comportement en traction dynamique des bétons, des simulations numériques d'essais d'écaillage ont été menées. Elles ont permis de montrer que la sensibilité de la résistance à la vitesse de déformation était bien reproduite. De plus, nous avons pu voir que les densités de fissurations prévues par la modélisation donnaient une évaluation correcte de l'endommagement. Toutefois, la description de la phase post-pic n'est pas bien décrite.

En utilisant le modèle de fragmentation couplé au modèle KST (qui permet de décrire le comportement en compression du béton), nous avons pu simuler les essais d'impact sur la tranche réalisés sur le microbéton MB50 sec et humide. De nouveau, une bonne corrélation des signaux numériques avec les déformations et les vitesses relevées expérimentalement a été constatée. D'autre part, les faciès d'endommagement prévus par le modèle DFH-KST pour les cas sec et humide reproduisent les tendances observées lors des analyses pratiquées sur les carreaux de béton post mortem.

Le béton R30A7 a lui aussi fait l'objet d'études numériques. L'approche mésoscopique mise en œuvre aux chapitres précédents a permis de reproduire numériquement la mésostructure du béton, affinant ainsi la finesse des prévisions de manière importante. La présence de granulats a provoqué une localisation plus importante de l'endommagement prévu par le modèle mais, en même temps, elle a entraîné une cohésion du matériau endommagé. En comparaison des simulations menées sur des

maillages homogènes (où tous les éléments ont les mêmes propriétés), on observe une amélioration notable des prévisions numériques lorsque l'approche mésoscopique est employée.

La fin de ce chapitre est dédiée à l'incorporation d'un terme de cohésion dans le modèle de fragmentation qui permet de prendre en compte le comportement cohésif spécifique aux bétons. Des simulations numériques sur Matlab ont permis de tester plusieurs hypothèses micromécaniques. Nous avons ensuite procédé à l'implémentation de cette modification dans Abaqus/explicite par l'intermédiaire d'une VUMAT. Une nette amélioration de la description du signal de vitesse a été constatée, ce signal étant l'image du processus de rupture dynamique qui intervient quelques millimètres plus loin. La validation de cette approche doit se poursuivre par la simulation de problèmes plus complexes.





# Conclusions Générales



Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde. Néanmoins sa nature hétérogène et poreuse et son comportement fragile en traction, plastique et sensible à la pression en compression en font un matériau difficile à modéliser. Lorsqu'un impact balistique ou une explosion sollicite à très hautes vitesses de chargement une structure en béton, sa réponse est gouvernée par le comportement local du matériau. Nous avons pu voir que la résistance en traction dynamique peut être mise en cause dans le développement de cratères lors d'un impact et de l'apparition de longues fissures qui parcourent le cœur des cibles en béton. Alors que plusieurs auteurs ont réalisé des essais d'impact en laboratoire permettant de confronter les modélisations et ce type de chargements complexes, très peu de résultats expérimentaux de caractérisation en traction sont disponibles dans la littérature dans la gamme de vitesses de déformation atteinte lors d'un impact balistique (de l'ordre de  $10^2/s$ ). De plus, les approches expérimentales s'appuient souvent sur des hypothèses fortes menant à des erreurs importantes. Sur le plan de la modélisation, quelques modèles phénoménologiques permettent de représenter numériquement la fragmentation du béton en dynamique rapide. Mais ces modèles font souvent intervenir un nombre de paramètres importants et peu d'entre eux font le lien entre les mécanismes activés et la réponse globale des bétons.

Ce travail s'appuie sur trois parties distinctes mais complémentaires : l'approche expérimentale, l'étude des matériaux et de leur micro- et mésostructure et la modélisation des phénomènes mis en jeu. Au cours de ce travail de thèse, des essais de caractérisation ont été menés en quasi statique afin d'identifier la population de défauts des bétons par une approche statistique. Le modèle de Weibull a montré sa pertinence dans la description probabiliste du comportement du béton et de l'effet d'échelle. À plus hautes vitesses de chargement, des essais de traction directe ont permis d'étudier la sensibilité des bétons à la vitesse de déformation jusqu'à environ  $1/s$ . Afin d'étudier le comportement des bétons en dynamique rapide, un banc d'essai d'écaillage a été mis en place au LPMM et une méthode de dépouillement a été développée en s'appuyant sur une instrumentation importante faisant intervenir par exemple des extensomètres laser et une caméra ultra-rapide permettant une analyse de l'évolution des champs de déplacement par corrélation d'images. La redondance des dispositifs de mesure et la validation numérique de la méthode de dépouillement de l'essai d'écaillage permettent d'être sûr des résultats de la caractérisation dynamique réalisée. La gamme de vitesse couverte par cette technique s'étend d'environ  $30/s$  à  $150/s$ . Les faciès endommagés des éprouvettes ont fait l'objet d'études post mortem et ont montré une augmentation de la densité de fissures avec la vitesse de chargement. Au cours de ces essais de caractérisation, l'eau libre s'est révélée être un paramètre influent sur la réponse dynamique en traction. Quelques expérimentations ont permis de montrer que deux effets liés à l'eau sont présents à des vitesses de déformation élevées.

D'une part, une perte notable de rigidité témoigne d'un endommagement provoqué par la phase de séchage du matériau. D'autre part, la viscosité de l'eau libre contenue dans toute la microstructure apporte une résistance supplémentaire en traction dynamique.

En complément des essais de caractérisation mettant en œuvre un chargement uniaxial, des essais d'impact sur la tranche ont été réalisés afin de rassembler des informations dans une configuration plus représentative d'un impact réel. La technique de corrélation d'images a montré tout son intérêt en permettant d'étudier la chronologie de l'endommagement dynamique qui s'est développé dans le carreau de béton. Les études post mortem pratiquées sur les carreaux impactés ont mis en exergue l'influence de l'eau libre sur la fragmentation des bétons. En parallèle, des essais originaux de cratérisation ont été proposés. Ils sont particulièrement intéressants de par leur complémentarité avec les essais d'impact sur la tranche classiques qui ont pour but d'étudier la fragmentation du matériau consécutive à un impact. Dans cet essai de cratérisation, la fragmentation est inhibée par l'érosion du matériau due à la pénétration du projectile dans la cible. La nature bidimensionnelle de cette méthode expérimentale a permis d'observer tout le processus de pénétration par la caméra ultra-rapide. Tous ces résultats expérimentaux constituent des essais de référence permettant d'évaluer la pertinence d'une modélisation.

Dans ce travail, deux types de simulations ont été conduites. D'une part, les calculs numériques ont été utilisés au service des méthodes expérimentales. Des simulations par éléments finis ont, par exemple, permis d'optimiser les montages expérimentaux en modifiant la géométrie du projectile pour les essais d'écaillage. L'approche numérique a constitué un outil d'évaluation très performant puisque plusieurs méthodes de dépouillement complètes ont été appliquées par simulation. Nous avons alors pu observer l'aptitude des calculs numériques à prévoir l'erreur faite sur le dépouillement de l'essai. L'importance de la mésostructure a été investiguée en utilisant une approche mésoscopique où granulats et matrice cimentaire composent l'éprouvette numérique. Plusieurs points précis comme l'importance de la taille d'éprouvette ou l'influence de la distribution granulaire sur les mesures de déformation et de vitesse ont été discutés par simulation numérique.

D'autre part, des calculs ont été mis en œuvre avec le modèle de fragmentation. Cette approche s'appuie sur une description micromécanique du processus d'endommagement dynamique. On y décrit l'amorçage, la propagation de fissures et la création de zones d'occultations qui résultent de la présence d'une population de défauts au sein du matériau. Tous les paramètres de ce modèle peuvent être identifiés à partir d'essais mécaniques spécifiques. La population de défauts peut être statistiquement décrite à partir de simples essais de flexion ou de fendage pratiqués en quasi statique. La description du processus de fragmentation s'appuyant sur l'amorçage de défauts, la propagation de fissures et le phénomène d'occultation du modèle DFH permettent de prévoir de manière correcte la sensibilité de la résistance en traction à la vitesse de déformation. Des confrontations expériences-

calculs ont été présentées pour des simulations d'écaillage et d'impact sur la tranche. Elles ont permis de démontrer les aptitudes du modèle à rendre compte de la fragmentation multiple résultant d'une sollicitation de traction dynamique. Les tendances observées lors des analyses post mortem d'écaillage et d'impact sur la tranche ont été très bien décrites par les simulations numériques. De plus, l'approche mésoscopique a permis d'affiner la description numérique du comportement du matériau par la seule présence des granulats. Ces inclusions ralentissent la propagation des fissures et ajoutent une cohésion au matériau à travers le phénomène de pontage. Cette énergie supplémentaire dépensée doit être prise en compte pour améliorer encore les prévisions numériques.

L'approche numérique mais aussi plusieurs essais pratiqués sur des éprouvettes endommagées dynamiquement présentant une résistance résiduelle nous ont permis de nous rendre compte du manque de cohésion dans la modélisation. C'est pourquoi, à partir d'une approche micromécanique, nous avons envisagé plusieurs scénarii décrivant l'interaction des microfissures et des zones d'occultation. Nous avons alors pu voir, d'une part, que la cohésion n'entraîne pas de modification de densité de fissures et d'autre part, que la contrainte ultime n'était que peu affectée par cette résistance résiduelle. À partir de ces conclusions, nous avons proposé l'ajout, dans la modélisation, d'un terme relatif à la cohésion. De plus, l'étude des signaux expérimentaux nous a permis de souligner l'importance de l'eau libre et son effet sur les tous premiers instants de l'endommagement. Encore une fois, nous avons proposé de prendre en compte cet effet dans le modèle de fragmentation et les prévisions numériques s'en sont trouvées améliorées.

En somme, l'approche proposée dans ce travail participe au triptyque expérimentations – modélisation – étude de la microstructure qui est développé au LPMM. Alors que les méthodes expérimentales sont optimisées grâce à des simulations numériques, elles permettent ensuite de pratiquer des analyses post mortem et de fournir des résultats à comparer aux prévisions numériques elle-même basées sur une description micromécanique des événements qui gouvernent la rupture à l'échelle microscopique. L'originalité de cette étude réside donc dans la multiplicité des approches pour répondre à une même problématique. Des données expérimentales validées numériquement ont été rassemblées sur les bétons en dynamique rapide et sur le processus de fragmentation. Des études à l'échelle du matériau ont permis de confirmer et d'évaluer les effets de l'eau, du séchage ainsi que de la mésostructure sur le comportement des bétons en quasi statique et dynamique. De plus, les résultats obtenus sur les plans expérimental, numérique et du matériau ont permis de montrer l'importance de prendre en compte la cohésion dans la modélisation.

Notons que les moyens de calcul importants à disposition au sein du laboratoire ont rendu possible le recours à des modèles faisant intervenir plusieurs millions d'éléments, permettant de modéliser des comportements locaux qui sont liés à la mésostructure des bétons. Enfin, l'utilisation de moyens expérimentaux originaux comme la caméra ultra-rapide Shimadzu acquise par le LPMM ou la machine hydraulique rapide qui est utile pour caractériser les matériaux dans une gamme de vitesse peu usitée a permis d'aller aussi loin que possible dans l'analyse.

Si les données expérimentales recueillies jusqu'à 150/s environ montrent des tendances similaires pour un microbéton et un béton standard, nous ne connaissons pas leur comportement à des vitesses de chargement encore plus élevées. Les rôles de l'eau libre et de la microstructure des bétons à des vitesses plus élevées restent à investiguer. Quelques résultats expérimentaux sont disponibles : Kipp et al. [1998] ont réalisé des essais d'écaillage par impact de plaque sur deux bétons. Les courbes de vitesse obtenues semblent difficiles à interpréter à cause de perturbation attribuées par ces auteurs à l'hétérogénéité du matériau. Néanmoins la résistance en traction a pu être évaluée en fonction du niveau de choc. Grote et al. [2001] ont réalisé le même type d'essai sur un mortier. Les courbes de vitesse en face arrière montrent une diminution de la résistance en traction lorsque la vitesse d'impact est augmentée. Il est donc vraisemblable que l'endommagement créé par le passage de l'onde incidente de compression ait pu jouer un rôle sur la résistance en traction lors de ces essais. Récemment, des moyens expérimentaux originaux comme GEPI (Générateur Electrique de Pression Intense) du Centre d'Etudes de Gramat (CEA) ont permis de tester des mortiers en déformation uniaxiale à des vitesses de l'ordre de  $10^3/s$  (cf. [Erzar et al., 2009]). D'autres essais pourront être menés pour caractériser des microbétons et des bétons dans une approche mêlant expérimentations, modélisation et étude du matériau.

Si l'ajout d'un terme de cohésion a permis d'améliorer les prévisions numériques, la question de son caractère intrinsèque peut être posée. Puisqu'il n'existe pas de données expérimentales faisant état de la dépendance du comportement en traction en dynamique rapide, nous avons supposé que le comportement cohésif était une propriété du matériau comme l'est sa résistance. Cet apport au modèle DFH a entraîné une sensibilité au maillage qu'il convient de prendre en compte. Plusieurs approches ont été proposées dans la littérature comme la méthode non-locale. L'implémentation de cette technique permettra de s'affranchir de la sensibilité à la taille de maille en introduisant une longueur caractéristique sur laquelle une moyenne pondérée est réalisée.

Enfin l'une des perspectives de cette étude concerne l'application du modèle à un problème d'impact balistique sur une structure. La taille des cratères et la fragmentation prévue par la modélisation pourront être confrontées à des résultats de la littérature. L'influence des armatures sur la réponse des structures sollicitées en dynamique rapide constitue une perspective importante pour pouvoir transposer à l'échelle de la structure les apports de ce travail.





# Références Bibliographiques



- Acker P. (1988) Comportement mécanique du béton : apport de l'approche physico-chimique. Thèse de Doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Ackers S.A., Phillips B.R. (2004) Concrete modelled as an inhomogeneous material : numerical simulations of contact detonation charge. 18<sup>th</sup> International Symposium on the Military Aspects of Blast and Shock, Allemagne.
- Bailly P. (1999) Comportement des ouvrages en dynamique rapide, comportement dynamique du béton. Rapport scientifique final du groupe de recherche formé dans le cadre du réseau de Laboratoire GEO.
- Baroghel-Bouny V. (1994) Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. Thèse de Doctorat, LCPC, Paris, France.
- Bazant Z.P. (2002) Concrete fracture models : testing and practice. *Engineering Fracture Mechanics*, 69 : 165 – 205.
- Bazant Z.P., Di Luzio G. (2004) Nonlocal microplane model with strain-softening yield limits. *Int. J. Sol. Struct.*, 41 : 7209 – 7240.
- Bazant Z.P., Pijaudier-Cabot G. (1988) Non-local continuum damage, localisation instability and convergence. *J. Appl. Mech.*, 55 : 287 – 293.
- Bazant Z.P., Planas J. (1998) *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. CRC Press.
- Bazant Z.P., Wittmann F.H. (1982) *Creep and shrinkage in concrete structures*. John Wiley and Sons.
- Benboudjema F. (2002) Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique de Marne-la-Vallée, France.
- Benz W., Asphaug E. (1995) Simulations of brittle solids using smooth particle hydrodynamics. *Computer physics communications*, 87: 253-265.
- Beppu M., Miwa K., Itoh M., Katayama M., Ohno T. (2008) Damage evaluation of concrete plates by high-velocity impact. *International Journal of Impact Engineering*, 35 : 1419 – 1426.
- Bernier G., Dalle J.-M. (1998) Rapport d'essai de caractérisation des mortiers, Science Pratique S.A..
- Berriaud C., Sokolovsky A., Gueraud R., Dulac J., Labrot R. (1978) Local behaviour of reinforced concrete walls under missile impact. *Nuc. Eng. Design*, 45 : 457-469.
- Birkimer D.L., Lindemann R. (1971) Dynamic tensile strength of concrete materials. *ACI Journal*, 68-8.
- Bischoff P.H., Perry S.H. (1991) Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*, 24 : 425-450.

- Brajer X., Forquin P., Gy R., Hild F. (2003) The role of surface and volume defects in the fracture of glass under quasi-static and dynamic loadings. *Journal of Non-Crystalline Solids*, 316 : 42 – 53.
- Brara A., Camborde F., Klepaczko J.R., Mariotti C. (2001) Experimental and numerical study of concrete at high strain rates in tension. *Mech. Mat.* 33:33-45.
- Brara A., Klepaczko J.R. (2006) Experimental characterization of concrete in dynamic tension. *Mech. Of Mat.* 38 : 253 – 267.
- Broek D. (1982). *Elementary Engineering Fracture Mechanics*. Martinus Nijhoff, La Hague, Pays-Bas.
- Brooks J.J., Neville A.M. (1977) Comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. *Magazine of Concrete Research*, 29 : 131 – 141.
- Burlion N. (2004) Quelques résultats sur le couplage séchage – comportement mécanique des matériaux cimentaires. Habilitation à Diriger des Recherches, Université de Lille, France.
- Burlion N. (2009) Discussions – réunion du Pôle de Recherche et d'Etudes sur la Vulnérabilité de Infrastructures (PREVI)
- Burlion N., Pijaudier-Cabot G., Dahan N. (2001) Experimental analysis of compaction of concrete and mortar. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25 : 1467 – 1486.
- Buzaud E. (1998) Performances mécaniques et balistiques du microbéton MB50, Rapport, Centre d'Etudes de Gramat, CEA.
- Buzaud E., Don D., Chapelle S., Gary G., Bailly P. (1999) Perforation studies into MB50 concrete slabs. 9<sup>th</sup> international symposium on the interaction of the effects of munitions with structures, Berlin, Germany.
- Cadoni E., Labibes K., Albertini C., Berra M., Giangrasso M. (2001) Strain-rate effect on the tensile behaviour of concrete at different relative humidity levels. *Materials and Structures*, 34 : 21-26.
- Cadoni E., Meda A., Plizzari G.A. (2009) Tensile behaviour of FRC under high strain-rate. *Materials and Structures*, DOI : 10.1617/s11527-009-9527-6.
- Cagnoux J., Peres M., Don D. (1993) Mise au point de compression uniaxiale, hydrostatique et triaxiale sur matériaux fragiles. Note technique, CEA-DAM / Centre d'Etudes de Gramat.
- Camacho G.T., Ortiz M. (1996) Computational modeling of impact damage in brittle materials. *Int. J. Solids Structures* 33: 2899-2938.
- Cargile J.D. (1999) Development of a constitutive model for numerical simulation of projectile penetration into brittle geomaterials. Technical Report SL-99-11, U.S. Army Corps of Engineers, ERDC.

Chen W., Luo H. (2004) Dynamic compressive responses of intact and damaged ceramics from a single split Hopkinson pressure bar experiment. *Exp. Mech.*, 44.

Chree C. (1889) The equations of an anisotropic elastic solid in polar and cylindrical coordinates, their solutions and applications. *Trans. Cambridge Philos. Soc.*, 14 : 250 – 369.

Clayton J.D. (2008) A model for deformation and fragmentation in crushable brittle solids. *Int. J. of Impact Eng.* 35: 269–289.

Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte (1990) CEB-FIP Model Code 90, Redwood Books, Towbridge, Wiltshire, Grande Bretagne.

Conventional Weapons Effects Program (1992) U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg.

Cordin – site internet : [www.cordin.com](http://www.cordin.com)

Cotsovos D.M., Pavlovic M.N. (2008) Numerical investigation of concrete subjected to high rates of uniaxial tensile loading. *International Journal of Impact Engineering*, 35 : 319–335.

Cundall P., Strack O. (1979) A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, 29 : 47–65.

Cusatis G., Pelessone D. (2006) Mesolevel simulation of reinforced concrete structures under impact loadings. *Proceedings de la conference EURO-C 2006*, Mayrhofen, Autriche.

Davies D.G.S. (1973) The statistical approach to engineering design in ceramics. *Proc. Brit. Ceram. Soc.*, 22 : 429 – 452.

Denoual C. (1998) Approche probabiliste du comportement à l'impact du carbure de silicium : applications aux blindages moyens. Thèse de Doctorat, LMT, Cachan, France.

Denoual C., Barbier G., Hild F. (1997) A probabilistic approach for fragmentation of brittle materials under dynamic loading. *Mech. Solids Stuct.*, 325 : 685–691.

Denoual C., Hild F. (2000) A damage model for the dynamic fragmentation of brittle solids. *Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering*, 183 : 247-258.

Denoual C., Hild F. (2002) Dynamic fragmentation of brittle solids: a multi-scale model. *Eur. J. Mech. A/Solids*, 21 : 105–120.

Donzé, F.V., Bouchez, J., Magnier, S.A. (1997). Modeling of fractures in rock blasting. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 34, 1153-1163.

Drugan W.J. (2001). Dynamic fragmentation of brittle materials: analytical mechanics-based models. *J. Mech. Phys. Solids* 49, 1181–1208.

- Dupray F. (2008) Comportement du béton sous fort confinement : étude en compression et en extension triaxiales à l'échelle mésoscopique. Thèse de Doctorat, L3S-R, Grenoble, France.
- Dupray F., Malécot Y., Daudeville L., Buzaud E. (2009) A mesoscopic model for the behaviour of concrete under high confinement. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, 33 : 1407 – 1423.
- Erzar B. (2007) Comportement en traction dynamique de bétons à hautes performances, Rapport de Master Recherche, Metz, France.
- Erzar B., Buzaud E., Forquin P., Pontiroli C. (2009) Tensile strength of dried mortar over a wide range of strain rate Proceedings of the DYMAT Conference (DOI: 10.1007/s11340-009-9284-z).
- Erzar B., Forquin P. (2009) An experimental method to determine the tensile strength of concrete at high rates of strain. *Exp. Mech.*, 50 (7) : 941 – 955.
- Espinosa H.D., Zavattieri P.D., Dwivedi S.K. (1998) A finite deformation continuum/discrete model for the description of fragmentation and damage in brittle materials. *J. Mech. Phys. Solids*. 46 (10) 1909-1942.
- Faure L. (1997) Etude expérimentale de la fissuration des aciers 40-NCD-16 et XC-18 par impact et usinage rapide – application à l'analyse des déformations par imagerie numérique. Thèse de Doctorat, LPMM, Metz, France.
- Forquin P. (2003) Endommagement et fissuration de matériaux fragile sous impact balistique, role de la microstructure. Thèse de Doctorat, LMT, Cachan, France.
- Forquin P., Arias A., Zaera R. (2005) The ballistic behaviour of mortars reinforced with ceramic particles : influence of reinforcement. *Proceedings Eurodyn 2005*, 1773 – 1778.
- Forquin P., Arias A., Zaera R. (2008a) Role of porosity in controlling the mechanical and impact behaviours of cement-based materials. *Int. J. Impact Eng.*, 35 : 133-146.
- Forquin P., Arias A., Zaera R. (2009) Relationship between mesostructure, mechanical behaviour and damage of cement composites under high-pressure confinement. *Exp. Mech.*, 49 : 613–625.
- Forquin P., Erzar B. (2009) Dynamic fragmentation process in concrete under impact and spalling tests, *Int. J. of Fracture*, 163 : 193 – 215.
- Forquin P., Gary G., F. Gatuingt (2008b) A testing technique for concrete under confinement at high rates of strain. *Int. J. Impact Eng.*, 35 : 425 – 446.
- Forquin P., Hild F. (2008) Dynamic fragmentation of an ultra-high strength concrete during edge-on impact tests. *ASCE Journal of Eng. Mech.*, 134 : 302 - 315.

- Forquin P., Hild F. (2010) A probabilistic damage model of the dynamic fragmentation process in brittle materials. *Advances in Applied Mechanics*, Giessen & Aref eds., 44 : 1-72. Academic Press, San Diego, CA.
- Forquin P., Safa S., Gary G. (2010) Influence of free water on the quasi-static and dynamic strength of concrete in confined compression tests. *Cem. Conc. Res.*, 40 : 321-333.
- Forrestal M.J., Altman B.S., Cargile J.D., Hanchak S.J. (1994) An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets. *Int. J. Impact Eng.*, 15 : 395-405.
- Frew D.J., Forrestal M.J., Cargile J.D. (2006) The effect of concrete target diameter on projectile deceleration and penetration depth. *Int. J. Impact Eng.*, 32 : 1584 - 1594.
- Frew D.J., Forrestal M.J., Chen W. (2001) Pulse shaping techniques for testing brittle materials with a split Hopkinson pressure bar. *Exp. Mech.*, 42.
- Gabet T. (2006) Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes : influence du trajet de chargement, Thèse de Doctorat, L3S-R, Grenoble, France.
- Gálvez Diaz-Rubio F., Rodriguez Perez J., Sanchez Galvez V. (2002) The spalling of long bars as a reliable method of measuring the dynamic tensile strength of ceramics. *Int. J. Impact Eng.*, 27 : 161-177.
- Gary G., Klepaczko J.R., Zhao H. (1992) Corrections for wave dispersion and analysis of small strains with split Hopkinson bar. *Proceedings Int. Symp. of Impact Eng.*, Japan, 1 : 73 - 78.
- Gatuingt F. (1999) Prévision de la rupture des ouvrages en béton sollicités en dynamique rapide. Thèse de Doctorat, LMT, Cachan, France.
- Gingold R.A., Monaghan J.J. (1977) Smoothed particle hydrodynamics : theory and application to non-spherical stars. *Mon. Not. R. astr. Soc.*, 181 : 375.
- Goldsmith W., Polivka M., Yang T. (1966) Dynamic behaviour of concrete. *Exp. Mech.*, 6 : 62-79.
- Gong J.C., Malvern L.E., Jenkins D.A. (1990) Dispersion investigation in the split Hopkinson pressure bar. *J. Eng. Mater. Tech.*, 112 : 309 - 314.
- Grady D.E., Kipp M.E. (1979) Oil shale fracture and fragmentation at high strain rates of loading. SAND-76-0563C. Sandia Report.
- Grady D.E., Kipp M.E. (1985) Geometric statistics and dynamic fragmentation. *J. Appl. Phys.* 58, 1210-1222
- Grange S., Forquin P., Menacci S., Hild F. (2008) On the dynamic fragmentation of two limestones using edge-on impact tests. *Int. J. Impact Eng.*, 35 : 977 - 991.
- Gray J.P., Monaghan J.J. (2001) SPH elastic dynamics. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 190 : 6641 - 6662.



- Grote D.L., Park S.W., Zhou M. (2001) Experimental characterization of the dynamic failure behavior of mortar under impact loading. *Journal of Applied Physics*, 89 : 2115 – 2123.
- Hanchak S.J., Forrestal M.J., Young E.R., Ehrgott J.Q. (1992) Perforation of concrete slabs with 48 MPa and 140 MPa unconfined compressive strengths. *Int. J. Imp. Eng.*, 12 : 1 – 7.
- Hansson H. (2005) Penetration in concrete for projectiles with  $L/D \approx 9$ . Technical Report FOI-R--1659--SE, FOI – Swedish Defence Research Agency.
- Harsh S., Shen Z., Darwin D. (1990) Strain-rate sensitivity behaviour of cement paste and mortar in compression, *ACI Materials Journal*, 87 : 508-516.
- Hearn N. (1999) Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete. *ACI Materials Journal*, 96 : 234 – 241.
- Hentz S., Donzé F.V., Daudeville L. (2004) Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates. *Computers and Structures* 82: 2509–2524.
- Hereil P.L., Buzaud E. (2006) An analysis of the propagation of front shock in concrete. *J. Phys. IV, France*, 134 : 133 – 138.
- Hild F. (1990) « Dispositif de traction-compression d'une éprouvette ». ENS Cachan/Renault, Brevet français n° 90 06848 (Bulletin Officiel de la propriété industrielle, 92/33 14 août 1992, n° de publication 2 662 801).
- Hild F., Denoual C., Forquin P., Brajer X. (2003) On the probabilistic-deterministic transition involved in a fragmentation process of brittle materials. *Computers and Structures*, 81 : 1241 – 1253.
- Hild F., Roux S. (2006) Digital image correlation : from measurement to identification of elastic properties – A review. *Strain*, 42 : 69 – 80.
- Hild F., Roux S. (2008) *Correli<sup>Q4</sup>* : a software for “finite-element” displacement field measurements by digital image correlation, Notice de *Correli<sup>Q4</sup>*.
- Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E. (1976) Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of F.M. and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6.
- Holmquist T.J., Johnson G.R., Cook W.H. (1993) A computational constitutive model for concrete subjected to large strains, high strain rates and high pressures. 14<sup>th</sup> International Symposium on Ballistics, Canada.
- Hornemann U., Kalthoff J.F., Rothenhäusler H., Senf H., Winkler S. (1984) Experimental investigation of wave and fracture propagation in glass slabs loaded by steel cylinders at high impact velocities. Report E4, Ernst Mach Institute, Allemagne.

- Ibrahimbegovic A., Delaplace A. (2003) Microscale and mesoscale discrete models for dynamic fracture of structures built of brittle material. *Computers and Structures* 81: 1255–1265.
- Jirasek M. (2007) Non local damage mechanics. *REGC – Damage and fracture in geomaterials*, 993-1021.
- Johnson G.R., Cook W.H. (1983) A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures. *Proc. of 7<sup>th</sup> Int. Symp. on Ballistics, La Hague, Pays-Bas*.
- Kanninen M.F., Popelar C.H. (1985). *Advanced Fracture Mechanics*. Oxford University Press, Oxford (UK).
- Kipp M.E., Chhabildas L.C., Reinhart W.D. (1998) Elastic shock response and spall strength of concrete. *AIP conference proceedings*, 429 : 557 – 560.
- Klepaczko J.R., Brara A. (2001) An experimental method for dynamic tensile testing of concrete by spalling. *Int. J. Impact Eng.*, 25 : 387-409.
- Kozicki J. (2007) Application of discrete models to describe the fracture process in brittle materials. Ph.D. thesis, Gdansk, Pologne.
- Krieg R.D. (1978) A simple constitutive description for soils and crushable foams. Report SC-DR-7260883. Sandia National Laboratory.
- Landon J.W., Quinney H. (1923) Experiments with the pressure Hopkinson bar. *Proceedings of the Royal Society*.
- Lemaître J., Chaboche J.L. (1988) *Mécanique des matériaux solides*. Bordas, Paris, France.
- Libersky L.D., Petschek A.G. (1991) Smoothed Particle hydrodynamics with strength of material. *Proceedings, The next free lagrange conference*, 395 : 248-257.
- Li Q.M., Chen X.W. (2003) Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile. *Int. J. Impact Eng.*, 28 : 93-116.
- Li Q.M., Meng H. (2003) About the dynamic enhancement of concrete-like materials in a split Hopkinson pressure bar test, *International Journal of Solids and Structures*, 40 : 343-360.
- Li Q.M., Reid S.R., Wen H.M., Telford A.R. (2005) Local impact effects of hard missiles on concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 32 : 224-284.
- Lu Y., Xu K. (2004) Modelling Modelling of dynamic behaviour of concrete materials under blast loading. *Int. J. Solids Structures* 41: 131–143.
- Magnier S.A., Donzé F.V. (1998) Numerical simulation of impacts using a discrete element method. *Mech. Cohes-Frict. Mater.*, 3 : 257 – 276.

- Magnusson J., Unosson M., Carlberg A. (2001) High performance concrete « HPC » : field experiments and production. Technical Report FOI-R--0256--SE, FOI – Swedish Defence Research Agency.
- Maiti S., Rangaswamy K., Geubelle P.H. (2005) Mesoscale analysis of dynamic fragmentation of ceramics under tension. *Acta Mater.* 53: 823–834.
- Malvar L.J., Crawford J.E. (1998) Dynamic increase factor for concrete. Proceedings 28<sup>th</sup> DoD explosives safety seminar, Orlando, USA.
- 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 d'Etat, LMT, Cachan, France.
- Neville A.M. (2000) Propriétés des bétons, Eyrolles, Paris, France.
- Novikov S.A., Divnov I.I., Ivanov A.G. (1966) The study of fracture of steel, aluminium and copper under explosive loading. *Fizika Metallov i Metallovedeniye*, 21.
- Ockert J. (1997) Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Allemagne.
- Pihlajavaara S.E. (1974) A review of some of the main results of a research on the ageing phenomena of concrete, effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete. *Cement and Concrete Research*, 4 : 761 – 771.
- Pijaudier-Cabot G., Bazant Z.P. (1987) Non local damage theory. *Journal of Eng. Mech.*, 113 : 1512 – 1533.
- Park S.W., Xia Q., Zhou M. (2001) Dynamic behaviour of concrete at high strain rates and pressures : II. Numerical simulation. *Int. J. Impact Eng.*, 25 : 887 – 910.
- Pattofatto S., Forquin P. (2010) L'imagerie rapide pour l'analyse du comportement dynamique des matériaux, Colloque National MECAMAT, Aussois, France.
- Pedersen R.R., Simone A., Sluys L.J. (2008) An analysis of dynamic fracture in concrete with a continuum visco-elastic visco-plastic damage model, *Engineering Fracture Mechanics*, 75 : 3782 – 3805.
- Pedersen R.R., Simone A., Stroeven M., Sluys L.J. (2007) Mesoscopic modeling of concrete under impact. Dans *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures : Proceedings of FraMCoS-6 Italie*, 571 – 578, ISBN : 978-0-415-44065-3.
- Peerlings R.H.J., de Borst R., Brekelmans W.A.M., Geers M.G.D. (2002) Localisation issues in local and nonlocal continuum approaches to fracture. *European J. of Mech. A/Solids*, 21 : 175 – 189.
- Peerlings R.H.J., de Borst R., Brekelmans W.A.M., de Vree J.H.P. (1996) Gradient-enhanced damage for quasi-brittle materials. *Int. J. for Numerical Methods in Engineering Mechanics*, 39 : 3391 – 3403.

- Pochhammer L. (1876) Über die fortpflanzungsgeschwindigkeiten kleiner schwingungen in einem unbergrenzten isotropen kreiszylinder. *J. für die Reine und Angewandte Mathematik*, 81 : 324 – 336.
- Poisson S.-D. (1838) Recherches sur la probabilité des jugements en matière criminelle et en matière civile précédées des règles générales du calcul des probabilités. Disponible en PDF sur google books.
- Pontiroli C. (1995) Comportement au soufflé des structures en béton armé : analyse expérimentale et modélisation. Thèse de Doctorat, LMT, Cachan, France.
- Prado E., Van Mier J. (2003) Effect of particle structure on mode I fracture process in concrete. *Eng. Fract. Mech.*, 70 : 1793 – 1807.
- Rabczuk T., Eibl J. (2003) Simulation of high velocity concrete fragmentation using SPH/MLSPH. *Int. J. Numer. Meth. Engng.*, 56 : 1421 – 1444.
- Rabczuk T., Eibl J. (2006) Modelling dynamic failure of concrete with meshfree methods. *Int. J. Impact Engineering*, 32 : 1878 – 1897.
- Rabczuk T., Eibl J., Stempniewski L. (2004) Numerical analysis of high speed concrete fragmentation using a meshfree Lagrangian method. *Engineering Fracture Mechanics*, 71 : 547 – 556.
- Ravi-Chandar, K. (1998). Dynamic fracture of nominally brittle materials. *Int. J. Fract.* 90, 83-102.
- Ravi-Chandar K., Knauss W.G. (1982) Dynamic crack-tip stresses under stress wave loading. A comparison of theory and experiment. *Int. J. of Fracture*, 20 : 209 – 222.
- Ravi-Chandar K., Knauss W.G. (1984a) An experimental investigation into dynamic fracture : I, crack initiation and arrest. *Int. J. of Fracture*, 25 : 247 – 262.
- Ravi-Chandar K., Knauss W.G. (1984b) An experimental investigation into dynamic fracture : II, microstructural aspects. *Int. J. of Fracture*, 26 : 65 – 80.
- Ravi-Chandar K., Knauss W.G. (1984c) An experimental investigation into dynamic fracture : III, steady-state crack propagation and crack branching. *Int. J. of Fracture*, 26 : 141 – 154.
- Ravi-Chandar K., Knauss W.G. (1984d) An experimental investigation into dynamic fracture : IV, on the interaction of stress waves with propagating cracks. *Int. J. of Fracture*, 26 : 189 – 200.
- Repetto E.A., Radovitzky R., Ortiz M. (2000) Finite element simulation of dynamic fracture and fragmentation of glass rods. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 183 : 3-14.
- Riedel W. (1998) Ein makroskopische, modulares Betonmodell für Hydrocodes mit Verfestigung, Schädigung, Entfestigung Drei-Invariantenabhängigkeit und Kappe. EMI-Report 7/98. Freiburg, Allemagne.

- Riedel W., Thoma K., Hiermaier S., Schmolinske E. (1999) Penetration of Reinforced Concrete by BETA-B-500. Numerical Analysis using a New Macroscopic Concrete Model for Hydrocodes. Proceedings of 9th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures. 315 – 322, Berlin, Allemagne.
- Riedel W., Wicklein M., Thoma K. (2008) Shock properties of conventional and high strength concrete : experimental and mesomechanical analysis. *Int. J. Impact Eng.*, 35 : 155 – 171.
- Riou P. (1996) Contribution à l'étude de l'endommagement du carbure de silicium lors d'un impact basse énergie : application aux blindages. Thèse de Doctorat, ENSMP, Paris, France.
- Riou P., Denoual C., Cottenot C.E. (1998) Visualization of the damage evolution in impacted silicon carbide ceramics. *Int. J. Impact Eng.*, 21 : 225 – 235.
- Ross C.A., Jerome D.M., Tedesco J.W., Hughes M.L. (1996) Moisture and strain rate effects on concrete strength. Technical paper, *ACI Materials Journal*, 93 : 293 – 300.
- Rossi P. (1991) A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain-rates. *Materials and Structures*, 154 : 53 – 57.
- Rossi P. (1997) Strain rate effects in concrete structures : the LCPC experience. *Materials and Structures. Supplément* 54-62.
- Rossi P., Wu X., Le Maou F., Belloc A. (1994) Scale effect on concrete in tension. *Materials and Structures*, 27 : 437 – 444.
- Rouquand A., Pontiroli C., Mazars J. (2007) Concrete structures under severe loading : a strategy to model the response for a large range of dynamic loads. Proceedings of FRAMCOS-6, Italy.
- Roux S., Hild F. (2006) Stress intensity factor measurements from digital image correlation : post-processing and integrated approaches. *Int. J. Fracture*, 140 : 141 – 157.
- Sadouki H., Wittmann F.H. (1988) On the analysis of the failure process in composite materials by numerical simulation. *Mat. Sc. Eng.*, 104 : 9 – 20.
- Safa K. (2008) Mise au point d'un essai de compaction dynamique. Application au béton. Thèse de Doctorat, LMS, Palaiseau, France.
- Schuler H., Mayrhofer C., Thoma K. (2006) Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates. *Int. J. Impact Eng.*, 32 : 1635–1650.
- Sellers E., Scheele F. (1996) Prediction of anisotropic damage in experiments simulating mining in Witwatersrand quartzite blocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 33 : 659 – 670.

- Sercombe J. (1997) Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide – Application au calcul des conteneurs à haute intégrité. Thèse de Doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France
- Sharon E., Gross S.P., Fineberg J. (1995) Local crack branching as a mechanism for instability in dynamic fracture. *Phys. Rev. Lett.*, 74 : 5096 – 5099.
- Shiu W.J. (2008) Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la method des éléments discrets. Thèse de Doctorat, L3S-R, Grenoble, France.
- Shiu W.J., Donzé F.V., Daudeville L. (2008) Penetration prediction of missiles with different nose shapes by the discrete element numerical approach. *Computers and Structures*, 86 : 2079 – 2086.
- Sieradzki K., Dienes G.J. (1988) Atomistics of crack propagation. *Acta Metall.*, 36 : 651 – 663.
- Song B., Chen W. (2004) Loading and unloading split Hopkinson pressure bar pulse shaping techniques for dynamic hysteretic loops. *Exp. Mech.*, 44.
- Strassburger E., Senf H. (1994) Experimental investigations of wave and fracture phenomena in impacted ceramics. Report 3/94, Ernst Mach Institute, Allemagne.
- Strassburger E., Senf H., Denoual C., Riou P., Cottenot C. (1997) An experimental approach to validate damage evolution laws for brittle materials. *J. Physics IV*, 7.
- Swenson D.V., Taylor L.M. (1983) A finite element model for the analysis of tailored pulse stimulation of boreholes. *Int. J. Num. Analyt. Meth. Geomech.* 7: 469 – 484.
- Toutlemonde F. (1994) Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages. Thèse de Doctorat, LCPC, Paris, France.
- Torrenti J.M., Granger L., Diruy M., Genin P. (1997) Modélisation du retrait du béton en ambiance variable. *Revue Française de Génie Civil*, 1 : 687 – 698.
- Vegt I., Pedersen R.R., L.J. Sluys, Weerheijm J. (2006) Modelling of impact behavior of concrete – an experimental approach. Proceedings de la conference EURO-C 2006, Mayrhofen, Autriche.
- Vu X.H. (2007) Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment. Thèse de Doctorat, L3S-R, Grenoble, France.
- Vu X.H., Malecot Y., Daudeville L., Buzaud E. (2009) Experimental analysis of concrete behavior under high confinement : effect of the saturation ratio. *Int. J. Solids Struct.*, 46 : 1105-1120.
- Wang X. (2007) Adiabatic shear localization for steels based on Johnson-Cook model and second- and fourth-order gradient plasticity models. *Journal of Iron and Steel Research*, 14 : 56-61.

- Weerheijm J. (1992) Concrete under impact tensile loading and lateral compression. Thèse de Doctorat, TU Delft, Pays-Bas.
- Weerheijm J., Van Doormaal J.C.A.M. (2007) Tensile failure of concrete at high loading rates : new test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests. *Int. J. Impact Eng.*, 34 : 609 – 626.
- Weibull W. (1939) A statistical theory of the strength of materials. 151, Roy. Swed. Inst. Eng. Res.
- Weibull W. (1951) A statistical distribution function of wide applicability. *ASME J. Appl. Mech.*, 18 : 293-297.
- Wittel F.K., Carmona H.A., Kun F., Herrmann H.J. (2008) Mechanisms in impact fragmentation. *Int. J. Fract.* 154:105–117.
- Wittmann F.H., Sadouki H., Steiger T. (1993) Experimental and numerical study of effective properties of composite materials. Dans : Huet C., Editeur. *Micromech. Of Conc. and cementitious composites. Universitaires Romandes Lausanne* ; 59-82.
- Wu H., Zhang Q., Huang F., Jin Q. (2005) Experimental and numerical investigation on the dynamic tensile strength of concrete. *Int. J. Impact Eng.*, 32 : 605–617.
- Xu X.-P., Needleman A., Numerical simulations of fast crack growth in brittle solids. *J. Mech. Phys. Solids* 42 (9), 1397-1434.
- Yankelevsky D.Z. (1997) Local response of concrete slabs to low velocity missile impact. *Int. J. Impact Eng.*, 19 : 331-343.
- Yu R.C., Zhang X.X., Ruiz G., Tarifa M., Camara M. (2010) Evolution of the fracture process zone in high-strength concrete under different loading rates. *European Physical Journal*, 6.
- Yurtdas I. (2003) Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortiers. Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique de Lille, France.
- Zavattieri P.D., Espinosa H.D. (2001) Grain level analysis of crack initiation and propagation in brittle materials. *Acta mater.* 49: 4291–4311.
- Zielinski J. (1982) Fracture of concrete and mortar under uniaxial impact tensile loading. Thèse de Doctorat, TU Delft, Pays-Bas.
- Zhou X.Q., Hao H. (2008) Mesoscale modelling of concrete tensile failure mechanism at high strain rates. *Computers and Structures*, 86 : 163 – 169.
- Zhou S.J., Lomdahl P.S., Thomson R., Holian B.L. (1996) Dynamic crack processes via molecular dynamics. *Phys. Rev. Lett.*, 76 : 2318 – 2321.

Zhou F., Molinari J.-F., Ramesh K.T. (2005a) A cohesive model based fragmentation analysis: effects of strain rate and initial defects distribution. *Int. J. Solids Struct.* 42: 5181–5207.

Zhou F., Molinari J.-F., Shioya T. (2005b) A rate-dependent cohesive model for simulating dynamic crack propagation in brittle materials. *Eng. Frac. Mech.* 72: 1383-1410.

Zhou F., Molinari J.-F., Ramesh K.T. (2006) Analysis of the brittle fragmentation of an expanding ring. *Comp Mat Sci.* 37: 74-85.





# Annexes



# Annexe 1

## Identification des paramètres matériaux pour les simulations numériques d'impact



## A. Identification des paramètres KST du béton WES5000

Afin d'identifier le comportement du béton WES5000 utilisé par Cargile [1999] au cours de ses essais balistiques, des essais triaxiaux et hydrostatiques ont été menés. Pour la partie déviatorique, des essais ont été réalisés avec plusieurs pressions de confinement ( $\sigma_{\text{confinement}}$ ) dans la configuration présentée sur la Figure A-1a. Des essais hydrostatiques (cf. Fig. A-1b) ont permis d'extraire le comportement hydrostatique du matériau.

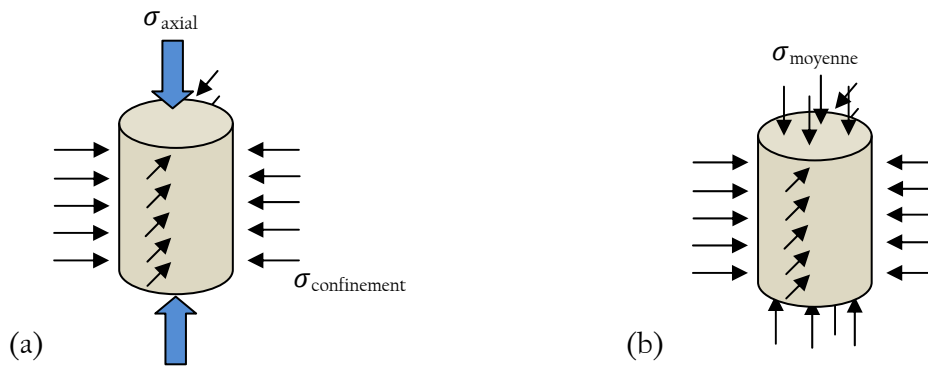


Figure A-1: Chargement lors (a) d'un essai triaxial et (b) d'un essai hydrostatique.

Le modèle KST permet de décrire l'augmentation significative de résistance déviatorique avec la pression de confinement ainsi que le processus d'effondrement de la porosité sous fortes pressions. D'une part, la courbe de compaction du béton est entrée point par point, le premier point étant donné par un comportement élastique ( $P = -K_{\text{élastique}} \varepsilon_{\text{volumique}}$ ). Ce modèle reproduit aussi le comportement du matériau entièrement compacté grâce à un module de compressibilité  $K_{\text{final}}$  (voir Fig. 1-5). D'autre part, la contrainte équivalente de Von Mises est comparée à la contrainte équivalente limite  $\sigma_{eq}$  donnée par l'équation :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{a_0 + a_1 P + a_2 P^2} \quad (\text{A-1})$$

où  $a_0$ ,  $a_1$  et  $a_2$  sont des paramètres liés au matériau. De plus, il est possible de définir une contrainte maximale  $\sigma_{eq}^{\text{max}}$  permettant de reproduire l'effet du degré de saturation sur le comportement déviatorique et une contrainte minimale  $\sigma_{eq}^{\text{min}}$  qui permet de prendre en compte la sensibilité à la vitesse de déformation observée en compression simple [Bischoff et Perry, 1991]. Le modèle KST permet de bien approcher le comportement observé expérimental (cf. Fig. A-2). Les paramètres utilisés sont présentés dans le Tableau A.

Tableau A-1 : Paramètres du modèle KST utilisés dans la simulation numérique d'impact.

Paramètre du comportement hydrostatique	
$K_{final}$ (Pa)	$2,758.10^{10}$
$(\sigma_i; P_i)$ (MPa)	(0 ; 0) (-0,0045 ; $82.10^6$ ) (-0,06 ; $550.10^6$ )
Paramètre du comportement déviatorique	
$a_0$ (MPa <sup>2</sup> )	$10^{15}$
$a_1$ (MPa)	$3,7.10^8$
$a_2$	-0,1
$\sigma_{eq}^{max}$ (MPa)	/
$\sigma_{eq}^{min}$ (MPa)	30

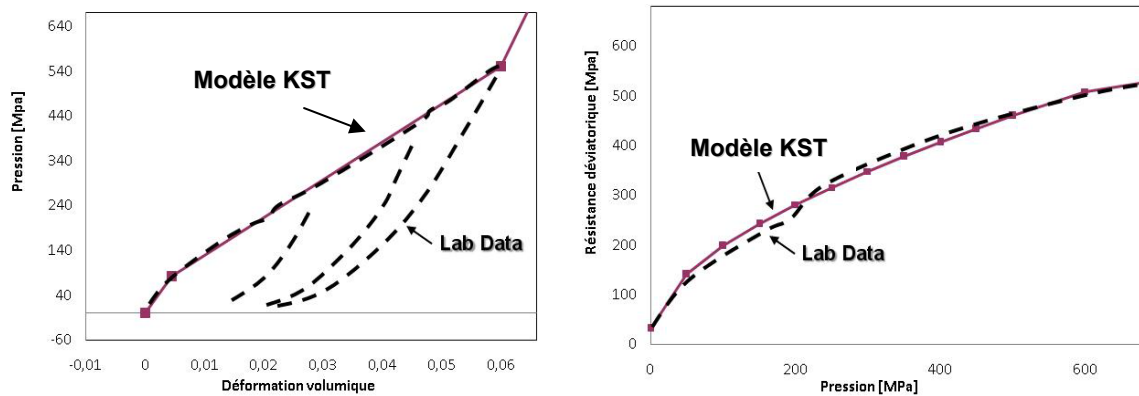


Figure A-2 : Comparaison modèle KST – données expérimentales : (a) partie hydrostatique et (b) partie déviatorique.

## B. Paramètres du modèle J-C de l'acier 4340

Les paramètres du modèle Johnson-Cook pour l'acier 4340 ont été directement tirés de la littérature (cf. [Wang, 2007]). Ces paramètres sont rappelés dans le Tableau A-2 et les courbes contrainte-déformation sont tracées pour plusieurs vitesses de déformation sur la Fig. A-3.

Tableau A-2 : Paramètres du modèle J-C utilisés dans la simulation numérique d'impact pour l'acier 4340

$\rho$	$E$	$A$	$B$	$C$	$n$	$\dot{\epsilon}_0$
--------	-----	-----	-----	-----	-----	--------------------

$[\text{kg/m}^3]$	$[\text{GPa}]$	$[\text{MPa}]$	$[\text{MPa}]$			$[\text{l/s}]$
7840	210	792,2	509,5	0,014	0,26	$10^{-3}$

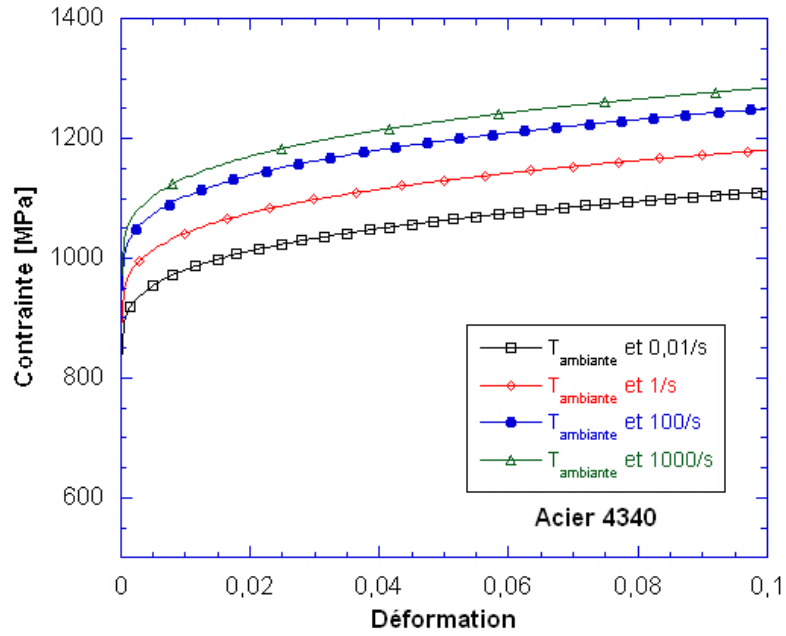


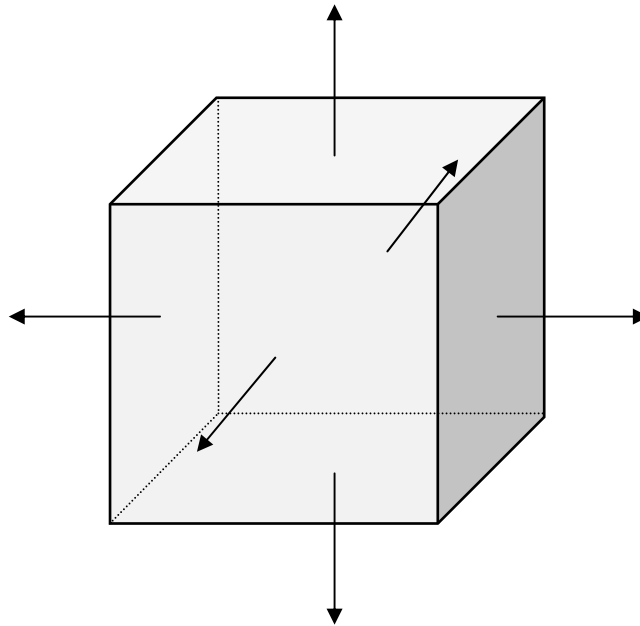
Figure A-2: Prévisions du modèle J-C pour plusieurs vitesses de déformations et températures





## Annexe 2

### Propagation d'ondes élastiques au cours d'un essai d'écaillage





L'essai d'écaillage aux barres de Hopkinson est entièrement sur la génération et la propagation d'ondes élastiques. Il convient donc de rappeler les bases de la mécanique des ondes qui permettent de comprendre ces expériences. Nous allons présenter chronologiquement les phénomènes qui interviennent au cours de cet essai. Un projectile impacte la barre de Hopkinson, propageant un pulse le long de la barre et jusqu'au bord de l'échantillon. Le pulse se sépare alors en une partie réfléchi qui se propage dans la barre dans le sens inverse et un partie transmise qui traverse l'échantillon. Cette dernière se reflète sur la surface libre et la superposition des ondes incidentes et réfléchies entraîne un gradient de contrainte de traction, provoquant l'endommagement voire la rupture du matériau. Nous supposons dans toute cette partie que les matériaux présentent des comportements élastiques linéaires et que les ondes sont des ondes unidimensionnelles (ou ondes de barre).

## 1. Impact du projectile sur la barre de Hopkinson

Un projectile cylindrique de vitesse initiale  $V_0$  et de section  $A_0$  impacte la barre de Hopkinson elle-aussi de section  $A_0$ . En considérant l'équilibre des forces à l'interface et la continuité des vitesses, on obtient les relations (A2-1) et (A2-2) qui nous permettent d'établir la relation entre la vitesse initiale et la vitesse transmise à la barre (A2-3).

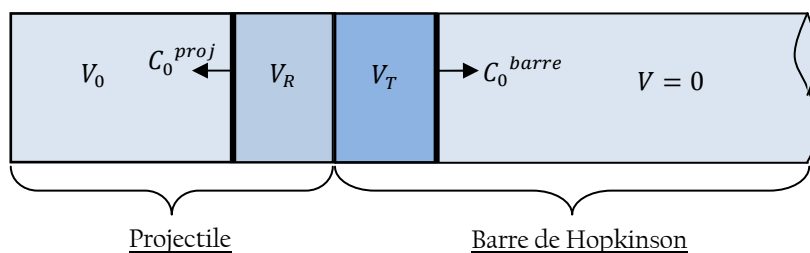


Figure A2-1: Impact du projectile ayant une vitesse initiale  $V_0$  sur la barre initialement immobile

$$A_0 \cdot \sigma_T = A_0 \cdot \sigma_R \quad (A2-1)$$

$$V_0 = V_{transmise} + V_{réfléchi} \quad (A2-2)$$

$$V_{transmise} = \frac{1}{1 + \frac{\rho_{barre} C_0^{barre}}{\rho_{projectile} C_0^{projectile}}} V_0 = \frac{1}{1 + \frac{Z_{barre}}{Z_{projectile}}} V_0 \quad (A2-3)$$

où  $\sigma_T$  et  $\sigma_R$  sont respectivement les amplitudes du chargement transmis à la barre et réfléchi dans le projectile,  $Z = \rho C_0$  est l'impédance mécanique du matériau. Le projectile et la barre étant constitué du même matériau, l'expression (A2-3) se réduit à :

$$V_{transmise} = V_{réfléchie} = \frac{V_0}{2}, \quad (A2-4)$$

et permet de déterminer l'amplitude du chargement transmis  $\sigma_T$  à la barre

$$\sigma_T^{barre} = \rho C_0 \frac{V_0}{2}. \quad (A2-5)$$

## 2. Propagation de l'onde élastique unidimensionnelle dans la barre

Considérons un cylindre de section constante  $A_0$  très élancé ( $r \ll L$ ) soumis à un pulse de pression homogène à l'une de ses extrémités, on peut écrire l'équilibre mécanique d'un élément de matière de longueur  $dx$  par la relation (A2-6) en considérant que les sections restent parfaitement droites durant le mouvement et que les contraintes sont homogènes dans chaque section.

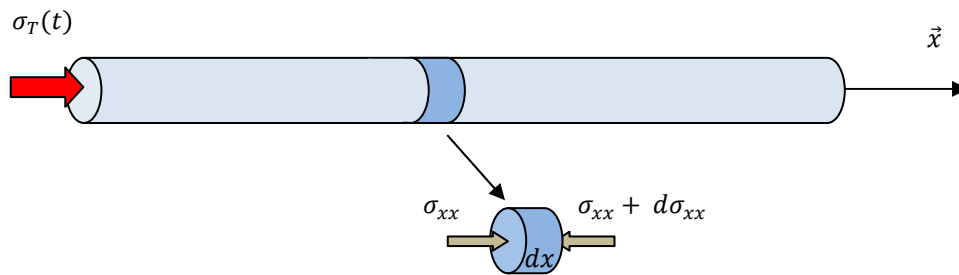


Figure A2-2 : barreau cylindrique chargé par un pulse de pression

$$-\sigma_{xx} A_0 + \left( \sigma_{xx} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} dx \right) A_0 = \rho A_0 dx \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (A2-6)$$

Ce qui donne après simplification :

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (A2-7)$$

L'état de contrainte étant suppose uniaxial, on peut remplacer  $\sigma_{xx}$  par  $E \varepsilon_{xx}$  ce qui donne l'Eq. (A2-8), puis  $\varepsilon_{xx}$  par sa définition  $\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}$  (cf. Eq. (A2-9)) pour aboutir à l'équation de propagation des ondes dans un barreau élastique.

$$E \frac{\partial \varepsilon_{xx}}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (\text{A2-8})$$

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} = C_0^2 \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (\text{A2-9})$$

Où  $C_0$  est la célérité des ondes unidimensionnelles définies par la relation (A2-10).

$$C_0 = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (\text{A2-10})$$

Le pulse généré par l'impact du projectile se propage donc le long de la barre à une vitesse donnée par la relation (A2-10). Cette onde incidente rencontre ensuite l'interface barre-éprouvette.

### 3. Transmission des ondes à l'interface barre-éprouvette

La discontinuité d'impédance mécanique au niveau du contact barre-éprouvette donne lieu à une réflexion partielle de l'onde incidente qu'il est possible d'évaluer. L'équilibre mécanique de cette zone peut être écrit pour une barre et une éprouvette de même section  $A_0$  par l'Eq. (A2-11).

$$A_0 (\sigma_T^{barre} + \sigma_R^{barre}) = A_0 \sigma_T^{éprouvette} \quad (\text{A2-11})$$

La conservation des vitesses nous donne une équation supplémentaire :

$$V_T^{barre} = V_T^{éprouvette} - V_R^{barre} \quad (\text{A2-12})$$

On peut alors tirer des Equasi statique. (A2-11) et (A2-12) l'expression de la vitesse et de l'amplitude du chargement transmis à l'éprouvette :

$$V_T^{éprouvette} = \frac{2 Z_{barre}}{Z_{barre} + Z_{éprouvette}} V_T^{barre} \quad \text{et} \quad (\text{A2-13})$$

$$\sigma_T^{éprouvette} = \frac{2}{1 + \frac{Z_{barre}}{Z_{éprouvette}}} \sigma_T^{barre} \quad (\text{A2-14})$$

On peut ainsi directement évaluer la proportion de l'onde incidente de compression qui se propage dans la barre qui va être transmise à l'éprouvette durant l'essai d'écaillage. Le Tableau A2-1 montre pour plusieurs couples de propriétés plausibles et leur effet sur le coefficient de transmission  $\alpha$  défini par l'Eq. (A2-15).

$$\alpha = \frac{\sigma_T^{éprouvette}}{\sigma_T^{barre}} = \frac{2}{1 + \frac{Z_{barre}}{Z_{éprouvette}}} \quad (\text{A2-15})$$

Tableau A2-1: Propriétés élastiques de l'alliage d'aluminium et du béton, et coefficient de transmission pour une éprouvette en contact avec une barre en alliage d'aluminium

		Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Module d'Young E (GPa)	$Z = \rho C_0$ (kg.m <sup>-2</sup> .s <sup>-1</sup> )	$\alpha = \frac{\sigma_T^{éprouvette}}{\sigma_T^{barre}}$
Alliage d'aluminium		2700	72	1,39.10 <sup>7</sup>	100 %
Béton	Sec	2100	30	7,94.10 <sup>6</sup>	81,5 %
	Humide	2300	40	9,59.10 <sup>6</sup>	72,6 %

L'onde de chargement transmise va ensuite se propager le long de l'éprouvette jusqu'à atteindre son bord libre.

#### 4. Réflexion sur le bord libre de l'éprouvette

L'éprouvette placée en bout de barre a l'une de ses faces extrêmes libre. Pour cette face, les conditions limites en termes de contraintes et de déplacement sont les suivantes :

$$\sigma_T^{éprouvette} + \sigma_R^{éprouvette} = 0 \quad \forall t \quad \text{et} \quad (\text{A2-15})$$

$$u^{bord\ libre} = u_T^{éprouvette} + u_R^{éprouvette} . \quad (\text{A2-15})$$

Sur la face arrière, les déplacements (et donc les vitesses) sont doublées.

Lorsque l'onde de compression transmise à l'éprouvette atteint la face arrière, elle est alors réfléchiée en pulse de traction. Lorsque l'amplitude de cette onde réfléchiée dépasse celle de l'onde transmise, un chargement de traction dynamique est généré au cœur de l'éprouvette pouvant mener à la rupture dynamique voire à la fragmentation multiple du matériau. Le diagramme de Lagrange présenté sur la Figure A2-3 illustre la technique d'écaillage mise en œuvre au LPMM.

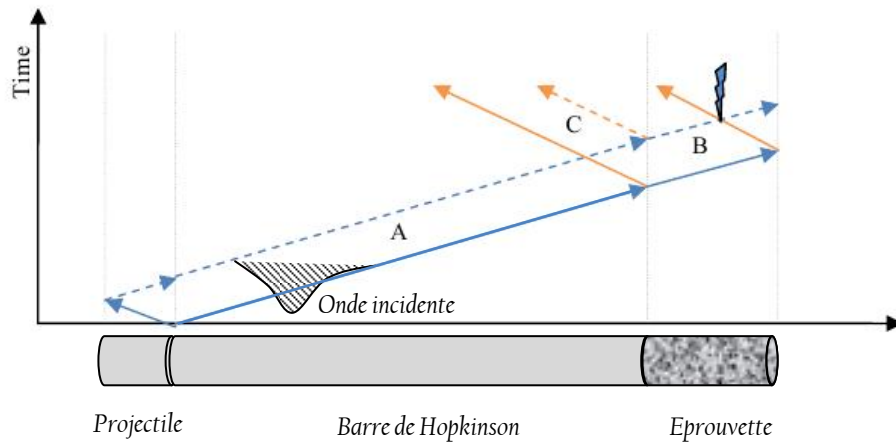


Figure A2-3: Diagramme de Lagrange de l'essai d'écaillage dérivé de la technique des barres de Hopkinson

Ces brefs rappels des équations qui décrivent la propagation d'ondes élastiques unidimensionnelles dans les milieux solides permettent de mieux appréhender la technique expérimentale d'écaillage.



## Résumé

Le béton est le matériau constitutif de la plupart des structures du génie civil qui peuvent être occasionnellement exposées à un chargement dynamique intense, qu'il soit de nature accidentelle ou intentionnelle. Ce travail a pour but d'analyser les modes d'endommagement activés par des chargements de type impact balistique, mais aussi d'identifier et de modéliser le comportement dynamique des bétons. La simulation numérique d'un impact sur une dalle de béton a montré l'importance de bien décrire le comportement en traction dynamique afin d'être en mesure de modéliser finement les dommages provoqués dans la cible. Néanmoins, peu de données expérimentales sont disponibles dans la littérature en traction pour des vitesses de l'ordre de  $10^2/s$ . De plus, ces résultats semblent dispersés.

La sensibilité de la résistance en traction de ces matériaux à la vitesse a été étudiée au LPMM sur une large gamme de vitesse de déformation ( $10^3/s$  à  $150/s$ ) par des essais de traction directe sur une machine hydraulique rapide (pour  $\dot{\epsilon} < 1/s$ ) et par écaillage jusqu'à environ  $150/s$ . La simulation numérique a été utilisée pour mettre au point et optimiser la méthode de dépouillement de l'essai d'écaillage. Des essais ont été menés sur deux bétons différents : l'un est un microbéton dont la mésostructure est particulièrement adaptée aux essais de laboratoire ( $\phi_{granulats}^{max} = 2 \text{ mm}$ ), l'autre est représentatif d'un béton standard avec une résistance en compression simple de  $30 \text{ MPa}$  et une taille maximale de granulats atteignant  $8 \text{ mm}$ .

En parallèle, ces matériaux ont été soumis à des essais d'impact sur la tranche. Deux configurations ont été mises en œuvre : la configuration sarcophage permettant de conserver les fragments proches de leur position initiale et de procéder à des analyses post mortem, et la configuration ouverte où la fragmentation du carreau de béton provoquée par l'impact est filmée par caméra ultra-rapide. La technique de corrélation d'images a alors permis d'identifier des discontinuités de déplacement témoignant de l'apparition de fissures, informations essentielles à la compréhension de la chronologie de l'essai d'impact. D'autre part, un nouvel essai complémentaire a été proposé : l'essai de cratérisation a pour but d'étudier l'éjection de matière dans les zones faiblement confinées résultant de la pénétration d'un projectile dans une cible de béton. Les mesures de champ ont mis en exergue que, dans cet essai, l'éjection de matière provoquée par l'avancée du projectile est un phénomène local, le reste du carreau n'étant généralement pas ou peu endommagé. Notons que pour tous les essais, une attention particulière a été portée à l'humidité des bétons : une influence importante de l'eau libre a d'ailleurs été constatée aussi bien en quasi statique qu'en dynamique.

Toutes les données expérimentales rassemblées sur la sensibilité de la résistance en traction du béton à la vitesse de chargement et à la présence d'eau libre permettent d'évaluer la précision d'une modélisation et d'en identifier les lacunes. Au cours des campagnes expérimentales, nous avons pu voir que l'endommagement du béton en dynamique rapide est composé d'une multitude de fissures. Nous avons aussi pu constater une résistance résiduelle de cohésion du matériau endommagé dans certains cas. Le modèle de fragmentation introduit par Denoual-Forquin-Hild a été utilisé pour simuler par éléments finis les essais d'écaillage et d'impact sur la tranche. La confrontation calculs-expériences a montré que le modèle est apte à rendre compte de l'augmentation de résistance en dynamique ainsi que de la densité de fissuration importante. Néanmoins le comportement cohésif du matériau endommagé n'est pas prévu. Afin de rendre compte de cet aspect du comportement en traction dynamique, deux voies ont été explorées : d'une part, pour simuler les essais menés sur le béton standard, une approche mésoscopique a été employée afin de différencier matrice et granulats. La présence d'inclusions rigides a permis d'améliorer les prévisions numériques. D'autre part, nous avons modifié le modèle de fragmentation afin de prendre en compte la cohésion qui intervient au sein même des zones endommagées. De nouveau, une amélioration des prévisions numériques a été relevée.

## Abstract

Concrete is a material widely used for constructions like bridges, nuclear power stations or bunkers. These buildings can be subjected to dynamic loadings such as industrial accidents or projectile-impacts. Consequently a good knowledge of the mechanical behaviour of concrete is a significant safety issue. This work aims to study the damage mechanisms activated in concrete structures under a projectile-impact or a blast loading.

First, numerical simulation of impact tests reveals the significance of the dynamic tensile behaviour of concrete targets to simulate accurately their response under impact. Few test data are available in the open literature for strain rates up to  $10^2/s$ . Nevertheless, these results are dispersed: at 100/s, the dynamic increase factor (DIF, dynamic strength to static strength ratio) varies from 5 for one author to 10 for another.

The rate sensitivity of concrete has been studied in LPMM over a wide range of strain rates by means of direct tensile tests on a high-speed hydraulic device ( $10^{-5}/s < \dot{\epsilon} < 1/s$ ) and using spalling experiments up to 150/s. For this last technique, numerical simulations have been performed to optimize the loading and get a transient but homogeneous tensile loading within the concrete specimen. Moreover computations have been used to evaluate and validate the data processing. Then, experiments have been carried out on two concretes: a microconcrete (MB50) with a fine mesostructure adapted to laboratory testing ( $\phi_{aggregate}^{max} = 2mm$ ) and a concrete (R30A7) which is representative of a standard concrete with a compressive strength of 30 MPa and a maximum aggregate size of 8 mm. In each experiment, a particular attention has been devoted to the moisture of the tested specimen. Several spalling experiments have been conducted on dried and re-infiltrated specimens. These experiments have been used to understand the difference of dynamic tensile strength between wet and dry concrete observed by several authors.

In parallel these materials have been subjected to edge-on impact tests in two configurations:

- Sarcophagus configuration: the concrete plate is encapsulated in an aluminium box allowing keeping fragments near their initial position. The specimen can be recovered post mortem and infiltrated by a hyperfluid resin to reveal the damage induced by the impact.
- Open configuration: a high speed camera is used to record the fragmentation process. A digital image correlation (DIC) software called Correli<sup>Q4</sup> developed at LMT Cachan has been applied to realise full-field measurements to identify cracks development and propagation during the test.

Another impact test has been proposed: the cratering test has been used to study the penetration of a projectile in a concrete target. Again, the DIC technique allowed performing displacement measurements. It shows that, in this test, the material erosion is a local process.

All the experimental data can be used to assess the accuracy of a modelling approach. In this work, the “multiple fragmentation” model proposed by Denoual-Forquin-Hild has been used to simulate spalling and edge-on impact experiments. This model based on a micromechanical description of the fragmentation process allows predicting the maximum tensile strength and the cracking density in the specimen. Each parameter may be evaluated by specific experiments. The model has been implemented in Abaqus/explicite via a user subroutine. Numerical simulations of spalling tests and EOI tests showed a good agreement with experimental results. Nevertheless the modelling did not allow reproducing the cohesion (residual strength) observed in several experiments.

To improve the numerical predictions a mesoscopic approach has been employed to simulate the dynamic experiments performed on the standard concrete. In this method, aggregates and matrix are differentiated. Here, aggregates have been supposed perfectly elastic and the behaviour of the matrix phase has been identified using homogenization methods. The presence of heterogeneities at the mesoscale improves the accuracy of numerical predictions.

Finally, the influence of the cohesive behaviour of concrete in dynamic conditions has been studied by means of numerical simulations. A micromechanical approach has been used to evaluate the effects of cohesion on the global response of a material subjected to a fragmentation process. Three micromechanical models have been tested. Finally a term has been added to the “multiple fragmentation” model to take into account the cohesion of the damaged concrete. This modification improved the predictions of the dynamic tensile response of concrete.