

**UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE**  
**LABORATOIRE DE MECANIQUE DE LILLE**

**THESE**

**Pour obtenir le grade de**

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE**

**Discipline : Génie Civil**

**Présenté par**

**François-Xavier HUBERT**

**Sujet : *Contribution à l'étude du comportement mécanique des ouvrages en béton avec prise en compte des effets de la dessiccation***

*Membres du jury :*

M. Albert GIRAUD	, Rapporteur, Université de Metz
M. Abdelhafid KHELIDJ	, Rapporteur, IUT de Saint Nazaire
M Jean-Michel TORRENTI	, Examineur, IRSN
M. Frédéric SKOCZYLAS	, Président, Ecole Centrale de Lille
M. Jian-Fu SHAO	, Directeur de Thèse, Polytech'Lille
M. Nicolas BURLION	, Co-Directeur de Thèse, Polytech'Lille

*« La science a fait de nous des héros avant même que nous ne méritions d'être des hommes »*

*Jean Rostand*

*A Hélène et Jean*

## Remerciements

Le travail présenté dans ce mémoire s'est déroulé au Laboratoire de Mécanique de Lille. Je tiens à remercier l'ensemble du personnel de ce laboratoire, en particulier M. Guy Caignaert, pour l'aide qui m'a été apportée durant ces années.

J'adresse mes plus vifs remerciements à mon Directeur de thèse, Jian-Fu Shao, qui m'a toujours soutenu et guidé dans ma démarche et mon travail, et qui m'a laissé explorer les domaines que je souhaitais développer.

Je souhaite aussi vivement remercier Nicolas Burlion, à qui je dois en grande partie l'aboutissement de ce projet, pour avoir su d'une part me guider dans mon travail, d'autre part supporter mon caractère, et finalement m'aider à mobiliser efficacement mon énergie.

Je tiens à remercier également Frédéric Skoczylas, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille, qui m'a fait l'honneur de présider mon jury de soutenance.

J'adresse toute ma reconnaissance à Messieurs Albert Giraud, Professeur à l'Université de Metz et Abdelhafid Khelidj, Professeur à l'IUT de Saint Nazaire, qui ont accepté la très lourde charge de rapporteur de ce mémoire, ainsi qu'à M. Jean-Michel Torrenti, chercheur à l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire et Professeur associé à l'Ecole Normale Supérieure de Cachan pour avoir examiné ce travail.

Enfin, je remercie ma femme Hélène et mon fils Jean pour leur très grande patience durant ces années où le travail de thèse s'est ajouté à mon travail de PRAG à plein temps. Je remercie également ma famille et les amis qui m'ont soutenu avec constance.

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>7</b>
<b>CHAPITRE I : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT HYDRIQUE ET MECANIQUE DES MATERIAUX A MATRICE CIMENTAIRE ....</b>	<b>11</b>
<b>Introduction</b>	<b>12</b>
<b>I.1. Structure de la pâte de ciment durcie</b>	<b>14</b>
<b>I.1.1. L'hydratation du ciment .....</b>	<b>14</b>
<i>I.1.1.a. Le ciment anhydre .....</i>	<i>14</i>
<i>I.1.1.b. La réaction d'hydratation .....</i>	<i>15</i>
<b>I.1.2. La structure de la pâte de ciment durcie .....</b>	<b>16</b>
<i>I.1.2.a. La structure des C-S-H .....</i>	<i>16</i>
<i>I.1.2.b. Le réseau poreux de la pâte de ciment durcie.....</i>	<i>17</i>
<b>I.1.3. Les différents types d'eau dans la pâte de ciment durcie.....</b>	<b>18</b>
<b>I.1.4. Les variations dimensionnelles de la pâte de ciment en cours de maturation</b>	<b>19</b>
<b>I.2. Le séchage des bétons et mortiers</b>	<b>20</b>
<b>I.2.1. Les mécanismes physiques .....</b>	<b>21</b>
<b>I.2.2. Etude de la désorption et de la sorption des bétons .....</b>	<b>23</b>
<b>I.2.3. Les modélisations du séchage .....</b>	<b>25</b>
<i>I.2.3.a. Modélisation « complète » du séchage .....</i>	<i>25</i>
<i>I.2.3.b. Modélisation simplifiée .....</i>	<i>27</i>
<b>I.3. Le retrait de dessiccation</b>	<b>28</b>
<b>I.3.1. le retrait de séchage dû à la dépression capillaire .....</b>	<b>30</b>
<b>I.3.2. le retrait de séchage dû à la variation de tension de surface.....</b>	<b>31</b>
<b>I.3.3 Le retrait de séchage dû à la variation de pression de disjonction .....</b>	<b>31</b>
<b>I.3.4. Facteurs influençant le retrait de séchage .....</b>	<b>32</b>
<b>I.3.5. Les modélisations du retrait de dessiccation .....</b>	<b>33</b>
<b>I.4. Interactions entre le séchage et la fissuration</b>	<b>36</b>
<b>I.4.1. Influence du séchage sur l'état de fissuration des bétons et mortiers.....</b>	<b>36</b>
<i>I.4.1.a. Effets de structure .....</i>	<i>36</i>
<i>I.4.1.b. Effets des inclusions et de leurs dimensions .....</i>	<i>37</i>
<i>I.4.1.b. Effet de la minéralogie du granulat sur la fissuration .....</i>	<i>39</i>
<b>I.4.2. Influence du chargement mécanique sur le séchage.....</b>	<b>42</b>
<b>I.4.3. Anisotropie induite par le séchage .....</b>	<b>44</b>
<b>I.4.4. Variations de la résistance à la compression pendant le séchage.....</b>	<b>45</b>
<b>I.4.5. Variation des caractéristiques élastiques durant le séchage .....</b>	<b>47</b>
<b>I.5. Comportement mécanique du béton en sollicitations uniaxiales</b>	<b>49</b>
<b>I.5.1. Analyse des résultats expérimentaux de la bibliographie .....</b>	<b>49</b>
<b>I.5.2. Modélisations du comportement mécanique du béton.....</b>	<b>52</b>
<i>I.5.2.a. Modélisation de la baisse de module d'élasticité à l'aide de la théorie de l'endommagement.....</i>	<i>52</i>
<i>I.5.2.b. Modélisation à partir de la théorie de la plasticité .....</i>	<i>56</i>
<b>I.6. Les déformations différées de fluage</b>	<b>58</b>
<b>I.6.1. Le fluage propre .....</b>	<b>62</b>
<i>I.6.1.a. Les constatations expérimentales .....</i>	<i>62</i>
<i>I.6.1.b. Les phénomènes physico-chimiques à l'origine du fluage propre .....</i>	<i>65</i>
<i>I.6.1.c. Les modélisations du fluage propre .....</i>	<i>68</i>
<b>I.6.2. Le fluage de dessiccation .....</b>	<b>70</b>
<i>I.6.2.a. Les constatations expérimentales .....</i>	<i>71</i>
<i>I.6.2.b. Les mécanismes physico-chimiques.....</i>	<i>71</i>

I.6.2.c. Les modélisations du fluage de dessiccation.....	72
<b>I.7. Conclusions</b>	<b>74</b>
<b>Résumé du chapitre I</b>	<b>75</b>
<b>CHAPITRE II : PROPOSITION DE MODELISATION DE L'ENDOMMAGEMENT HYDRIQUE.....</b>	<b>76</b>
<b>Introduction.....</b>	<b>77</b>
<b>II.1. Existence d'un endommagement hydrique</b>	<b>78</b>
<b>II.2. Formulation générale du modèle</b>	<b>81</b>
<b>II.3. Evolution de l'endommagement hydrique <math>d_h</math></b>	<b>83</b>
<b>II.4. Effets de la prise en compte de l'endommagement hydrique lors de sollicitations     uniaxiales</b>	<b>85</b>
<b>II.4.1. Couplage avec un modèle d'élasto-endommagement .....</b>	<b>85</b>
<b>II.4.2. Couplage avec un modèle élasto-plastique endommageable .....</b>	<b>88</b>
<b>II.5. Détermination des paramètres du modèle et validation dans le cas     unidimensionnel</b>	<b>92</b>
<b>II.5.1. Support expérimental de référence .....</b>	<b>93</b>
<b>II.5.2. Modèle de séchage utilisé .....</b>	<b>94</b>
<b>II.5.3. Détermination de l'endommagement hydrique .....</b>	<b>97</b>
<b>II.5.4. Prédiction de la perte de raideur dans le temps.....</b>	<b>100</b>
<b>II.5.5. Evaluation de la perte de raideur en fonction de la perte en masse .....</b>	<b>103</b>
<b>II.6. Application bidimensionnelle à l'évaluation des contraintes induites par le     séchage dans des éprouvettes prismatiques</b>	<b>106</b>
<b>II.6.1. Calculs de séchage.....</b>	<b>106</b>
<b>II.6.2. Modélisation du retrait de séchage.....</b>	<b>108</b>
<b>II.6.3. Prédiction des contraintes induites par le séchage.....</b>	<b>109</b>
<b>II.6.4. Prise en compte de la plasticité .....</b>	<b>113</b>
<b>II.7 Conclusions</b>	<b>115</b>
<b>Résumé du chapitre II</b>	<b>117</b>
<b>CHAPITRE III : SIMULATIONS NUMERIQUES AVEC PRISE EN COMPTE DE L'ENDOMMAGEMENT HYDRIQUE: PREMIERES APPLICATIONS AU CALCUL DE STRUCTURE.....</b>	<b>118</b>
<b>Introduction.....</b>	<b>119</b>
<b>III.1. Outils de simulation numérique en 3D</b>	<b>120</b>
<b>III.1.1. Code de calcul utilisé .....</b>	<b>120</b>
<b>III.1.2. Modélisations du séchage et du retrait de séchage utilisées .....</b>	<b>121</b>
<b>III.1.3. Modélisations du comportement mécanique utilisées .....</b>	<b>126</b>
<b>III.2. Application au séchage d'un voile en béton</b>	<b>132</b>
<b>III.2.1. Description de la structure étudiée .....</b>	<b>132</b>
<b>III.2.2. Maillage et conditions aux limites .....</b>	<b>133</b>
<b>III.2.3. Conditions de séchage.....</b>	<b>134</b>
<b>III.2.4. Paramètres du modèle de comportement mécanique et d'endommagement         hydrique .....</b>	<b>135</b>
<b>III.2.5. Résultats de la simulation numérique.....</b>	<b>136</b>
<b>III.3. Application à la simulation du comportement mécanique global en trois     dimensions d'éprouvettes de mortier en dessiccation</b>	<b>142</b>
<b>III.3.1. Présentation de la campagne expérimentale de référence .....</b>	<b>143</b>

III.3.2. Le maillage.....	147
III.3.3. Conditions de séchage.....	149
III.3.4. Paramètres des modèles de comportement mécanique et d'endommagement hydrique .....	149
III.3.5. Résultats des simulations numériques .....	151
III.3.5.a. Simulation numérique du séchage et du retrait de séchage.....	151
III.3.5.b. Simulation numérique de la réponse des éprouvettes à une sollicitation de compression uniaxiale à différents instants de séchage.....	155
III.4. Prise en compte de l'endommagement hydrique pour les calculs de fluage propre et les calculs de fluage de dessiccation.	164
III.4.1. Fluage propre et endommagement hydrique	164
III.4.2. Fluage de dessiccation et endommagement hydrique	168
III.5. Conclusions	170
Résumé du chapitre III	172
Conclusions générales et perspectives.....	173
Annexe au chapitre III .....	176
Bibliographie .....	179

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'utilisation des matériaux à base cimentaire date des romains qui avaient utilisé des mélanges de chaux et de pouzzolanes pour leurs constructions. Joseph Aspdin, maçon et tailleur de pierre travaillant à Leeds, dépose le brevet du ciment Portland en 1824. Vicat au début du XIXème siècle mène de nombreuses recherches sur les ciments et sur leur durabilité en milieu marin. Au début du XXème siècle, les ciments utilisés étaient déjà modernes au sens où la température de cuisson du mélange de calcaire et d'argile atteignait les 1450°C nécessaire à la phase de clinkérisation. Eugène Freyssinet s'engage à cette époque dans la construction de ponts en béton armé de dimensions imposantes. C'est alors qu'il découvre l'existence de déformations intervenant bien après la construction de l'ouvrage, d'amplitude tellement fortes qu'elles empêchèrent la mise en service de certains ouvrages.

Depuis, les ingénieurs et chercheurs sont bien souvent confrontés aux problèmes de déformations différées. Bien souvent, cela concerne structures en béton précontraint telles que les ponts à encorbellement successif dont les fléaux accusent au niveau des clavages des déplacements verticaux importants dus aux fluages ou les enceintes de confinement des réacteurs de centrales nucléaires qui du fait des déformations différées et des pertes de précontrainte qui y sont associées peuvent perdre une partie de leur étanchéité, situation critique dans le cas d'accident du circuit de refroidissement primaire.

Ces déformations différées sont également à l'origine de redistributions d'efforts dans les structures qui génèrent l'apparition de fissures non prévues lors des calculs de conception. Ces fissures facilitent la pénétration des agents agressifs tels que le dioxyde de carbone atmosphérique, les ions chlorure, les eaux acides ou déminéralisées, les sulfates, et réduisent ainsi considérablement la durée de vie des ouvrages.

La maîtrise de la fissuration du béton et son anticipation par les concepteurs sont parmi les enjeux les plus importants en terme de recherche pour la période actuelle et celle à venir. La nécessité de mieux prévoir l'avenir dans un cadre d'un développement plus durable des activités humaines impose cette anticipation. Par exemple, les projets de stockage des déchets radioactifs dans des galeries enterrées en profondeur demandent aux ingénieurs et chercheurs une capacité de prédiction du comportement des matériaux à un horizon de cinq cents ans, voire plus.

Il est donc nécessaire de prendre en compte toutes les contraintes d'environnement relatives à ces sites de stockage. L'état du massif de sol et son comportement en fonction des variations de teneur en eau et de température, la présence de nappes aux alentours, de zones susceptibles de libérer dans le milieu naturel des polluants agressifs pour le béton, les variations des valeurs de la température des déchets radioactifs et les risques de séismes font partie des nombreux paramètres à appréhender.

Dans le cas des colis réalisés en béton se pose la question du comportement mécanique du matériau dans le temps. Si la température et l'humidité varient fortement autour du colis, quelles modifications seront constatées pour les paramètres mécaniques tels que la résistance maximale, la rigidité ? Même en l'absence de modifications de l'environnement extérieur, le béton est-il un matériau fortement vieillissant, dont les caractéristiques sont modifiées dans le temps ? Les réponses précises à ces questions conditionnent en partie la réussite du pari technologique lancé. La connaissance de la microstructure du béton et de la pâte de ciment durcie, de ses modifications dans le temps sont des préalables indispensables pour les modélisations prédictives de comportement.

Ce travail est constitué de trois chapitres. Dans le premier, une analyse bibliographique est faite. Les principales caractéristiques de la minéralogie, de la fabrication et de l'hydratation du ciment sont présentées, ainsi que les différents retraits et fluage qui affectent le béton à court et long terme.

L'analyse portera plus spécifiquement sur les rapports entre la présence d'eau dans le milieu poreux du béton et le comportement global du matériau. Le séchage du béton durci a de multiples conséquences sur les caractéristiques mécaniques du béton. Le retrait de dessiccation en est le premier signe, générant de la fissuration visible au niveau de la peau sous forme de faïençage, et de la fissuration à cœur notamment à cause de la présence des granulats qui empêchent le retrait de la pâte de ciment de se faire librement. Cette fissuration diminue les valeurs de la rigidité et du coefficient de Poisson et participe à l'augmentation du fluage de dessiccation.

Parallèlement à cela, et il s'agit encore d'un des effets du séchage, la valeur du pic de résistance en compression augmente sensiblement pour se stabiliser au bout de quelques dizaines de jours. Nous avons donc voulu proposer un cadre de modélisation permettant de simuler la perte de raideur des structures en béton soumises à la dessiccation afin de prédire de façon la plus précise possible le comportement en compression et traction simple en



fonction du temps de séchage préalable au chargement. La modélisation proposée est destinée aux ingénieurs et doit rester aisée à implémenter et à utiliser. C'est donc dans ce contexte de travail que nous nous situons.

Le chapitre II présente la modélisation proposée. L'analyse bibliographique a montré pour les bétons et mortiers une perte de rigidité dans le temps que l'on peut corrélérer à la perte en masse induite par le séchage. Elle est due à la fissuration qui trouve son origine dans la présence des gradients de teneur en eau dans le matériau, qui génère de la fissuration de peau mais aussi diffuse dans le matériau, notamment autour des granulats. Dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles, la perte de rigidité est modélisée sous la forme d'une variable d'endommagement hydrique isotrope, de façon similaire à l'endommagement isotrope d'origine mécanique. L'évolution de l'endommagement hydrique est décrite par une loi supposant la proportionnalité entre la baisse de teneur en eau locale et la variable d'endommagement. Une simulation simplifiée sur un cas unidimensionnel (éprouvettes en béton de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm) montre une très bonne adéquation entre les résultats expérimentaux et le modèle. Un calcul utilisant la méthode des différences finies dans le cas bidimensionnel permet d'obtenir une estimation affinée des contraintes d'origine hydrique pour des éprouvettes en béton prismatiques de dimensions  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ .

La première partie du chapitre III est une application en trois dimensions du modèle d'endommagement hydrique isotrope à un voile en béton. Les calculs sont réalisés avec le code de calcul éléments finis Code\_Aster<sup>®</sup> développé par Electricité De France (E.D.F.) dans le cadre de l'analyse du comportement réel et des risques des structures mécaniques et de génie civil en fonctionnement. En effet, E.D.F. doit faire face à de multiples enjeux industriels qui sont pour la partie génie civil la construction et la maintenance des grands ouvrages en béton armé ou précontraints tels que les barrages ou les centrales nucléaires ainsi que l'étude des couplage thermo-hydro-mécaniques dans le cadre de l'enfouissement des déchets radioactifs issus des centrales nucléaires. La deuxième partie du chapitre III est destinée à analyser les apports et les limites du modèle en terme de prédiction du comportement mécanique d'éprouvettes en mortier soumises à un séchage préalable. Une discussion est engagée sur la prise en compte des effets de la succion capillaire sur l'augmentation de la résistance à la compression et de la limite élastique apparente des éprouvettes. La dernière partie du chapitre III est consacrée au fluage propre et au fluage de dessiccation. Le séchage endommage le matériau puisqu'il génère de la fissuration en son sein. Ainsi, la contrainte

réelle appliquée sur la matrice solide augmente, la surface de matériau sain étant réduite. La contrainte effective appliquée sur le matériau génère une quantité de fluage plus importante. Cet effet s'ajoute à l'augmentation de compressibilité du matériau pendant le séchage. Quelques simulations numériques de fluage propre et de fluage de dessiccation sont exposées, ainsi qu'une discussion relative à l'intérêt de modéliser l'endommagement hydrique dans ce cadre là.

**CHAPITRE I :**  
**ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT HYDRIQUE ET**  
**MECANIQUE DES MATERIAUX A MATRICE CIMENTAIRE**

## Introduction

Le déséquilibre hydrique entre l'humidité relative du milieu environnant et l'intérieur du matériau va se traduire par des mouvements d'eau essentiellement sous forme liquide de l'intérieur vers l'extérieur de la structure, et être accompagné d'un retrait (dit de séchage ou de dessiccation) apparent qui se traduit visuellement par une fissuration superficielle (en l'absence de joints de retrait). C'est de la pâte de ciment durcie que vient ce type de retrait, qui n'est pas libre car gêné par la présence d'inclusions rigides que constituent les granulats et les grains de ciment non hydratés.

Les transferts d'humidité dans les bétons et mortiers se font lentement car leurs propriétés de transport sont très faibles. Cela engendre des profils de teneur en eau marqués par de forts gradients. Ces gradients hydriques ainsi que la présence des inclusions rigides qui s'opposent au retrait vont engendrer des tensions dans la pâte de ciment hydratée qui vont rapidement dépasser les limites de traction et provoquer de la fissuration de peau et au cœur du matériau.

Ces phénomènes, pour être analysés, doivent être isolés des réactions qui accompagnent l'hydratation du ciment anhydre. La maturation du ciment hydraté provoque en effet d'autres types de retraits comme le retrait d'auto-dessiccation et le retrait thermique. Dans le contexte de l'étude des déformations différées dans le temps, l'analyse du comportement des matériaux se fera avec une maturation supposée achevée ou quasiment.

La minéralogie du ciment anhydre ainsi que celle du ciment hydraté sont rappelées en commencement de ce chapitre. La constitution et les variations dimensionnelles de la pâte de ciment fraîche sont présentées et mises en perspective relativement au comportement du matériau mature. La compréhension de la microstructure de la pâte de ciment durcie et sa sensibilité à la présence d'eau dans la porosité constituent un préambule nécessaire à l'étude du séchage et des déformations différées dans le temps.

Les phénomènes physiques qui régissent le séchage ainsi que les modélisations des transferts hydriques couramment utilisées dans la littérature sont ensuite analysés. Les explications des mécanismes physiques régissant le retrait de dessiccation n'emportent pas encore l'unanimité chez les différents auteurs de la littérature

Le séchage modifie les caractéristiques mécaniques des bétons et mortiers en générant de la fissuration. Nous verrons quels paramètres sont altérés, et leur amplitude de variation.

L'étude de l'interaction entre séchage et fissuration exige aussi de vérifier si les paramètres de transport d'eau sont sensiblement perturbés par la fissuration due à un chargement mécanique.

Enfin, nous présenterons les résultats actuels relatifs aux phénomènes à l'origine du fluage. L'amplitude du fluage est en effet très fortement augmentée lorsque la pièce étudiée est en dessiccation. Si la fissuration liée au chargement ou aux contraintes de traction d'origine hydrique contribue à amplifier le fluage, d'autres mécanismes entrent en jeu notamment au niveau de la microstructure.

A l'issue de cette synthèse bibliographique, nous présenterons notre démarche ainsi que les objectifs qui ont motivé ce travail de modélisation.

## **I.1. Structure de la pâte de ciment durcie**

Les bétons et mortiers sont des mélanges de granulats, de sable, de ciment et d'eau. A nos échelles d'étude et de chargement, on peut considérer que les granulats sont dimensionnellement stables dans le temps. Cela ne signifie pas qu'ils sont inertes chimiquement, mais que le siège des déformations différées va trouver son origine dans les modifications des propriétés physico-chimiques de la pâte de ciment durcie. Nous présentons donc ci-après la constitution du ciment hydraté.

### **I.1.1. L'hydratation du ciment**

#### **I.1.1.a. Le ciment anhydre**

Le clinker représente 95% du ciment Portland. Il est fabriqué à partir du mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%) broyés, homogénéisé et décarbonaté puis cuit dans des fours rotatifs inclinés d'une longueur avoisinant les 100 m. Le clinker, solide grisâtre, se constitue à partir de 1450 °C. Il est ensuite en sortie de four refroidit puis finement broyé et mélangé à 5% de gypse dont la fonction sera de réguler la prise, c'est-à-dire d'éviter qu'elle se fasse quasiment instantanément lors de l'ajout d'eau, empêchant tout délai de transport et de mise en oeuvre.

Le clinker est issu de la cuisson d'un mélange de chaux vive ( $\text{CaO}$ , apportée par le calcaire) de silice ( $\text{SiO}_2$ ), d'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) et d'oxydes de fer ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) apportés par l'argile. Les oxydes de fer donnent au ciment sa couleur caractéristique grise. En notation cimentière, la chaux  $\text{CaO}$  est notée C, la silice S, l'alumine A, et les oxydes de fer F. Ces composants vont réagir entre eux lors de la clinkerisation et former de nombreux composés dont les principaux sont les silicates de calcium  $\text{C}_3\text{S}$  et  $\text{C}_2\text{S}$  qui vont donner au ciment hydraté sa résistance (de 60 à 90 % du clinker, avec une majorité de  $\text{C}_3\text{S}$ ), l'aluminate tricalcique  $\text{C}_3\text{A}$ , et l'aluminoferrite tétracalcique  $\text{C}_4\text{AF}$ . L'eau qui va être ajoutée lors du gâchage du ciment va provoquer une série de réactions chimiques en dissolvant les composés présents qui donneront naissance à des précipités appelés hydrates. La quantité d'eau de gâchage mise en oeuvre sera pour le cas général multipliée par deux par rapport à la quantité qui serait strictement nécessaire pour que la réaction d'hydratation soit achevée à 100 % [Acker 1988]. Il est difficile d'éviter cela au sens où les grains de ciment qui ont une taille allant de 10 à 100  $\mu\text{m}$  sont bien plus sensibles aux forces d'attraction de type Van der Waals qu'aux forces de pesanteur. Ils ont donc tendance, comme les fines plaquettes des massifs argileux à constituer des floes, rendant le mélange particulièrement peu maniable et fluide. La quantité d'eau

supplémentaire donnera un surcroît de maniabilité et facilitera le malaxage, la mise en place dans les coffrages ainsi qu'une meilleure hydratation.

#### 1.1.1.b. La réaction d'hydratation

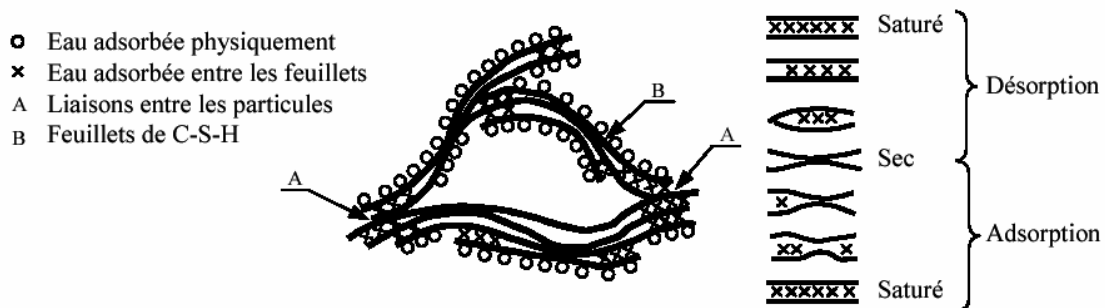
Plusieurs mécanismes sont à l'origine de la réaction d'hydratation : adsorption, hydrolyse, dissolution, solvataion, cristallisation [Baron 1982]. Les principaux composés obtenus sont les silicates de chaux hydratés ou Hydrosilicates de calcium C-S-H. Ils résultent de la transformation des  $C_3S$  et des  $C_2S$  et sont accompagnés par la production de chaux  $Ca(OH)_2$  (ou portlandite C-H). C'est d'ailleurs grâce à la présence de cette chaux qui va en partie se trouver en équilibre de dissolution précipitation dans le réseau poreux rempli de l'eau de gâchage en excès qu'il sera possible de noyer des armatures d'acier dans le béton sans qu'elles se corrodent. La présence de chaux dissoute va donner un PH de l'ordre de 13 à 14 à la solution interstitielle qui va passiver les aciers et inhiber leur corrosion. La composition des C-S-H est en fait de la forme  $(CaO)_x-(SiO_2)-(H_2O)_y$ , avec x proche de 1,7 et une densité qui dépend de la valeur de y. Leur composition exacte reste mal connue [Jennings *et al.* 2001] et difficile à déterminer. La forte présence de calcium fait penser au squelette humain car il en est le constituant principal. Un squelette déminéralisé (ostéoporose) est fragilisé et est la source de fractures parfois suite à un choc très léger ou un mouvement banal. De façon analogue, la pâte de ciment durcie lorsqu'elle est soumise à des eaux peu minéralisées se décalcifiera et perdra de sa résistance. La constitution des C-S-H peut se diviser en deux phases. D'abord la phase de prise, où des liaisons vont se créer entre grains solides, formant une sorte d'ossature. Cette phase d'une durée de une à quelques heures est suivie du durcissement. Les C-S-H vont continuer à se former en diffusant et précipitant dans cette ossature primaire constituée lors de la prise. Les autres hydrates formés sont minoritaires (de l'ordre de 15% du total), ce sont essentiellement des sulfo-aluminates de chaux. Il y a également l'eau en excédent qui n'a pas réagi avec le ciment anhydre, ainsi que des vides entre la matière qui s'est constituée, que l'on appelle les capillaires.

Les composants essentiels du ciment hydraté sont donc les C-S-H (un peu plus de 50%) et la chaux. Ce sont eux qui vont donner au mélange sa cohésion et sa résistance. Le comportement mécanique va dépendre de la quantité et de la qualité des C-S-H formés, ainsi que de la quantité de vides dans les capillaires. La quantité d'eau présente dans les capillaires va elle aussi influencer fortement les paramètres mécaniques, comme nous le verrons dans la suite.

## **I.1.2. La structure de la pâte de ciment durcie**

### I.1.2.a. La structure des C-S-H

La pâte de ciment durcie se présente sous forme d'un gel colloïdal qui présente une très grande surface spécifique [Hua 1992] de l'ordre de 200 m<sup>2</sup>/g à 500 m<sup>2</sup>/g. La pâte de ciment durcie est aussi appelée gel de ciment hydraté. Les C-S-H sont composés de nanocristaux en forme de lamelles, chaque lamelle étant constituée de 2 à 4 feuillets simples espacés les uns des autres d'une distance d'environ 150 nm [Regourd 1982]. Plusieurs modélisations des C-S-H ont été proposées, comme celle de [Powers 1968], celle du modèle de Munich ou celle de [Sereda *et al.* 1968]. Chaque modèle a tenté d'expliquer les phénomènes à l'origine des déformations différées (retrait, fluage, hygroscopicité) [Wittmann 1982, Baroghel-Bouny 1994]. Celui de [Sereda *et al.* 1968] (figure I.1) semble le plus à même d'expliquer les variations dimensionnelles constatées dans le temps. Dans le modèle de [Powers 1968], le phénomène prédominant est dû à l'adsorption et à la désorption de l'eau. Dans celui de la figure I.1, ce sont les départs et entrées d'eau entre les feuillets qui sont les plus importants. Lors d'un chargement mécanique, l'eau interfoliaire peut être expulsée, créant du fluage. Les feuillets peuvent avoir un mouvement relatif entre eux, réversible ou non lors du chargement.



**Figure I.1: modélisation des C-S-H selon [Sereda *et al.* 1968]**

Si le rapport de la masse d'eau sur la masse de ciment (E/C) utilisé pour le gâchage semble ne pas avoir d'influence sur la constitution des C-S-H [Baroghel-Bouny 1994], certains auteurs [Thomas *et al.* 1998] ont montré expérimentalement l'existence de deux types de C-S-H par des essais d'adsorption d'azote sur des éprouvettes en pâte de ciment durcie séchée à 105°C. La molécule d'azote est de taille supérieure à celle de l'eau, elle ne peut donc pas pénétrer dans les pores les plus petits. Certains C-S-H dits à haute densité sont inaccessibles à la pénétration d'azote. Leurs pores sont donc de très petite dimension. L'autre type de C-S-H, dit à basse densité, est pénétré par l'azote qui peut s'adsorber. Les pores dans

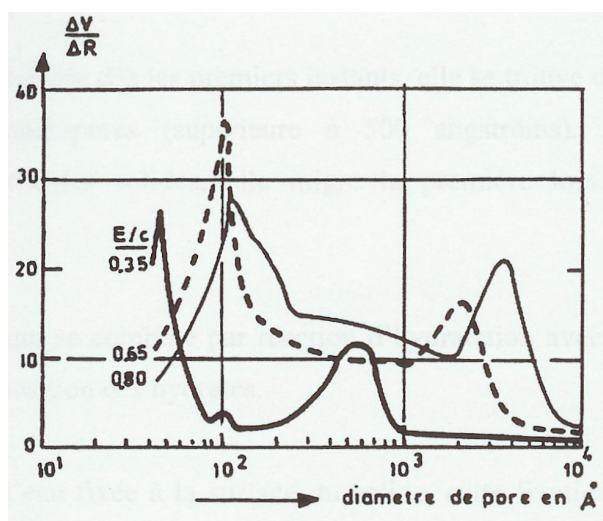


ce cas sont supposés avoir de plus grandes dimensions. Des mesures de nano indentation [Constantinides *et al.* 2004] sur des pâtes de ciment saines et lixiviées (décalcifiées) ont confirmé l'existence de deux types de C-S-H avec des caractéristiques mécaniques différentes qui leur seraient intrinsèques et ne dépendraient pas des proportions du mélange.

Comme on peut le constater, la connaissance et la modélisation des C-S-H reste l'objet de nombreuses études et se heurte aux limites imposées par les méthodes d'observation [Wittmann 1982]. Les difficultés d'observation au niveau microscopique rendent donc délicates la justification physique des modélisations microscopiques du comportement des bétons et mortiers, et constituent souvent une limite au développement de ces modélisations.

### 1.1.2.b. Le réseau poreux de la pâte de ciment durcie

La pâte de ciment durcie est poreuse. La porosité (fraction volumique des vides) est un paramètre important car elle conditionne en partie la durabilité des bétons et sa capacité à résister à la pénétration d'agents agressifs [Baron *et al.* 1992]. La caractérisation expérimentale de la porosité montre deux familles de pores (figure I.2).



**Figure I.2: Résultats d'essais de porosimétrie au mercure [Verbeck 1968].  $\Delta V$  est la variation de volume de mercure injecté, et  $\Delta R$  la variation du rayon des pores pénétrés par le mercure.**

Trois courbes sont présentées sur la figure I.2, chacune correspondant à un rapport E/C différent. On remarque que plus le rapport E/C augmente, plus les rayons des pores sont grands. De plus, quelque soit ce rapport, les courbes montrent qu'il y a deux familles de diamètres de pores, correspondant aux deux pics.

Le pic relatif aux plus grands diamètres correspond aux vides entre les hydrates, les pores capillaires. Leur diamètre va de 0,005  $\mu\text{m}$  à 50  $\mu\text{m}$ , et varie avec le rapport E/C. Plus la réaction d'hydratation sera complète, moins la porosité capillaire sera élevée pour un rapport E/C donné puisque les nouveaux C-S-H créés rempliront une partie des vides. L'eau de gâchage en excès occupera les capillaires en les saturant quasiment totalement. Lorsque l'élément de structure sera en contact avec l'extérieur (après décoffrage), l'eau en excès s'évaporerait sur les bords, vidant les pores capillaires. La phase liquide est initialement continue puis devient discontinue lorsque l'humidité relative baisse. Pour les bétons à haute performance aux rapports E/C faibles, les capillaires ne seront pas saturés puisque la réaction d'hydratation va consommer l'essentiel de l'eau de gâchage. Le séchage aura donc beaucoup moins d'importance pour ces bétons.

Le deuxième pic n'est pas ou peu affecté par les variations du rapport E/C. Il correspond à la porosité intrinsèque aux hydrates qui représente environ 28 % du volume des hydrates. Cette porosité intrinsèque est indépendante des conditions d'hydratation et des paramètres de formulation. La création de nouveaux C-S-H diminue la porosité capillaire mais augmente la microporosité (intra hydrates).

Il existe également une partie de la porosité qui n'est pas accessible car non connectée au réseau capillaire. C'est le cas des bulles d'air introduites au moment du malaxage et de la mise en œuvre dans les coffrages. [Yaman *et al.* 2002<sup>1</sup>] ont montré que cette porosité était inactive au sens où lorsque l'humidité relative varie elle ne modifie pas le comportement mécanique des structures.

### **I.1.3. Les différents types d'eau dans la pâte de ciment durcie**

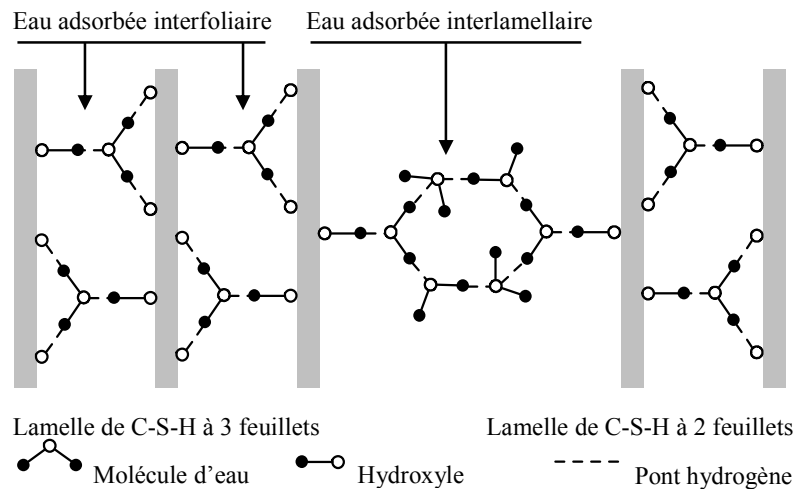
Les interactions entre l'eau et la pâte de ciment durcie sont très fortes et conditionnent l'ampleur ainsi que la cinétique des déformations différées des matériaux à matrice cimentaire. Cet aspect du problème doit donc être abordé. L'eau se trouve dans la pâte de ciment durcie sous plusieurs formes. Il est possible de distinguer [Baroghel-Bouny 1994]:

- **l'eau libre** : elle se situe dans les pores capillaires les plus gros et échappe à l'attraction des parois solides. Lors du séchage c'est cette eau qui va migrer en premier.
- **l'eau adsorbée sur les parois solides** : l'adsorption sur les parois solides des pores vient soit de l'attraction due aux forces de Van der Waals (physisorption) soit de la mise en commun d'électrons entre l'eau et la phase solide (chimisorption). La

physisorption est réversible, et plusieurs couches de molécules d'eau peuvent être attirées. L'eau chimisorbée est considérée comme liée.

- **l'eau liée** : c'est l'eau qui compose les hydrates C-S-H.

[Sierra 1974] suite à une série d'expériences a réussi à identifier les liaisons entre l'eau et les particules solides formées par les C-S-H. Trois formes de liaisons ont été découvertes, qui correspondent à trois états différents de l'énergie de liaison (figure I.3) qui sont dans l'ordre décroissant l'eau hydroxylique (groupements OH<sup>-</sup>) qui est liée aux atomes de silice et calcium des feuillettes, l'eau interfoliaire liée aux feuillettes par les groupements hydroxyles qui participe à la cohésion entre feuillettes, et l'eau inter lamellaire liée soit à des hydroxyles soit à d'autres molécules d'eau.



**Figure I.3: Etats de l'eau dans les C-S-H selon [Sierra 1974]**

Pour étudier le séchage il faut faire la distinction entre l'eau qui peut s'évaporer naturellement (eau libre et eau physisorbée) et l'eau non évaporable (liée chimiquement et chimisorbée, qui reste dans le matériau lorsque celui-ci est mis dans un four à une température de 105°C).

#### **I.1.4. Les variations dimensionnelles de la pâte de ciment en cours de maturation**

La réaction d'hydratation est exothermique, ce qui dilate le matériau mis en place. La chaleur dégagée n'est pas la même selon le type de composé produit, le C<sub>3</sub>A étant celui qui en produit le plus. Cette chaleur est produite rapidement et se ralentit après prise (de une à quelques heures). La chaleur se dissipe et le matériau se refroidit. Il se contracte alors. Cette

déformation est appelée retrait thermique. Dans le cas où ce retrait ne peut se faire de façon uniforme (forts gradients de température) il y a création de fissures.

Une autre variation dimensionnelle est due au fait que les hydrates formés ont un volume de 10 % environ inférieur au volume de l'eau et du ciment anhydre nécessaires pour les former. Elle s'appelle la contraction Le Châtelier.

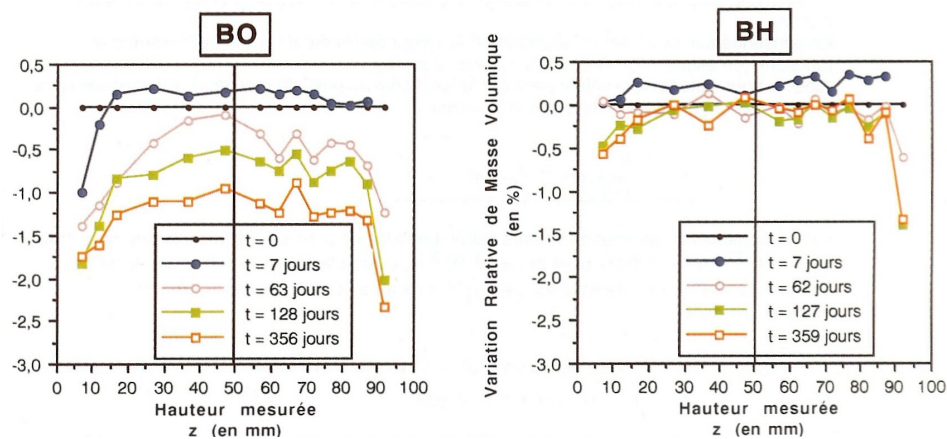
Un autre type de retrait provient du fait que la réaction d'hydratation consomme l'eau présente dans les capillaires. L'eau liquide ne peut donc plus occuper tout le volume qu'elle occupait auparavant. Une phase gazeuse apparaît alors, constituée d'air sec et de vapeur d'eau. Cette phase gazeuse augmente lorsque l'hydratation continue. Il y a création de ménisques capillaires (nous y reviendrons au paragraphe suivant) qui créent du retrait dit d'auto-dessiccation. Il y a séchage interne du matériau.

Avant que le matériau n'ait atteint sa maturité, c'est-à-dire que les réactions d'hydratation soient achevées, et avant même qu'il ne soit exposé au milieu environnant, il a déjà subi de multiples déformations qui souvent ont généré de la fissuration. La prise en compte de ces phénomènes est complexe et fait l'objet encore de nombreux travaux de modélisation et d'expérience. Le couplage de ces phénomènes avec les problèmes d'échanges hydriques avec l'extérieur n'aurait pas permis de bien mettre en évidence la part de chaque contribution en terme de fissuration. Nous avons donc pris comme hypothèse dans la suite que notre matériau d'étude avait atteint sa maturation, cela signifie que les valeurs de résistance maximales en compression et en traction, ainsi que la valeur du module d'Young sont supposés avoir atteint leur maximum.

## **I.2. Le séchage des bétons et mortiers**

Après décoffrage ou fin de cure des bétons et mortiers ordinaires, le réseau capillaire peut être supposé saturé en eau du fait de l'excès d'eau de gâchage. Ce n'est pas le cas pour les bétons à hautes performances qui ont consommé la majeure partie de l'eau du mélange pour hydrater le ciment. Comme l'air ambiant est à une humidité relative de l'ordre de 50 % (sous nos climats), il y a un déséquilibre thermodynamique qui se crée. Le retour à l'équilibre va se traduire par la migration de l'eau des capillaires vers l'extérieur. Ce processus de séchage est très lent car les propriétés de transport d'eau des matériaux à matrice cimentaire sont très faibles. La figure I.4 montre l'allure des profils de variation relative de masse (l'allure obtenue est la même que celle des gradients de teneur en eau) obtenus par Gamma-

densimétrie pour des éprouvettes cylindrique de hauteur 100 mm et de diamètre 160 mm séchant sur les deux faces parallèles.



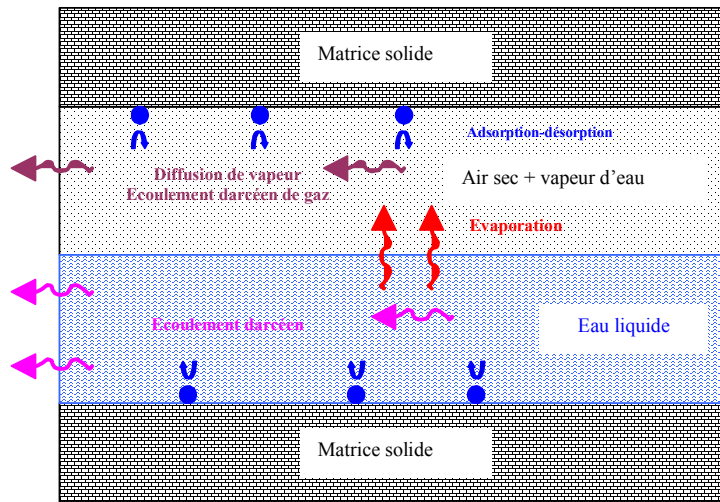
**Figure I.4: Allure des profils de teneur en eau obtenus par gammadensimétrie dans des éprouvettes cylindriques ( $\phi$  160 mm et hauteur 100 mm) de béton ordinaire (BO, E/C=0,487) et à haute performance (BH, E/C=0,267) soumises à une humidité relative extérieure de 50 % au niveau des deux faces parallèles, après 2 ans de cure humide [Baroghel-Bouny 1994]**

La partie gauche représente les profils pour un béton ordinaire (BO) avec un E/C courant égal à 0,487. On voit que les gradients de teneur en eau sont très marqués, les bords séchant beaucoup plus vite que le cœur de l'éprouvette. Dans le cas du béton à haute performance (BH) ces gradients sont peu marqués, et la perte en masse d'eau est bien plus faible. Cela est dû au fait que l'hydratation a consommé la plus grande partie de l'eau présente, et qu'il en reste peu dans le réseau poreux après sortie du bain de cure. Les courbes montrent bien que le processus est très lent et qu'après presque un an de séchage l'éprouvette de béton ordinaire n'est toujours pas en équilibre de séchage.

La prise en compte du séchage est essentielle pour les calculs prédictifs de retrait et de fluage dans le but d'augmenter la durabilité des constructions [Wittmann 1997]. Les mécanismes physiques en jeu et leur modélisation sont présentés ci-après.

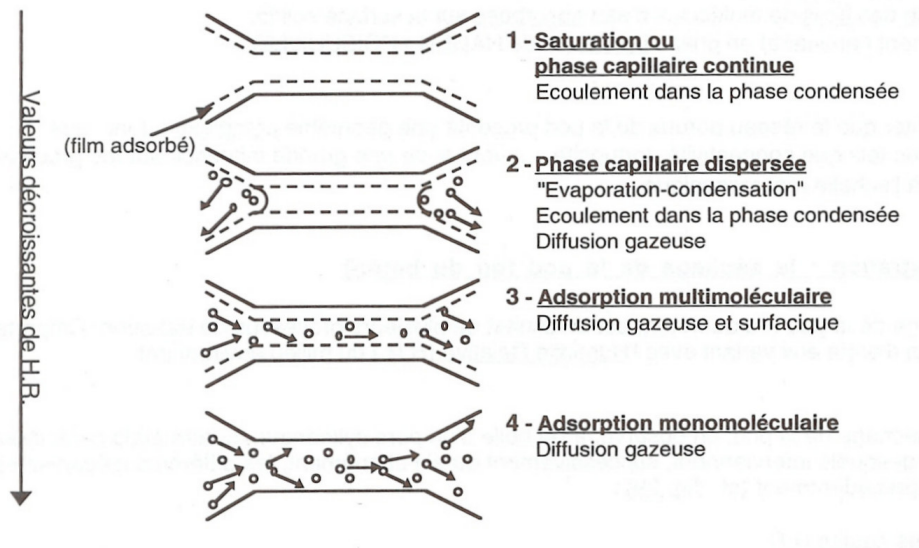
### **I.2.1. Les mécanismes physiques**

Le séchage de la pâte de ciment durcie est complexe. Il fait intervenir les différents états de l'eau, liquide et gazeux. Plusieurs phénomènes plus ou moins intimement couplés sont en jeu [Wittmann 1982, Acker 1988, Baroghel-Bouny 1994]. La figure I.5 montre une représentation simplifiée des transferts hydriques.



**Figure I.5: Les différents phénomènes physiques se produisant lors du séchage**

Dans les capillaires coexistent l'eau liquide, la vapeur d'eau et l'air sec. Le séchage est la combinaison (figure I.5) de l'écoulement de l'eau liquide régi par la loi de Darcy (perméation), de la diffusion de la vapeur d'eau décrite par la loi de Fick, de l'écoulement darcéen de vapeur, de l'évaporation de l'eau liquide et de la migration des films d'eau adsorbés.



**Figure I.6 : Les quatre types de transferts d'humidité possibles dans un pore cylindrique selon [Baroghel-Bouny 1994]**

La figure I.6 montre que les modes de transfert dépendent de la valeur de l'humidité relative interne. Lorsque les pores sont saturés (image en haut), la phase liquide est encore continue. L'écoulement prédominant est celui de l'eau liquide, gouverné par la pression capillaire (terme qui sera défini dans le chapitre sur le retrait de séchage).

Pour les humidités relatives intermédiaires, il y a coexistence entre phase liquide et phase gazeuse. Les pores se vident (les plus gros en premier, la phase liquide n'est plus continue que par endroits (dans les pores les plus fins). Il y a évaporation de l'eau liquide, et les transferts diffusifs de vapeur d'eau apparaissent. L'écoulement liquide n'est plus possible lorsque la phase liquide est interrompue. Il est difficile de savoir si les tronçons dans lesquels la phase liquide est continue accélèrent ou gênent le transfert diffusif de gaz. Pour [Bažant *et al.* 1972], ce sont des obstacles. Il peut néanmoins y avoir condensation d'un côté, transfert liquide et évaporation de l'autre côté de l'îlot liquide. Ce processus peut accélérer le transfert d'eau.

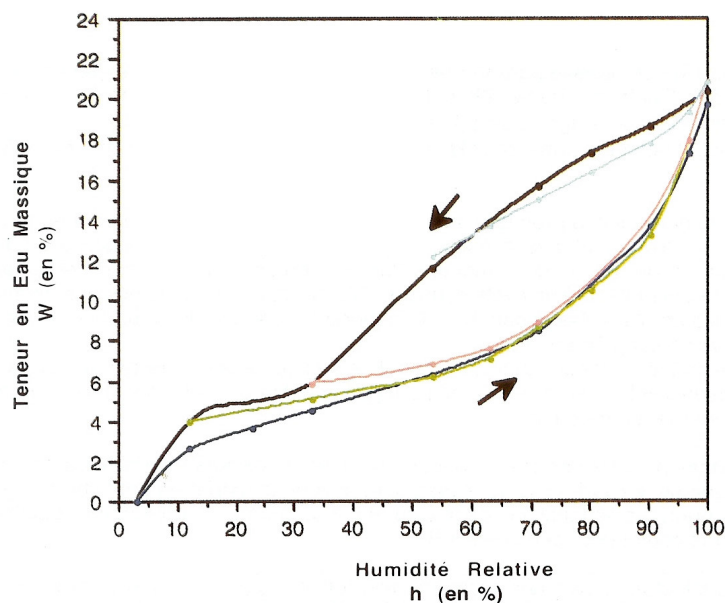
Pour les très basses humidités relatives ce sont les transferts sous forme gazeuse qui prédominent. Il y a en outre sur les parois un film d'une épaisseur de quelques molécules d'eau adsorbées qui peut migrer (diffusion surfacique). Lorsque l'humidité relative baisse encore, il n'y a plus qu'un film d'eau adsorbée. Le seul transfert qui peut se produire est sous forme gazeuse.

Les phénomènes de transport d'eau à l'intérieur des bétons et mortiers sont complexes. Nous verrons au paragraphe I.2.3 qu'il est délicat théoriquement et numériquement de modéliser leur intégralité, et nous discuterons afin de savoir si dans le cadre de cette étude nous avons besoin d'une si grande fidélité par rapport aux phénomènes physiques pour mener les calculs de séchage.

### **I.2.2. Etude de la désorption et de la sorption des bétons**

Etudier le séchage des bétons ou des mortiers signifie que l'on cherche à déterminer à tout instant les valeurs des quantités d'eau présentes dans le matériau en tout point. On cherche à connaître la capacité du matériau à absorber de l'eau (par adsorption surfacique ou condensation capillaire) ou plus exactement de la vapeur d'eau en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant. Mais il n'existe pas de relation permettant de relier les valeurs locales de teneur en eau à celles de l'humidité relative interne. Il faut donc mener une expérience de désorption de vapeur d'eau et de sorption pour avoir accès à cette relation. L'expérience de désorption de vapeur d'eau consiste à faire décroître très lentement

l'humidité relative ambiante (par échelons unitaires successifs) et à mesurer, à chaque palier la masse des échantillons étudiés (lorsque celle-ci est stabilisée et que l'on peut supposer l'équilibre hydrique atteint). Ceux-ci sont de petites dimensions afin de permettre d'atteindre en un temps raisonnable l'équilibre en terme de teneur en eau ou d'humidité relative interne.



**Figure I.7: Résultats de l'expérience de sorption-désorption en conditions isotherme pour un béton ayant un rapport E/C de 0.45 [Baroghel-Bouny 1994]**

La figure I.7 montre un exemple de courbe de sorption-désorption obtenue en condition isotherme par [Baroghel-Bouny 1994] sur un béton ayant un E/C égal à 0.45. En abscisse se trouvent les valeurs d'humidité relative imposés et en ordonnée les valeurs de teneur en eau massique obtenus lorsque l'équilibre hydrique est atteint. On remarque que la courbe de sorption et celle de désorption ne sont pas les mêmes, il y a un phénomène d'hystérésis qu'il est difficile d'interpréter. Il est probable que les effets de réseau en trois dimensions en soient responsables. La vidange des pores se fait plutôt vers les basses humidités relatives sans doute à cause des îlots d'eau liquide qui bloquent l'évaporation de l'eau [Baroghel-Bouny 1994]. Et pour une même humidité relative on peut avoir plusieurs répartitions d'eau liquide dans les échantillons.

La caractérisation expérimentale de ces isothermes de sorption-désorption est longue et délicate à réaliser. Dans le cas général les expériences de séchage, de retrait et de fluage sont menées sans cette caractérisation. Il n'y a alors pas d'autre solution que de les estimer. Les auteurs utilisent des lois [Philajavaara 1982, Bažant *et al.* 1991, Granger 1996] issues



d'expériences sur des matériaux similaires ou encore obtenues à partir de la reconstitution des cinétiques de perte en masse dans le temps. On perd donc de l'information, et on fait l'hypothèse forte que si la courbe de perte en masse dans le temps est correctement calée sur les essais, on obtient une estimation réaliste des teneurs en eau.

### **I.2.3. Les modélisations du séchage**

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que les phénomènes physiques qui participent au séchage sont variés et complexes. Or nous avons besoin de connaître l'évolution dans le temps des valeurs de teneur en eau ou d'humidité relative dans les éléments de structure ou les éprouvettes étudiées pour avoir accès aux valeurs de retrait et de déformation engendrés par le séchage. La modélisation du séchage doit donc être suffisamment fidèle à la physique pour nous procurer ces informations. Nous présentons ci-dessous une modélisation dite « complète » qui reprend la majeure partie des types de transferts hydrique et les modélise. Cette modélisation est délicate à mettre en œuvre théoriquement et numériquement. Nous discutons ensuite l'intérêt d'une telle modélisation pour notre sujet d'étude, et présentons une modélisation simplifiée couramment utilisée par différents auteurs.

#### I.2.3.a. Modélisation « complète » du séchage

[Coussy *et al.* 2000] et [Mainguy *et al.* 2001] ont proposé une analyse physique des différents transferts hydriques, et ont choisi de modéliser les modes de transport suivants :

- Transfert darcéen d'eau liquide modélisé à l'aide de la loi de Darcy :

$$\vec{v}_l = -\frac{\vec{K}}{\eta_l} \cdot k_{rl} \cdot \vec{\nabla} p_l \quad [I.1]$$

avec  $v_l$  ( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ ) la vitesse de filtration,  $\eta_l$  ( $\text{Pa}\cdot\text{s}$  ou  $\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1}$ ) la viscosité dynamique de l'eau liquide,  $\vec{\nabla} p_l$  le gradient de la pression liquide qui produit le mouvement,  $K$  ( $\text{m}^2$ ) la perméabilité intrinsèque (*i.e.* indépendante du liquide saturant),  $k_{rl}$  la perméabilité relative à l'eau.

- Transfert diffusif de vapeur d'eau dont le moteur est le gradient de concentration en vapeur d'eau, modélisé par la 1<sup>ère</sup> loi de Fick :

$$\phi_{dv} = -D_{dv} \cdot \vec{\nabla} C_v \quad [I.2]$$

avec  $\phi_{dv}$  ( $\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$ ) le flux de vapeur d'eau,  $D_{dv}$  ( $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$ ) la diffusivité de la vapeur d'eau et  $C_v$  ( $\text{kg.m}^{-3}$ ) la concentration en vapeur d'eau.

- Transfert d'air sec, modélisé à l'aide de la loi de Darcy :

$$\vec{v}_a = -\frac{\vec{K}}{\eta_a} \cdot k_{ra} \cdot \vec{\nabla} p_a \quad [I.3]$$

avec  $v_a$  ( $\text{m.s}^{-1}$ ) la vitesse de l'air sec,  $\eta_a$  ( $\text{Pa.s}$  ou  $\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$ ) la viscosité dynamique de l'air sec,  $\vec{\nabla} p_a$  le gradient d'air sec qui produit le mouvement,  $K$  ( $\text{m}^2$ ) la perméabilité intrinsèque,  $k_{ra}$  la perméabilité relative à l'air sec.

- Transport convectif de vapeur entraîné par les migrations de l'air sec.

Pour résoudre ce système d'équations non linéaires, il est nécessaire d'écrire les lois de conservation de la masse de l'eau liquide, de l'air sec et de la vapeur d'eau ainsi que la relation de l'équilibre liquide-vapeur de l'eau. La résolution se fait grâce à un calcul aux éléments finis, plus précisément par la méthode des volumes finis qui convient bien aux calculs de transferts de fluides [Mainguy 1999].

Cette modélisation qui prend en compte le plus possible de modes de transferts hydriques reste difficile à implanter, coûteuse en temps de calcul et demande l'identification de nombreux paramètres (perméabilités relatives, diffusivités, perméabilité intrinsèque etc.). Ils sont souvent empiriques ou semi empiriques, dépendent fortement de l'humidité relative en place et du matériau étudié [Baroghel-Bouny *et al.* 1999]. Pour nos simulations, nous avons souhaité utiliser une modélisation simplifiée.

Nous ne cherchons pas dans ce travail à améliorer les modèles de séchage existants ni à affiner la caractérisation des paramètres de transport hydriques (perméabilité etc.). Des modélisations moins précises mais plus simples du séchage existent [Bažant *et al.* 1972, Granger 1996], qui permettent de retrouver les courbes de perte en masse d'eau en fonction du temps de façon satisfaisante. Le paragraphe suivant a pour objet la justification du choix d'un modèle « simplifié ».

### I.2.3.b. Modélisation simplifiée

L'analyse bibliographique montre que très souvent une modélisation simplifiée est utilisée pour reproduire les cinétiques de séchage [Bažant *et al.* 1972, Bažant *et al.* 1991, Granger 1996, Xi *et al.* 1994, Wittmann *et al.* 1997, Witasse 2000, Benboudjema 2002]. Une équation de diffusion non linéaire est utilisée, avec pour inconnue soit l'humidité relative  $h$ , soit la saturation en eau liquide  $S_l$  ou encore la concentration en eau exprimée en  $l/m^3$ . Dans le cas de l'humidité relative, l'équation du séchage s'écrit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{g'(h)} \operatorname{div}(C(h) \operatorname{grad} h) \quad [I.4]$$

où  $t$  est le temps,  $h$  l'humidité relative à l'intérieur des pores,  $w$  la teneur en eau,  $C$  le coefficient de diffusion hydrique qui dépend de  $h$ ,  $g'(h)$  la capacité hydrique (pente de l'isotherme de désorption) qui peut s'écrire :

$$\frac{\partial w}{\partial h} = g'(h) \quad [I.5]$$

Dans le cas où la saturation en eau liquide est l'inconnue, l'équation de diffusion non linéaire s'écrit :

$$\frac{\partial S_l}{\partial t} = \nabla \cdot (D(S_l) \vec{\nabla} S_l) = 0 \quad [I.6]$$

$D(S_l)$  est appelé coefficient de diffusion hydrique. Il regroupe les différents modes de transferts d'eau pris en compte. Ainsi l'information donnée par ce paramètre est globale et ne permet pas de connaître la contribution de chaque mode de transfert.

L'écriture de ces modèles simplifiés repose sur deux hypothèses [Coussy *et al.* 2000, Mainguy *et al.* 2001] qui sont :

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

On néglige donc d'une part les surpressions de gaz dues aux changements d'état de l'eau et d'autre part le transfert darcéen de vapeur d'eau.

Toute variation de la pression du gaz au sein du matériau est sensée se dissiper quasi-instantanément sous l'action de transports convectifs de type darcéen du mélange gazeux. Ces transports sont jugés très rapides lorsqu'ils sont évalués à l'échelle de temps du séchage. Cette rapidité possible du mouvement global du gaz, et de fait de celui de son constituant principal qui est l'air sec, est attribuée à sa faible viscosité dynamique  $\eta_g$ , qui est une centaine de fois plus faible que celle de l'eau liquide. Les simulations numériques de [Coussy *et al.* 2000, Mainguy *et al.* 2001] ont montré des surpressions du mélange gazeux pouvant atteindre 20 à 70 % de la pression atmosphérique. Les auteurs n'attribuent pas cette surpression de gaz à l'évaporation de l'eau liquide (puisque la pression de vapeur ne peut pas dépasser la pression de vapeur saturante) mais à la diffusion d'air sec vers l'intérieur. Celle-ci freine la migration de vapeur d'eau vers l'extérieur. Ainsi, une modélisation avec l'hypothèse que la pression du mélange gazeux est constante conduit à une légère surestimation de la cinétique de perte en masse [Mainguy 1999].

L'hypothèse d'un transport de la vapeur d'eau essentiellement diffusif est justifiée par les simulations numériques [Mainguy 1999, Coussy *et al.* 2000] qui montrent que l'erreur commise en négligeant les transferts darcéens est négligeable.

Nous avons fait le choix d'une modélisation du séchage simplifiée pour ce mémoire. Les valeurs des coefficients de diffusion hydriques utilisés pour nos simulations seront donc différentes de la réalité et la répartition des profils de teneur en eau manquera certainement de précision par rapport à celle du matériau. Nous avons fait cette hypothèse parce que d'une part nous cherchons à constituer un modèle simple à implémenter et à utiliser destiné aux ingénieurs, et d'autre part nous supposons que pour représenter les phénomènes liés à la fissuration due au séchage cette modélisation du séchage était suffisante.

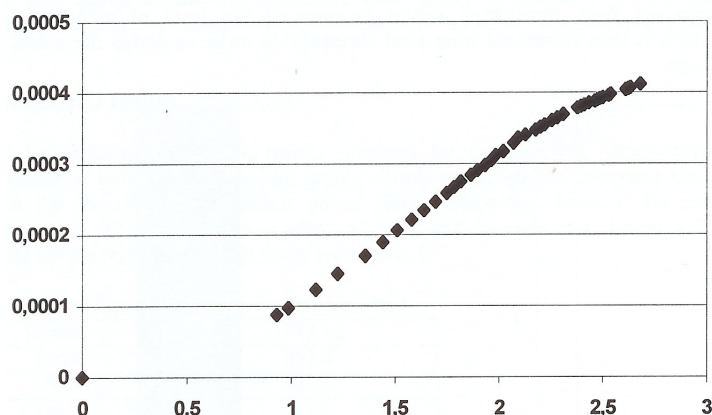
Nous avons considéré également que le séchage se déroulait en conditions isothermes, malgré les changements d'état de l'eau lors de ce processus (condensation capillaire, évaporation). Des simulations numériques [Heukamp 1999] ont montré que les effets thermiques dus aux changements d'état ont une influence négligeable pour le séchage des matériaux cimentaires.

### **I.3. Le retrait de dessiccation**

La réponse des bétons et mortiers au séchage est un retrait apparent, appelé retrait de séchage ou retrait de dessiccation. Ce retrait est lié à la quantité d'eau présente dans la

porosité du matériau et à sa répartition [Baron 1982, Wittmann 1982, Acker 1988]. C'est donc au niveau des interactions entre l'eau et la matrice solide qu'il faut chercher les origines du retrait de dessiccation. La très forte surface spécifique de la pâte de ciment durcie (plusieurs centaines de  $m^2/g$ ) explique en grande partie que ces interactions au niveau microscopique puissent avoir des effets visibles au niveau macroscopique.

Les résultats expérimentaux de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse montrent qu'il y a trois phases distinctes (figure I.8). Les résultats de cette figure sont issus d'une expérience avec un béton au E/C classique (0,58) réalisés par [Granger 1996].



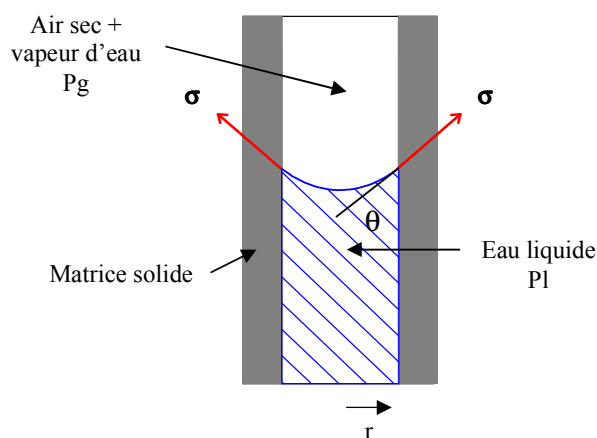
**Figure I.8: Retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse pour un béton ayant un E/C égal à 0,58. Essais réalisés par [Granger 1996]**

On remarque une première phase pendant laquelle la perte en masse se fait quasiment sans retrait. [Granger 1996] explique cela par la forte fissuration qui se crée au niveau de la peau du fait des gradients hydriques et qui contrebalance le retrait induit par la fissuration. La deuxième phase montre une proportionnalité entre le retrait et la perte en masse. Les gradients hydriques sont moins marqués, la fissuration n'évolue pas ou peu. La dernière partie de la courbe est due à la disparition des gradients hydriques. Les fissures de surface qui ont été ouvertes tendent à se refermer. La refermeture complète ne peut se faire, le retrait tend vers une valeur asymptotique. Notons que la fissuration due aux granulats est très active dans cette dernière phase.

Trois mécanismes ont été proposés pour expliquer le retrait de séchage [Bažant 1972, Baron 1982, Wittmann 1982, Acker 1988, Baroghel-Bouny 1994] : retrait par dépression (ou succion) capillaire, par variation de la tension de surface des parois solides lors de la désorption de l'eau physisorbée ou par variation de la pression disjonctive.

### I.3.1. le retrait de séchage dû à la dépression capillaire

Ce principe a été étudié par Freyssinet vers les années 1930. L'attraction des molécules d'eau par les molécules superficielles des parois solides des pores se traduit par une pression d'eau liquide inférieure à la pression d'air dans un capillaire [Darve *et al.* 1995]. Ce phénomène existe dans la gamme 40-100 % d'humidité relative. L'interface eau-air a un comportement similaire à celui d'une membrane élastique et est mis en tension sous l'effet de la différence de pression entre l'air et l'eau liquide. Sur la figure I.9 nous avons représenté un pore capillaire idéalisé avec un ménisque. La pression du mélange gazeux est notée  $P_g$  et la pression de l'eau liquide  $P_l$ . Le ménisque est soumis à la tension de surface  $\sigma$  de l'eau, qui est due à l'attraction des molécules d'eau par les parois solides (parois hydrophiles). L'amplitude de ces forces d'attraction capillaires dépend notamment du rayon des pores, et est dans le cas général supérieure à celle des forces de pesanteur (même principe physique que la montée de sève dans les arbres).



**Figure I.9: Ménisque capillaire idéalisé**

Par principe d'action-réaction, le ménisque exerce donc sur les parois solides des forces tendant à les rapprocher, de façon tridimensionnelle (diminution du rayon du pore et de la longueur du pore). Cela provoque une contraction de la matrice cimentaire et au niveau macroscopique un retrait de dessiccation.

La variation de pression entre l'air et l'eau est appelée pression capillaire  $P_c$  (ou encore succion capillaire), et peut s'exprimer à partir de la loi de Laplace qui traduit l'équilibre du ménisque :

$$P_g - P_l = \frac{2\sigma}{r} \cos \theta \quad [I.7]$$

avec  $P_g$  pression du mélange gazeux (air sec et vapeur d'eau),  $P_l$  pression de l'eau liquide,  $\sigma$  tension superficielle de l'interface eau-vapeur d'eau,  $r$  rayon du pore où le ménisque existe et  $\theta$  angle de mouillage. L'équilibre hygrométrique qui indique qu'un tel ménisque peut exister si la différence des pressions aux deux côtés du ménisque convient à une humidité relative donnée par cette loi est la loi de Kelvin (égalité des potentiels chimiques d'eau liquide et de vapeur d'eau):

$$P_c = P_l - P_g = \frac{RT}{mv} \ln h \quad [I.8]$$

avec  $m$  masse d'une mole d'eau,  $v$  volume massique de l'eau,  $T$  température,  $R$  constante des gaz parfaits et  $h$  humidité relative.

La dépression capillaire augmente lorsque l'humidité relative diminue, et est d'autant plus forte que le rayon du capillaire est petit. Nous verrons dans le paragraphe I.3.5 comment on peut modéliser mathématiquement le retrait de séchage dû à la succion capillaire. Notons que ses effets se font moins sentir lorsque la phase liquide devient discontinue.

### **I.3.2. le retrait de séchage dû à la variation de tension de surface**

La surface spécifique du gel de ciment est très élevée, ce qui l'apparente à un gel colloïdal. Une grande quantité d'eau adsorbée est donc en interaction avec la matrice solide. L'énergie de surface du gel hydraté varie avec l'épaisseur du film d'eau adsorbé. Plus celui-ci est grand, plus petite est la tension de surface. La diminution de l'épaisseur des couches d'eau adsorbées lors du séchage va conduire à une augmentation de la tension de surface, qui va s'équilibrer par une contraction du solide poreux. On obtient alors une contraction macroscopique.

Ce phénomène a été vérifié expérimentalement pour des pâtes de ciment de rapport E/C égaux à 0,45 et 0,6 par [Wittmann 1968] dans la gamme d'humidité relative de 0 à 40 %.

### **I.3.3 Le retrait de séchage dû à la variation de pression de disjonction**

C'est [Powers 1968] qui a proposé cette théorie qui s'appuie sur l'adsorption d'eau dans des espaces confinés. Lorsque deux surfaces solides hydrophiles sont séparées par de

l'eau adsorbée, la résultante des diverses forces qui s'appliquent sur les molécules d'eau (Van der Waals, électrostatiques etc.) est en général répulsive. Les molécules d'eau se repoussent alors d'autant plus que l'espace est confiné et qu'il y a de couches d'eau adsorbées. C'est la pression de disjonction, qui tend à écarter les parois solides. Cet effet est maximal lorsque le matériau est saturé. Lors du séchage, la diminution du nombre de couches d'eau adsorbée atténuent l'effet de la pression disjonctive, ce qui se traduit au niveau macroscopique par une contraction de la matrice cimentaire. [Wittmann 1972] a proposé le modèle dit de « Munich » pour expliquer le retrait de séchage par les effets de la pression disjonctive au dessus de 40% d'humidité relative.

La difficulté avec les deux derniers mécanismes décrits ci-dessus est que l'on connaît mal les valeurs des diverses forces colloïdales et de tension superficielle des solides. Il n'y a pas actuellement pour ces deux mécanismes de développement théorique permettant d'évaluer des ordres de grandeur pour le retrait de séchage.

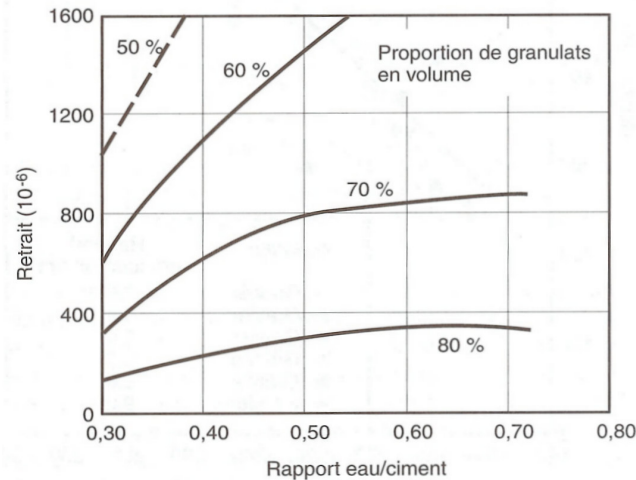
#### **I.3.4. Facteurs influençant le retrait de séchage**

Plusieurs facteurs peuvent modifier les amplitudes et cinétiques de séchage. La figure I.10 montre les effets de la quantité de granulats et du rapport E/C sur les valeurs du retrait de dessiccation d'éprouvettes en béton (maturation durant 6 mois). Les éprouvettes sèchent à température ambiante constante (21 °C) et à une humidité relative de 50 %.

A volume de granulats constant, on peut constater que lorsque le rapport E/C augmente le retrait augmente. Cela est dû au fait que l'on a ajouté au gâchage plus d'eau qui n'a pas réagi avec le ciment anhydre. Les capillaires sont dans ces conditions plus nombreux et de diamètre supérieur. Le volume d'eau évaporable est plus important. La compressibilité du matériau augmente si sa porosité augmente, et la valeur du retrait final est augmentée.

Si on fixe le rapport E/C, une diminution de la quantité de granulats va générer plus de retrait. D'une part, une augmentation du dosage en ciment conduit en principe à une augmentation du volume de pâte hydratée, et donc à une amplification des mécanismes de retrait (on augmente encore la surface de contact solide-eau). D'autre part, les granulats qui sont très rigides ne subissent pas de retrait (ou alors il est négligeable par rapport à celui du gel hydraté). La présence de ces granulats inertes va donc contrarier le retrait de la pâte de ciment. L'amplitude du retrait de séchage est donc diminuée quand la teneur en granulats augmente. Notons que ce retrait gêné va induire de la microfissuration.





**Figure I.10: Influence du rapport E/C et de la teneur en granulats sur le retrait de séchage [Ödman 1968]**

Comme nous l'avons vu, les mécanismes du retrait de séchage sont complexes. Les auteurs ne s'accordent pas tous sur le mécanisme prépondérant en fonction des plages d'humidité relative étudiées [Benboudjema 2002]. Une meilleure connaissance reposerait sur une observation précise des phénomènes se produisant dans la porosité la plus fine, ce qui est très difficile à réaliser aujourd'hui.

La partie suivante est destinée à présenter quelques modèles de retrait de dessiccation qui s'appuient soit sur les phénomènes physiques décrits ci-dessus, soit sur des lois phénoménologiques issues d'essais expérimentaux.

### **I.3.5. Les modélisations du retrait de dessiccation**

Il existe plusieurs modélisations du retrait de séchage. Les observations expérimentales montrent une linéarité entre le retrait et la variation d'humidité relative interne ou la perte en masse. Une des plus utilisées en France est celle de [Wittmann 1982, Bažant *et al.* 1994, Granger *et al.* 1994, Granger 1996, Meftah *et al.* 2000], qui expriment cette relation en fonction de la perte de concentration en eau liquide :

$$\dot{\epsilon}_{rd} = k_{rd} \cdot \dot{C} \quad [I.9]$$

avec  $\dot{\epsilon}_{rd}$  tenseur du taux de déformation de retrait de dessiccation,  $k_{rd}$  constante de proportionnalité (ou coefficient de contraction hydrique) obtenue en déterminant la pente de

la courbe de retrait en fonction de la perte en masse (dans la phase linéaire),  $C$  la concentration en eau en  $l/m^3$ , 1 tenseur unité. Cette écriture repose sur le fait que, expérimentalement, on constate que l'isotherme de sorption-désorption est quasiment linéaire entre 50 % et 100 % d'humidité relative, et donc que la concentration en eau liquide est proportionnelle sur cette plage de valeurs à l'humidité relative.

La succion capillaire peut être prise en compte par une modélisation utilisant la mécanique des milieux poreux partiellement saturés [Coussy 1995]. Le milieu poreux est constitué d'un squelette solide et de vides occupés par de l'air sec, de la vapeur d'eau et de l'eau liquide. Le concept de contrainte effective  $\sigma'$  au sens de [Bishop *et al.* 1963] est utilisé. La contrainte effective est la contrainte réellement supportée par le squelette. [Coussy 1995] propose une expression de la contrainte effective sous la forme :

$$d\sigma' = d\sigma + dp_{sol} \cdot 1 \quad [I.10]$$

avec  $\sigma$  la contrainte apparente,  $p_{sol}$  la pression appliquée par les fluides (air, vapeur d'eau, eau liquide) sur le squelette. La pression  $p_{sol}$  est la somme des pressions des fluides en présence, pondérés par un coefficient caractéristique du fluide.

$$dp_{sol} = \sum_i b_i dp_i \quad [I.11]$$

avec  $i$  l'indice relatif à chaque fluide,  $b_i$  coefficient de Biot associé au fluide  $i$ ,  $p_i$  pression du fluide  $i$ .

[Lassabatère 1994, Coussy 1995, Coussy *et al.* 1998] montrent qu'en faisant des hypothèses sur la compressibilité des fluides et du squelette solide, et en utilisant une méthode d'homogénéisation, l'équation [I.11] peut se transformer sous la forme :

$$p_{sol} = S_l \cdot P_c \quad [I.12]$$

avec  $S_l$  saturation en eau liquide,  $P_c$  pression ou succion capillaire qui est liée à l'humidité relative par l'équation de Kelvin [I.8].

En absence de chargement extérieur, et en utilisant la relation [I.12] on obtient l'expression du retrait de séchage en fonction de l'humidité relative [Coussy *et al.* 1998, Baroghel-Bouny *et al.* 1999], avec  $K$  module de compressibilité drainé:

$$d\varepsilon_{rd} = \frac{1}{K} \frac{\rho_l R T_l}{m_v} \cdot \frac{S_l}{h} \cdot dh \quad [I.13]$$

La relation entre le retrait de séchage et l'humidité relative n'est plus linéaire dans cette modélisation du fait de la présence du terme en  $1/h$ , et du degré de saturation en eau liquide.

D'autres modélisations existent telle celle de [Wittmann 1968] qui relie le gonflement de l'éprouvette à la variation d'énergie de surface due à la sorption des molécules d'eau (formule de Bangham) :

$$\frac{\Delta l}{l} = \lambda \cdot (\gamma_0 - \gamma) \quad [I.14]$$

avec  $\Delta l/l$  gonflement linéaire,  $\gamma_0$  énergie superficielle de l'interface sans eau adsorbée,  $\gamma$  énergie superficielle de l'interface avec eau adsorbée,  $\lambda$  constante dépendant du matériau.

[Benboudjema 2002] utilise un modèle fondé d'une part sur la mécanique des milieux poreux partiellement saturés (voir ci-dessus) et d'autre part sur la pression de disjonction. Il reprend l'expression proposée par [Bažant 1972] pour modéliser la pression de disjonction (c'est la même modélisation que celle de la pression capillaire à un coefficient multiplicateur prêt) et homogénéise les deux mécanismes sous la forme :

$$p_{sol} = \alpha_{rd} \cdot S_l \cdot p_c \quad [I.15]$$

avec  $\alpha_{rd}$  coefficient que l'on peut déterminer expérimentalement. L'avantage de ce dernier modèle est qu'il s'appuie sur une description physique des phénomènes. Il exige en revanche d'utiliser le formalisme de la mécanique des milieux poreux, dense à implanter et qui nécessite de nombreux paramètres. La relation [I.9] reste quant à elle simple à implémenter et ne nécessite l'identification que d'un seul paramètre (coefficient de contraction hydrique). Elle est uniquement phénoménologique, et l'analyse inverse réalisée par [Van Zijl *et al.* 1999] a montré que le coefficient de proportionnalité  $k_{rd}$  devrait dépendre de l'humidité relative de façon non linéaire.

Dans le cadre de la proposition d'un modèle robuste et simple à implémenter pour les ingénieurs, nous utiliserons la formulation de la relation [I.9]. Malgré ses défauts, de nombreux auteurs ont montré qu'elle pouvait être utilisée et donner des résultats corrects, notamment pour les problèmes liés aux conséquences du séchage sur le comportement mécanique des bétons et mortiers [Wittmann 1982, Bažant *et al.* 1994, Granger *et al.* 1994, Granger 1996, Meftah *et al.* 2000].

## **I.4. Interactions entre le séchage et la fissuration**

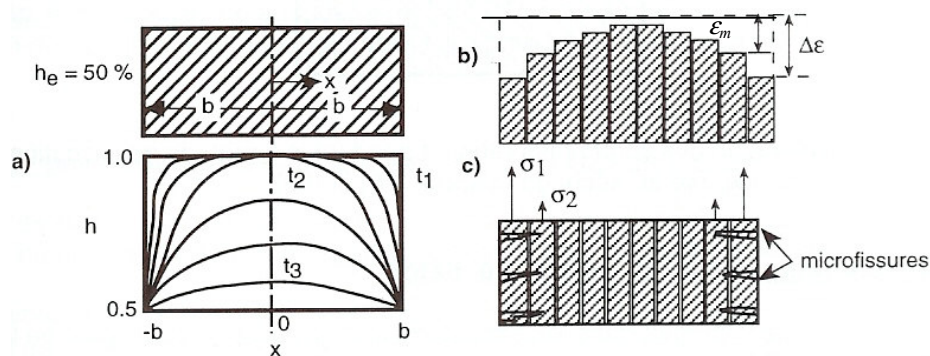
Nous allons dans cette partie analyser les interactions entre le séchage et la fissuration des bétons et mortiers. D'abord, nous verrons quelles sont les conséquences du séchage en terme de fissuration induite dans le matériau, et ensuite l'influence d'une fissure d'origine mécanique sur le processus de séchage.

### **I.4.1. Influence du séchage sur l'état de fissuration des bétons et mortiers**

#### **I.4.1.a. Effets de structure**

Nous avons vu que, lors du séchage, il se forme des gradients de teneur en eau. Le retrait étant fonction localement de la baisse de teneur en eau, cela va conduire à un état d'autocontrainte [Bažant 1982, Acker 1988] qui va comprimer le cœur de l'élément de structure étudié et tendre la peau.

La figure I.11. représente bien cet effet de structure [Bažant 1982]. La figure I.11.a montre l'allure des profils de teneur en eau dans une structure en béton qui pourrait être en l'occurrence un voile. Les gradients de teneur en eau sont très forts au début du séchage puis diminuent progressivement dans le temps.



**Figure I.11 : L'effet de structure dû au séchage [Bažant 1982]**

- a) gradients de teneur en eau dans un mur qui sèche**
- b) déformations libres de « lamelles de mur » fictives**
- c) état de contrainte induit et fissuration de peau associée**

Sur la figure I.11.b, on a découpé fictivement le mur en bandes verticales parallèles qui peuvent se contracter librement, sans interaction avec la bande de matière juste à côté. En

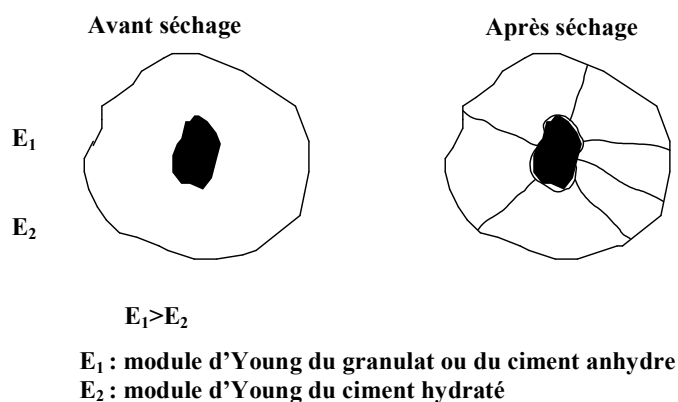
imaginant une largeur de bande faible, on obtient le retrait libre  $\Delta\varepsilon$  correspondant à une baisse de teneur en eau locale. Ce retrait libre est d'autant plus fort que l'on se rapproche de la peau. Dans la réalité, les bandes verticales ne peuvent pas se déformer librement. Les déformations sont empêchées. De plus, le retrait moyen  $\varepsilon_m$  de l'élément étudié va être supérieur au retrait libre du cœur (partie comprimée) et inférieur au retrait libre des parties proches de la peau (partie tendue).

L'allure des contraintes induites par le séchage est donnée par la figure I.11. La contrainte maximale de traction est très vite dépassée au niveau de la peau, ce qui génère de la fissuration marquée en cet endroit. La fissuration pénètre ensuite vers le cœur de l'élément selon un réseau parallèle [Bažant *et al.* 1982].

L'effet de structure est lié à l'allure des gradients hydriques, donc aux paramètres de transport d'eau, aux caractéristiques géométriques et également aux conditions aux limites. Les auteurs ont suggéré longtemps que l'effet de structure représentait la majeure partie de la fissuration liée au retrait de séchage. Des travaux récents ont montré que la présence des inclusions rigides constituées par les granulats, les grains de ciment non hydratés ou plus localement les cristaux de chaux génèrent de nombreuses microfissures. C'est l'objet du paragraphe suivant.

#### I.4.1.b. Effets des inclusions et de leurs dimensions

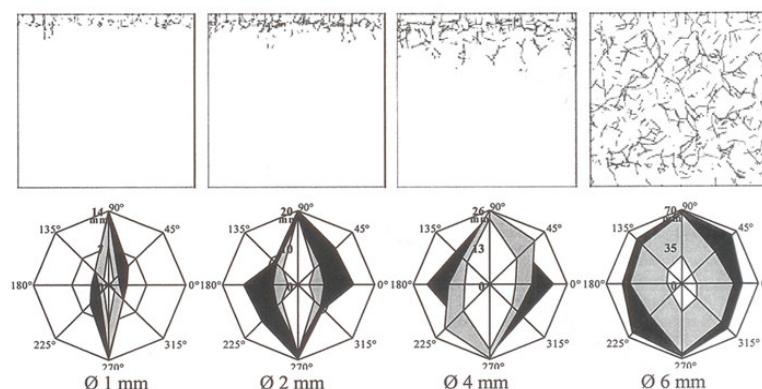
Le béton est composé d'une part de la matrice cimentaire rétractante, et d'autre part d'inclusions rigides qui sont stables dimensionnellement dans le temps comme les granulats, les grains de ciment anhydres ou les cristaux de chaux. Ces inclusions vont empêcher le retrait libre de la pâte de ciment.



**Figure I.12: Fissuration radiale et circonférentielle due au séchage [Hearn 1999]**

Ce retrait gêné va induire des tensions dans la pâte qui vont dépasser les limites de traction et créer de la fissuration radiale et périphérique [Hearn 1999, Bisschop *et al.* 2001]. La fissuration n'est donc pas seulement due à l'effet de structure mais répartie autour des inclusions rigides. Elle est de nature diffuse au cœur du matériau. Les simulations numériques de [Sadouki *et al.* 2000] avec leur modèle « Numerical concrete » prennent en compte l'effet des inclusions et de la fissuration radiale et circonférentielle.

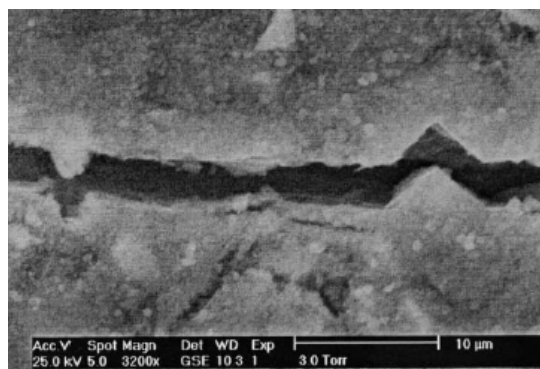
[Bisschop *et al.* 2001] ont montré que le fait d'introduire des inclusions rigides dans une pâte de ciment induisait de la microfissuration. La figure I.13 montre les fissures d'une matrice cimentaire dans laquelle des billes de verre sphériques de tailles différentes ont été introduites (diamètre variant de 1 à 6 mm).



**Figure I.13: Effet de la taille des inclusions sur les microfissures dues au séchage selon [Bisschop *et al.* 2001]**

Le matériau ainsi formulé a été moulé en forme de prismes classiques ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ ), dont seule la face supérieure est soumise au séchage.

Pour les diamètres les plus petits, seule la part structurelle de la fissuration induite par le séchage (fissuration de peau) est activée. En revanche, pour un diamètre de bille de verre de 6 mm, nous constatons que la fissuration devient diffuse dans l'ensemble de l'éprouvette. Dans la partie basse de la figure sont présentées les orientations et les longueurs cumulées des microfissures, pour chaque cas étudié. On s'aperçoit alors que plus la taille du granulat est grande, plus la fissuration est importante et orientée dans toutes les directions. Dans le cas de petits granulats, cette fissuration s'oriente dans la direction du gradient hydrique et reste superficielle.



**Figure I.14 : Fissure due au séchage, vue effectuée avec un microscope à balayage électronique [Bisschop *et al.* 2002]**

La figure I.14 montre l'allure d'une fissure due au séchage (vue au microscope électronique) avec une largeur d'ouverture de l'ordre de 1 ou 2 microns [Bisschop *et al.* 2002]. On pourrait supposer que le diamètre des inclusions est le paramètre clé pour la fissuration (microfissuration) diffuse. Le type de minéralogie du granulat considéré joue également un rôle important sur la quantité des fissures produites par effet d'inclusion.

#### I.4.1.b. Effet de la minéralogie du granulat sur la fissuration

[Perraton *et al.* 2001] ont mis en lumière le fait que le type de granulat mis en œuvre avait des conséquences sur la fissuration due au séchage autour de ces granulats. Une série de mortiers a été fabriquée avec des granulats de marbre et une autre avec des granulats de granite. Plusieurs diamètres de granulats ont également été testés (de 1.77 à 7.07 mm). Chacun des mortiers a mûri 28 jours dans une eau saturée en chaux puis a été soumis au séchage pendant 28 jours.

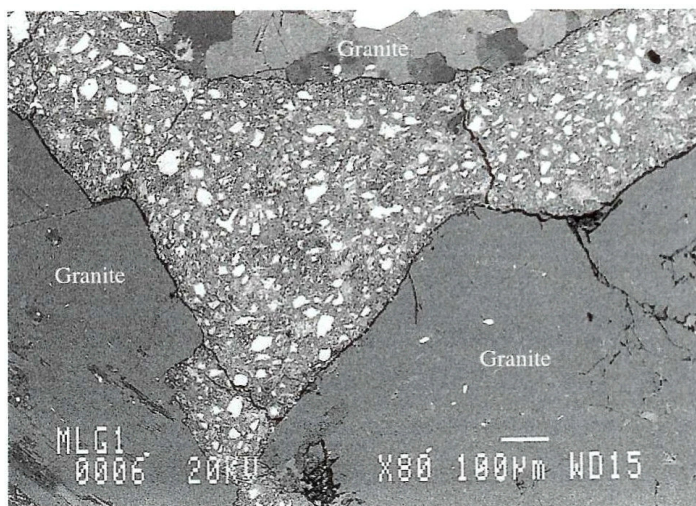
Ensuite, la perméabilité à l'air des éprouvettes a été mesurée. Cette grandeur est largement gouvernée par les fissures liées à la dessiccation, ainsi qu'à l'état de l'auréole de transition (zone d'interface entre la pâte et les granulats) [Perraton *et al.* 2001]. L'auréole de transition est une zone particulière de la pâte hydratée. Si le granulat est peu poreux, un film d'eau s'adsorbe sur sa surface au moment du gâchage. Cela conduit à une zone d'interface poreuse avec des cristaux de portlandite parallèles à la surface du granulat sur une épaisseur de 10 à 20 µm [Baroghel-Bouny 1994]. C'est une zone de plus faible cohésion donc de moindre résistance mécanique. Si les granulats sont très poreux, comme c'est le cas pour le

calcaire par exemple, l'auréole de transition existe mais on n'observe pas de zone de moindre cohésion, ni d'orientation privilégiée des cristaux.

Les résultats de l'étude proposée par [Perraton *et al.* 2001] montrent que la perméabilité à l'air des mortiers faits avec des granulats de marbre (à base de calcaire) est toujours inférieure à celle des mortiers à base de granite, sauf lorsque le mortier est constitué à partir de granulats ayant tous le même diamètre de 7,07 mm. Dans ce cas, la perméabilité à l'air ne varie pas. La présence d'un granulat à base de calcaire semble donc générer moins de fissuration que pour le granite puisque les perméabilités à l'air mesurées sont inférieures.

Les résultats montrent que la perméabilité à l'air décroît avec le diamètre des granulats, ceci corroborant les études de [Bisschop *et al.* 2001] qui ont montré que plus le granulat était de gros diamètre et plus il y avait de fissuration diffuse autour.

[Perraton *et al.* 2001] ont également réalisé des observations au microscope électronique à balayage afin de connaître l'état de fissuration et de décohésion de la pâte autour des granulats et de confirmer les mesures de perméabilité à l'air.



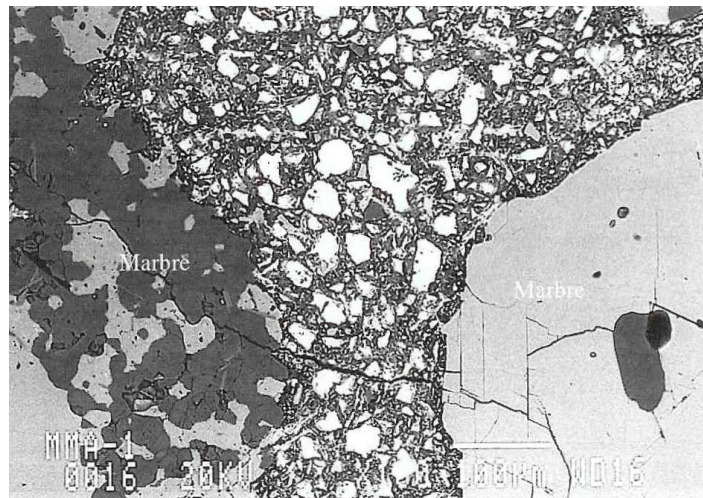
**Figure I.15 : Fissuration due au séchage autour des granulats de granite, diamètre de 1,77 mm, grossissement  $\times 80$  [Perraton *et al.* 2001]**

La figure I.15 montre la vue au microscope électronique du mortier constitué avec les granulats de diamètre 1.77 mm. L'image montre les granulats de granite et la pâte de ciment hydratée entre les granulats. L'interface pâte-granulat est fissurée de façon systématique, ainsi que la pâte de ciment. Des fissures de type radiales vont d'un granulat à l'autre. On trouve donc bien une auréole de transition fissurée (fissures circonférentielles) qui donne des



résultats de perméabilité à l'air élevés. Cette zone fortement fissurée posera des problèmes de durabilité au sens où les agents agressifs pourront y accéder de façon privilégiée, même en l'absence de chargement mécanique.

La figure I.16 montre le mortier constitué avec la même taille de granulats mais avec des granulats de marbre. L'interface granulat-pâte de ciment n'est pas fissurée par le séchage. Il y a des fissures dans la pâte de ciment qui se prolongent dans les granulats de marbre, ou parfois les fissures sont bloquées lorsqu'elles aboutissent devant les granulats. La liaison pâte-granulat semble être de bonne qualité, tellement bonne que ce sont les granulats qui se fissurent. Les mesures de faible perméabilité à l'air sont corroborées par les observations relatives aux granulats de marbre pour lesquels il n'y a pas de fissuration de l'auréole de transition, au moins à l'échelle visualisée.



**Figure I.16 : Fissuration due au séchage se prolongeant dans les granulats de marbre, diamètre de 1,77 mm, grossissement  $\times 100$  [Perraton *et al.* 2001]**

Cela nous prouve que si la taille des granulats ainsi que le rapport E/C sont des facteurs importants en terme de microfissuration autour des granulats, la minéralogie du granulat l'est peut être plus encore [Perraton *et al.* 2001] et peut même s'avérer être le meilleur indicateur de durabilité pour le béton de peau.

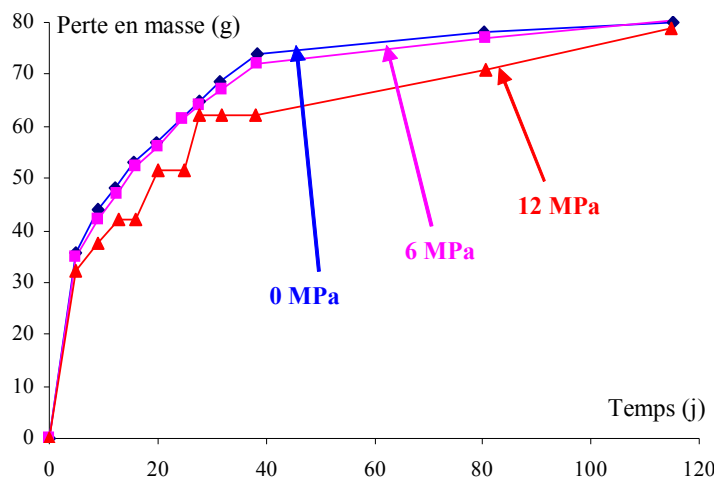
Ces résultats sont très importants pour le contexte de notre étude puisque nous nous sommes fixés comme objectifs de modéliser l'influence du séchage et de la fissuration diffuse (effets des inclusions) sur le comportement mécanique des bétons et mortiers. Nous garderons donc ces résultats en tête. Néanmoins, il convient de rester prudent car la préparation des échantillons (sciage, rectification etc.) a pu générer une fissuration d'origine mécanique

modifiant les fissures de séchage. C'est le cas pour la cryo-sublimation nécessaire pour la vue au microscope à balayage électronique qui va induire un séchage supplémentaire et accentuer le phénomène.

#### **I.4.2. Influence du chargement mécanique sur le séchage**

Puisque le séchage dépend du réseau poreux (longueur, dimensions, interconnexions), on peut s'attendre à des interactions entre le chargement mécanique et la cinétique de séchage. L'application d'une contrainte de compression en refermant certaines fissures dues à la dessiccation peut contribuer à ralentir le séchage, et inversement un chargement mécanique générant de la fissuration peut accélérer le séchage.

[Lassabatère *et al.* 1997] ont réalisé des essais sur des prismes en mortier ( $E/C=0.5$ ) et ont comparé les pertes en poids pour plusieurs chargements de compression: 0, 6 et 12 MPa. Ces chargements ont été choisis afin de ne pas dépasser 30 % de la résistance en compression, et ainsi de ne pas provoquer une importante fissuration mécanique.



**Figure I.17: Influence d'un chargement de compression modéré sur le séchage d'éprouvettes en mortier au E/C égal à 0.5 [Lassabatère *et al.* 1997]**

La figure I.17 montre les résultats de cette expérience. Chaque point de la courbe est une moyenne représentative de trois éprouvettes. La perte en masse est légèrement atténuée dans le temps pour le chargement de 12 MPa, et quasiment pas pour le chargement de 6 MPa par rapport aux mesures faites sur les éprouvettes non chargées. Les auteurs en concluent que

l'application de contraintes de compression inférieures à 12 MPa (générant peu de fissures mécaniques) n'influence pas de façon significative le séchage du matériau testé.

[Bažant *et al.* 1986] ont réalisé une expérience sur des éprouvettes en béton en forme de portiques qu'ils ont fissuré mécaniquement. Ils ont constaté des variations dans les cinétiques de séchage et ont proposé de multiplier le coefficient de diffusion hydrique par un coefficient empirique  $\lambda$  pour les prendre en compte :

$$\lambda = 1 + \frac{\delta^3}{s} \quad [I.16]$$

avec  $\delta$  la largeur maximale des fissures et  $s$  leur espacement. L'augmentation de la largeur des fissures et la diminution de l'espacement entre fissures augmentent la diffusivité hydrique. [Sicard *et al.* 1992] ont calculé la valeur de  $\lambda$  pour une éprouvette de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur avec une largeur de fissure de 0,25  $\mu\text{m}$  et un espacement de 1 mm. La valeur de  $\lambda$  trouvée est quasiment égale à 1. Ainsi la fissuration d'origine mécanique n'influencera le séchage qu'à partir du moment où l'ouverture des fissures sera suffisamment importante, c'est-à-dire pour des cas de chargement proches de la rupture. [Meziani *et al.* 1999] ont d'ailleurs constaté une forte variation de perméabilité d'un mortier lorsque celui-ci est soumis à une contrainte de compression. Cette variation n'est effective que si la contrainte est proche du pic.

Les essais de [Picandet 2001] sur un béton de formulation classique ont montré que la diffusivité hydrique n'était augmentée que d'un rapport égal à deux lorsqu'il subissait une déformation proche du pic de compression. Il en a conclu que l'état de fissuration dû à l'endommagement mécanique n'avait que peu d'influence sur la diffusivité hydrique.

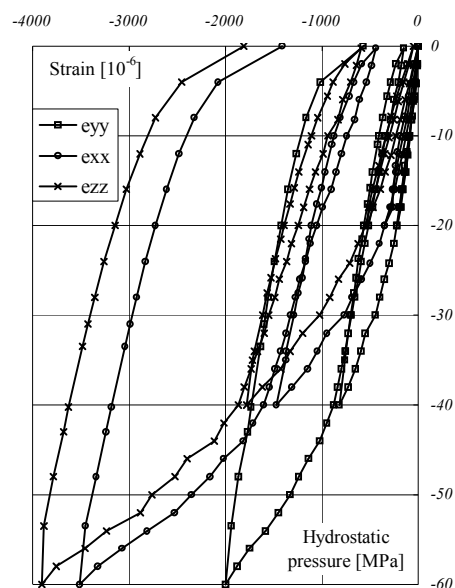
L'influence d'un chargement de compression modéré ne fait pas varier sensiblement la cinétique de séchage, les variations des valeurs de la diffusivité hydrique ne sont pas très importantes pour des structures fissurées et même chargées à proximité du pic de résistance. Le chargement mécanique a donc des conséquences sur les cinétiques de séchage. Celles-ci sont peu significatives sauf dans le cas où le matériau est très fissuré et qu'il peut sécher sur une certaine durée. Notons toutefois que [Burlion *et al.* 2004] a mesuré la perte en poids d'éprouvettes pré fissurées à la rupture, et n'a pas constaté de variation sensible de la cinétique de la perte en poids ni de son amplitude.

Nous avons choisi de ne pas prendre en compte les interactions entre fissuration mécanique et séchage. Ce sera une des limites de notre modèle, mais d'une part les éléments

de modélisation de ces interactions manquent et d'autre part la prise en compte de ces effets surtout présents quand les sollicitations sont importantes ne correspond pas tout à fait à notre cadre d'étude.

### I.4.3. Anisotropie induite par le séchage

La fissuration due au séchage est, comme nous l'avons vu, diffuse dans le matériau. Elle est due à l'effet de structure et également à la fissuration au niveau des inclusions. On peut se demander si l'orientation de cette fissuration dépend ou non de la direction du séchage.



**Figure I.18 : Résultats des essais de compression hydrostatique sur les cubes instrumentés [Burlion *et al.* 2001]**

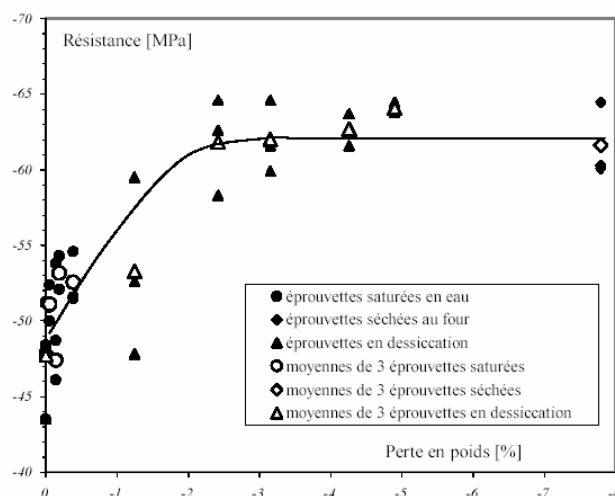
[Burlion *et al.* 2001] ont réalisé une expérience sur des prismes  $40*40*160 \text{ mm}^3$  en béton avec un rapport E/C de 0,6. Les prismes ont séché librement pendant un an par leurs quatre faces latérales. Au bout d'un an, ils ont scié des cubes de dimensions  $40*40*40 \text{ mm}^3$  et ont fait des essais de compression hydrostatique. Les résultats sont reportés sur la figure I.18. Pour une pression hydrostatique fixée, les déformations obtenues dans les trois directions sont différentes. Un effet d'orthotropie induite par le séchage est constaté. Les déformations dans les plans tangents aux gradients hydriques sont jusqu'à deux fois plus élevées par rapport à celles du plan perpendiculaire aux gradients hydriques.

Les conditions aux limites et la géométrie de l'élément qui sèche auront donc une grande influence sur l'orientation des fissures induites. L'orthotropie ou l'anisotropie induites devraient donc être prises en compte dans le cadre d'une modélisation précise du comportement hydromécanique des bétons et mortiers.

#### **I.4.4. Variations de la résistance à la compression pendant le séchage**

Une autre conséquence du séchage est l'augmentation de la résistance à la compression des bétons et mortiers. Sur la figure I.19 nous pouvons voir l'augmentation de la résistance en compression en fonction de la perte en masse d'éprouvettes cylindriques de mortier normal [Yurtdas 2003].

Les éprouvettes ont été laissées dans un bain thermostaté 6 mois, et ensuite placées dans une ambiance avec une température de 21°C et une humidité relative de 45 %. La résistance augmente (d'environ 20 %) en partant de la valeur obtenue pour les éprouvettes saturées en eau pour rejoindre celle atteinte par les éprouvettes séchées au four. La résistance à la rupture ne varie plus au bout d'environ 30 jours de séchage, ce qui correspond à une perte de masse d'environ 2,5 %.



**Figure I.19: Augmentation de la résistance à la compression en fonction du séchage d'éprouvettes de mortier normal [Yurtdas 2003]**

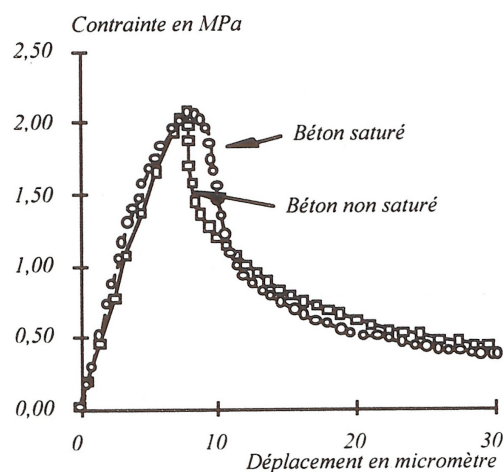
D'autres auteurs ont constaté cette augmentation de la résistance des éprouvettes séchées par rapport à celle des éprouvettes saturées en eau [Pihlajavaara 1974, Okajima *et al.* 1980, Terrien 1980, Popovics 1986, Bartlett *et al.* 1994]. L'évolution de la figure I.19 est cependant différente de celle obtenue par [Pihlajaavara 1974] et [Okajima *et al.* 1980], ces

auteurs ayant mené leurs essais dans des conditions de cure différentes (éprouvettes de mortier à humidité relative constante). Par contre, [Bartlett *et al.* 1994] et [Popovics 1986] ont obtenu des résultats similaires à ceux présentés ici. L'augmentation de 20 % de résistance des éprouvettes en dessiccation par rapport à la résistance des éprouvettes saturées en eau est également obtenue par [Gilkey 1937].

Deux phénomènes semblent se produire : le premier est issu de l'effet de la succion capillaire, qui comprime le squelette solide et crée une « précontrainte » du matériau qui devient plus résistant. Ce phénomène a également été constaté dans les roches [Jumikis *et al.* 1983]. La résistance à la compression augmentera donc même en l'absence de gradient hydrique.

Le second phénomène est lié aux gradients hydriques qui se créent dans l'éprouvette au cours de la dessiccation. Les bords de l'éprouvette se contractent sur le cœur de celle-ci, ce qui provoque en dehors de la microfissuration un confinement du cœur de l'éprouvette [Popovics 1986, Acker 1988, Bartlett *et al.* 1994].

Il est plus difficile de trouver des résultats concernant les variations de résistance à la traction du béton lors du séchage. Les travaux de [Visser *et al.* 1994] ont montré (figure I.20) que le degré de saturation n'avait pas ou peu d'influence sur la résistance en traction directe du béton. La figure I.20 montre les résultats d'un essai de traction directe sur un béton effectué par [Visser *et al.* 1994].



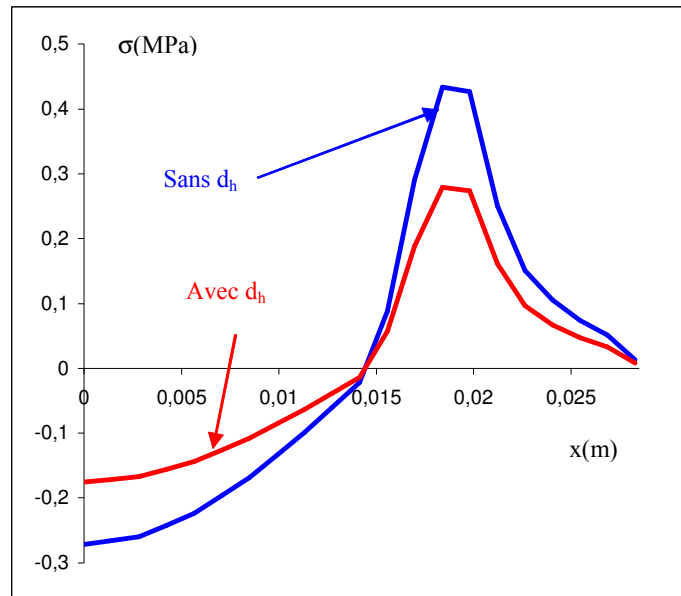
**Figure I.20: Comportement d'un béton soumis à de la traction directe selon les conditions de saturation en eau [Visser *et al.* 1994]**

Un béton saturé en eau a été testé ainsi qu'un autre béton non saturé. Si l'allure de la courbe après le pic diffère un peu, la valeur au pic elle ne varie pas.

Notons que [Terrien 1980, Toutlemonde 1995, Burrows 1998] rapportent plusieurs cas de chutes de résistance en traction d'éprouvettes dues à du séchage.

#### **I.4.5. Variation des caractéristiques élastiques durant le séchage**

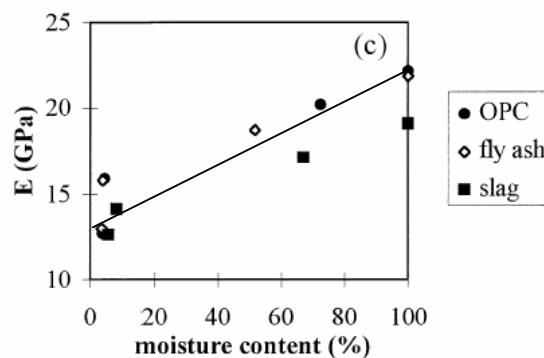
Une des conséquences observables expérimentalement est la variation des caractéristiques élastiques durant le séchage. A l'état saturé, le matériau est considéré comme homogène. Lorsque l'on fait un essai de compression simple, on peut mesurer le module d'élasticité du matériau (encore appelé rigidité). Lorsque l'éprouvette sèche, la présence des gradients de teneur en eau et de la fissuration liée au séchage rendent le matériau hétérogène, l'essai de compression s'apparentant alors à un essai de structure. On mesure à ce moment la raideur d'une structure et non plus le module d'élasticité d'un matériau. On peut néanmoins comparer la rigidité initiale avec la l'évolution de la raideur lors du séchage. Les résultats de la littérature divergent également sur ce sujet. Certains auteurs ne constatent pas de variation de la raideur entre 100 % et 40 % d'humidité mais plutôt en dessous (essais de compression) [Okajima *et al.* 1980]. D'autres auteurs dont Wittmann, cité par [Torrenti 1987], ont réalisé des essais qui montrent une baisse de la raideur de leurs éprouvettes au début du séchage puis une remontée aux basses humidités relatives. La figure I.21 montre les résultats d'essais de compression de [Torrenti 1987] sur deux bétons différents. L'évolution de la raideur en fonction de l'humidité relative extérieure imposée a été mesurée. Une baisse est tout d'abord constatée jusqu'à la valeur de 20 à 30 % d'humidité relative, puis la raideur augmente vers un extremum correspondant à une humidité relative proche de zéro.



**Figure I.21: Variations de la raideur d'éprouvettes en béton durant le séchage [Torrenti 1997]**

Des essais réalisés par [Burlion *et al.* 2000] sur un béton au E/C égal à 0,6 ont montré que pour des éprouvettes cylindriques de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm soumises à un séchage à 60 % d'humidité relative dans le temps on constatait une baisse importante de la raideur, de l'ordre de 25 %. Ces résultats sont confortés par les travaux de [Yurtdas 2003] sur un mortier normal soumis à une humidité relative de 45 % et au four à 60°C, avec une amplitude moindre liée à une taille de granulats plus petite.

Les résultats de [Kanna *et al.* 1998] concernant un mortier au E/C égal à 0,5 montrent une baisse de la raideur que le mortier soit composé avec une pâte de ciment ordinaire ou avec des additions minérales et ce jusqu'à une valeur de teneur en eau proche de zéro.

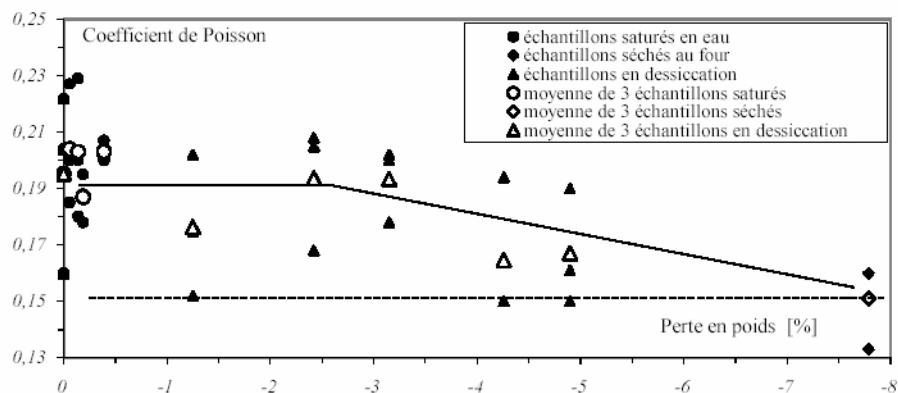


**Figure I.22: Baisse significative du module d'Young sur des mortiers avec et sans additions minérales [Kanna *et al.* 1998]**



Ces résultats sont pour certains contradictoires, mais dans l'ensemble la tendance semble être une perte de raideur dans la gamme 100-40 % d'humidité relative. Donc dans l'ensemble les auteurs confirment le fait que le séchage altère les paramètres élastiques du matériau en générant de la fissuration, même sans chargement mécanique.

Le coefficient de Poisson est lui aussi altéré par le séchage comme le montre la figure I.22.



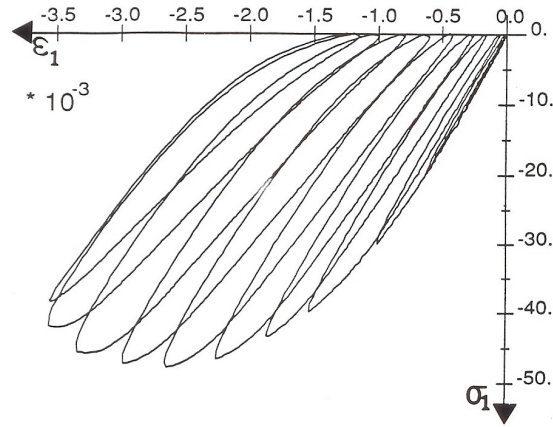
**Figure I.22: Altération du coefficient de Poisson due au séchage sur des éprouvettes de mortier normal en fonction de leur perte en masse d'eau [Yurtdas 2003]**

Les résultats de la figure I.22 montrent que pour un mortier normal au rapport E/C égal à 0,5 on obtient une baisse de 25 % du coefficient de Poisson après séchage au four à 60°C. Dans le cas de sollicitations biaxiales telles que les enceintes de confinement des centrales nucléaires en supportent, il sera nécessaire de prendre en compte ces variations de coefficient de Poisson dues au séchage [Benboudjema 2002]. En effet la mise en précontrainte de ces enceintes ne commence que 3 ans après leur réalisation, le séchage a donc le temps de générer de la fissuration.

## **I.5. Comportement mécanique du béton en sollicitations uniaxiales**

### **I.5.1. Analyse des résultats expérimentaux de la bibliographie**

Après avoir étudié le séchage et ses conséquences en terme de fissuration, nous allons maintenant analyser le comportement mécanique du béton en sollicitation uniaxiale de traction ou de compression.



**Figure I.23: Courbe expérimentale contrainte-déformation avec cycles de charge-décharge en compression uniaxiale [Ramtani 1990]**

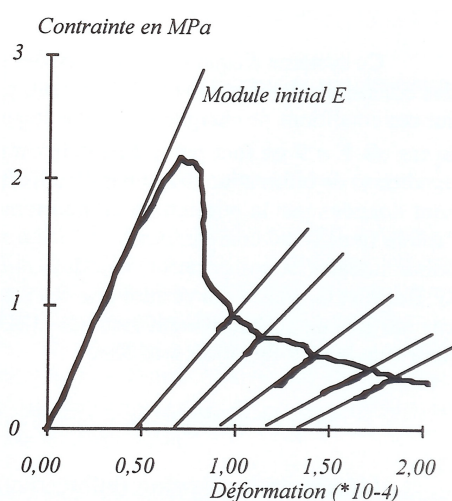
L'essai de compression simple est le plus couramment employé pour tester le matériau béton [Mazars 1982, Neville 2000]. Il consiste à mettre en place une éprouvette cylindrique entre les deux plateaux d'une presse hydraulique, qui va permettre d'appliquer un effort sur l'éprouvette. L'essai peut être contrôlé par la force exercée par la presse ou encore par le déplacement des plateaux. La deuxième solution permet d'avoir une meilleure observation de la partie post pic du comportement du matériau [Terrien 1980, Torrenti 1997].

La figure I.23 montre les résultats obtenus par [Ramtani 1990] à partir d'essais de compression cyclique sur un béton. On peut remarquer la présence de boucles d'hystérésis lors des cycles de charge-décharge, dues au frottement des lèvres des fissures [Mazars 1982, Ragueneau *et al.* 2000], et à la viscosité du matériau [Mazars 1982, Acker 1988]. D'autre part, on remarque que, lorsque la charge appliquée augmente, les déformations résiduelles après décharge (anélastiques, ou plastiques) augmentent. Enfin, le module d'élasticité diminue de plus en plus au fur et à mesure que la charge augmente.

Le comportement est de type élastique linéaire jusqu'à 30-50 % de la contrainte à la rupture. Ensuite la création de microfissures au niveau de l'interface pâte-granulat provoque un comportement non linéaire (de 50 % à 70 % de la valeur au pic). La non linéarité s'accroît jusqu'au pic puis ensuite le matériau a un comportement radoucissant. La fissuration se fait essentiellement en mode I. Les fissures créées par la présence des granulats sont plutôt de type II, mais contribuent à la fissuration en mode I [Mazars 1982].

Le comportement en compression du béton est dû en grande partie à son hétérogénéité. Nous avons vu auparavant que la liaison pâte-granulats au niveau de l'auréole de transition était de mauvaise qualité (sauf pour des granulats très poreux), et constituait ainsi une zone de fragilité pour le matériau. C'est autour des plus gros granulats que la dégradation du matériau sera initiée [Mazars 1982, Torrenti 1987].

La résistance en traction du béton est beaucoup plus faible (environ un dixième de la résistance en compression). La figure I.24 représente les résultats d'un essai de traction directe piloté en déplacement [Terrien 1980] avec des cycles de charge-décharge.



**Figure I.24: Essai de traction directe sur un béton piloté en déplacement [Terrien 1980]**

Le comportement est presque élastique linéaire jusqu'à la contrainte de pic puis il y a apparition de microfissures dans le matériau. Le comportement devient adoucissant avec une perte de raideur et des déformations irréversibles constatées lors des décharges (figure I.24). La rupture est localisée au niveau d'une fissure traversante perpendiculaire à l'axe de déplacement des plateaux de la presse (mode I de rupture).

Si on charge une éprouvette de béton en traction de telle sorte que l'on se trouve dans le domaine adoucissant et qu'ensuite on charge cette éprouvette en compression on observe une restauration de la raideur [Ramtani 1990, La Borderie 1991, Nechnech 2000<sup>1</sup>]. Ce comportement est appelé « effet unilatéral ». Il est dû à la refermeture progressive des fissures

créées lors de la traction. Le comportement en compression se rapproche alors de celui qu'aurait eu le matériau sain.

Le comportement mécanique du béton est fortement influencé par la présence de fissures créées par le chargement mécanique. Lorsque la charge augmente, ces fissures sont à l'origine d'une baisse du module d'élasticité, d'un comportement post-pic adoucissant et de déformations irréversibles. Le paragraphe suivant montre quels sont les modèles permettant de décrire le comportement prendre en compte ces caractéristiques.

### **I.5.2. Modélisations du comportement mécanique du béton**

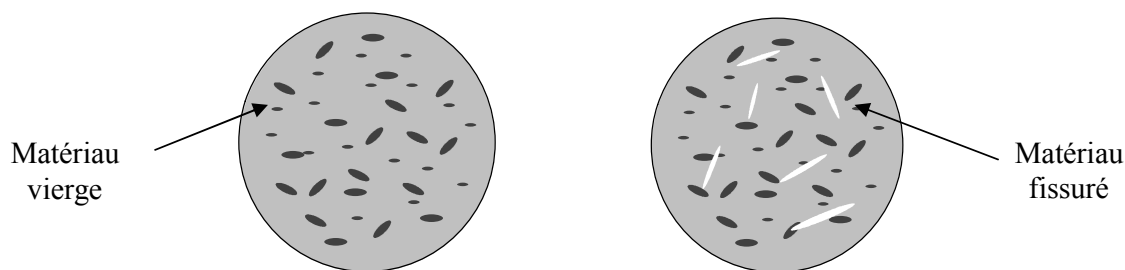
La modélisation du comportement mécanique des mortiers et bétons doit donc intégrer les différentes observations énumérées ci-dessus : phase élastique linéaire, phase non linéaire (en compression), puis phase post-pic adoucissante. Il faut également modéliser les déformations irréversibles et la perte de module d'élasticité constatée, et également si on souhaite une description fidèle du comportement l'effet unilatéral.

#### *I.5.2.a. Modélisation de la baisse de module d'élasticité à l'aide de la théorie de l'endommagement*

Le comportement post-pic adoucissant du béton s'accompagne d'une baisse du module d'Young, que l'on soit en traction ou en compression. Cette perte de raideur est attribuée aux fissures, le matériau est dit endommagé. Plus la fissuration augmente, plus l'endommagement du matériau sera grand.

Le principe des modèles d'endommagement mécanique est associé à la densité de surface des défauts qui affectent la matière [Lemaître *et al.* 1988]. Pour notre matériau d'étude, les défauts à considérer sont les fissures dues au chargement. On considère le matériau sans défaut avant chargement, son endommagement est alors nul et sa surface résistante maximale. La propagation de fissures va générer des vides dans la matière. On suppose alors que la surface capable de résister au chargement (surface résistante, figure I.25) diminue, et que seule la surface saine résiduelle en est capable. On définit alors le concept de contrainte effective  $\tilde{\sigma}$ , qui est la contrainte effectivement supportée par la surface saine. Il ne s'agit pas de la notion de contrainte effective développée par Bishop dans le cadre de la

mécanique des milieux poreux partiellement saturés, où la contrainte effective est la contrainte reprise par le squelette solide.



**Figure I.25: Surface saine et surface endommagée (fissurée)**

Si  $S$  est la surface du matériau sain,  $\tilde{S}$  la surface résistante (surface non fissurée), et  $\sigma$  la contrainte, alors la contrainte effective s'écrit :

$$\tilde{\sigma} = \frac{S}{\tilde{S}} \sigma \quad [\text{I.17}]$$

Ainsi, l'endommagement dans une direction d'observation donnée est défini par le quotient entre la surface des vides créés par la fissuration rapportée sur la surface totale.

$$d_m = \frac{S - \tilde{S}}{S} \quad [\text{I.18}]$$

La contrainte effective s'écrit donc :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - d_m} \quad [\text{I.19}]$$

Dans le cas d'un endommagement isotrope, le tenseur de rigidité du matériau s'écrit :

$$E = (1 - d_m) E_0 \quad [\text{I.20}]$$

avec  $E_0$  tenseur de rigidité initial,  $d_m$  la variable d'endommagement mécanique.

On peut encore écrire à partir des deux relations précédentes :

$$d_m = 1 - \frac{E}{E_0} = 1 - \frac{\tilde{S}}{S} \quad [\text{I.21}]$$

La formulation générale du modèle d'endommagement se fait dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Le potentiel d'énergie libre peut s'écrire [Lemaître *et al.* 1988]

$$\psi = \psi(\varepsilon_e, d, \xi) \quad [I.22]$$

avec  $d$  tenseur d'endommagement,  $\xi$  vecteur des variables internes et  $\varepsilon_e$  le tenseur de déformation élastique.

L'inégalité de Clausius-Duhem, qui traduit la positivité de la dissipation totale du système [Lemaître *et al.* 1988], s'écrit alors :

$$\left(\sigma - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e}\right) : \dot{\varepsilon}_e - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial d_m} \cdot \dot{d}_m - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \xi} \cdot \dot{\xi} \geq 0 \quad [I.23]$$

avec  $\sigma$  le tenseur des contraintes,  $\rho$  la masse volumique du matériau,  $\dot{\varepsilon}_e$  le tenseur des taux de déformation,  $\dot{d}_m$  le taux d'endommagement mécanique,  $\dot{\xi}$  le vecteur taux des variables internes.

On obtient à partir de cette relation les lois d'état :

$$\sigma = \rho \frac{\partial \Psi^e}{\partial \varepsilon^e}, Y = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial d_m}, A = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \xi} \quad [I.24]$$

avec  $Y$  la force thermodynamique associée à l'endommagement (ou taux de restitution d'énergie), et la force thermodynamique  $A$  est associée aux variables internes.

A partir de la relation [I.22], on peut déduire que

$$Y \cdot \dot{d}_m \geq 0 \quad [I.25]$$

Comme  $Y \geq 0$ , cela signifie que l'endommagement ne peut pas décroître avec ce type de modèle.

La connaissance de l'évolution de l'endommagement requiert la définition d'une fonction seuil. Dans le cas des modèles d'endommagement isotropes, plusieurs fonctions seuil existent dans la littérature. Par exemple, celui de [Bodé 1994] dont la fonction seuil est exprimée en terme de taux de restitution d'énergie (qui présente l'intérêt de permettre des calculs à partir de structures pré endommagées, concept intéressant dans le cadre des calculs prédictifs de durabilité) ou celle phénoménologique de [Mazars 1984], très utilisée, qui

dépend de la déformation élastique équivalente  $\tilde{\varepsilon}_e$  qui traduit l'intensité des extensions locales :

$$\tilde{\varepsilon}_e = \sqrt{\sum_i (\varepsilon_{i+})^2} \quad \text{avec} \quad \varepsilon_{i+} = \frac{\varepsilon_i + |\varepsilon_i|}{2} \quad [I.26]$$

avec  $\varepsilon_i$  la déformation élastique principale dans le direction  $i$ . La fonction seuil s'écrit alors:

$$f_d = \tilde{\varepsilon}_e - K^m(d_m) \leq 0 \quad [I.27]$$

avec  $K^m(d_m)$  la variable d'érouissage. L'endommagement peut être dû à des sollicitations de traction et/ou de compression. L'endommagement est donc comme une combinaison linéaire entre les endommagements causés par les contraintes de traction et de compression [Mazars 1984]:

$$d_m = \alpha_t d_t + (1 - \alpha_t) d_c \quad [I.28]$$

avec  $\alpha_t$  coefficient de partition de l'endommagement, fonction de l'état de contrainte. En traction pure,  $\alpha_t$  vaut 1 et vaut 0 en compression pure.

Dans le cas général, sa valeur est définie par:

$$\alpha_t = \sum_i \frac{H(\varepsilon_i) \varepsilon_{ii} (\varepsilon_{ii} + \varepsilon_{ci})}{(\tilde{\varepsilon}_e)^2} \quad [I.29]$$

avec  $H(x)$  fonction de Heaviside qui dépend de la déformation principale.  $\varepsilon_{ii}$  et  $\varepsilon_{ci}$  sont respectivement les déformations élastiques dues aux contraintes principales  $\sigma_i$  de traction (positives) et de compression (négatives) pour un état d'endommagement donné.

L'évolution de l'endommagement est décrite par les relations suivantes respectivement dans le cas de la traction et de la compression [Mazars 1984]:

$$d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_t)}{\varepsilon_M} - \frac{A_t}{\exp[B_t(\varepsilon_M - \varepsilon_{d0})]} \quad [I.30]$$

$$d_c = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_c)}{\varepsilon_M} - \frac{A_c}{\exp[B_c(\varepsilon_M - \varepsilon_{d0})]} \quad [I.31]$$

avec  $\varepsilon_{d0}$  limite d'endommagement initiale et  $\varepsilon_M$  la déformation totale équivalente maximale. Quatre paramètres  $A_c$ ,  $B_c$ ,  $A_t$  et  $B_t$  contrôlent les cinétiques d'endommagement respectivement en compression et en traction.

A noter qu'il n'est pas possible à partir de ce modèle de reproduire l'effet unilatéral [Ramtani 1990, Benboudjema 2002], (c'est-à-dire quand la valeur de la raideur initiale est retrouvée quand on passe de la traction à la compression simple).

Un modèle d'élasto-endommagement permet de modéliser le comportement la perte de raideur du béton et le comportement post-pic adoucissant. Il ne permet pas en revanche de modéliser les déformations plastiques observées lors des décharges.

### 1.5.2.b. Modélisation à partir de la théorie de la plasticité

Les modèles de plasticité ont été à l'origine créés pour décrire le comportement des métaux présentant des déformations irréversibles lorsqu'ils sont sollicités. Les mécanismes conduisant à des irréversibilités au niveau microscopique correspondent au glissement les uns sur les autres des plans moléculaires. La plasticité décrit la ruine due aux mécanismes de cisaillement.

Le béton présente en compression simple un comportement élasto-plastique adoucissant (voir figure I.23) avec présence de déformations irréversibles lors des déchargements. Un modèle de plasticité permet de prendre en compte ces irréversibilités.

Dans la théorie de la plasticité, on fait l'hypothèse qu'il existe deux états qui caractérisent le comportement du matériau, qui peut être soit élastique soit plastique. Le domaine élastique est délimité dans l'espace des contraintes par une surface de charge  $f$  qui évolue lors de l'histoire du chargement [Lemaître et Chaboche 1988].

L'évolution des déformations est dans cette théorie supposée découler d'un potentiel plastique  $g$ . En plasticité associée on fait l'hypothèse que  $g$  et  $f$  sont confondues. C'est le cadre des matériaux standards généralisés.

La surface de charge peut s'écrire :

$$f(\sigma, \kappa) = 0 \quad [I.32]$$

avec  $\kappa$  l'ensemble des paramètres d'écrouissage.

On suppose de façon classique que la partition des déformations est possible, c'est-à-dire que la déformation totale est la somme de la déformation élastique et de la déformation plastique.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad [I.33]$$



On peut écrire le potentiel d'énergie libre sous la forme:

$$\psi = \psi(\varepsilon_e, \kappa) \quad [I.34]$$

L'évolution de la déformation plastique découle d'un potentiel plastique  $g(\sigma, \kappa)$ :

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad [I.35]$$

avec  $\lambda$  multiplicateur plastique,  $\frac{\partial g}{\partial \sigma}$  la direction de l'écoulement plastique.

Les variables d'écrouissage sont déterminées à partir de la loi d'écrouissage  $h(\sigma, \kappa)$ .

$$\dot{\kappa} = \dot{\lambda} h(\sigma, \kappa) \quad [I.36]$$

Les conditions de charge-décharge (ou encore de normalité) nous disent que :

$$\left\{ \begin{array}{l} f < 0 \quad \Rightarrow \text{Comportement élastique} \\ f = 0 \text{ et } \dot{f} = 0 \Rightarrow \text{Ecoulement plastique} \\ f = 0 \text{ et } \dot{f} < 0 \Rightarrow \text{Décharge élastique} \end{array} \right. \quad [I.37]$$

Parmi les modèles élasto-plastiques connus [Lemaître *et al.* 1988], celui de Drucker-Präger permet de reproduire correctement le comportement du béton en compression [Georgin 1998, Heinfling 1998] tout au moins pour la phase non linéaire pré-pic. La phase post-pic adoucissante ne peut pas être décrite avec ce modèle sans introduire une loi d'écrouissage négatif.

Si on souhaite modéliser en plus la perte de raideur il faudra alors coupler le modèle élasto-plastique avec un modèle d'endommagement mécanique [Lemaître *et al.* 1988].

Dans ce cas le potentiel d'énergie libre peut être écrit :

$$\psi = \psi(\varepsilon_e, \varepsilon_p, d_m, \kappa) \quad [I.38]$$

La variable d'écrouissage peut être scindée en une partie  $\kappa_{dm}$  qui représente l'évolution du matériau relativement à l'état d'endommagement et une autre  $\kappa_p$  qui rend compte des effets de la plasticité.

$$\kappa = \kappa_{dm} + \kappa_p \quad [I.39]$$

Les évolutions de l'endommagement et de la plasticité doivent être en accord avec les conditions de charge-décharge :

$$\begin{cases} \dot{f}_d(Y, \kappa_{d_m}) = 0 \\ \dot{f}(\sigma, \kappa_p) = 0 \end{cases} \quad [I.40]$$

Une autre possibilité consiste à coupler l'endommagement et la plasticité en écrivant que l'endommagement  $d_m$  est fonction de l'écrouissage plastique  $\kappa$  [Nechnech 2000, Benboudjema 2002]. Dans le cas où la variable d'endommagement est scalaire on peut l'écrire :

$$d_m = d_m(\kappa) \quad [I.41]$$

Cette solution est plus facile à implanter numériquement que la précédente puisque lors du calcul numérique la plasticité et l'endommagement peuvent être découplés.

Nous nous sommes fixés comme objectif un cadre de modélisation qui puisse décrire correctement la phénoménologie macroscopique avec une formulation mathématique simple. Nous utiliserons des modèles d'endommagement et de plasticité existants et adaptés au comportement du béton. Nous nous placerons dans le cadre de l'élasto-plasticité endommageable pour la modélisation du comportement mécanique des bétons et mortiers à court terme.

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que l'eau et la pâte de ciment durcie interagissaient fortement entre elles, générant de la fissuration et du retrait de séchage. D'autres déformations différées dans le temps existent, qui sont également liées à la présence d'eau, et à la fissuration due au séchage. C'est notamment le cas du fluage de dessiccation qui n'est, pour certains auteurs, qu'une forme du retrait de dessiccation. L'objet du paragraphe suivant est d'analyser la bibliographie relative au fluage propre, au fluage de dessiccation.

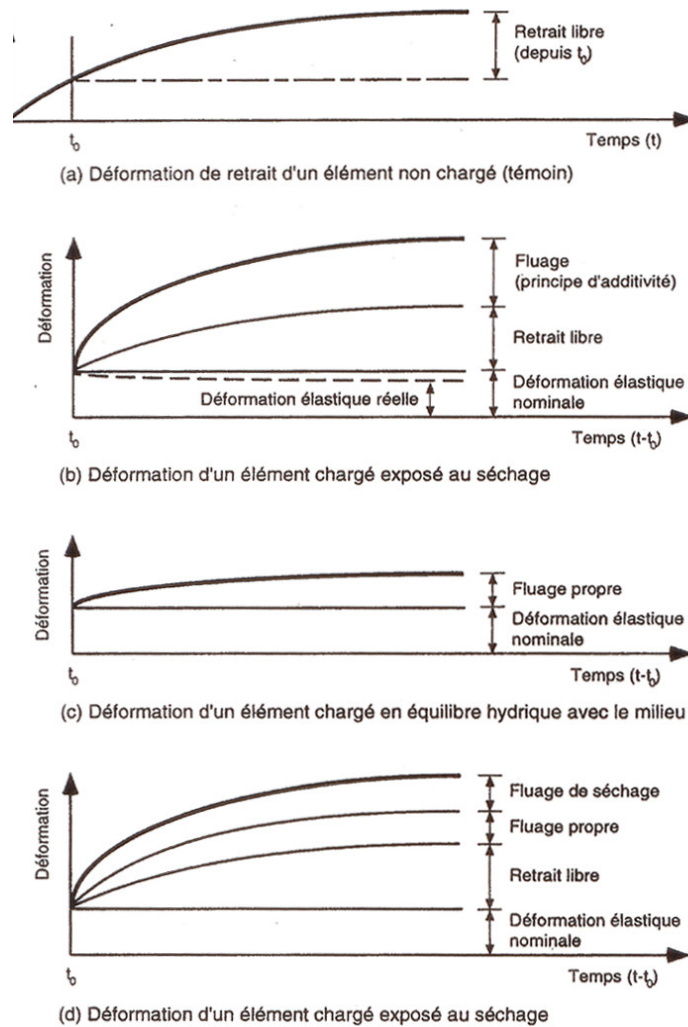
## **I.6. Les déformations différées de fluage**

Lorsque le matériau béton est chargé, il se déforme instantanément. Nous avons vu également que même sans chargement mécanique le matériau se déformait dans le temps à cause du retrait de dessiccation. Le béton lorsqu'il est chargé subit, en plus de sa déformation instantanée, une déformation différée dans le temps qui peut être atteindre une amplitude jusqu'à cinq fois égale à la déformation élastique initiale, appelée fluage.

La figure I.26 montre les différentes déformations différées de retrait et de fluage identifiées par les auteurs. Pour cette série de courbes, les déformations au jeune âge (auto-dessiccation) et liées à la carbonatation [Pihlajaavara 1974] n'ont pas été prises en compte. Le matériau est supposé avoir atteint sa maturité.

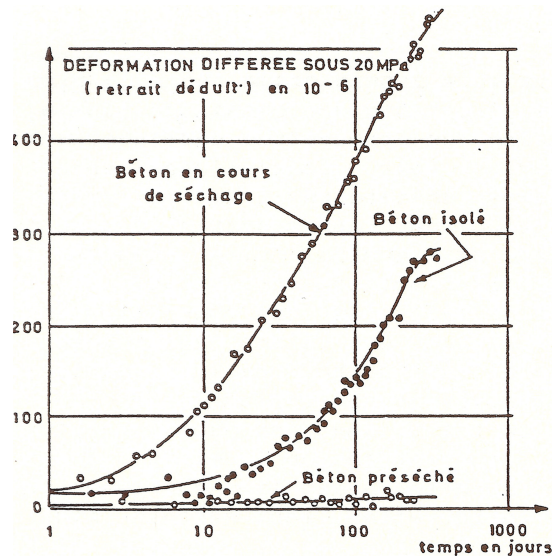
La première courbe (I.26.a) est celle du retrait de dessiccation, en l'absence de chargement mécanique. La deuxième (I.26.b) représente les déformations différées d'une éprouvette qui est chargée et qui sèche. On a décomposé la déformation totale en la somme de la déformation élastique initiale, la déformation de retrait de séchage et celle de fluage. On constate (I.26.c) que si l'éprouvette est en équilibre hydrique (pas de séchage) avec l'extérieur, la déformation de fluage est inférieure à celle de la figure I.26.b. On appelle conventionnellement déformation de **fluage propre** la déformation de fluage constatée en l'absence d'échanges hydriques avec l'extérieur. La part supplémentaire de fluage (I.26.d) lorsqu'il y a simultanément chargement mécanique et séchage est appelée **fluage de dessiccation**. Cet effet a été découvert par [Pickett 1942].

A noter que l'additivité entre les diverses déformations différées évoquées ci-dessus suppose qu'il n'y a pas d'interaction entre les différents phénomènes physiques en jeu. C'est une hypothèse forte, qui nous le verrons plus loin est remise en cause par certains auteurs notamment lorsqu'ils disent que le fluage de dessiccation est composé en partie du retrait de séchage qui n'a pu se produire du fait de la création de fissures.



**Figure I.26: Hypothèse de partition et d'additivité des déformations instantanées et différées hors retrait d'auto-dessiccation et retrait de carbonatation [Bissonnette 1996]**

La figure I.27 représente la mise en évidence de l'influence de l'importance de l'état hydrique du matériau sur le fluage grâce à des résultats d'essais obtenus par [Acker 1988] sur des éprouvettes en béton.



**Figure I.27: Déformation différée (déformation instantanée et retrait déduits) mesurée sur une éprouvette en béton chargée à 20 MPa [Acker 1988].**

Les éprouvettes testées sont de la même fabrication. La première éprouvette sèche naturellement à 50 % d'humidité relative, la deuxième éprouvette a été rendue étanche, et la troisième éprouvette a été séchée à 40 % d'humidité relative durant 35 jours puis rendue étanche. L'éprouvette pré séchée ne flue quasiment pas, tandis que l'éprouvette en dessiccation flue presque deux fois plus que l'éprouvette saturée en eau rendue étanche. La courbe « béton isolé » est la courbe représentative du fluage propre, et la différence entre la courbe « Béton en cours de séchage » et la courbe « béton isolé » représente la part de la déformation de fluage de dessiccation.

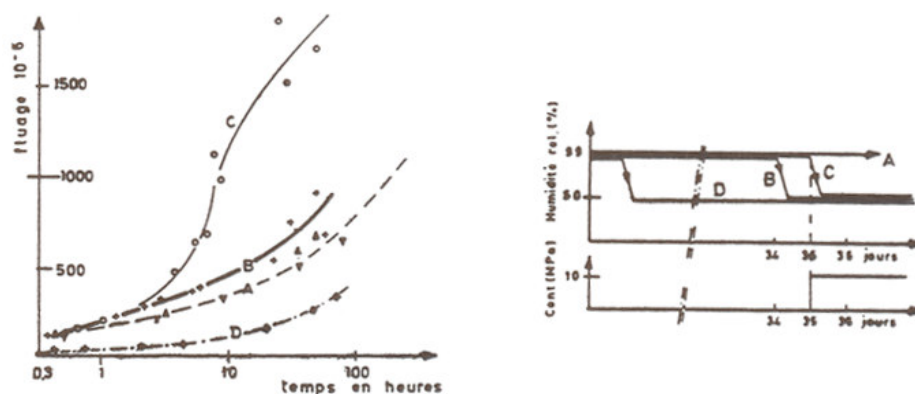
Ces déformations différées ont des amplitudes telles qu'elles peuvent rendre un ouvrage d'art inutilisable (cas des ponts à fléaux précontraints), poser des problèmes de maintenance dans les enceintes de confinement de centrale nucléaire ou des défauts d'étanchéité de ces enceintes. Elles peuvent aussi être à l'origine de redistributions d'efforts non désirées qui conduisent à l'apparition d'une fissuration propice à la pénétration accélérée d'agents agressifs.

## **I.6.1. Le fluage propre**

### I.6.1.a. Les constatations expérimentales

Le fluage propre est conventionnellement défini comme la déformation d'une éprouvette chargée et dont les échanges hydriques avec le milieu environnant sont impossibles, à laquelle la déformation élastique instantanée et la déformation de retrait endogène (retraits de maturation) ont été ôtés. Cette définition suppose que chacune des déformations en cause (retrait endogène, de fluage propre) puisse être additionnée aux autres, c'est-à-dire qu'elles soient parfaitement découplées. Cette hypothèse forte est discutable. Certains auteurs comme [Ulm *et al* 1999] proposent un couplage entre retrait endogène et fluage propre en supposant que les tensions capillaires générées lors de la phase de maturation (auto-dessiccation) s'ajoutent au chargement mécanique, conduisant à une déformation de fluage propre de plus grande amplitude.

Le fluage propre est fortement dépendant de l'humidité relative interne comme le montre la figure I.28.

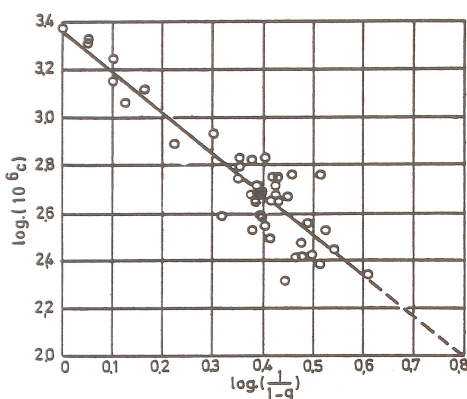


**Figure I.28: Fluage d'éprouvettes en béton sous différentes formes de conservation  
Effets de l'humidité relative interne [Bažant *et al.* 1976]**

Sur cette figure, la courbe *A* correspond au fluage dans le temps d'une éprouvette en pâte de ciment de forme cylindrique creuse chargée à 10 MPa. Cette éprouvette a été conservée à 99 % d'humidité relative y compris durant les essais. Son fluage est plus important (environ le double) que celui de l'éprouvette *D* qui a été conservée à 50 % d'humidité relative avant d'être chargée dans les mêmes conditions hydriques. Le fluage est quasiment proportionnel à l'humidité relative externe (quand on a atteint l'équilibre hydrique) [Bažant *et al.* 1973, Pihlajavaara 1974, Bažant *et al.* 1985, Acker 1988, Guenot-Delahaie 1997]. Lorsque le béton a été séché à 105°C, le fluage propre est quasiment nul [Pihlajavaara

1974, Acker 1988]. Si le fluage propre dépend de l'humidité interne du béton, on peut se demander légitimement si la partition entre la déformation de fluage propre et celle de fluage de dessiccation est logique. En l'absence d'une définition du fluage propre durant le séchage les auteurs font généralement cette hypothèse d'additivité [Acker 1988, Granger 1996]

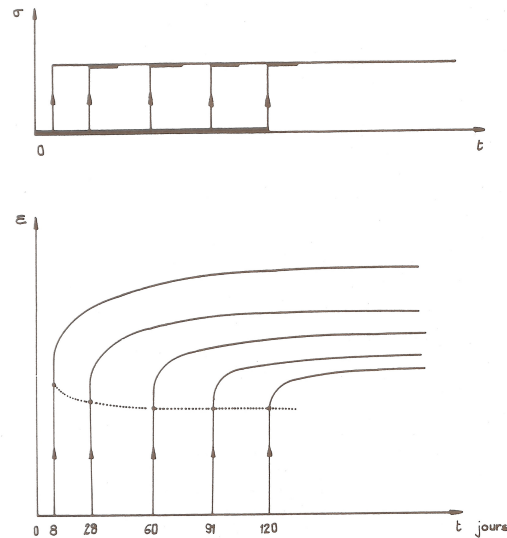
Le fluage propre est fortement influencé par la composition du béton, et notamment la fraction volumique de pâte rapportée à celle des granulats.



**Figure I.29: Relation entre le fluage et le dosage en granulat [Picket 1942]**

D'après la figure I.29, plus on augmente la fraction volumique de granulats moins la déformation de fluage propre est importante. En effet, les granulats ne fluent pas à notre échelle de temps et de contrainte appliquée. Cela a été prouvé par des mesures de nano indentation réalisés par [Acker 2001] qui ont montré que seuls les C-S-H fluaient. Plus on augmente la quantité de pâte de ciment et plus le fluage propre est élevé.

L'amplitude du fluage propre dépend sensiblement de l'âge de mise en charge. Le fluage propre a donc un caractère fortement vieillissant, comme le prouve la figure I.30.



**Figure I.30: Caractère vieillissant du fluage propre, influence de l'âge du chargement sur l'amplitude du fluage propre [Ross 1958]**

Plus l'âge de chargement est tardif et moins importante est la déformation de fluage propre. Il en est de même pour la cinétique du fluage propre. La réaction d'hydratation n'explique pas à elle seule ce phénomène car les paramètres élastiques ou de transport d'eau ne varient plus significativement après 90 jours [Gamble *et al.* 1978, Bažant 1982]. D'autres phénomènes sont donc en cause, et seront développés dans le paragraphe suivant.

La plage de valeur des contraintes appliquées modifie la réponse du matériau en fluage. Si on applique une contrainte de compression uniaxiale inférieure à 50 % de la résistance en compression on obtient une déformation de fluage propre proportionnelle à la contrainte. Au dessus de cette limite, la loi de proportionnalité n'est plus valable [Bažant *et al.* 1992].

D'autres paramètres tels que la température influent sur la déformation de fluage propre. Nous n'avons pas voulu en faire une présentation exhaustive, et avons privilégié les faits expérimentaux en relation avec le séchage et la fissuration induite par le séchage.

Les mécanismes à l'origine du fluage propre ne sont pas parfaitement connus. Plusieurs auteurs ont proposé des explications physiques, limitées certes par les capacités d'observation de la microstructure.



### I.6.1.b. Les phénomènes physico-chimiques à l'origine du fluage propre

L'analyse des figures I.26, I.27 et I.30 montre que la cinétique de déformation du fluage propre a deux phases d'évolution. La première qui intervient à court terme (quelques jours après le chargement), a une cinétique élevée [Ulm *et al.* 1997], et l'autre à long terme, est marquée par un fort vieillissement.

Les auteurs de la littérature ont de fait proposé des explications physiques différentes selon la phase en question.

#### Pour le fluage propre à court terme :

[Ghosh 1973] suppose un effet de type pression osmotique. Les grains anhydres et les pores capillaires sont séparés par une couche d'hydrates perméable. Pour que l'hydratation puisse continuer, l'eau doit diffuser au travers des hydrates. Les propriétés des hydrates et la présence de grains anhydres seraient propices à la création d'une pression osmotique qui s'exercerait sur le gel de C-S-H, en affaiblissant sa structure. Un chargement extérieur va modifier les contraintes locales rompant des liaisons ce qui va se traduire au niveau macroscopique par du fluage propre.

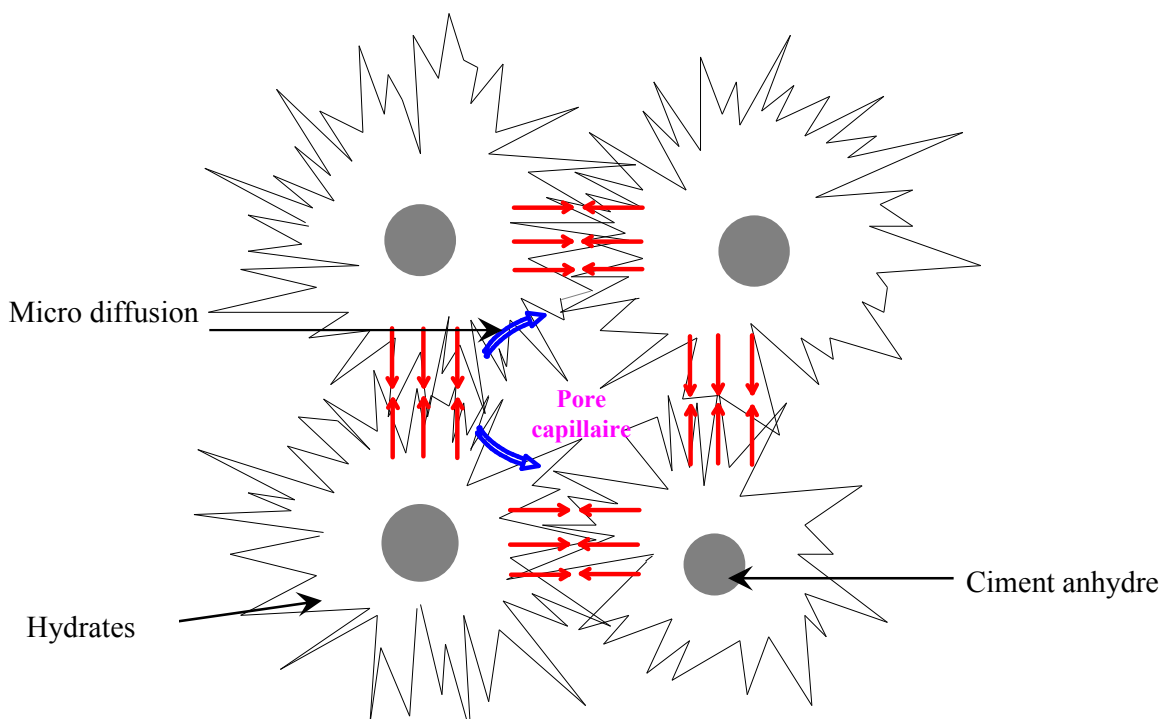
Pour [Ghosh 1973], il peut y avoir un phénomène d'hydratation sous contrainte.  $1 \text{ cm}^3$  de ciment anhydre produit  $2.1 \text{ cm}^3$  de gel hydraté. 50% des hydrates occupent la place initiale du grain de ciment, l'autre moitié diffusant vers la porosité capillaire. Un chargement mécanique va augmenter la solubilité des grains de ciment anhydres et accélérer le processus d'hydratation. L'espace proposé étant limité, la formation du gel est ainsi gênée, créant une contraction des grains de ciment. Au niveau macroscopique cela va se traduire par une déformation de fluage propre.

[Bažant *et al.* 1989] ont proposé une théorie reposant sur la formation de nouveaux C-S-H, qu'ils ont appelé théorie de la solidification. Le gel de C-S-H se formant se dépose sous un état de contrainte quasi nul (pas de reprise des efforts extérieurs). Au fur et à mesure que les particules fluent, le gel qui vient d'être hydraté commence à reprendre progressivement une fraction des contraintes. Il y a alors redistribution des contraintes, et ainsi une déformation du nouveau gel ce qui va contribuer au fluage de la pâte de ciment.

Les hypothèses développées par les auteurs diffèrent grandement. Il existe néanmoins aujourd'hui un consensus pour dire que le fluage à propre court terme est dû au moins en

partie à la migration d'eau des zones d'adsorption gênée (où la pression de disjonction est maximale) vers les pores capillaires. La figure I.31 est une vision schématique du phénomène proposée par [Ulm *et al.* 1997]. Le chargement mécanique a pour conséquence une expulsion l'eau qui était dans les pores de petite dimension vers les pores de plus gros diamètre [Bažant *et al.* 1985], notamment à cause du déséquilibre thermodynamique qui est induit [Wittmann 1982]. Il y va alors y avoir déformation du squelette [Bažant *et al.* 1997], qui va conduire au fluage.

Plusieurs résultats expérimentaux confortent cette théorie. L'énergie d'activation associée au fluage propre est d'environ  $25 \text{ kJ.mol}^{-1}$  [Day *et al.* 1983] à court terme. Cette valeur est proche de celle qui correspond à la migration d'eau adsorbée physiquement ( $15 \text{ kJ.mol}^{-1}$ ) dans les pores capillaires [Dias 1987], confortant l'hypothèse émise ci-dessus.



**Figure I.31: Mécanisme de fluage propre à court terme selon [Ulm *et al.* 1997]**

D'après [Ulm 1998], seule la cinétique de fluage propre à court terme est influencée par le rapport E/C. Ce rapport influe majoritairement sur la distribution des pores capillaires [Baroghel-Bouny 1994], d'où l'idée que le mécanisme de fluage court terme ne fait intervenir que les pores capillaires.

Nous retiendrons donc l'idée que d'une part, une contrainte macroscopique peut conduire à l'hydratation de nouveaux C-S-H, réduisant ainsi la vitesse de déformation de

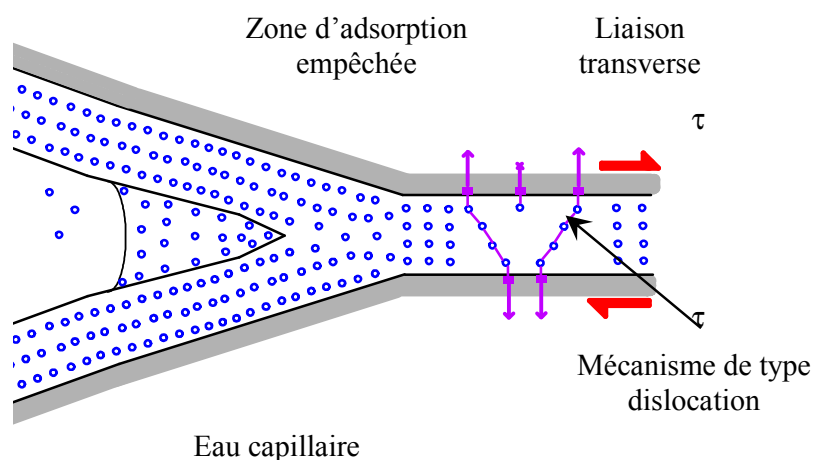
fluage propre car participant progressivement lors de leur hydratation de plus en plus à la reprise des efforts, et d'autre part que la migration d'eau adsorbée des pores les plus petits vers les pores libres peut entraîner des modifications de tension de surface et de pression de disjonction qui conduisent à une déformation de la matrice cimentaire.

Pour le fluage propre à long terme :

Les explications du paragraphe précédent ne permettent pas d'expliquer les raisons de l'effet du vieillissement sur le fluage propre à long terme. D'autres mécanismes ont été proposés pour expliquer ces effets.

Le mécanisme le plus cité actuellement est lié au glissement des feuillettes de C-S-H entre eux. [Tamtsia *et al.* 2000] ont prouvé expérimentalement qu'un échantillon désaturé et resaturé en méthanol présente une déformation de fluage importante. Or le méthanol est adsorbé physiquement par les C-S-H, et forme un complexe avec eux. Il y a alors diminution de l'intensité des forces entre les C-S-H ce qui favorise leur glissement.

Le fluage propre à long terme ne dépend pas du rapport E/C [Ulm 1998]. Comme la structure des C-S-H est la même quelle que soit la formulation du béton [Baron 1982, Baroghel-Bouny 1994], on peut penser que la déformation intervient au niveau de la porosité intrinsèque des C-S-H (nanoporosité). Pour [Bažant *et al.* 1997], il y a relaxation des micro-précontraintes dans les zones d'adsorption empêchée générées par la pression de disjonction. Les liaisons entre surfaces solides instables et sur-tendues localement, peuvent se rompre [Wittmann 1982]. Elles vont alors se reformer dans des zones de moindre tension du fait du glissement des feuillettes de C-S-H comme le montre la figure I.32 [Ulm *et al.* 1997].



**Figure I.32: Mécanisme de fluage propre à long terme selon [Ulm *et al.* 1997]**

Les sites de fluage sont initiés par le chargement mécanique, et vont s'épuiser successivement. Cela permet d'expliquer l'aspect vieillissant du fluage [Bažant *et al.* 1989]. Les dislocations tendant vers un niveau d'énergie inférieur à celui du départ, le fluage présente un caractère irréversible. Une part du fluage propre est réversible (cette part est appelée recouvrance), l'autre part ne l'est pas.

La compréhension et l'explication physique du fluage propre sont délicates même si certaines explications sont fondées sur des preuves expérimentales. [Rossi *et al.* 1993] proposent une approche différente fondée qui suppose que de la microfissuration se forme dans la matière lors du chargement (notamment au niveau de l'interface pâte-granulats), ce qui crée du séchage interne. Il y aurait alors apparition de tensions capillaires, comme lors du retrait d'auto-dessiccation. Cela induirait des déformations de fluage, des redistributions de contraintes, et engendrerait de nouvelles fissures qui pourraient entretenir le phénomène. Cette théorie a été confirmée lors de mesures d'émissions acoustiques émises par la création et la propagation des fissures durant le chargement mécanique. Mais il est impossible de dire si ces fissures sont les conséquences ou les causes du fluage propre.

L'idée que la fissuration autour des granulats puisse contribuer à la déformation de fluage propre paraît être une piste intéressante, car la présence de ces fissures peut contribuer à augmenter la contrainte réelle appliquée sur le squelette solide, et donc l'amplitude du fluage propre. Dans ce cadre, une réflexion sur la pertinence d'une définition d'un « fluage propre de séchage sera proposée au chapitre III ».

#### 1.6.1.c. Les modélisations du fluage propre

Plusieurs modélisations existent. Celles issues des codes de calcul régissant la construction ne seront pas abordées ici. Certaines sont basées sur des coefficients forfaitaires, d'autres supposent que le matériau est homogène ce qui n'est pas le cas lors du séchage nous l'avons vu.

Pour les chargements modérés, pour lesquels on constate une proportionnalité entre déformation de fluage propre et contrainte, la déformation de fluage propre s'écrit de façon classique [Bažant 1982, Granger 1996] :

$$\varepsilon_{fp}(t, t_c) = J(t, t_c) \cdot \sigma \quad [I.42]$$

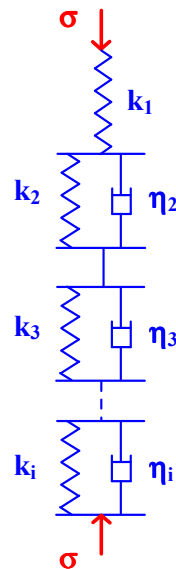
avec  $t$  le temps,  $t_c$  le temps où débute le chargement,  $J$  le tenseur de complaisance de fluage,  $\varepsilon_{fp}$  la déformation de fluage propre,  $\sigma$  la contrainte appliquée.

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

$$\varepsilon_{fp}(t, t_c) = \int_{t_c}^t J(t\tau) \cdot \dot{\sigma}(\tau) d\tau \quad [I.43]$$

Pour des contraintes ne dépassant pas 50 % de la contrainte de rupture, le cadre de la viscoélasticité linéaire est souvent utilisé pour exprimer le tenseur de complaisance de fluage [Bažant *et al.* 1985, Bažant *et al.* 1989, Granger 1994, Guenot-Delahaie 1997, Van Zijl *et al.* 1999]. Pour les charges plus élevées qui génèrent un fluage non linéaire (non proportionnel à la contrainte appliquée), on peut utiliser une formulation visco-plastique [Berthollet *et al.* 2001].

Pour des contraintes de compression uniaxiales, et si le matériau est considéré comme non vieillissant, la complaisance de fluage peut être obtenue avec une bonne précision en utilisant [Bažant *et al.* 1985] une combinaison de chaînes de Maxwell ou de Kelvin-Voigt (Figure I.33). Pour la série de Kelvin-Voigt. Chaque élément de la chaîne de la figure I.33 est composé d'un ressort de rigidité  $k_i$  et d'un amortisseur  $\eta_i$  qui reproduit la viscosité du matériau, et donc la dépendance de sa réponse au chargement par rapport au temps.



**Figure I.33 : Schéma d'une série de Kelvin-Voigt**

Dans le cas des chaînes de Kelvin-Voigt en série, la fonction de complaisance de fluage propre  $J$  obtenue correspond à une décomposition en série de Dirichlet [Bažant *et al.* 1985, Granger 1996]:

$$J(t, t_c) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \left( 1 - \exp\left(-\frac{t-t_c}{\eta_i}\right) \right) \quad [\text{I.44}]$$

D'autres modélisations existent comme celle qui consiste à considérer le béton comme un matériau à deux phases associées dans un modèle en parallèle homogénéisé [Le Roy *et al.* 1995], ou plus récemment celle de [Benboudjema 2002] qui décompose le fluage en un fluage propre sphérique (qui correspond à la diffusion de l'eau dans les capillaires donc au fluage propre à court terme) et un fluage propre déviatorique (modélisant le glissement des C-S-H et donc le fluage propre à long terme). Ce dernier modèle présente l'avantage d'avoir été élaboré sur des considérations physiques corroborées par des résultats d'expériences [Benboudjema 2002]. Il permet de simuler très correctement le comportement de structures sous sollicitations biaxiales.

Le modèle viscoélastique linéaire est phénoménologique et inadapté aux sollicitations multiaxiales. Il permet en revanche de bien approcher la complaisance de fluage propre en sollicitation uniaxiale, sans nécessiter de temps de calculs très lourds, ce qui constitue ses principaux avantages.

### **I.6.2. Le fluage de dessiccation**

En faisant fluer et sécher une éprouvette saturée en eau initialement avec une humidité relative extérieure égale à 50 %, on s'attend à une déformation de fluage encadrée par les résultats d'essais de fluage propre d'éprouvettes saturées d'eau et d'éprouvettes séchées à 50 % d'humidité relative. Ce n'est pas le cas, l'éprouvette séchant durant le chargement flue plus que l'éprouvette saturée en eau (déformation supplémentaire de 1 à 3 fois celle du fluage propre). Les auteurs proposent d'isoler deux types de mécanismes : le fluage de dessiccation structural, et le fluage de dessiccation intrinsèque [Bažant *et al.* 1985, Granger 1996]. Les paramètres influant sur le fluage de dessiccation sont présentés ci-après.

### I.6.2.a. Les constatations expérimentales

Les auteurs ont constaté des similitudes entre le retrait de dessiccation et le fluage de dessiccation. Par exemple, l'amplitude du fluage de dessiccation est proportionnelle à l'amplitude de l'échelon d'humidité imposé [Lhermite 1965]. Si le retrait de séchage est lui aussi proportionnel à cet échelon d'humidité relative, cela signifie que le fluage de dessiccation est proportionnel au retrait de dessiccation. La cinétique du fluage de dessiccation dépend des dimensions de la structure comme pour le retrait de dessiccation [Bažant *et al.* 1992]. Il y aurait donc un effet de structure sur la déformation de fluage de dessiccation.

Le fluage de dessiccation semble donc intimement lié au retrait de séchage. Voici les explications physiques couramment proposées.

### I.6.2.b. Les mécanismes physico-chimiques

#### Le fluage de dessiccation intrinsèque :

Des expériences menées par [Bažant *et al.* 1994] ont démontré qu'il y avait une part du fluage de dessiccation liée uniquement au comportement du matériau, indépendamment de tout effet lié à la géométrie de la structure. Cette part intrinsèque a été baptisée « stress-induced shrinkage » par [Bažant *et al.* 1985]. L'explication correspond à une micro diffusion d'eau (due au fluage) entre les micropores et les pores capillaires qui provoque la rupture de liaisons et crée du fluage. D'autres auteurs ont proposé d'expliquer le fluage de dessiccation intrinsèque, notamment:

- L'existence des pressions exercées dans les zones d'adsorption empêchée serait à l'origine de dissolution d'espèces ( $\text{Ca}^{2+}$  par exemple) qui iraient précipiter sur les parois d'un pore voisin. Cela entraînerait une déformation supplémentaire [Bažant *et al.* 1973].
- La relaxation des micro-précontraintes dans les zones d'adsorption empêchée [Bažant *et al.* 1997], de façon similaire à l'explication proposée par [Wittmann 1982] pour le fluage propre à long terme du béton.
- La concentration des contraintes sur le gel de C-S-H [Brooks 2001]. Si le béton est saturé, les contraintes macroscopiques sont réparties entre l'eau et le squelette solide. Lors du

séchage, le départ de l'eau augmente l'amplitude des contraintes reprises par le squelette. Cela se rapproche de la théorie de la consolidation.

- [Lassabatère 1994] tient compte du changement de porosité due à la contrainte. Si la porosité diminue, la pression de vapeur augmente, donc l'humidité relative augmente, et la pression capillaire diminue, ce qui engendre une condensation de la vapeur d'eau. Ainsi, en séchant, plus de retrait sera mobilisé. Cela reste néanmoins difficile à quantifier.

Il n'y a pas encore actuellement de consensus pour expliquer le fluage de dessiccation intrinsèque. Cependant, la contribution de la part intrinsèque du fluage de dessiccation semble prépondérante par rapport à la part du fluage de dessiccation structurale. Cela constitue une vraie difficulté et ouvre de nombreuses perspectives de recherche.

#### Le fluage de dessiccation structurale :

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

Lorsqu'une éprouvette est chargée constamment en compression et sèche, la fissuration due au séchage est moins prononcée que celle du spécimen non chargé [Wittmann 1982]. Ainsi la déformation mesurée est supérieure à la somme des composantes élémentaires retrait de dessiccation et fluage propre. La déformation supplémentaire est appelée fluage de dessiccation structurale, ou « micro-cracking effect ».

Il semble néanmoins que la contribution de ce « micro-cracking effect » ne représente qu'une part peu importante (mais pas négligeable pour autant) du fluage de dessiccation total [Buil 1990, Granger 1996].

#### 1.6.2.c. Les modélisations du fluage de dessiccation

Peu de modélisations du fluage de dessiccation intrinsèque existent à ce jour. Le modèle le plus couramment utilisé est celui de [Bažant *et al.* 1985]. Le taux de déformation de fluage de dessiccation intrinsèque s'écrit:



$$\dot{\epsilon}_{fd} = \lambda_{fd} \cdot |\dot{h}| \cdot \sigma \quad [I.45]$$

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

Ce modèle permet de prendre en compte le fluage supplémentaire constaté lorsque le matériau est ré humidifié (l'humidité relative dans le milieu naturel varie continuellement, provoquant des cycles de séchage-humidification des structures en béton), mais pas l'influence de la cinétique de séchage. [Benboudjema 2002] a proposé un modèle issu de ceux relatifs au fluage de dessiccation du bois, qui prend en compte l'influence de la vitesse du séchage sur la déformation de fluage de dessiccation, ce qui est une amélioration appréciable de la description du comportement à long terme du matériau.

## **I.7. Conclusions**

L'analyse bibliographique développée dans ce chapitre montre qu'il existe des couplages forts entre le comportement mécanique des bétons dans le temps et le séchage.

Le séchage induit du retrait de dessiccation, qui conduit à une fissuration diffuse dans le matériau, due à la présence d'inclusions rigides et à un effet de structure. Les fissures sont réparties autour des granulats (fissuration circonférentielle ou radiales), et en réseau parallèle qui trouve son origine au niveau de la peau. Elles ont pour origine un dépassement du seuil de traction dû aux gradients de déformations empêchées.

Nous avons vu cependant que la minéralogie des granulats avait une forte influence sur la fissuration, au niveau de l'auréole de transition (du fait probablement de la différence de rigidité). La fissuration est importante pour les granulats peu poreux, et faible pour les granulats poreux.

Les effets de cette fissuration sont une modification des caractéristiques mécaniques lors du séchage. Les résultats des auteurs divergent, certainement parce que les compositions, modes de garde ou protocoles d'essais ont été différents. Les expériences faites au Laboratoire de Mécanique de Lille montrent une perte de raideur de 25 à 30 % pour un béton, un peu moins pour un mortier normal car l'effet des inclusions y est moins important. Le coefficient de Poisson est lui aussi diminué. Enfin, la résistance à la compression augmente lors du séchage et se stabilise autour de 30 à 50 jours.

Ces modifications du comportement du matériau exposé à la dessiccation dans le temps faussent les résultats des simulations des ingénieurs, qui cherchent à prédire le comportement du matériau à long terme. D'abord les variations des paramètres élastiques ne sont pas prises en compte dans les calculs. La marge d'erreur est importante et peut générer de la fissuration lorsque la structure s'assouplit. Cette fissuration permettra aux agents agressifs de pénétrer plus facilement dans la structure, augmentera les cinétiques de dégradation.

Nous proposons donc dans le chapitre II de modéliser la perte de raideur et de considérer que la fissuration induite par le séchage provoque un endommagement hydrique du matériau isotrope. Le modèle est formulé dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles et couplé à un modèle d'endommagement mécanique ainsi qu'à un modèle de plasticité.

Les déformations différées de fluage sont fortement influencées par les conditions hydriques des essais, et de la fissuration qui en découle. Une réflexion sur la pertinence de la définition d'un fluage propre de séchage ainsi qu'une étude des conséquences de la perte de raideur sur le fluage de dessiccation seront proposés en fin de chapitre III.

## Résumé du chapitre I

Ce premier chapitre a pour objectif d'analyser la sensibilité du matériau béton (ou mortier) relativement aux transferts hydriques induits par le séchage.

La première partie rappelle la constitution de la pâte de ciment durcie et son hydratation. Le gel de ciment hydraté remplit la porosité capillaire au fur et à mesure de sa maturation. L'étude de la microstructure montre que le gel de ciment hydraté est de type colloïdal et a donc une très grande surface spécifique. Sa capacité d'adsorption de l'eau est très importante. Les feuillettes de C-S-H qui constituent cette pâte de ciment durcie ont leur propre porosité (nano-porosité, qui représente 28 % du volume des hydrates) indépendante de la quantité d'eau introduite au gâchage.

Lors du séchage, le départ d'eau de la porosité vers l'extérieur provoque un retrait dont les mécanismes sont la dépression capillaire, la variation de pression de disjonction, la variation de tension de surface. Les conséquences de ce retrait sont une fissuration diffuse au cœur du matériau qui modifie ses caractéristiques mécaniques (raideur, coefficient de poisson, résistance à la compression). Cette fissuration dépend des dimensions de la structure qui sèche, du choc hydrique imposé aux conditions aux limites, de la taille et de la minéralogie des granulats utilisés pour faire le mélange.

Dans la deuxième partie le comportement en sollicitations uniaxiales du béton est étudié de façon brève. Le cadre de formulation de l'endommagement mécanique et de la plasticité est présenté dans le but de modéliser la perte de raideur d'origine mécanique ainsi que les déformations irréversibles constatées lors des décharges.

Le séchage a aussi des conséquences sur le comportement mécanique du matériau à long terme. Les déformations de fluage propre et de fluage de dessiccation sont analysées. Les phénomènes physiques qui sont à leur origine sont mal connus malgré les nombreuses recherches sur le sujet. Ces déformations dépendent de nombreux paramètres et notamment des conditions hydriques de stockage et d'essai.

Nous présentons ensuite les modélisations couramment utilisées en sollicitations uniaxiales pour décrire ces phénomènes. Le cadre de la viscoélasticité linéaire est classiquement utilisé pour la modélisation de la déformation de fluage propre.

Enfin le retrait de carbonatation est évoqué car il est rarement mis en évidence dans les essais de fluage alors qu'il conduit à une augmentation de la déformation mesurée, ce qui risque de fausser les mesures de ces expériences.

**CHAPITRE II :**  
**PROPOSITION DE MODELISATION DE L'ENDOMMAGEMENT HYDRIQUE**

## **Introduction**

Comme nous l'avons vu au précédent chapitre, les conséquences du séchage sur l'état de fissuration du matériau béton et son comportement mécanique sont nombreuses. A terme, la durabilité des ouvrages peut être considérablement diminuée, les caractéristiques mécaniques (module d'Young, coefficient de Poisson, résistance à la rupture) amplement modifiées, rendant les calculs prédictifs de comportement erronés pour une structure séchant.

Dans ce contexte, nous avons choisi de proposer une modélisation de la perte de raideur due au séchage car la bonne connaissance de l'évolution de ce paramètre est essentielle lorsque l'on souhaite faire des calculs prédictifs, à la fois à court terme et à long terme.

Notre objectif est double. D'abord, justifier la modélisation de cette perte de raideur à partir des constatations expérimentales et des hypothèses fondées sur des phénomènes physiques. Ensuite, nous souhaitons proposer un modèle qui soit facilement accessible aux ingénieurs, aisé à implémenter, qui leur permette de prédire l'endommagement d'origine hydrique représentatif d'un état de fissuration en tant qu'indicateur de durabilité ainsi que de modéliser le vieillissement du béton.

Nous nous sommes restreints, dans cette étude, au comportement du béton durci ayant atteint sa maturité. Pourtant nous avons utilisé certains résultats d'expérience dans lesquels les éprouvettes n'avaient subi que 28 jours de cure. Nous nous devons donc de garder en tête ces hypothèses fortes de travail.

## **II.1. Existence d'un endommagement hydrique**

Au cours du premier chapitre, nous avons eu l'occasion d'analyser le comportement du béton soumis aux variations d'humidité relative ou à des chargements mécaniques uniaxiaux. Le séchage du béton n'est pas uniforme au sein des structures au cours du temps. Alors que les couches en contact avec l'extérieur sont à la même humidité relative que celle de l'environnement extérieur, le cœur de la structure reste saturé en eau pendant longtemps. Il y a donc existence de gradients hydriques.

Sur le plan de la microstructure, des dépressions capillaires, des variations de pression de disjonction et de tension superficielle se créent et contractent localement la matrice cimentaire. Dans les parties où le gradient hydrique est fort, et notamment près de la peau du béton, il y a fissuration dès que les contraintes de traction dépassent la contrainte limite de résistance à la traction du béton [Bažant 1982, Wittmann 1982, Acker 1988, Khelidj *et al.* 1998].

De plus, des microfissures proviennent du fait que le module d'Young des granulats est plus élevé que celui de la matrice cimentaire se rétractant. Ces inclusions rigides empêchent la pâte de se rétracter librement. De la microfissuration circonférentielle et radiale est générée autour des granulats, dans une zone déjà très poreuse et perméable, l'auréole de transition [Hearn 1999, Bisschop *et al.* 2001, Perraton *et al.* 2001].

Par ailleurs, [Bažant *et al.* 1982] ont montré que pour éviter toute fissuration due au séchage, il fallait baisser l'humidité relative environnante suffisamment lentement et graduellement pour qu'il n'y ait pas de différence d'humidité relative supérieure à 2% dans le matériau et, en outre, utiliser des éprouvettes irréaliment minces (de l'ordre du *mm* d'épaisseur). En cas d'exposition brutale à une humidité relative extérieure, seules des structures d'une épaisseur de l'ordre de 0.1 mm peuvent être exemptes de fissuration. Donc, dans le cas général, toute structure soumise à un environnement extérieur en déséquilibre hydrique avec elle se fissurera, même en l'absence de tout chargement mécanique.

Dans les cas courants la fissuration observée est discontinue [Bažant *et al.* 1982, Sadouki *et al.* 2000, Colina *et al.* 2000]. Les fissures apparaissent d'abord au niveau de la peau puis leur largeur et leur profondeur augmentent. Le front de séchage pénètre

progressivement vers le cœur de la structure, et il se forme un système de fissures parallèles dont la largeur et l'espacement sont proportionnels à la distance de pénétration du séchage [Bažant *et al.* 1982]. Il y a donc fissuration au sein du matériau.

[Kanna *et al.* 1998] ont montré, à partir d'expériences de séchage sur des mortiers composés avec une pâte de ciment ordinaire ou avec additions minérales, que la résistance à la flexion et le facteur d'intensité de contrainte augmentaient lorsque la teneur en eau diminue, c'est-à-dire lorsque la densité de fissuration augmente. Cela s'accompagne d'une baisse du module d'Young. Ils en ont conclu, en reprenant l'expression de la résistance à la propagation de fissure proposée par Griffith, que les phénomènes décrits ci-dessus ne pouvaient que s'accompagner d'une augmentation substantielle de l'énergie de surface. Cela signifie que lors du séchage, le nombre de zones fissurées augmente ainsi que la taille des fissures.

Cette fissuration de séchage provient soit de l'effet de structure soit de l'effet des inclusions rigides. Elle semble être à l'origine des importantes baisses de module d'Young et de coefficient de Poisson constatées expérimentalement [Kanna *et al.* 1998, Burlion *et al.* 2001, Yurtdas 2003]. Elle contribue aussi probablement à augmenter la valeur de la déformation de fluage de dessiccation (fluage de dessiccation structural).

Afin de modéliser la baisse de raideur constatée, nous avons fait plusieurs hypothèses. D'abord, nous avons supposé que pour une section de matériau donnée, la présence de fissures dues au séchage entraîne une perte de surface résistante. Le chargement extérieur est donc repris par la partie saine du matériau, non fissurée, selon le principe de la contrainte effective. Nous avons donc fait un parallèle avec l'endommagement mécanique dont une définition est la diminution de surface résistant à la charge [Lemaître *et al.* 1988]. Cela nous amène à formuler l'existence d'un **endommagement hydrique**. La comparaison entre ces deux types d'endommagement s'arrête là car l'origine des microfissures est différente, comme l'est leur répartition ou leur taille. Les fissures de séchage ont une largeur d'ouverture typiquement comprise entre 0,25 et 50  $\mu\text{m}$ . Leur orientation et leur répartition dépend en partie du sens des gradients de teneur en eau, mais reste diffuse pour des diamètres de granulats importants [Bisschop *et al.* 2001]. Les fissures d'origine mécanique sont pour le béton très orientées (par exemple dans le sens du chargement en compression uniaxiale, perpendiculaire au chargement pour la traction uniaxiale). Leur propagation se fait plutôt sous

forme de macro-fissure [Acker 1988]. Les deux types de fissuration ainsi que les mécanismes qui les créent sont donc sensiblement différents.

Si on se place au niveau macroscopique, on peut considérer que la fissuration radiale et circonférentielle autour des inclusions est diffuse et isotrope. C'est moins vrai pour les fissures de séchage dues à l'effet de structure qui sont influencées par le sens des gradients hydriques. [Burlion *et al.* 2001] ont montré qu'en orientant le sens du séchage on observait une anisotropie du comportement mécanique en compression du matériau.

Néanmoins, il n'existe aucun résultat aujourd'hui permettant d'abord de quantifier la part de la fissuration de séchage due aux inclusions et celle due à l'orientation des gradients hydriques, et il n'y a quasiment pas d'études (à part celle de [Burlion *et al.* 2001]) se rapportant à la quantification de l'anisotropie mécanique induite par la dessiccation.

Nous avons donc fait l'hypothèse dans ce travail que la fissuration due au séchage était parfaitement diffuse, et qu'elle conduisait à un endommagement hydrique isotrope. Cet endommagement hydrique peut être relié à de nombreux paramètres : teneur en eau locale, diamètre des granulats, minéralogie des granulats, densité des C-S-H, etc. Plusieurs approches sont donc possibles, et ceci à plusieurs échelles d'observation. Nous avons choisi l'échelle macroscopique et une modélisation phénoménologique. L'endommagement hydrique n'est corrélé qu'à un seul paramètre, la teneur en eau locale. Cette simplification va nous permettre de vérifier aisément le fonctionnement du modèle et de le confronter avec les résultats d'essais expérimentaux disponibles. Puisque c'est la baisse de teneur en eau locale qui est à l'origine du retrait et de la fissuration de séchage, nous faisons l'hypothèse que l'endommagement hydrique est localement proportionnel à cette baisse de teneur en eau. Cette hypothèse est bien sur discutable, mais rien pour l'instant ne permet de l'infirmer. Au niveau des éprouvettes, la perte de raideur constatée est quasiment proportionnelle à la perte de masse d'eau.

L'endommagement hydrique est donc pris en compte de façon simplifiée, sous la forme d'une fonction vieillissement similaire à celles déjà proposées par [Carde *et al.* 1997, Gérard 1996, Pijaudier-Cabot *et al.* 1998] pour décrire l'endommagement induit par la lixiviation du béton ou par [Nechnech 2000] pour décrire l'endommagement induit par les effets de la température.



## II.2. Formulation générale du modèle

Nous nous plaçons dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles, plus précisément celui de l'élasto-plasticité endommageable isotrope. Nous supposons que le coefficient de Poisson reste constant. La variable d'endommagement hydrique est supposée isotrope.

Les lois d'état sont supposées dériver du potentiel thermodynamique  $\psi$  tel que :

$$\psi = \psi(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}_e, \boldsymbol{\varepsilon}_p, d_m, d_h, \boldsymbol{\kappa}) \quad [\text{II.1}]$$

avec  $\boldsymbol{\varepsilon}$  le tenseur des déformations,  $\boldsymbol{\varepsilon}_e$  tenseur des déformations élastiques,  $\boldsymbol{\varepsilon}_p$  tenseur des déformations plastiques,  $d_m$  l'endommagement mécanique,  $d_h$  l'endommagement hydrique, et  $\boldsymbol{\kappa}$  le tenseur des variables d'écrouissage.

On suppose que l'on peut écrire la partition des déformations :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_e + \boldsymbol{\varepsilon}_p \quad [\text{II.2}]$$

Le potentiel d'énergie libre décrit la réversibilité des processus (restitution de l'énergie emmagasinée au moment de la décharge de la structure) et s'écrit en conditions isothermes:

$$\psi = \psi^e(\boldsymbol{\varepsilon}_e, d_m, d_h) + \psi^p(\boldsymbol{\varepsilon}^p, \boldsymbol{\kappa}) \quad [\text{II.3}]$$

avec  $\psi^e$  potentiel élastique, et  $\psi^p$  potentiel plastique.

$$\rho \psi^e = \frac{1}{2} \boldsymbol{\varepsilon}^e : \boldsymbol{E} : \boldsymbol{\varepsilon}^e \quad [\text{II.4}]$$

avec  $\boldsymbol{E}$  tenseur de rigidité .

Les variables d'endommagement  $d_h$  et  $d_m$  (respectivement endommagement hydrique et endommagement mécanique) sont des variables internes, non directement observables. L'inégalité de Clausius-Duhem exprime le fait que l'énergie mécanique dissipée est positive :

$$\left( \boldsymbol{\sigma} - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^e} \right) : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial d_m} \cdot \dot{d}_m - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial d_h} \cdot \dot{d}_h - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \boldsymbol{\kappa}} \cdot \dot{\boldsymbol{\kappa}} \geq 0 \quad [\text{II.5}]$$

Le tenseur de rigidité  $\boldsymbol{E}$  est défini de la façon suivante :

$$\boldsymbol{E} = (1 - d) \boldsymbol{E}_0 \quad [\text{II.6}]$$

avec  $\boldsymbol{E}_0$  tenseur de rigidité initial et  $d$  variable d'endommagement telle que

$$d = 1 - (1 - d_m)(1 - d_h) \quad [\text{II.7}]$$

ou encore en développant :

$$d = d_m + d_h - d_m d_h \quad [\text{II.8}]$$

Cette formulation fait apparaître un terme où l'endommagement mécanique et l'endommagement hydriques se multiplient. On pourrait faire l'hypothèse que ce terme est du second ordre et peut être négligé et écrire :

$$d = 1 - (1 - d_m - d_h) \quad [\text{II.9}]$$

Cette formulation n'est physiquement pas valable car l'endommagement total peut être supérieur à 1. Nous conserverons donc l'écriture de la relation [II.7].

Les lois d'état se déduisent à partir de [II.5] :

$$\sigma = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} = E : \varepsilon^e = (1 - d_m)(1 - d_h) E_0 : \varepsilon^e \quad [\text{II.10}]$$

Les variables forces relatives aux variables internes sont appelées  $Y$ ,  $Z$  et  $A$ .  $Y$  est le taux d'énergie dissipée dû à l'endommagement mécanique

$$Y = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial d_m} = -\frac{1}{2} (1 - d_h) \varepsilon^e : E_0 : \varepsilon^e \quad [\text{II.11}]$$

donc

$$Y \leq 0 \quad [\text{II.12}]$$

$Z$  est le taux d'énergie dissipée dû à l'endommagement hydrique

$$Z = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial d_h} = -\frac{1}{2} (1 - d_m) \varepsilon^e : E_0 : \varepsilon^e \quad [\text{II.13}]$$

donc

$$Z \leq 0 \quad [\text{II.14}]$$

$A$  est le tenseur force d'écrouissage.

$$A = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \kappa} \quad [\text{II.15}]$$

La relation II.11 nous montre que la valeur du taux d'énergie dissipée par l'endommagement hydrique dépend de l'endommagement mécanique (et le taux d'énergie dissipée par l'endommagement mécanique dépend de l'endommagement hydrique). Les deux endommagements sont de fait couplés dans cette modélisation, a lors que nous avons fait l'hypothèse que le séchage et la fissuration mécanique était indépendants. L'inégalité de

Clausius-Duhem permet d'écrire (lorsqu'il y a respectivement absence d'endommagement hydrique et d'endommagement mécanique) que :

$$\begin{cases} -Y\dot{d}_m \geq 0 \\ -Z\dot{d}_h \geq 0 \end{cases} \quad [\text{II.16}]$$

et donc :

$$\begin{cases} \dot{d}_m \geq 0 \\ \dot{d}_h \geq 0 \end{cases} \quad [\text{II.17}]$$

La relation [II.17] nous indique que l'endommagement mécanique ne peut pas décroître. Il ne peut y avoir ni cicatrisation des fissures après décharge ni refermeture complète, les lèvres des fissures étant déformées de façon différente de part et d'autre des fissures car le champ de déformation libéré par les fissures n'est pas symétrique de part et d'autre de ces fissures [Acker 1988].

Dans le cas où la structure est soumise à la dessiccation, [II.17] nous indique que l'endommagement hydrique ne peut que croître ou rester constant. On peut cependant se demander dans quelle mesure les cycles d'humidité correspondant à nos conditions climatiques habituelles ne sont pas à l'origine de cycles d'ouverture-refermeture des fissures. En effet, si on ré humidifie un béton, on constate un gonflement (phénomène inverse du retrait de dessiccation). Ce gonflement contribue à refermer les fissures de séchage. La pénétration d'eau dans les zones fissurées peut être à l'origine de l'hydratation des grains anhydres. Ce phénomène d'auto cicatrisation [Baron 1982] se produit pour des fissures de taille allant jusqu'à 0,1 mm. En revanche, les zones cicatrisées constituent des points de faiblesse [Baron 1982]. Lors d'une baisse de l'humidité relative les fissures cicatrisées s'ouvriront en priorité par rapport aux zones saines. L'hypothèse que l'endommagement hydrique ne peut que croître semble donc justifiée.

L'écriture du modèle en décomposant les deux types d'endommagement est destinée à mettre en évidence leur propre contribution. Nous allons faire l'hypothèse que l'évolution que chaque type d'endommagement est indépendante. Ce point peut être discuté puisque les fissures d'origine mécanique augmentent la porosité, ce qui a pour effet de modifier les interactions liquide-solide et donc la répartition des fissures liées au séchage. De même, la fissuration hydrique modifie le comportement mécanique des structures en béton [Burlion et al. 2000].

### **II.3. Evolution de l'endommagement hydrique $d_h$**

Nous supposons que l'endommagement hydrique est proportionnel à la perte locale de teneur en eau. Pour décrire l'évolution de l'endommagement hydrique, nous introduisons une fonction seuil :

$$F_h(w, d_h) = f(w - K^h(d_h)) \quad [\text{II.18}]$$

avec  $K^h(d_h)$  la variable d'histoire,  $d_h$  l'endommagement hydrique,  $w$  la teneur en eau. A noter que dans cette formulation on peut utiliser au choix la teneur en eau ou la concentration en eau liquide en  $l/m^3$ . Seuls varieront les paramètres introduits. Le choix dépend de la façon dont les calculs de séchage vont être menés, soit en humidité relative interne, soit en teneur en eau ou concentration en eau liquide.

Cette relation traduit le lien entre l'endommagement hydrique  $d_h$  et l'évolution de la teneur en eau dans le matériau. Nous définissons l'évolution de  $d_h$  par

$$\dot{d}_h = \mathfrak{R}(w) \cdot \dot{w} \quad [\text{II.19}]$$

avec  $\mathfrak{R}(w)$  fonction de proportionnalité, qui peut dépendre de la teneur en eau.

L'hypothèse que nous avons choisie est celle d'une proportionnalité entre  $\dot{d}_h$  et  $\dot{w}$ , qui traduit physiquement l'impact des diminutions de teneur en eau sur la raideur du matériau [Hubert *et al.* 2001]. Le coefficient de proportionnalité est supposé constant dans cette première approche. Cette hypothèse serait à vérifier expérimentalement. La relation [II.19] peut donc s'écrire :

$$\dot{d}_h = -a\dot{w} \quad [\text{II.20}]$$

avec  $a$  paramètre a priori constant qui dépend des caractéristiques du matériau et de la géométrie de la structure étudiée. Les temps de séchage seront beaucoup plus longs pour une structure massive que pour une structure mince car ils sont proportionnels au carré de l'épaisseur des pièces [Bažant 1982]. L'endommagement hydrique sera donc d'autant plus marqué et se produira d'autant plus vite que la structure sera de dimensions réduites.

En intégrant la relation ci-dessus par rapport au temps, et en supposant qu'il n'y a pas d'endommagement hydrique lorsque le matériau est initialement saturé, c'est-à-dire :

$$d_h(t = 0) = 0 \quad [\text{II.21}]$$

nous obtenons ainsi l'expression de l'endommagement hydrique en fonction de la teneur en eau :

$$d_h = -a \langle w_{\min} - w_0 \rangle \quad [\text{II.22}]$$

avec  $w_0$  teneur en eau initiale, c'est-à-dire à degré de saturation égal à 100%,  $w_{\min}$  la plus faible valeur locale de la teneur en eau qui a existé dans le temps. Dans la réalité, le réseau poreux n'est pas tout à fait saturé à 100 % à cause de la réaction d'hydratation qui consomme une partie de l'eau capillaire. Cette consommation d'eau capillaire crée une dépression capillaire qui peut s'accompagner d'une fissuration précoce (retrait d'auto dessiccation) [Baroghel-Bouny 1994, Ulm *et al.* 1997]. Il est donc difficile d'obtenir un état parfaitement saturé et exempt de fissurations. Nous supposerons néanmoins pour la suite que l'état initial est parfaitement saturé et n'est pas fissuré par le séchage.

Nous allons maintenant voir comment mener les calculs mécaniques en les couplant avec l'endommagement hydrique.

#### **II.4. Effets de la prise en compte de l'endommagement hydrique lors de sollicitations uniaxiales**

Nous allons voir l'influence de notre modélisation sur le comportement mécanique en sollicitations uniaxiales des bétons et mortiers. Dans un premier temps nous couplerons le modèle d'endommagement hydrique avec le modèle d'élasto-endommagement de [Mazars 1984]. Ensuite nous introduirons le modèle de plasticité de Drucker-Präger et discuterons de ses apports.

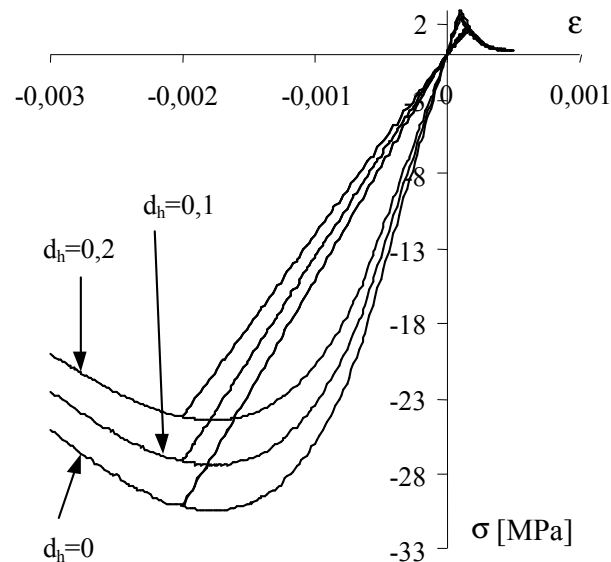
##### **II.4.1. Couplage avec un modèle d'élasto-endommagement**

Nous avons couplé le modèle d'endommagement hydrique avec le modèle élasto-endommageable de [Mazars 1984] afin de reproduire le comportement du matériau en traction et en compression, notamment sa perte de raideur. D'autres seuils d'élasto-endommagement existent tel celui de [Bodé 1994] qui peut être également être utilisé pour ce couplage [Hubert *et al.* 2001]. Dans le tableau II.1 sont regroupés les paramètres utilisés pour effectuer les simulations des courbes II.1 et II.2.

$E_0$	30000 MPa
$\varepsilon_{Do}$	$10^{-4}$
$A_t$	1
$B_t$	20000
$A_c$	1.5
$B_c$	1800

**Tableau II.1 : Paramètres du modèle élasto-endommageable de Mazars 1984 utilisés pour les figures II.1 et II.2**

Le modèle d'élasto-endommagement va permettre de prendre en compte les gradients de déformation induits par le séchage. La figure I.11 nous a permis de se représenter l'allure de ces gradients de déformation. On suppose dans notre modélisation que la somme du retrait de dessiccation local et de la déformation élastique locale est égale au retrait moyen de l'éprouvette (mesuré expérimentalement)

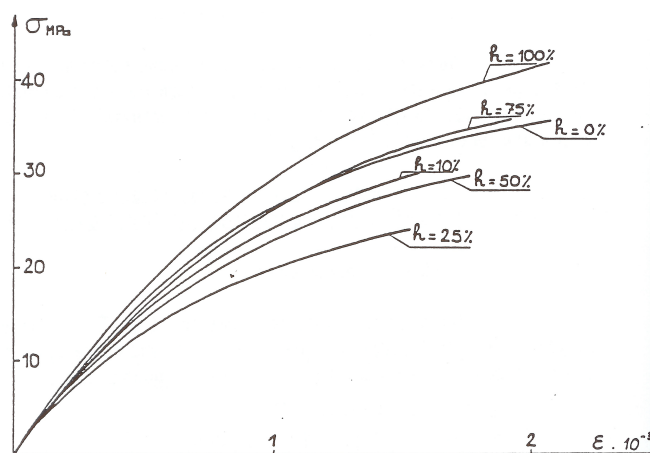


**Figure II.1: Effets de l'endommagement hydrique sur le comportement en compression du béton**

Les figures II.1 et II.3 sont constituées de trois courbes qui montrent les modifications de la loi de comportement. La première est celle issue de la modélisation mécanique seule, sans endommagement hydrique. Les deux autres ont été tracées en prenant en compte un endommagement hydrique égal à 0,1 et à 0,2. Ces valeurs correspondent à celles atteintes pour les mortiers et béton de façon courante.

Les effets de l'endommagement hydriques sont multiples. Le module d'Young est altéré, que l'on soit en chargement monotone ou lors de décharges. Les valeurs au pic de résistance en traction et compression sont également diminuées localement lors d'augmentations de l'endommagement hydrique. Pourtant, ainsi que nous l'avons vu au cours du premier chapitre, ces valeurs de résistance augmentent sensiblement lors du séchage. La modélisation proposée a donc un effet globalement inverse à celui de la succion capillaire sur les résistances en traction et en compression. Cela constitue donc une limite de ce modèle.

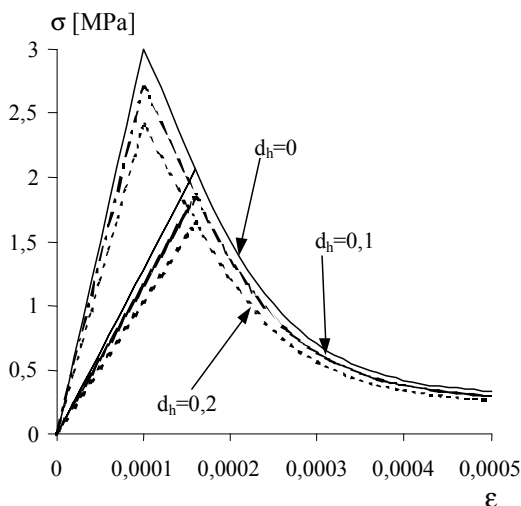
Les résultats de la figure II.1 sont similaires aux simulations de [Torrenti 1997] reportés sur la figure II.2. [Torrenti 1987] a simulé un essai de compression uniaxial en exprimant le module d'élasticité et la résistance à la compression comme des fonctions bilinéaires de l'humidité relative (voir courbe de la figure I.21).



**Figure II.2: Simulation d'un essai de compression uniaxial avec prise en compte de la variation de raideur et de résistance maximale en compression en fonction de l'humidité relative interne [Torrenti 1997]**

La différence avec nos résultats provient du fait que la raideur ré augmente au fur et à mesure du séchage et que l'augmentation de résistance (effet de succion) a été prise en compte.

Les conséquences de la prise en compte des effets de l'endommagement hydrique sur le comportement en traction du matériau sont représentés sur la figure II.3, et sont de même nature que ceux relatifs au comportement en compression, à savoir baisse de la valeur de la contrainte au pic, et la perte de rigidité visible lors des décharges.



**Figure II.3: Effets de l'endommagement hydrique sur le comportement en traction du béton**

L'utilisation d'un modèle d'élasto-endommagement ne permet en outre pas d'avoir accès aux valeurs des déformations irréversibles résiduelles constatées lors des déchargements. Nous introduisons à cette fin dans le paragraphe qui suit un modèle de plasticité.

#### **II.4.2. Couplage avec un modèle élasto-plastique endommageable**

Afin que le modèle soit le plus complet possible et permette de reproduire le comportement mécanique du béton soumis au séchage, nous introduisons maintenant un modèle de plasticité connu pour reproduire correctement le comportement du béton en compression, le modèle de Drucker-Präger.

Le matériau est supposé écrouissable et endommageable. Le chargement mécanique et le séchage endommagent le matériau en créant des fissures. On peut supposer que la contrainte macroscopique va se transmettre essentiellement sur la zone non dégradée. La contrainte qui va activer la plasticité sera donc la contrainte effective définie par :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-d} = \frac{\sigma}{(1-d_m)(1-d_h)} \quad [I.23]$$



La fonction seuil du modèle de Drucker-Präger dépend du premier (I1) et du second (J2) invariants du tenseur des contraintes.

$$f = q - \alpha(p + c) \quad [\text{II.24}]$$

avec  $p$  la contrainte moyenne,

$$p = \frac{\tilde{\sigma}_{kk}}{3} = \frac{I_1}{3} \quad [\text{II.25}]$$

$q$  la contrainte déviatorique,

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}} = \sqrt{3J_2} \quad \text{avec } s_{ij} = \tilde{\sigma}_{ij} - \frac{\tilde{\sigma}_{kk}}{3} \cdot \delta_{ij} \quad [\text{II.26}]$$

$\alpha$  la fonction d'écrouissage, et  $c$  la cohésion.

L'écoulement plastique est régi par le potentiel plastique  $g$  dans le cas de la plasticité non associée. Il a lieu lorsque le point représentant l'état de contrainte est sur la surface de charge, c'est-à-dire :

$$df(\sigma, \alpha) = 0 \quad \text{ce qui entraîne } \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \cdot d\alpha = 0 \quad [\text{II.27}]$$

Le taux de déformation plastique est donné par la règle de normalité :

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad [\text{II.28}]$$

avec  $\lambda$  multiplicateur plastique qui représente l'amplitude de l'écoulement plastique que l'on détermine à partir de la condition de consistance.

Les résultats expérimentaux montrent qu'en général une loi associée ne suffit pas à décrire correctement le comportement des matériaux quasi-fragiles comme le béton [Vermeer *et al.* 1984] car elle ne permet pas de reproduire l'augmentation de volume constatée lorsqu'on se rapproche du pic de contrainte (dilatance). Classiquement la règle d'écoulement choisie est donc non associée et prend en compte ce caractère de dilatance. Nous allons cependant utiliser une règle associée et lors des simulations nous discuterons sur la pertinence d'élaboration de lois plus complexes.

Ainsi le vecteur du taux de déformation plastique est normal à la surface de charge d'où :

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma} = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad [\text{II.29}]$$

La loi d'écrouissage correspond à l'évolution de la limite élastique. Nous avons choisi la loi suivante [Bourgeois 2002]:

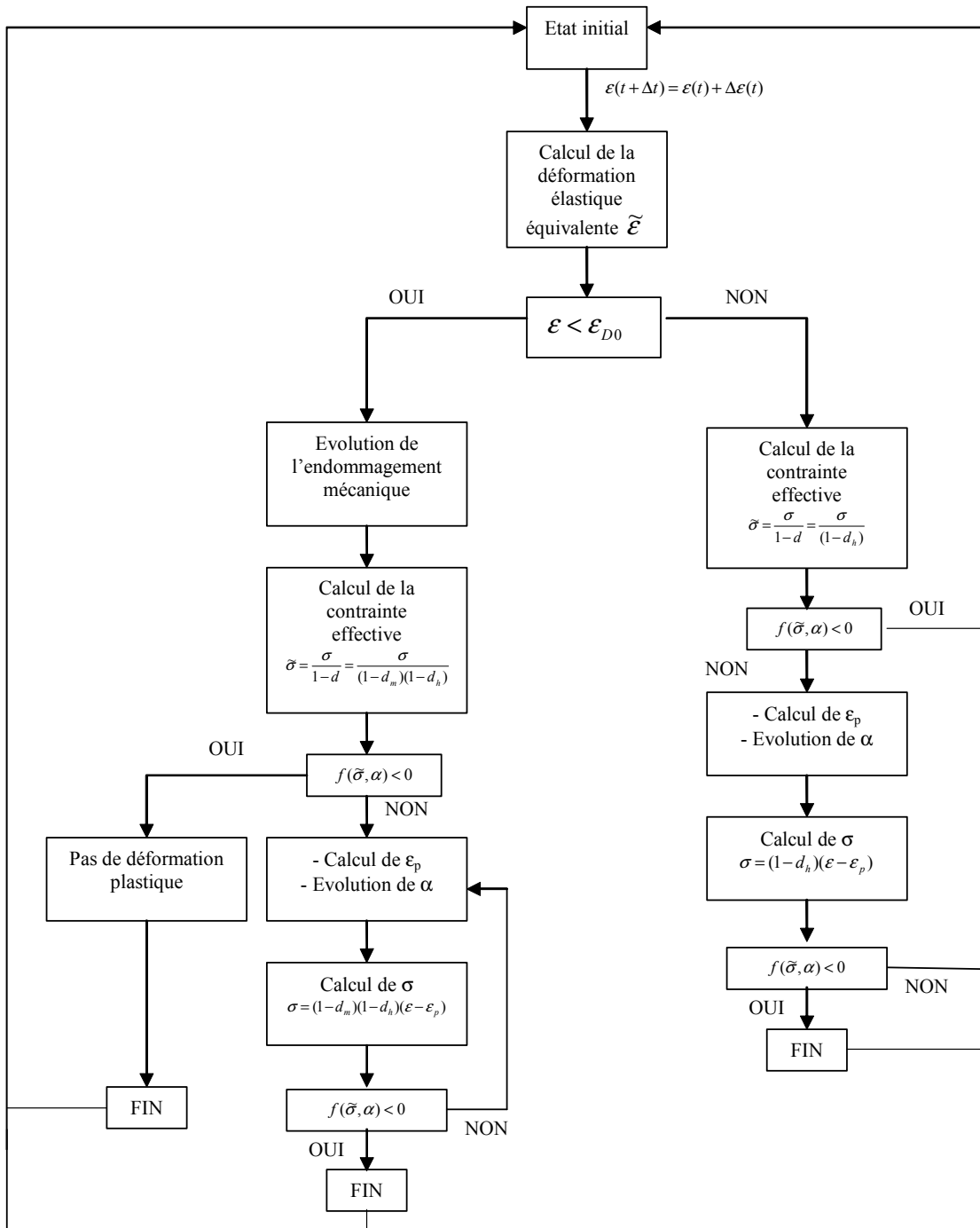
$$\alpha = \alpha_m - (\alpha_m - \alpha_0)e^{-b\bar{\varepsilon}_p} \quad [\text{II.30}]$$

avec  $\bar{\varepsilon}_p = \sqrt{\varepsilon_p \cdot \varepsilon_p}$  déformation totale plastique équivalente,  $\alpha_0$  et  $\alpha_m$  sont respectivement la valeur initiale et finale de l'érouissage, et  $b$  un paramètre contrôlant la cinétique d'érouissage.

Nous avons établi un organigramme du calcul sur la base d'un schéma d'intégration explicite (figure II.4). Le calcul est mené en incrémentant les déformations. On commence par regarder si la déformation élastique équivalente dépasse la limite seuil de l'endommagement mécanique.

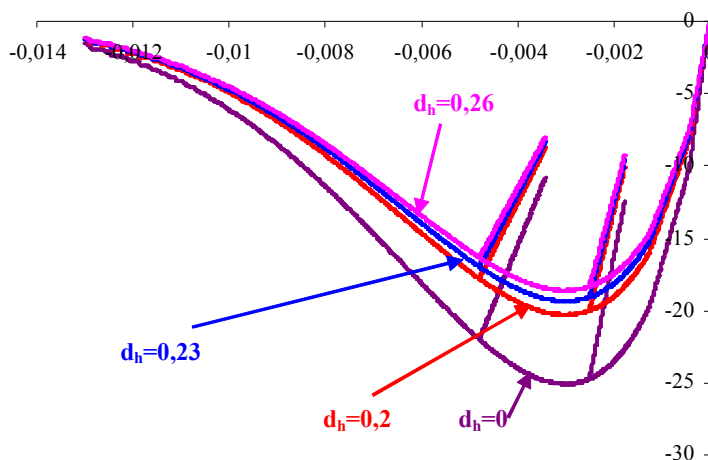
On calcule ensuite la contrainte effective qui est le rapport entre la contrainte issue de la prédiction élastique et le produit des quantités issues des variables d'endommagement mécanique et hydrique. On teste alors la fonction seuil avec la contrainte effective. Si la fonction seuil n'est pas nulle, on calcule la variable d'érouissage et la déformation plastique.

Cela permet de calculer la valeur de la contrainte. On vérifie alors si la fonction seuil est bien négative. Sinon, on réitère le calcul.



**Figure II.4: Schéma d'intégration explicite du modèle élasto-plastique endommageable couplé avec l'endommagement hydrique**

La simulation en compression de la modélisation complète est présentée sur la figure II.5 ci-dessous.



**Figure II.5: Simulation en compression à partir de la modélisation complète**

Cette simulation a été effectuée pour un béton ayant une résistance à la compression de 25 MPa. Trois valeurs différentes d'endommagement hydrique ont été utilisées. Le comportement post-pic adoucissant est assuré par le modèle d'endommagement puisque dans le modèle de plasticité la loi d'écroutissement proposée est croissante, et donc l'écroutissement est toujours positif.

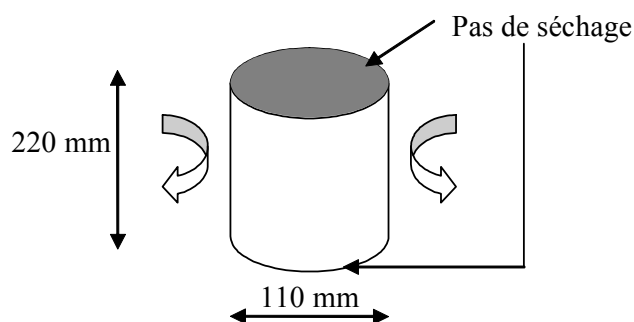
Nous n'avons pas pris en compte les effets de la succion capillaire ni les déformations de fluage. Nous verrons dans le chapitre III des simulations prenant en compte un écroutissement fonction de la teneur en eau. Pour le fluage, la durée des essais étant très courte, nous ferons l'approximation que les déformations de fluage propre et de dessiccation peuvent être négligées. Le paragraphe suivant est destiné à montrer comment on peut caler le modèle et à vérifier sur une simulation en une dimension si il reproduit correctement la perte de raideur dans le temps d'un béton.

## **II.5. Détermination des paramètres du modèle et validation dans le cas unidimensionnel**

Nous avons développé une version simplifiée du modèle afin de tester la validité de nos hypothèses. Nous nous sommes placés au niveau du point matériel, et nous avons étudié le cas du séchage d'une éprouvette cylindrique que l'on suppose de longueur infinie, pour pouvoir se ramener au cas unidimensionnel. Nous allons tenter de prédire l'évolution de la dégradation de la raideur en fonction du temps de séchage.

### **II.5.1. Support expérimental de référence**

Nous avons utilisé les résultats expérimentaux obtenus au Laboratoire de Mécanique de Lille par [Burlion *et al.* 2000]. Des éprouvettes cylindriques en béton de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm ont été fabriquées puis stockées pendant 28 jours dans de l'eau saturée en chaux afin que les processus d'hydratation soient presque achevés et que le retrait endogène soit négligeable.



**Figure II.6: Echantillons utilisés pour les tests de séchage et de compression uniaxiale**

Un rapport E/C égal à 0,6 a été choisi afin de permettre des cinétiques de séchage plus élevées. La composition de ce béton est donnée dans le tableau II.2. Elle tente de se rapprocher d'une composition de béton courante dont la résistance à la compression n'excède pas 30 MPa à 28 jours.

Ciment CEMII.b 32.5	324 kg/m <sup>3</sup>
Eau	205 kg/m <sup>3</sup>
Gravier 4/8 mm	1110 kg/m <sup>3</sup>
Sable 0/4 mm	668 kg/m <sup>3</sup>
E/C	0.63

**tableau II.2: Composition du béton**

Après la cure de 28 jours, les cylindres sont soumis au séchage (figure II.6) de leur face cylindrique seule dans une pièce à 21 ° C ± 1° avec une humidité relative égale à 60 % ± 5%. La mesure de la perte en masse au cours du temps et des essais de compression simple à

différents instants ont été effectués, jusqu'à 60 jours. Parallèlement à cela, des éprouvettes 40x40x160 mm<sup>3</sup> du même béton ont été réalisées dans les mêmes conditions. La perte en masse au cours du temps et le retrait de ces prismes ont été mesurés jusqu'à 70 jours.

### **II.5.2. Modèle de séchage utilisé**

Nous avons choisi une description des transferts sous forme liquide avec évaporation aux bords de la structure ainsi que l'utilisation d'une équation de diffusion non linéaire exprimée en fonction de l'humidité relative. Ce modèle simplifié décrit correctement les cinétiques de perte en masse au cours du temps [Coussy *et al.* 2000, Mainguy *et al.* 2001].

L'équation de diffusion non linéaire utilisée s'exprime en fonction de  $h$  [Bažant *et al.* 1991]:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{g'(h)} \text{div}(C(h) \text{grad} h) \quad \text{[II.31]}$$

où  $t$  est le temps,  $h$  l'humidité relative à l'intérieur des pores.  $C$  est le coefficient de diffusion hydrique qui dépend de  $h$ . L'identification de l'évolution de ce paramètre nécessite la mise en œuvre d'essais de séchage sur des éprouvettes en béton. Les résultats montrent que  $C$  diminue lorsque l'humidité relative  $h$  diminue au sein du matériau [Baroghel-Bouny 1994]. L'isotherme de sorption désorption s'écrit sous la forme  $w=g(h)$ , avec  $w$  la teneur en eau, et ainsi

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{g'(h)} \frac{\partial w}{\partial t} \quad \text{[II.32]}$$

avec  $g'(h)$  la capacité hydrique (pente de l'isotherme de désorption). Comme nous ne possédons pas des résultats d'essais de sorption-désorption pour ce matériau nous estimerons l'isotherme de sorption selon les résultats de la littérature pour des matériaux similaires.

Pour le cas unidimensionnel :

$$\text{div} = \frac{\partial}{\partial x} \text{ et } \text{grad} = \frac{\partial}{\partial x} \quad \text{[II.33]}$$

Une hypothèse de cette première application est que le coefficient de diffusion hydrique est constant. Cela nous a permis de mettre en place rapidement les calculs de validation et d'évaluer la pertinence de la modélisation de l'endommagement hydrique. Il est connu que le coefficient de diffusion hydrique varie lors du séchage au moins d'un ordre de grandeur [Bažant *et al.* 1982, Bažant *et al.* 1991, Wittmann 1997]. Sa valeur conditionne les

résultats de profils de teneur en eau donc la valeur de l'endommagement hydrique ou mécanique induits par le séchage. Nous supposons que l'utilisation d'un coefficient de diffusion hydrique constant et que l'utilisation d'une isotherme de sorption-désorption issue de la reconstitution de la cinétique de perte en masse permettent d'obtenir des profils de teneur en eau réalistes. La valeur de  $C$  a été estimée à partir des travaux de [Pihlajavaara 1982] à  $10^{-11} m^2/s$ . La valeur de la porosité  $\phi$  a été également estimée à 20 %.

L'équation de diffusion s'écrit, avec  $C$  constant

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{C}{g'(h)} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad [\text{II.34}]$$

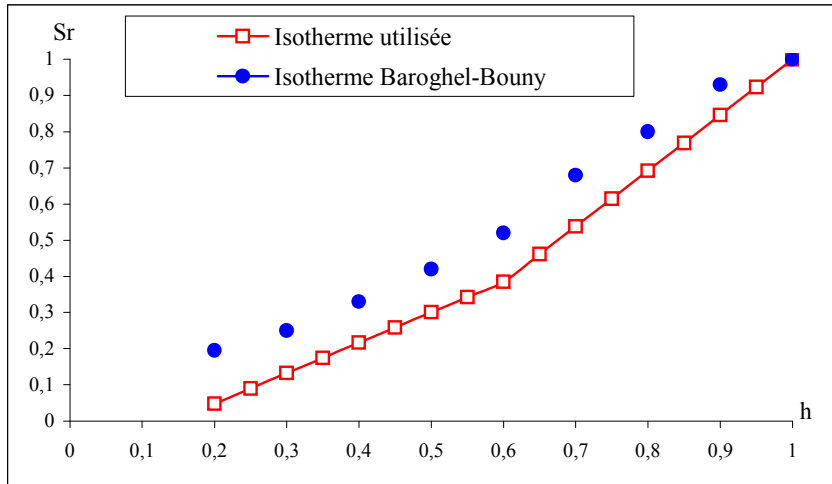
Pour le cas cylindrique, où  $r$  est le rayon compté à partir du cœur de la pièce :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{C}{g'(h)} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left( r \frac{\partial h}{\partial r} \right) \quad [\text{II.35}]$$

Pour résoudre cette équation, il ne nous manque que l'isotherme de sorption désorption du matériau étudié, puisque les autres paramètres sont fixés. La caractérisation expérimentale de l'isotherme de sorption désorption est longue et très délicate car les possibilités d'erreurs dans les mesures sont importantes [Baroghel-Bouny 1994].

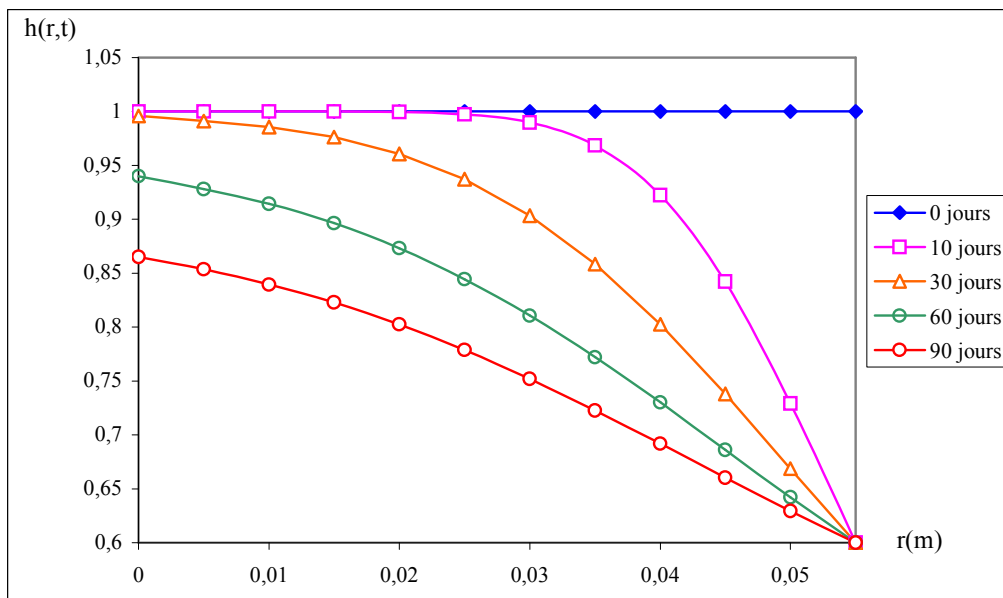
Nous avons donc choisi d'utiliser une isotherme ayant la forme de celle proposée par [Baroghel-Bouny 1994], simplifiée sous la forme de deux droites dans le plan saturation en eau liquide/humidité relative. Le degré de saturation en eau liquide  $S_r$  représente la fraction volumique de la porosité remplie par l'eau liquide.

Le calage de l'isotherme de désorption a été effectué à partir des cinétiques de perte en masse expérimentale. Le résultat est comparé sur la figure II.7 à l'isotherme déterminée par [Baroghel-Bouny1994] pour un béton ordinaire.



**Figure II.7: Isotherme de désorption (degré de saturation  $S_r$  en fonction de l'humidité relative) utilisée (recrée numériquement à partir des cinétiques de perte en masse) et celle déterminée par [Baroghel-Bouny 1994] pour un béton ordinaire**

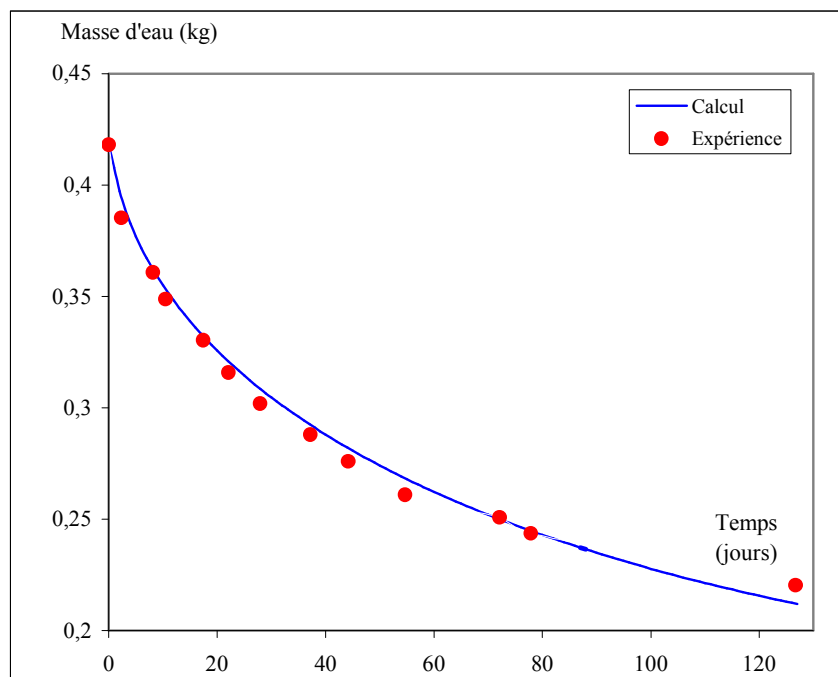
La résolution de l'équation [II.35] a été effectuée par la méthode des différences finies, toujours dans le but d'obtenir une validation simple et rapide du modèle. La face cylindrique est soumise à une humidité relative imposée égale à 0,6. Les profils d'humidité relative calculés sont reproduits sur la figure II.8.



**Figure II.8: Profils d'humidité relative pour la demi épaisseur de l'éprouvette obtenus par la méthode des différences finies**



Les profils obtenus correspondent à ceux que l'on rencontre chez les différents auteurs. Les gradients d'humidité relative sont dans un premier temps très prononcés, surtout au niveau de la peau en contact avec l'extérieur. Il s'agit en fait d'un choc hydrique. Les bords vont sécher très vite (surtout les deux premiers centimètres) alors qu'il faut 90 jours pour que l'humidité relative au cœur baisse de 15 %.



**Figure II.9: Reconstitution de la cinétique de perte en masse sur les éprouvettes cylindriques de dimensions 110 mm \* 220 mm**

La figure II.9 représente la reconstitution de la cinétique de perte en masse. En ordonnée se trouve la masse d'eau présente dans l'éprouvette et en abscisse le temps en jours. La masse d'eau initiale est déterminée à partir de la valeur de la porosité. On suppose qu'au début du séchage l'éprouvette est saturée. Le résultat obtenu est satisfaisant. La courbe de perte en masse dans le temps est bien simulée, avec un modèle simplifié.

### II.5.3. Détermination de l'endommagement hydrique

La cinétique d'endommagement hydrique s'écrit dans le cas unidimensionnel, avec  $x$  variable d'espace

$$\frac{\partial d_h(x,t)}{\partial t} = -a \frac{\partial w(x,t)}{\partial t} \quad [\text{II.36}]$$

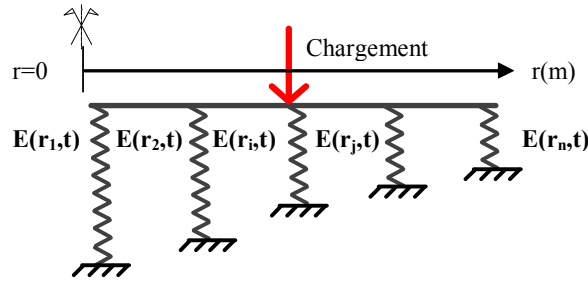
En coordonnées cylindriques :

$$\frac{\partial d_h(r,t)}{\partial t} = -a \frac{\partial w(r,t)}{\partial t} \quad [\text{II.37}]$$

En intégrant par rapport au temps, et en supposant qu'au moment où l'éprouvette est sortie de l'eau, l'endommagement hydrique est nul et la saturation égale à 100% :

$$d_h(r,t) = -a(w(r,t) - w_0) \quad [\text{II.38}]$$

Nous avons besoin de connaître les valeurs de perte de raideur en fonction de la perte en masse d'eau issues des résultats expérimentaux pour identifier les paramètres du modèle. Nous appellerons dans la suite rigidité le paramètre élastique reliant la contrainte à la déformation lorsque le matériau est saturé et peut être considéré à une certaine échelle comme homogène. La présence de gradients hydriques rend le matériau hétérogène. L'essai de compression simple durant le séchage n'est plus alors un essai matériau mais un essai de type structure.



**Figure II.10: Représentation schématique de la rigidité locale  $E(r_i, t)$  fonction de la teneur en eau dans une demi éprouvette cylindrique. Vision imagée de la rigidité : plus le ressort est grand et plus la rigidité est élevée.**

Nous parlerons alors plutôt de raideur  $K(t)$ . Nous avons supposé que la raideur apparente (mesurée lors des essais) de la structure était en fait une moyenne surfacique des rigidités élémentaires  $E(r_i, t)$ , qui dépendent de l'humidité relative locale. C'est ce que schématise la figure II.10. Dans la section droite d'une demi éprouvette on a représenté les rigidités élémentaires (valeurs locales) qui sont d'autant plus élevées que le ressort est long. C'est près de la peau, là où le matériau est le plus endommagé que la rigidité élémentaire sera la plus faible. La rigidité  $E(r, t)$  s'exprime en fonction de la rigidité initiale  $E_0$  :

$$E(r, t) = (1 - d_h(r, t))E_0 \quad [\text{II.38}]$$

La raideur  $K(t)$  à l'instant  $t$  vaut alors :

$$K(t) = \frac{1}{A} \iint_A E(r,t) dA \quad [\text{II.39}]$$

avec  $A$  surface de la section droite de l'éprouvette. On peut encore écrire cette relation sous la forme :

$$K(t) = \frac{1}{A} \iint_A (1 - d_h(r,t)) E_0 dA \quad [\text{II.39}]$$

Comme  $E_0$  est constant :

$$K(t) = (1 - \frac{1}{A} \iint_A d_h(r,t) dA) \cdot E_0 \quad [\text{II.40}]$$

Nous supposons que la raideur de l'éprouvette est égale à la moyenne surfacique sur une section droite des rigidités élémentaires du matériau. Cela revient à dire que l'endommagement hydrique moyen de la structure sur la section droite est égal à la moyenne surfacique des endommagements hydriques élémentaires au niveau des points matériels à tout instant. Cela s'écrit de la façon suivante :

$$\bar{d}_h(t) = \frac{1}{A} \iint_A d_h(r,t) dA \quad [\text{II.41}]$$

avec  $\bar{d}_h(t)$  l'endommagement hydrique moyen (valeur mesurable par l'essai de compression simple) qui ne dépend que du temps.

Et au moment où débute le séchage, à  $t=0$  :

$$d_h(r,0) = \bar{d}_h(0) = 0 \quad [\text{II.42}]$$

c'est-à-dire que l'endommagement hydrique moyen est nul initialement, comme les endommagements hydriques en tout point.

Nous devons nous fixer un temps de séchage  $t_0$  qui sera notre référence pour le calcul des paramètres du modèle. Le choix de ce temps de référence se pose pour l'ingénieur qui fait des calculs prédictifs. L'idéal est d'avoir des grandeurs (perte de raideur) qui tendent vers des valeurs asymptotiques, et de choisir un temps où on en est proche. Pour des essais relativement courts comme celui-ci, on choisira le temps  $t_0$  le plus reculé possible en espérant ne pas sous-estimer les valeurs de perte de raideur obtenues.

Pour  $t_0$  temps de référence du modèle fixé, et pour le cas d'une éprouvette cylindrique nous avons la relation :

$$\bar{d}_h(t_0) = \frac{1}{\pi R^2} \int_0^R -a(w(r,t) - w_0) \times 2\pi r dr \quad [\text{II.43}]$$

ou encore

$$\bar{d}_h(t_0) = -a \left( \frac{2}{R^2} \int_0^R w(r,t) r dr - w_0 \right) \quad [\text{II.44}]$$

soit finalement l'expression du coefficient de proportionnalité  $a$  :

$$a = - \frac{\bar{d}_h(t_0)}{\frac{2}{R^2} \int_0^R w(r,t_0) r dr - w_0} \quad [\text{II.45}]$$

Nous allons maintenant utiliser les résultats expérimentaux pour donner la valeur du paramètre  $a$  relative au matériau étudié, et donner une prédiction de la perte de raideur dans le temps.

#### **II.5.4. Prédiction de la perte de raideur dans le temps**

Les essais de compression uniaxiale nous fournissent la valeur de la raideur  $K(t)$  de la structure, que nous pouvons relier à l'endommagement hydrique moyen  $\bar{d}_h(t)$  à l'instant  $t$ :

$$\bar{d}_h(t) = 1 - \frac{K(t)}{K_0} \quad [\text{II.46}]$$

avec  $K_0$  raideur initiale de l'éprouvette, supposée égale à la rigidité  $E_0$  du matériau. Et ainsi nous pouvons écrire :

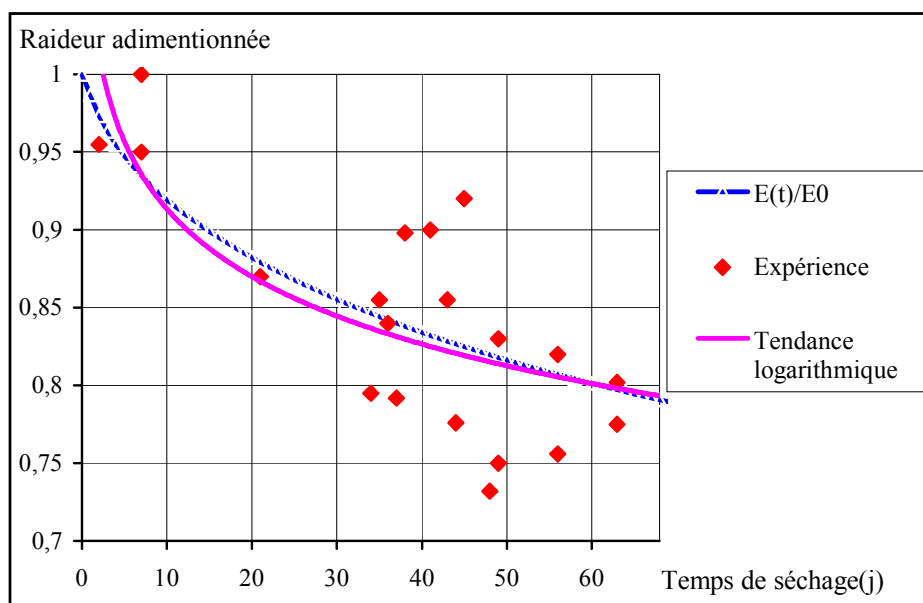
$$\frac{K(t)}{K_0} = 1 - aw_0 + \frac{2a}{R^2} \int_0^R w(r,t) r dr \quad [\text{II.47}]$$

Cette équation est écrite en fonction de la raideur adimensionnée afin de pouvoir comparer plusieurs éprouvettes entre elles. La raideur adimensionnée est le rapport entre la raideur à l'instant  $t$  et la rigidité initiale. Le temps de référence choisi est 60 jours, sachant que la campagne d'essais a duré 65 jours. La valeur calculée du paramètre vaut  $a=5.549$ .

Les résultats de la prédiction de l'évolution de la raideur adimensionnée sont reportés sur la figure II.11. Les points en forme de losange représentent les résultats expérimentaux. Ils présentent une certaine dispersion.

Nous avons donc tracé la courbe de tendance logarithmique. Cette courbe de tendance logarithmique et la simulation numérique sont assez proches, y compris pour la partie qui suit la période des 60 jours de séchage.

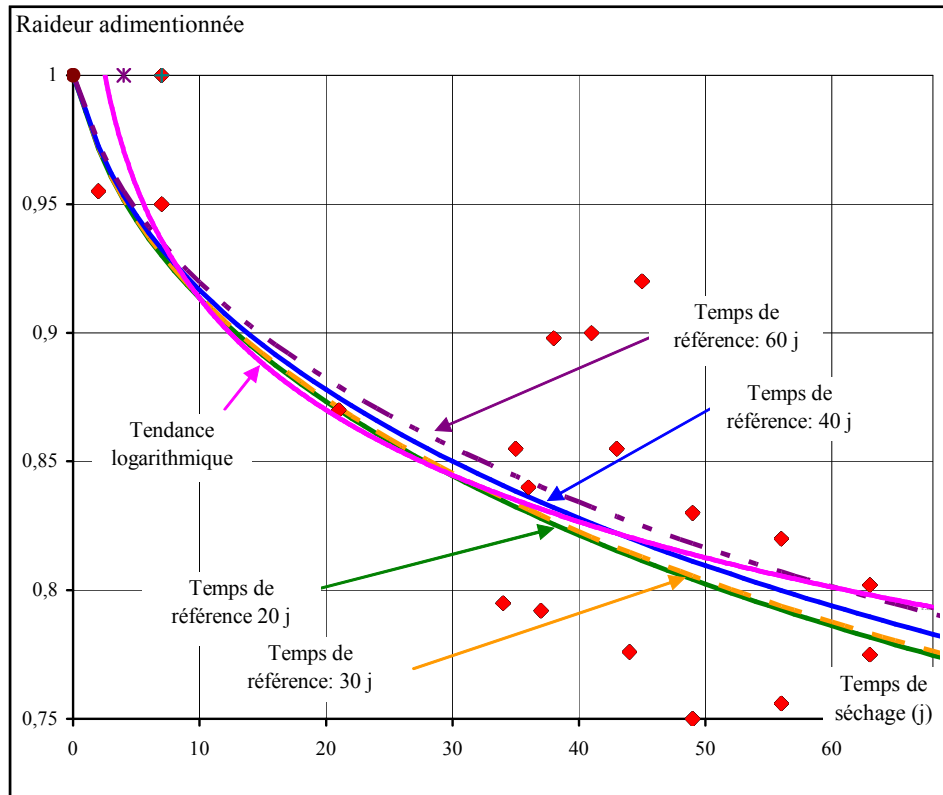
Cela signifie que ce modèle simplifié, avec des hypothèses fortes (proportionnalité de l'endommagement hydrique et de la perte en masse d'eau), et un calcul de séchage simplifié (coefficient de diffusivité constant, isotherme de sorption-désorption retrouvée numériquement à partir de la cinétique de perte en masse, porosité estimée) permet de retrouver la tendance de la perte de raideur de ces éprouvettes, sans calculs lourds.



**Figure II.11: Evaluation de raideur adimensionnée au cours du temps de séchage avec un calage du modèle à 60 j**

Nous allons maintenant comparer les différences liées au choix d'un temps de référence du modèle plus précoce. Peut-on retrouver une bonne prédiction si le temps de référence choisi est de 20, 30 ou 40 jours de séchage ? La figure II.12 montre les simulations numériques correspondant à ces différents temps. La tendance des résultats expérimentaux est bien simulée, même si le temps de référence est de 20 jours.

Au vu des résultats de la figure II.12 et de la dispersion des résultats expérimentaux, il semble souhaitable dans la perspective de calculs d'ingénieur, de proposer un faisceau de courbes de tendance ou une courbe enveloppe issue de simulations à plusieurs temps de séchage. La différence constatée dans les simulations numériques reste néanmoins faible. La sensibilité aux variations du paramètre  $a$  n'est pas très forte.



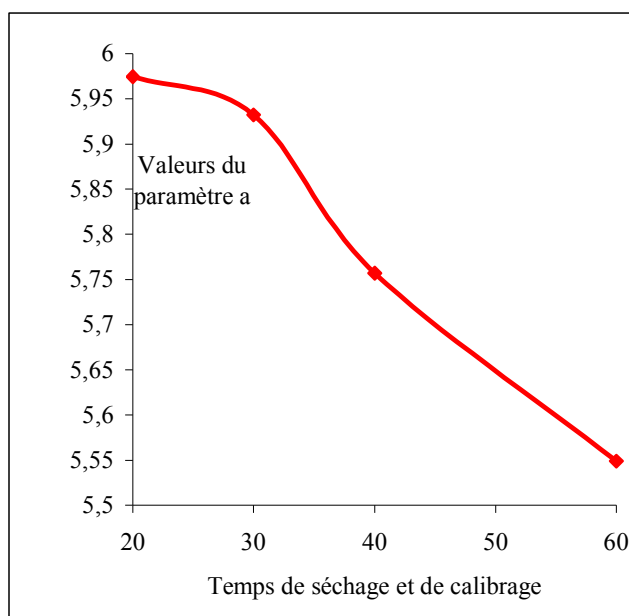
**Figure II.12: Estimation de la perte en raideur au cours du temps avec différents temps de détermination des paramètres (temps de référence à 20, 30, 40 et 60 jours de séchage)**

Il aurait été intéressant de tester les résultats pour des calages du paramètre  $a$  postérieurs à 60 jours, ce que n'a pas permis la durée des expériences. Le fuseau présenté semble montrer qu'un temps de référence plus tardif permet une meilleure prédiction, et on peut supposer qu'alors le caractère asymptotique attendu de la perte de raideur sera mieux prédit. Les valeurs du paramètre  $a$  utilisées pour réaliser la courbe II.12 sont reportés dans le tableau II.3.

Valeur du paramètre $a$	Temps de calibrage
5,97	20 jours
5,93	30 jours
5,76	40 jours
5,55	60 jours

**Tableau II.3: variations du paramètre  $a$  en fonction du temps de séchage auquel la détermination des paramètres a été faite**

La relation qui lie la valeur de  $a$  et le temps de séchage qui a servi de référence a une allure de type bilinéaire. On devrait logiquement tendre vers une valeur asymptotique du paramètre  $a$  au bout d'un temps assez long. Ceci serait à confirmer par des essais.



**Figure II.13: Relation entre la valeur du paramètre  $a$  et le temps de séchage auquel le calibrage du modèle d'endommagement hydrique est fait**

Ces résultats sont encourageants. Cependant on peut s'interroger sur plusieurs aspects du problème. D'abord, l'échelle de temps sur laquelle nous avons travaillé reste courte, relativement aux exigences de durabilité à long terme des ouvrages. Quels résultats aurions nous obtenus sur une durée de séchage de une ou plusieurs années ? On s'attend certes à une valeur asymptotique de la perte de raideur calquée sur l'équilibre hydrique entre l'intérieur du béton et le milieu extérieur. Cela reste à valider. Le fait que la valeur de l'humidité relative subisse des cycles dans le milieu naturel est également à prendre en compte. Pour [Granger *et al.* 1996], la profondeur de béton touchée par les variations d'humidité est de 5 cm environ sous nos climats. Cela peut avoir des effets auto cicatrisants, ou modifier la distribution des fissures de séchage. Les effets de la température (ou des variations de la température) n'ont pas été pris en compte, ni leur influence sur le séchage.

### **II.5.5. Evaluation de la perte de raideur en fonction de la perte en masse**

La perte de raideur peut être corrélée à la perte en masse d'eau globale des échantillons. La masse d'eau présente à l'instant  $t$  de séchage vaut :

$$M_w(t) = \int_V \phi \rho_w S_r dV \quad [\text{II.48}]$$

avec  $\phi$  la porosité de l'échantillon,  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau supposée constante, et  $S_r$  le degré de saturation en eau. Nous supposons dans la suite que la porosité reste uniforme dans le volume et constante. Cette hypothèse est fautive, puisque les fissures d'origine mécanique augmentent la porosité [Bažant et al. 1986] et que la dépression capillaire comprime la matrice cimentaire et donc diminue la porosité lors du séchage.

Pour relier la saturation à la teneur en eau, on suppose l'état initial saturé en eau ( $S_r=1$ ). Alors dans ce cas:

$$S_w(r,t) = \frac{w(r,t)}{w_0} \quad [\text{II.49}]$$

Nous attribuons la perte en masse uniquement à la diminution de teneur en eau dans les pores [Mainguy 1999]. Pour un cylindre, l'eau restant à l'instant  $t$  est:

$$M_w(t) = 2\pi l \frac{\phi \rho_w}{w_0} \int_0^R w(r,t) r dr \quad [\text{II.50}]$$

avec  $l$  hauteur du cylindre considéré ici.

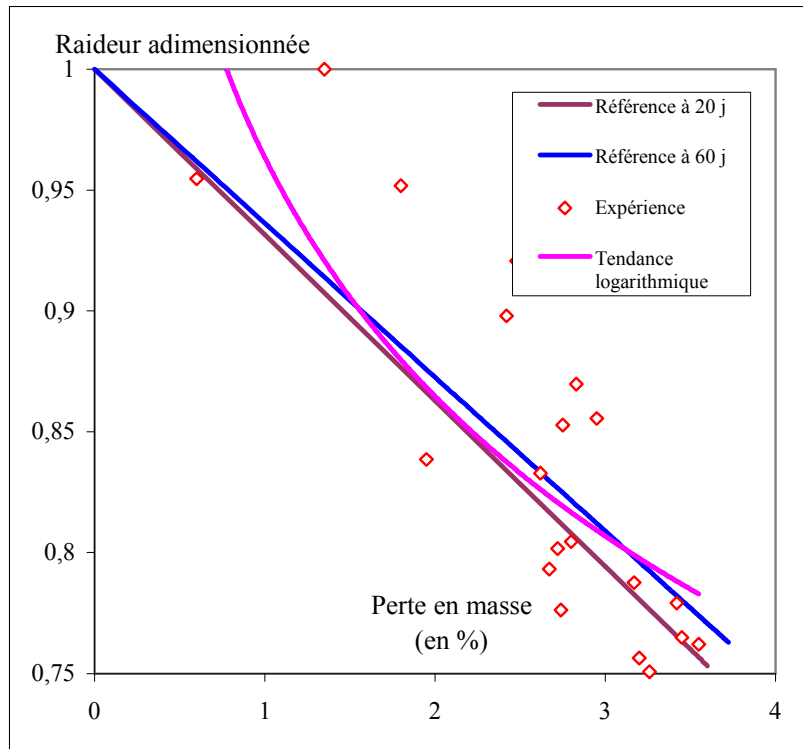
A partir des relations précédentes nous pouvons exprimer la raideur adimensionnée en fonction de la perte en masse :

$$\frac{K(t)}{K_0} = 1 + \frac{a \cdot w_0 \cdot M_0}{100 \cdot M_{w0}} \times \left( 100 \cdot \frac{\Delta M(t)}{M_0} \right) \quad [\text{II.51}]$$

où  $M_0$  est la masse totale au début du séchage,  $M_{w0}$  la masse d'eau liquide initiale, et  $\Delta M(t)$  la perte en masse.

Sur la figure II.14, l'allure de la perte de raideur en fonction de la perte en masse est tracée. Nous avons repris les valeurs des temps de référence de 20 jours et 60 jours pour cette simulation.





**Figure II.14: Raideur adimensionnée en fonction de la perte en masse, paramètres estimés avec un temps de référence à 20 jours et à 60 jours**

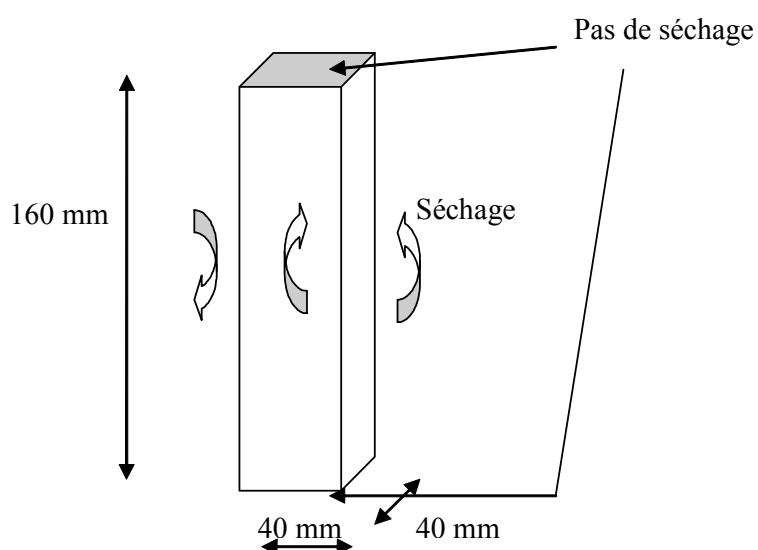
La figure II.14 montre que les deux calculs reproduisent correctement la perte de raideur en fonction de la perte en masse. Cependant il semble Néanmoins on a la sensation que la simulation avec le temps de détermination des paramètres le plus tardif entraîne une légère surestimation de la valeur de la raideur adimensionnée.

Le modèle étant validé en une dimension, nous avons voulu l'utiliser pour afin de voir ses apports en tant qu'outil de prédiction de la fissuration liée au séchage. Nous allons dans le paragraphe suivant faire une simulation sur des prismes de  $40*40*160 \text{ mm}^3$  moulés avec le même béton. Un calcul de séchage bidimensionnel va d'abord être conduit et ensuite nous estimerons les valeurs des contraintes induites par le séchage dans une section droite du matériau, et montrerons l'intérêt de la prise en compte de l'endommagement hydrique pour ce type d'études.

## **II.6. Application bidimensionnelle à l'évaluation des contraintes induites par le séchage dans des éprouvettes prismatiques**

Afin d'évaluer les contraintes d'origine hydrique dans des éprouvettes prismatiques  $40*40*160 \text{ mm}^3$ , nous avons développé le modèle en deux dimensions. Ces éprouvettes sèchent uniquement sur leurs quatre faces latérales (figure II.15). Leur face supérieure est protégée du séchage pendant les essais.

Le retrait de séchage longitudinal et la perte en masse ont été mesurés dans le temps après sortie de l'eau. Il a été supposé que le retrait endogène devenait négligeable après 28 jours de cure.

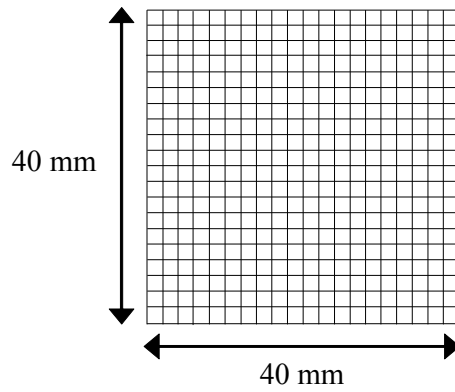


**Figure II.15: Eprouvette prismatique utilisées pour l'évaluation des contraintes hydriques, conditions de séchage**

### II.6.1. Calculs de séchage

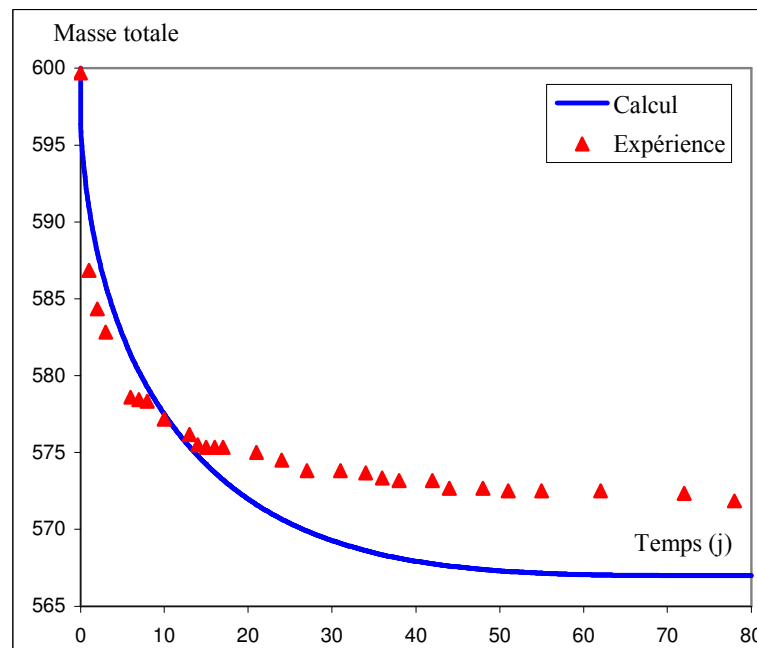
Les paramètres déterminés pour les éprouvettes cylindriques au cours du séchage ont été repris dans ces calculs afin de vérifier si les approximations faites lors de la validation unidimensionnelle du modèle étaient extrapolables à une autre géométrie d'éprouvette, l'objectif étant toujours de proposer un cadre de modélisation simplifié.

Les calculs ont été faits par la méthode des différences finies en deux dimensions. Nous avons maillé la section droite du prisme (figure II.16), et nous avons supposé que sa longueur était infinie.



**Figure II.16: Maillage des éprouvettes 4\*4\*16 cm<sup>3</sup>**

La condition aux limites est une humidité relative imposée égale à 0,6. Les conditions de symétrie nous ont permis de ne faire les calculs que sur un quart du maillage soit 56 nœuds. Les mêmes paramètres de séchage ont été utilisés, à savoir un coefficient de diffusion hydrique constant égal à  $10^{-11}$  m<sup>2</sup>/s, la même isotherme de sorption-désorption et la même porosité. Nous pouvons observer que la cinétique de perte en masse obtenue en fonction du temps est surestimée par rapport aux résultats expérimentaux (figure II.17).



**Figure II.17: Simulation de la perte en masse en fonction du temps pour les éprouvettes prismatiques à partir des paramètres de séchage des éprouvettes cylindriques**

Les simplifications adoptées dans le calcul de séchage trouvent ici leur limite. L'isotherme de sorption-désorption déterminée par simulation numérique pour les éprouvettes

cylindriques nous a peut être éloignés des bons profils d'humidité relative en retraduisant un effet de structure (lié à sa méthode de détermination). Le fait que le coefficient de diffusion hydrique choisi est constant est aussi source de dispersion des résultats. L'erreur constatée est de 10 % de la masse totale d'eau dans l'échantillon, soit environ 5 grammes.

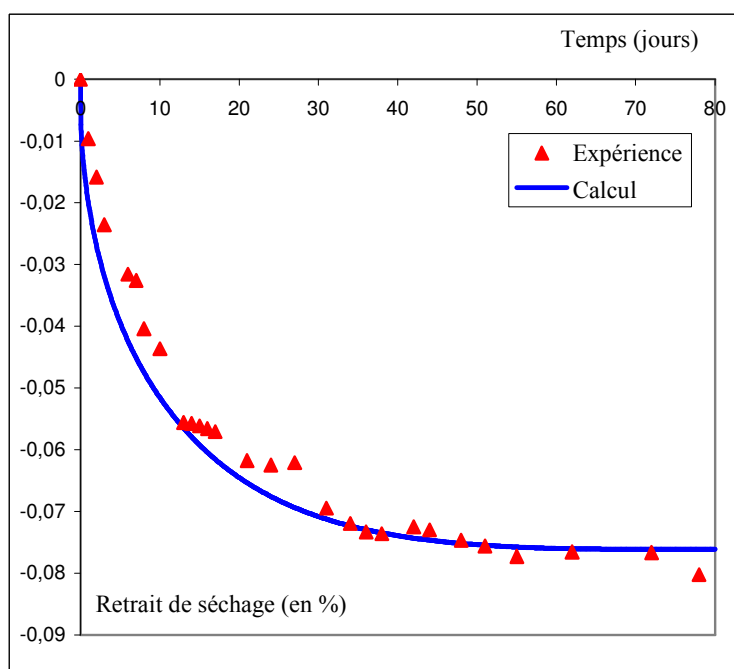
Nous continuons toutefois notre simulation avec ces profils d'humidité relative calculés.

## II.6.2. Modélisation du retrait de séchage

Le retrait de séchage est supposé localement proportionnel à la variation de teneur en eau. Donc le retrait moyen longitudinal  $\bar{\epsilon}_{rd}$  peut être supposé proportionnel à la variation de masse de l'échantillon [Granger et al. 1994, Granger 1996, Acker 1988] et s'écrire :

$$\bar{\epsilon}_{rd} = \frac{1}{V} \int_V k_{rd} (w - w_0) dV \quad [\text{II.52}]$$

avec  $V$  volume de la structure,  $Ks$  coefficient de proportionnalité considéré constant (ou coefficient de contraction hydrique), et  $w_0$  teneur en eau initiale.



**Figure II.18: Cinétique de retrait de séchage reconstituée pour les éprouvettes prismatiques**

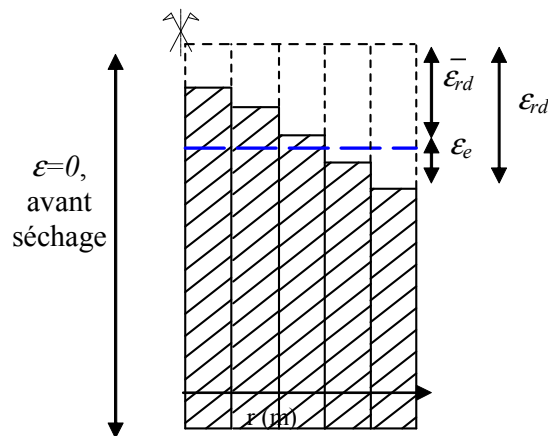
Nous supposons que les éprouvettes ont une longueur infinie, donc :

$$\bar{\varepsilon}_{rd}(t) = \frac{1}{A} \int_A k_{rd} (w(x, y, t) - w_0) dA \quad [\text{II.53}]$$

Le coefficient  $k_{rd}$  est supposé ici constant, et a été déterminé à partir des mesures de retrait en fonction du temps reproduites sur la figure II.18. La valeur obtenue est  $k_{rd} = 0,01337$ . Nous allons grâce à la détermination de ce paramètre avoir accès aux valeurs des déformations empêchées en chaque point du maillage. En effet nous pouvons supposer que le retrait libre  $\varepsilon_{rd}$  local est égal à (figure II.19):

$$\bar{\varepsilon}_{rd} = \varepsilon_e + \varepsilon_{rd} \quad [\text{II.54}]$$

avec  $\varepsilon_{rd}$  le retrait de séchage au niveau local, et  $\varepsilon_e$  la déformation élastique (différence entre le retrait local et le retrait moyen).



**Figure II.19: Méthode de calcul de la déformation élastique à partir de la détermination du retrait local libre**

### **II.6.3. Prédiction des contraintes induites par le séchage**

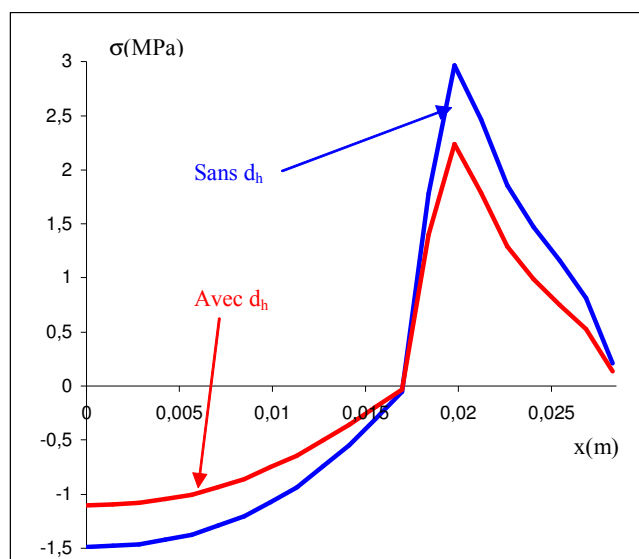
Nous avons vu dans le chapitre I que les gradients de déformation dus au séchage entraînaient un état d'autocontrainte. Cet effet de structure conduit à une fissuration due au dépassement du seuil de traction dans la matrice cimentaire. Cette fissuration va permettre de relaxer une bonne part des contraintes hydriques.

Nous allons estimer les contraintes induites par le séchage en prenant en compte l'effet de structure par le biais d'un modèle mécanique d'élasto-endommagement et l'effet de la perte de raideur par le biais de la modélisation de l'endommagement hydrique.

Puisque le retrait de séchage est supposé localement proportionnel à la baisse de teneur en eau, nous pouvons calculer la valeur du retrait libre de fibres élémentaires verticales de l'éprouvette (figure I.19, relation [II.54]). On connaît les valeurs expérimentales du retrait

de séchage moyen. On suppose que cette mesure est celle du retrait en tout point de la face supérieure de l'éprouvette. Cela donne accès à la déformation élastique de cette fibre virtuelle élémentaire. Nous pouvons ensuite calculer les contraintes induites par le séchage dans une direction donnée choisie, de façon analogue à [Meftah et al. 2001, Benboudjema et al. 2001].

Nous avons d'abord utilisé pour cette première simulation le modèle simplifié élasto-endommageable vieillissant, sans prise en compte de la plasticité. Une discussion sur la pertinence d'un modèle plastique est discutée en fin de cette partie. Les résultats sont donnés pour les temps de séchage à 5, 20 et 40 jours (figures II.20, II.21, II.22). Les paramètres du modèle de [Mazars 1984] utilisés sont ceux du tableau II.1. Le paramètre  $a$  est issu du calibrage à 60 jours de séchage (voir le tableau II.3), et  $k_{rd}$  a été déterminé au paragraphe précédent.

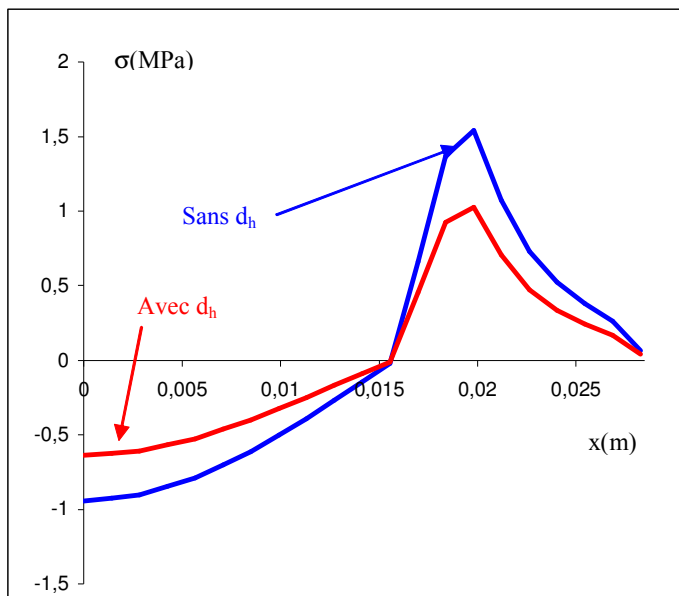


**Figure II.20: Estimation des contraintes dues au séchage dans la demi diagonale de la section d'éprouvettes 40\*40\*160 mm<sup>3</sup> avec prise en compte de l'endommagement hydrique à 5 jours de séchage**

Sur la figure II.20 on peut voir l'effet des contraintes d'origine hydrique sur le matériau d'étude. Les contraintes de traction sont déjà très fortes à 5 jours de séchage. Près de la peau, il y a un centimètre environ de la demi diagonale du prisme qui est fissuré.

La contrainte de compression à cœur n'est pas négligeable, et contribuerait à accroître la déformation de fluage propre et de dessiccation si le prisme était chargé en compression. Les effets de la prise en compte de l'endommagement hydrique sont perceptibles. Les contraintes obtenues sont inférieures à celles qui ne tiennent compte que de l'effet de structure

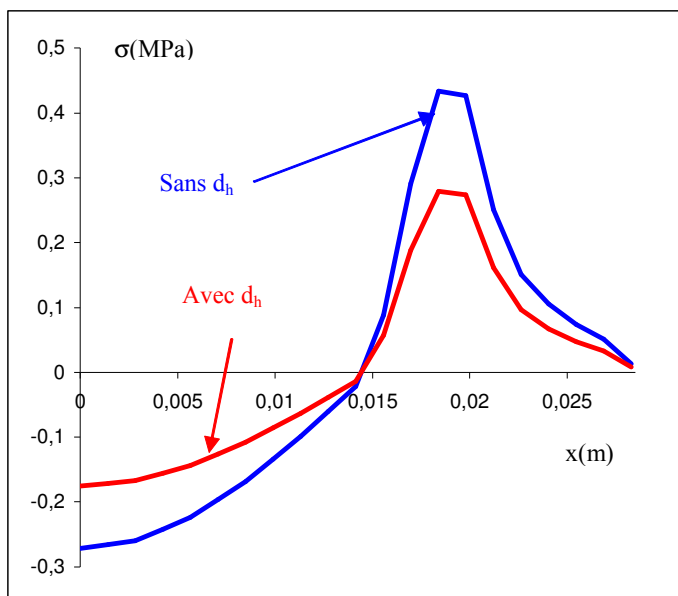
(déformations empêchées). Nous avons donc accès à une meilleure estimation des contraintes en prenant en compte l'endommagement hydrique. On constate une baisse d'environ 25 % de la contrainte de traction (environ 0,7 MPa) au pic, et de 20 % environ en compression (0,4 Mpa).



**Figure II.20: Estimation des contraintes dues au séchage dans la demi diagonale de la section d'éprouvettes 40\*40\*160 mm<sup>3</sup> avec prise en compte de l'endommagement hydrique à 20 jours de séchage**

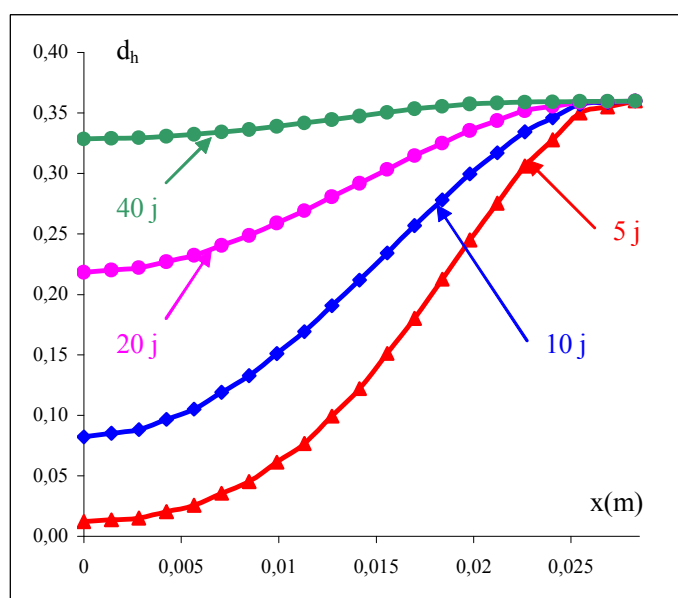
Cependant, la formulation de l'endommagement hydrique prend en compte la fissuration de séchage due à l'effet des inclusions rigides, mais également à l'effet de structure. De ce fait, on sous-estime légèrement la valeur des contraintes car l'effet de structure est pris en compte une deuxième fois.

Sur la figure II.20, on voit que le front de séchage se déplace vers la gauche (temps de séchage de 20 jours) et que l'allure des gradients a changé. Les contraintes de compression à cœur et les contraintes de traction ont diminué. L'effet de l'endommagement hydrique est lui du même ordre de grandeur que pour la figure II.19.



**Figure II.21: Estimation des contraintes dues au séchage dans la demi diagonale de la section d'éprouvettes 40\*40\*160 mm<sup>3</sup> avec prise en compte de l'endommagement hydrique à 40 jours de séchage**

Après 40 jours de séchage (figure II.21), les contraintes ont fortement diminué. Les gradients se réduisent de plus en plus. Cet effet s'est ressenti d'autant plus rapidement que les dimensions de l'éprouvette sont petites (2,8 cm pour la demi diagonale) et que le séchage s'est effectué de façon bidimensionnelle.



**Figure II.22: Estimation de l'endommagement hydrique dans le temps le long de la diagonale de la section droite des prismes 40\*40\*160 mm<sup>3</sup>**



La simulation numérique de la répartition de l'endommagement hydrique en fonction de la distance au cœur de l'éprouvette est reportée sur la figure I.22. Ces gradients d'endommagement hydrique sont maximaux au jeune âge, puis diminuent progressivement. La fissuration est donc beaucoup plus marquée sur les bords qu'au cœur de l'éprouvette. Cela montre que l'effet de structure dû au séchage est pris en compte par le modèle d'endommagement hydrique. Lorsque les gradients diminuent, la fissuration continue à se propager vers le cœur du matériau car en cet endroit l'endommagement hydrique continue à augmenter. L'effet des inclusions s'y fait ressentir, et le cœur se rétracte alors que la peau est déjà déformée.

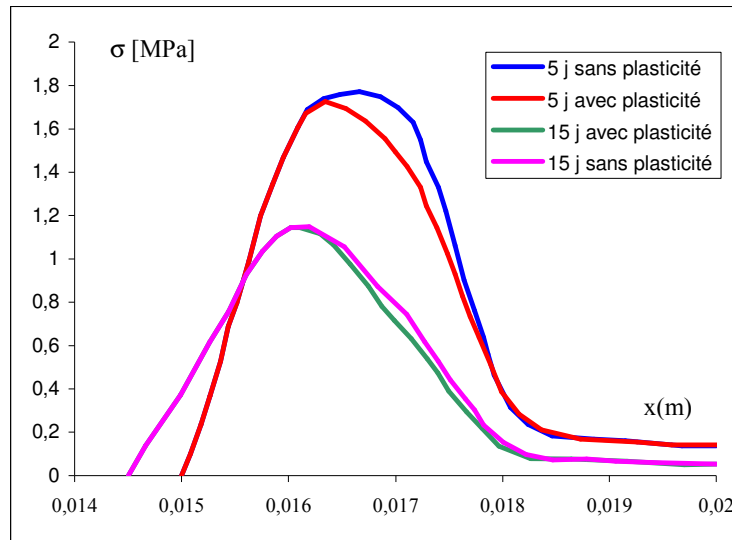
La prise en compte de l'endommagement hydrique apporte une meilleure estimation des contraintes induites par le séchage. En ne prenant en compte que l'effet structural, ces contraintes sont surestimées, l'effet de microfissuration dû aux inclusions n'étant pas pris en compte. Il faut toutefois garder à l'esprit qu'il est difficile de quantifier exactement la contribution due à l'effet de structure ou celle de l'interaction entre agrégats et matrice cimentaire. De ce fait, les valeurs des contraintes calculées sont légèrement sous estimées par notre modèle d'endommagement hydrique.

#### **II.6.4. Prise en compte de la plasticité**

La simulation présentée juste avant n'a pas pris en compte le comportement élasto-plastique du matériau. Le modèle d'élasto-endommagement de [Mazars 1984] nous a permis néanmoins de simuler correctement le comportement post-pic adoucissant en traction dans les zones de très fort gradient (au niveau de la peau). Les déformations qui induisent les contraintes de compression au cœur de la structure sont en revanche trop faibles pour activer le processus d'endommagement mécanique.

La partie comprimée ne l'est pas suffisamment pour activer la plasticité et générer des déformations irréversibles. Les résultats de [Meftah *et al.* 2000, Benboudjema 2002] vont également dans ce sens. Les compressions induites par les gradients hydriques au cœur des structures ne sont pas suffisantes pour dégrader le matériau sur le plan mécanique.

Les tensions sont très fortes dans la zone au niveau de la peau, l'endommagement mécanique et la plasticité vont être activés très rapidement. Nous avons simulé numériquement l'évaluation des contraintes d'origine hydrique sur le profil d'une demi section droite du prisme (objet de l'étude) en couplant le modèle élasto-plastique avec le modèle d'endommagement mécanique. Les résultats sont présentés sur la figure II.23.



**Figure II.23: Influence de la plasticité pour la simulation des contraintes d'origine hydrique dans une demi section du prisme 40\*40\*160 mm<sup>3</sup>**

Cette figure montre la contribution majeure de l'endommagement mécanique dans le cas où le matériau est tendu. Après 15 jours de séchage, les deux courbes sont presque confondues, la contribution du modèle de plasticité étant alors très faible. Les écarts ne sont pas non plus très significatifs à 5 jours de séchage.

On peut donc en conclure que dans le cadre de la simulation des contraintes d'origine hydriques l'utilisation d'un modèle élasto-endommageable suffit, que ce soit pour la partie en compression (qui reste élastique car les contraintes de compression sont trop faibles) ou en traction (endommagement mécanique qui joue un rôle majeur par rapport à la plasticité).

## **II.7 Conclusions**

Nous avons vu dans ce chapitre que l'on pouvait modéliser les effets de la fissuration due au séchage, qui conduisent à une perte de raideur du béton au cours du temps, sous la forme d'un endommagement hydrique  $d_h$ . Le modèle isotrope proposé est simple et aisé à implanter, afin d'être utilisable par les ingénieurs.

La loi d'évolution de l'endommagement hydrique est définie comme proportionnelle à la baisse de teneur en eau locale. Le couplage avec un modèle de comportement élasto-plastique endommageable permet de simuler la relation entre contrainte et déformations à plusieurs instants de séchage.

La perte de raideur est bien prise en compte pour chaque temps de séchage, mais la formulation de  $d_h$  entraîne une baisse de la valeur du pic de contrainte, ce qui est contraire aux observations expérimentales.

L'application au cas unidimensionnel d'éprouvettes cylindriques de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm séchant sur leur contour cylindrique nous a montrés que même en faisant de très fortes hypothèses (notamment sur la loi d'évolution de l'endommagement hydrique, sur les paramètres de séchage), on parvenait à simuler correctement la perte de raideur en fonction du temps de séchage ou par rapport à la perte en masse d'eau des éprouvettes.

Un autre intérêt de cette modélisation est de simuler de façon plus réaliste les profils des contraintes induites par le séchage dans le matériau. Un calcul bidimensionnel en différences finies est réalisé à partir du maillage d'un quart de la section droite de prismes de dimensions  $40*40*160 \text{ mm}^3$ .

Les valeurs obtenues pour le calcul des contraintes hydriques sont légèrement sous estimées car l'effet de structure est pris en compte deux fois, une fois par le modèle de comportement mécanique (modèle élasto-endommageable), et une autre fois par l'endommagement hydrique. Les contraintes maximales en traction sont très rapidement dépassées près de la peau, et il y a au cœur de la structure une contrainte de compression modérée. Les calculs effectués avec la prise en compte de  $d_h$  montrent des écarts de l'ordre de 25 % avec ceux résultants de la prise en compte seule de l'effet de structure.

Les simulations montrent que les gradients d'endommagement hydrique sont aussi très forts, et ce dès le début du séchage. Ils diminuent progressivement dans le temps.

La pertinence de la plasticité est discutée. Un calcul élasto-plastique endommageable réalisé sur une section droite du prisme montre que l'endommagement mécanique joue un rôle prépondérant pour l'estimation des contraintes hydriques, et que la plasticité peut être laissée de côté.

Le chapitre suivant a plusieurs objectifs. Le premier est de montrer l'intérêt de modéliser l'endommagement hydrique pour une structure en trois dimensions. L'étude d'un voile en béton est proposé comme première application. Un code de calcul éléments finis est cette fois-ci utilisé. Il s'agit de Code\_Aster<sup>®</sup>, développé par l'équipe de recherche d'Electricité de France (E.D.F.).

Le deuxième est de voir si les apports du chapitre II vont permettre de retrouver par des simulations numériques le comportement de structures sollicitées en compression simple après un temps de séchage. Il s'agit donc cette fois-ci d'étudier la réponse globale du couplage hydrique-mécanique d'éprouvettes cylindriques en mortier normal, et de le simuler.

Le dernier objectif est de proposer une modeste contribution à la modélisation du fluage propre et du fluage de dessiccation, en prenant en compte les effets de la fissuration due au séchage.

## Résumé du chapitre II

Nous avons d'abord vu dans ce chapitre que le séchage provoquait une microfissuration diffuse dans les bétons et mortiers. Cette fissuration est localisée au niveau de la peau en contact avec le milieu extérieur, et autour des inclusions rigides. Dans le premier cas, l'effet de structure conduit à une fissuration pénétrante qui prend naissance au niveau de la peau et se dirige progressivement vers le cœur de l'élément. Dans le second cas, la fissuration due au séchage est constatée de façon circonférentielle et radiale par rapport aux inclusions rigides. Ces deux modes de fissuration se produisent sans qu'aucun chargement mécanique ne soit appliqué. Ils sont à l'origine de la perte de raideur et de coefficient de poisson constatées expérimentalement par les auteurs.

Les calculs prédictifs de structure doivent prendre en compte ces variations des caractéristiques mécaniques dues au séchage. Nous proposons une modélisation simple et robuste permettant aux ingénieurs de disposer d'un outil fiable permettant de prédire la fissuration d'origine hydrique et aisé à implémenter. Nous supposons que la fissuration initiée par la dessiccation provoque une perte de surface résistante (analogie avec la définition de l'endommagement mécanique). La perte de raideur due au séchage est modélisée sous la forme d'un endommagement hydrique  $d_h$  supposé isotrope pour cette première étude. Cette formulation est similaire à celle relative au cas de structures dégradées par la lixiviation ou les effets thermiques. Nous nous plaçons dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles, et nous couplons l'endommagement hydrique avec un modèle d'élasto-plasticité et un modèle d'endommagement mécanique. La loi d'évolution de  $d_h$  est choisie proportionnelle localement à la baisse de teneur en eau. Le coefficient de proportionnalité  $a$  est un paramètre dépendant du matériau.

Une validation au cas unidimensionnel est faite à partir d'une campagne expérimentale réalisée au LML. Les éprouvettes en béton étudiées ont un diamètre de 110 mm et une hauteur de 220 mm. Elles sèchent sur leur face cylindrique, et des essais de compression simple sont effectués à différents instants de séchage. Un calcul de séchage unidimensionnel par la méthode des différences finies en symétrie cylindrique est fait. La comparaison entre simulations numériques et les résultats expérimentaux montrent que malgré nos fortes hypothèses de travail la perte en raideur dans le temps et par rapport à la perte en masse sont très bien simulées.

Le modèle étant calibré, nous faisons une simulation numérique sur un prisme de section  $40*40*160$  mm<sup>3</sup> fabriqué en même temps que les éprouvettes cylindriques afin d'obtenir les profils des contraintes induites par le séchage. L'endommagement hydrique permet d'affiner leur prédiction et a pour effets de réduire leur valeur dans une proportion pouvant atteindre 25 à 30 %. Les contraintes calculées sont très fortes au niveau de la peau (traction) et plus modérées au cœur de la structure (compression). L'endommagement hydrique est couplé avec un modèle d'élasto-endommagement.

Un calcul réalisé dans les parties tendues montre l'importance relative de la contribution de l'endommagement mécanique et de la plasticité pour ce genre de simulation. Il montre que pour ce type d'études il n'est pas nécessaire d'introduire un modèle de plasticité car le rôle joué par l'endommagement mécanique est prédominant.

Les résultats de cette partie montrent que le modèle permet de simuler avec une bonne précision (et sans pour autant augmenter le coût de calcul de façon significative) la perte de raideur des structures en béton ou mortier lors du séchage. La partie suivante sera consacrée à la prise en compte de l'endommagement hydrique dans le cadre du calcul numérique des structures.

**CHAPITRE III :**  
**SIMULATIONS NUMERIQUES AVEC PRISE EN COMPTE DE**  
**L'ENDOMMAGEMENT HYDRIQUE: PREMIERES APPLICATIONS AU CALCUL**  
**DE STRUCTURE**

## **Introduction**

Le chapitre II a été l'occasion de développer le modèle simplifié d'endommagement hydrique isotrope, de calculer les paramètres nécessaires et de comparer la perte de raideur obtenue par calcul dans le temps avec les résultats expérimentaux.

Ce chapitre est destiné à analyser la pertinence de la prise en compte de l'endommagement hydrique dans le cas des calculs en trois dimensions. Les phénomènes liés au séchage ont une nature tridimensionnelle. La fissuration qu'il génère est orientée dans toutes les directions, l'effet de la pression capillaire est tridimensionnel, les paramètres élastiques ou de résistance maximale en compression varient de façon tridimensionnelle. Une discussion est donc proposée en début de ce chapitre pour justifier de l'intérêt d'effectuer des simulations numériques en trois dimensions intégrant notre modèle d'endommagement hydrique.

La première simulation numérique proposée concerne un mur en cours de réalisation, encastré à sa base (fondation supposée sans retrait), qui subit un séchage par ses faces latérales et sa face supérieure. Les valeurs des contraintes hydriques sont calculées après plusieurs temps de séchage, et l'influence de la prise en compte de l'endommagement hydrique est mise en évidence.

Ensuite, nous simulons la réponse mécanique globale d'éprouvettes en mortier testées en compression uniaxiale après différents temps de séchage. Les écarts constatés avec les essais sont discutés, ainsi que les limites de la modélisation proposée dans ce travail. Une prise en compte de l'augmentation de résistance à la compression lors du séchage est réalisée, qui donne une meilleure réponse sur le plan numérique.

Finalement, nous analyserons les effets de la prise en compte de l'endommagement hydrique sur les calculs de fluage propre et de dessiccation. Une discussion sera engagée sur la notion de fluage propre de dessiccation, tout au moins de l'évolution de la valeur du fluage propre lors du séchage.

L'ensemble de ces études a été effectuée sur le code de calcul 3D Code\_Aster<sup>®</sup> qui est brièvement présenté en première partie de ce chapitre.

### **III.1. Outils de simulation numérique en 3D**

Au chapitre II, nous avons testé le modèle d'endommagement hydrique avec des résultats d'essais faits sur des cylindres de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm qui séchaient sur leur face cylindrique. Nous avons alors fait les hypothèses suivantes : les éprouvettes sont supposées suffisamment hautes pour les considérer de longueur infinie, et il y a une symétrie cylindrique. Nous en avons déduit que l'étude avait un caractère unidimensionnel.

La réalité est sensiblement différente. D'abord, l'éprouvette n'est pas de hauteur infinie, la présence des deux faces étanches de chaque côté peut perturber les calculs de séchage, et donc modifier les valeurs de l'endommagement hydrique. Ensuite, nous avons vu au premier chapitre que le séchage provoquait du retrait et une variation des caractéristiques mécaniques. Les dépressions capillaires sont à l'origine d'un état de frettage tridimensionnel qui fait augmenter la résistance à la compression, et la peau en se rétractant confine le cœur de l'élément étudié. Le module d'Young local est diminué par le séchage de façon isotrope, et le coefficient de Poisson diminue lui aussi.

L'état d'autocontrainte qui en résulte devrait donc être étudié en trois dimensions. Pour le matériau réel, les hétérogénéités locales, la méthode de fabrication, ou la distribution hétérogène du réseau poreux imposent un traitement en trois dimensions du problème.

Les simulations numériques en trois dimensions sont coûteuses en temps de calcul, et peuvent poser des difficultés de modélisation et d'implantation. Elles constituent néanmoins une étape nécessaire à franchir dans le cadre d'une prise en compte des phénomènes complexes physiques ou liés à la géométrie de la structure qui se produisent.

Nous proposons donc dans les paragraphes suivants des simulations numériques qui prennent en compte l'endommagement hydrique en menant des calculs 3D, soit parce que la géométrie ou les conditions aux limites l'imposent, soit dans le but de prendre en compte des effets de structure (frettage 3D dû au séchage par exemple). La conduite de calculs de séchage et de mécanique non linéaire nécessitent l'utilisation d'un code utilisant les éléments finis.

#### **III.1.1. Code de calcul utilisé**

Nous avons choisi d'utiliser le code éléments finis Code\_Aster® [Code\_Aster], développé par Electricité De France (E.D.F.) dans le cadre de l'analyse du comportement réel



et des risques des structures mécaniques et de génie civil en fonctionnement. Ce code 3D permet de traiter des problèmes de mécanique linéaire et non linéaire, couplés avec ceux de séchage pour les bétons ou de température, de comportements différés des matériaux tels que le fluage, des comportements propres aux alliages, des crayons de combustible des centrales nucléaires, des milieux poreux polyphasiques, des calculs en grands déplacements, en contact, en dynamique.

Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes intéressés aux opérateurs permettant de mener des calculs de séchage et de statique non linéaire.

E.D.F. a développé un opérateur permettant de traiter des problèmes de thermo hydratation et de séchage. Il s'agit d'un opérateur de thermique non linéaire qui a été modifié pour prendre en compte les paramètres propres au séchage comme la diffusion hydrique, ou les variables de teneur en eau. Nous ne ferons pas de simulations numériques de thermo hydratation puisque nous nous plaçons dans le cadre d'un matériau qui atteint sa maturité. Pour le séchage et le retrait qui y est associé, nous verrons au paragraphe III.1.2 les modèles qui sont implantés, et celui que nous avons choisi d'utiliser.

Les calculs de séchage et de retrait peuvent être couplés avec des calculs de mécanique non linéaire en statique. Nous présenterons en III.1.3 les modèles mécaniques compatibles avec les calculs de séchage.

### **III.1.2. Modélisations du séchage et du retrait de séchage utilisées**

L'équipe de développement de Code\_Aster<sup>®</sup> a choisi d'implanter une modélisation macroscopique des modèles de séchage à partir d'un nombre restreint de paramètres, mesurables facilement, en s'affranchissant des couplages mécaniques, physiques et chimiques à l'échelle du matériau. Les calculs de séchage seront donc réalisés à partir d'une modélisation simplifiée (voir I.2.3.b) qui suppose que la pression de gaz reste constante et égale à la pression atmosphérique. Il n'y a pas de modification à ce niveau par rapport aux calculs de séchage faits au chapitre II.

La variable utilisée pour mener les calculs de séchage n'est pas l'humidité relative mais la concentration en eau liquide  $C$  exprimée en  $l/m^3$ . L'équation de diffusion non linéaire de l'eau s'écrit alors :

$$\frac{\partial C}{\partial t} - Div[D(C,T)\nabla C] = 0 \quad [III.1]$$

avec  $C$  concentration en eau liquide ( $l/m^3$ ),  $t$  le temps,  $T$  la température,  $D$  coefficient de diffusion hydrique. Il est en effet possible de prendre en compte des variations de température pour le calcul de séchage. Le calcul thermique précèdera le calcul de séchage. Il n'y a pas de couplage entre les deux calculs, mais un chaînage. Le champ de température obtenu par le calcul de thermique est archivé, de même que le champ de déformations thermiques. Lors du chaînage avec le séchage, le champ de température est réutilisé pour obtenir les valeurs des variables qui en dépendent ( $D(C,T)$  le cas échéant). Le champ de déformations thermiques est superposé au champ de déformations de séchage, et en soustrayant ces deux champs de déformation des déformations totales on obtient les valeurs des déformations d'origine mécanique.

Pour l'expression du coefficient de diffusion hydrique (qui dépend de l'humidité relative ou de la teneur en eau), les modèles classiques de [Bažant *et al.* 1972] et celui de [Granger 1996] sont implantés :

Pour le modèle de [Bažant *et al.* 1972] :

$$D(h) = D_1 \left( \alpha + \frac{1 - \alpha}{1 + \left( \frac{1 - h(C)}{1 - 0,75} \right)^\eta} \right) \quad \text{[III.2]}$$

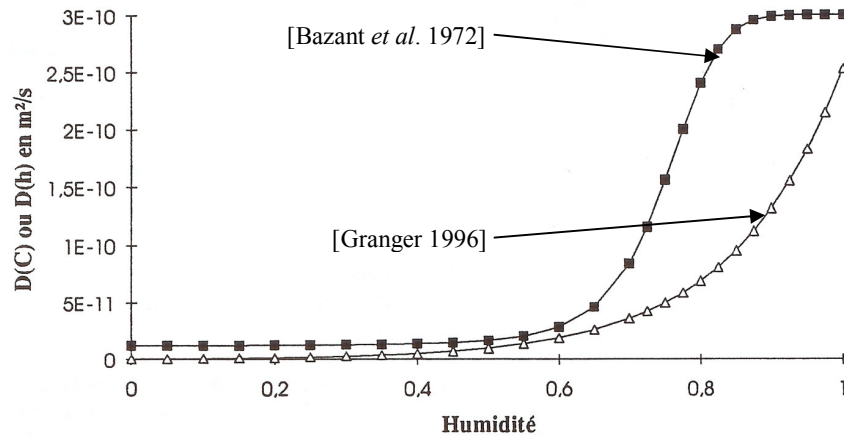
avec usuellement  $D_1 = 3.10^{-10}$  m<sup>2</sup>/s,  $\alpha$  compris entre 0.025 et 0.1,  $\eta$  de l'ordre de 6,  $h(C)$  étant issu de la courbe de sorption-désorption du matériau. Les données numériques ci-dessus sont issus des travaux de [Bažant *et al.* 1972], mais dépendent en fait du matériau étudié.  $D_1$  correspond à la valeur du coefficient de diffusion hydrique maximal, lorsque le matériau est saturé, et l'expression entre parenthèses prend en compte la variation du coefficient de diffusion hydrique  $D$  lors du séchage. Selon le matériau,  $D$  peut être divisé par 25. Ces paramètres sont empiriques et nécessitent la courbe de perte en masse d'eau dans le temps pour effectuer les calages. Les calculs doivent être menés en renseignant l'expression  $h(C)$  qui est celle de la courbe de l'isotherme de sorption-désorption. Celle-ci doit donc être connue ou choisie.

Pour le modèle de [Granger 1996] :

$$D(C, T) = A e^{(BC)} \left( \frac{T}{T_0} \right)^e \left( \frac{-Q_s}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right) \quad \text{[III.3]}$$

avec  $A$  en  $m^2/s$ ,  $Q_s/R$  (en  $^{\circ}K$ ) choisi par l'utilisateur, de même que les coefficients  $A$  et  $B$  issus de la loi de [Mensi *et al.* 1988].  $C$  est la concentration en eau liquide en  $l/m^3$ . Cette modélisation a l'avantage de s'affranchir de la connaissance de l'isotherme de sorption-désorption pour mener les calculs. Elle permet le cas échéant de prendre en compte les effets de la température.

[Granger 1996] a comparé l'allure de la variation des deux coefficients de diffusion hydrique en fonction de l'humidité relative  $h$ . L'allure obtenue est reportée sur la figure III.1.



**Figure III.1: Comparaison des coefficients de diffusion hydrique en fonction de l'humidité relative proposées par [Bažant *et al.* 1972] et [Granger 1996].**

La figure III.1 montre que les deux expressions du coefficient de diffusion hydrique conduisent à des allures sensiblement différentes.

D'autres expressions du coefficient de diffusion hydrique existent comme celles de [Wittmann 1982, Xi *et al.* 1994]. Aucune d'entre elles ne s'impose comme étant la plus à même de représenter physiquement les transferts hydriques.

Le processus de séchage dépend fortement des conditions que l'on impose aux limites. Lorsque l'on décoffre un élément en béton, en supposant que le coffrage était étanche, l'humidité relative dans les pores est supposée égale à 1 (béton saturé). L'humidité relative de l'air étant inférieure à 1, on peut modéliser la condition aux limites de deux façons. Soit on écrit :

$$h(x_{ext}, t) = h_{ext} \quad [III.4]$$

c'est-à-dire que l'humidité relative au niveau de la surface en contact avec l'extérieur est égale à l'humidité relative de l'air, avec  $x_{ext}$  coordonnée du point en contact avec l'extérieur, et  $h_{ext}$  humidité relative de l'air.

Soit on écrit que la condition d'échange hydrique sera un flux convectif d'humidité:

$$\varphi = \beta(h - h_{ext}) \quad [III.5]$$

avec  $h$  humidité relative au point du matériau en contact avec l'extérieur,  $\beta$  coefficient d'échange convectif ( $l/m^3 \times m/s$ ) qui dépend de la fissuration des faces séchant. En théorie le coefficient  $\beta$  devrait varier en fonction de l'état de fissuration de la surface qui sèche. Dans la pratique, afin de simplifier les calculs, sa valeur est supposée constante. On suppose donc que les effets de la fissuration de peau sur les échanges convectifs d'humidité peuvent être négligés.

La relation [III.5] est plus physique que la condition [III.4] car, dans cette dernière, les phénomènes de surface de type couche limite (en analogie avec les phénomènes d'interface en thermique) ne sont pas pris en compte.

La condition de flux non linéaire peut être exprimée en fonction de la concentration en eau liquide. [Granger 1996] fait l'hypothèse que l'isotherme de sorption-désorption peut dans la gamme 50-100 % d'humidité être approchée par une parabole :

$$h = 1 - b(C - a)^2 \quad [III.6]$$

Les conditions aux limites (pour  $h=1$ ,  $C=C_0$  et pour  $h=h_{ext}=0,5$ ,  $C=C_{eq}$ ) nous donnent

$$a = C_0 \quad \text{et} \quad b = \frac{0.5}{(C_0 - C_{eq})^2} \quad [III.7]$$

avec  $C_0$  concentration initiale en eau à saturation et  $C_{eq}$  concentration en eau pour une humidité relative interne égale à celle de l'extérieur. Si  $h_{ext}$  est différent de 0.5, seule la valeur de  $b$  varie. Il suffit alors de la modifier.

Le flux d'humidité s'écrit donc en fonction de la concentration en eau liquide sur les surfaces séchant:

$$\varphi = 0.5 * \beta * (C - (2C_0 - C_{eq})) * \frac{C - C_{eq}}{(C_0 - C_{eq})^2} \quad [III.8]$$

A partir du moment où cette condition de flux non linéaire est formulée, il n'est pas nécessaire de renseigner le fichier de commande de l'expression de l'isotherme de sorption-

désorption car elle n'intervient pas dans les calculs. Il est possible aussi de proposer une autre expression du flux d'humidité convectif imposé sur les bords.

Nous avons choisi dans le cadre de nos simulations numériques d'utiliser le modèle de coefficient de diffusion hydrique de [Granger 1996] avec comme condition aux limites l'expression de la relation [III.8]. Ce modèle est fiable et robuste [Granger *et al.* 1994, Granger 1996], il permet de simuler correctement les profils de teneur en eau dans le béton, et permet de s'affranchir du passage entre humidité relative et concentration en eau liquide (ou en teneur en eau) par le biais de l'isotherme de sorption-désorption, cette dernière étant très difficile à déterminer.

Pour le retrait de dessiccation, nous avons vu que plusieurs modélisations étaient possibles. Celle de l'équation [I.9] est implantée dans le code. Nous avons vu qu'elle était utilisée par de nombreux auteurs et qu'elle permettait de prendre en compte le retrait de séchage local de façon phénoménologique.

$$\dot{\varepsilon}_{rd} = k_{rd} \cdot \dot{C}.1 \quad \text{[III.9]}$$

Ce modèle simple de retrait de dessiccation isotrope permet d'obtenir le champ de déformations dues au séchage résiduel. L'incrément de déformation totale peut s'écrire si on suppose que les réactions d'hydratation sont achevées, que l'on est en conditions isothermes, et que la partition des incréments de déformation est possible:

$$d\varepsilon = \frac{d\sigma}{E} - k_{rd} dC.1 \quad \text{[III.10]}$$

avec  $\varepsilon$  tenseur des déformations,  $\sigma$  tenseur des contraintes,  $E$  module d'Young.

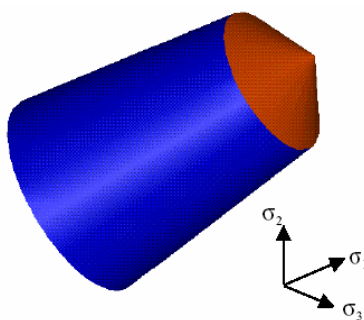
Cette relation permet de chaîner un calcul de séchage avec un calcul mécanique. Les termes de retrait sont retranchés à la déformation totale avant la résolution des équations d'équilibre aux points d'intégration (points de Gauss).

Le champ de déformation résiduel dû au séchage est alors introduit dans le calcul mécanique comme une condition de chargement. On peut donc avoir accès soit aux valeurs des contraintes induites par le séchage en l'absence de chargement mécanique, soit à la réponse de la structure lorsqu'on couple la réponse mécanique avec la dessiccation.

Nous utiliserons donc dans nos études le modèle de retrait isotrope formalisé par la relation [I.9] et le modèle de séchage de [Granger 1996]. Les calculs à partir de la concentration en eau liquide permettent, par intégration sur le volume, d'avoir accès rapidement à la teneur en eau globale, et d'obtenir la courbe de perte en masse en fonction du temps sans avoir à convertir les champs d'humidité relative en teneurs en eau par le biais de l'isotherme de sorption-désorption. Le prochain paragraphe est consacré à la justification de nos choix de modèle de comportement mécanique.

### **III.1.3. Modélisations du comportement mécanique utilisées**

Dans Code\_Aster<sup>®</sup>, de nombreuses lois de comportement relatives au béton sont implantées, dont le modèle élasto-endommageable de Mazars déjà utilisé précédemment. Il ne peut actuellement être chaîné à un calcul de séchage. Nous avons donc décidé d'utiliser un modèle d'élasto-plasticité adoucissante qui propose un critère de Drucker-Präger en compression comme en traction. Il s'inspire des modèles de [Georgin 1998, Heinfling 1998] qui eux avaient utilisé un critère de Rankine pour la traction, dans le cas des états de contrainte plutôt bidimensionnels. Ces deux auteurs justifient l'utilisation d'un critère de Rankine en traction en montrant que le domaine de réversibilité est proche de la réalité expérimentale, leur étude concernant surtout les états de sollicitations bidimensionnelles. L'utilisation d'un critère de type Drucker-Präger pour la traction permet de simplifier la formulation tridimensionnelle [Chavant *et al.* 2002]. La surface qui définit les états de contrainte admissibles en traction n'est plus une pyramide (critère de Rankine) mais une surface conique.



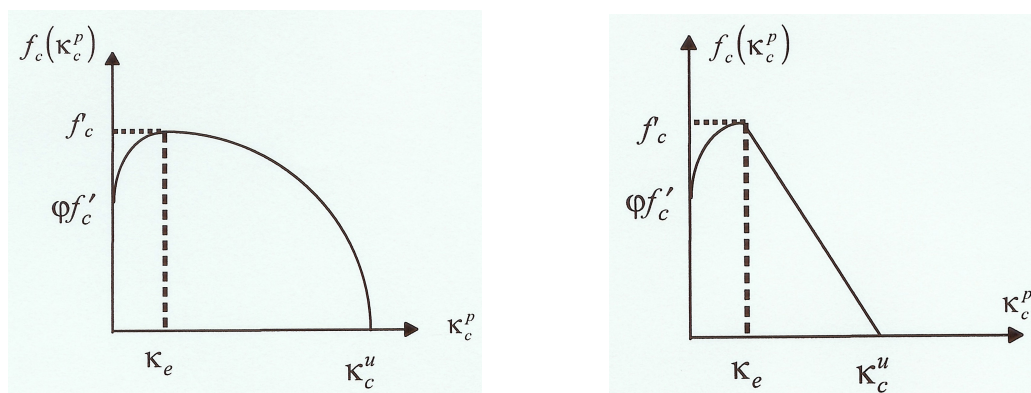
**Figure III.2: Allure du domaine de réversibilité tracé dans l'espace des contraintes principales du modèle avec double seuil de Drucker-Präger [Chavant *et al.* 2002]**

Pour des états de contrainte proches d'états de contrainte plane, la différence entre les deux critères est minime. Pour des états fortement confinés ce n'est plus vrai [Chavant *et al.* 2002].

La figure III.2 montre le domaine de réversibilité qui dans l'espace des contraintes principales est constitué de deux cônes dont l'axe est la trisectrice d'équation  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .

Une difficulté de la formulation de seuils avec plusieurs critères réside dans le fait qu'il y a des angles sur la surface de réversibilité, qui entraînent une non unicité de la normale à la surface. On ne sait pas alors quelle loi de normalité s'applique ni comment se fait l'écoulement plastique [Georgin 1998]. Ce problème se pose dans cette formulation au niveau du cercle d'intersection entre la surface du cône de compression et celle de traction (ou plutôt de la trace du cône de traction dans le plan déviatorique). Le problème est résolu [Georgin 1998] en considérant chaque surface seuil l'une indépendamment de l'autre, selon l'approche de [Pramono *et al.* 1989].

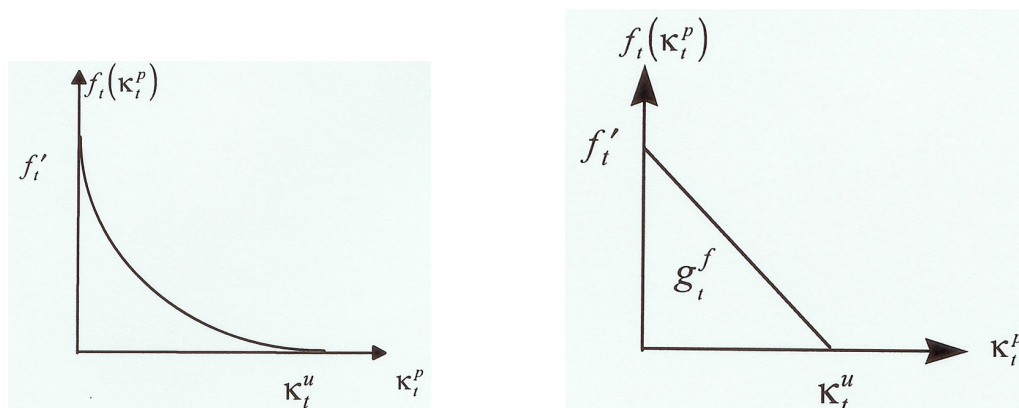
Ce modèle à double critère de plasticité décrit le comportement post-pic adoucissant du béton car il intègre pour la traction comme pour la compression un écrouissage négatif après le pic. Pour la compression, l'écrouissage est positif jusqu'au pic de contrainte, puis il devient négatif (figure III.3) alors qu'en traction l'écrouissage est négatif exclusivement (figure III.4). Soit  $\kappa_c^p$  la variable interne d'écrouissage relative à la compression, et  $\kappa_t^p$  celle relative à la traction. Les variables  $f'_c$ ,  $f'_t$ ,  $\phi'_c$ ,  $f_c(\kappa_c^p)$ ,  $f_t(\kappa_t^p)$ ,  $\kappa_e$ ,  $\kappa_c^u$ ,  $\kappa_t^u$  représentent dans l'ordre le pic de résistance en compression, le pic de résistance en traction, la limite élastique, la fonction d'écrouissage en compression, la fonction d'écrouissage en traction, la déformation plastique au pic de compression, la déformation plastique ultime en compression, la déformation plastique ultime en traction.



**Figure III.3: Fonction d'écrouissage du modèle de Drucker-Präger en compression dans le cas où l'écrouissage négatif est parabolique (à gauche) et linéaire (à droite)**

La fonction d'écroissage de la figure III.3 représente la valeur de la résistance à la compression en fonction de la variable d'écroissage. La fonction d'écroissage lors de l'adoucissement post-pic peut être de nature parabolique ou linéaire. Le cas parabolique correspond aux observations expérimentales, alors que l'écroissage négatif linéaire a pour seul intérêt de simplifier les calculs et de permettre une meilleure convergence.

La fonction d'écroissage en traction est strictement décroissante (figure III.4). Elle peut être exponentielle ou linéaire. Le terme  $g_i^f$  correspond à l'énergie dissipée par unité de volume liée à la fissuration du milieu continu. Le cas exponentiel correspond le plus aux observations expérimentales, tout au moins lorsque l'essai est piloté en déplacement des plateaux de la presse [Terrien 1980]. Comme pour la compression, une courbe post-pic linéaire permet de faciliter la convergence et de diminuer le temps de calcul.

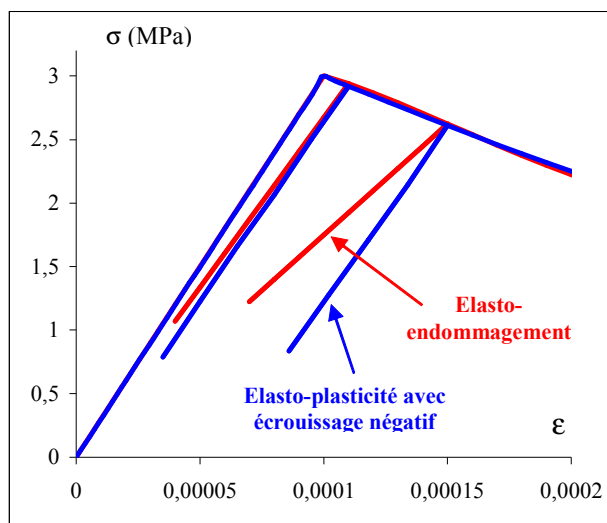


**Figure III.4: Fonction d'écroissage en traction dans le cas où l'écroissage est exponentiel (gauche) et linéaire (droite)**

Un modèle d'endommagement isotrope tel que celui de [Mazars 1982] ou celui de [Bodé 1994] permet de modéliser le comportement élasto-endommageable du matériau, et notamment la perte de rigidité associée à l'endommagement mécanique. Lors des décharges (figure III.5), on constate bien cette perte de raideur. En utilisant un modèle élasto-plastique adoucissant, on décrit le comportement post-pic adoucissant mais lors des décharges la rigidité est toujours celle du début du chargement (Figure III.5). L'endommagement mécanique n'est pas pris en compte. L'idéal est donc de combiner l'endommagement mécanique et le modèle élasto-plastique adoucissant (voir I.5.2). Ce couplage est numériquement lourd à implanter. Nous nous sommes contentés pour ces premières simulations numériques du modèle élasto-plastique adoucissant à double surface de Drucker-



Präger, en faisant l'hypothèse que l'écroutissement négatif permettait de décrire correctement le comportement du béton après le pic de contrainte.



**Figure III.5: Comparaison en traction entre le modèle d'élasto-endommagement de [Mazars 1984] et le modèle élasto-plastique à écroutissement négatif à surface seuil de Drucker-Präger**

Le comportement adoucissant (en compression comme en traction) pose des difficultés théoriques et numériques [Bažant *et al.* 1976, Pijaudier-Cabot *et al.* ; 1987]. Il se produit en effet, en statique, un changement de nature de l'équation d'équilibre qui est de nature elliptique à l'origine et qui devient hyperbolique. Le problème devient ainsi mal posé et il y a alors une infinité de solutions possibles. Les déformations se concentrent dans un volume de taille égale à zéro [Pijaudier-Cabot *et al.* 1987 ] ce qui conduit à une énergie à la rupture nulle. Cela est physiquement irréaliste, et se traduit numériquement par une dépendance de la solution au maillage. Il n'y a alors pas objectivité des résultats vis-à-vis du maillage. Plus on raffine le maillage, moins on dissipe d'énergie. Il convient donc pour les modèles adoucissants de limiter la localisation en enrichissant le modèle. Plusieurs possibilités existent. Elles conduisent à introduire une longueur caractéristique ou longueur interne liée à la largeur de la zone de localisation [Bažant *et al.* 1976, Pijaudier-Cabot *et al.* 1987].

Parmi les limiteurs de localisation, on peut citer le modèle de type Cosserat où le principe de réciprocité des contraintes tangentielles n'est plus valide, et où on introduit de nouveaux degrés de liberté sous forme de micro rotations associées à des micro moments. Une autre façon de limiter la localisation des déformations est d'utiliser un modèle non local intégral. La déformation équivalente non locale  $\bar{\epsilon}$  en un point  $x$  est définie comme la

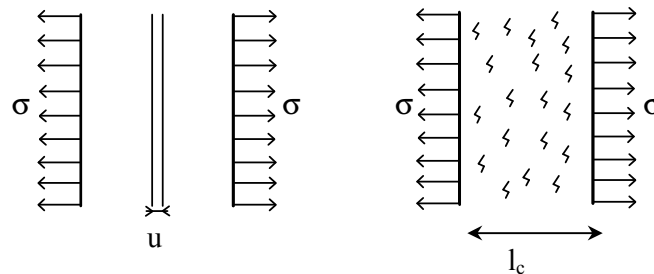
moyenne pondérée (par un fonction de voisinage  $\varphi(x, y)$ ) de la déformation équivalente locale dans le domaine  $\Omega$  [Pijaudier-Cabot *et al.* 1987].

$$\bar{\varepsilon}(x) = \frac{1}{\varphi(x)} \int_{\Omega} \varphi(x, y) \cdot \varepsilon(x) \cdot d\Omega \quad [\text{III.11}]$$

Le Modèle au gradient (au premier ordre, second ordre ou plus) prend en compte des forces d'interaction et de cohésion à distance. On introduit un paramètre  $c$ , équivalent à une longueur caractéristique, et on définit la déformation équivalente non locale  $\bar{\varepsilon}$  à partir de la déformation équivalente locale  $\varepsilon$  par la relation [Meftah 1997]:

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon - c \cdot \nabla^2 \varepsilon \quad [\text{III.12}]$$

Ces modèles sont numériquement délicats à implanter. Il existe une approche intermédiaire qui permet de remédier aux problèmes soulevés ci-dessus en utilisant le principe de [Hillerborg *et al.* 1976]. On relie la valeur de la pente post-pic de la relation contrainte-déformation à la taille de l'élément de façon à dissiper à la rupture une énergie constante.



**Figure III.6: Fissure discrète à gauche et sa représentation par une fissuration répartie d'après [Meftah 1997].**

La figure III.6 représente à gauche le matériau avec une fissure idéalisée, et à droite le milieu équivalent homogène supposé continu dans lequel l'ouverture de fissure est modélisée par une déformation anélastique. Le paramètre  $l_c$  est appelé longueur caractéristique. L'énergie par unité de surface  $G_f$  nécessaire pour qu'une fissure se propage dans le matériau réel est :

$$G_f = \int_0^{u_l} \sigma(u) du \quad [\text{III.13}]$$

avec  $\sigma$  contrainte dans la zone micro fissurée,  $u$  ouverture de la fissure,  $u_l$  ouverture maximale de la fissure. Dans le milieu fissuré continu équivalent, l'énergie dissipée par unité de volume  $g_f$  vaut :

$$g_f = \int_0^{\kappa_u} f(\kappa) d\kappa \quad [\text{III.14}]$$

avec  $f(\kappa)$  fonction d'écroissage en traction ou en compression,  $\kappa$  la variable d'écroissage associée, et  $\kappa_l$  valeur ultime de l'écroissage. L'équivalence en énergie entre les deux systèmes permet d'écrire que :

$$g_x^f = \frac{G_x^x}{l_c} \quad [\text{III.15}]$$

avec  $x$  indice qui vaut  $t$  en traction et  $c$  en compression,  $l_c$  longueur caractéristique. Ainsi, l'énergie à la rupture ne dépend plus de la taille de l'élément fini.

Cette méthode ne permet pas d'obtenir des équations d'équilibre correctement posées [Meftah 1997] mais n'alourdit pas de façon importante les calculs numériques [Benboudjema 2002, Nechnech 2000<sup>2</sup>]. Elle est implémentée dans le modèle à double surface de Drucker-Präger de Code\_Aster<sup>®</sup>. Les paramètres dont il faut avoir la connaissance sont les suivants :

FC	Contrainte de rupture en compression uniaxiale
FT	Contrainte de rupture en traction uniaxiale
GC	Energie de rupture en compression
GT	Energie de rupture en traction
$l_c$	Longueur caractéristique
COEF_ELAS_COMP	Limite d'élasticité en compression en pourcentage de la valeur au pic
Fonction d'écroissage post-pic	Choix entre un écroissage négatif linéaire ou parabolique (compression) / hyperbolique (traction)

**Tableau III.1 : Paramètres du modèle de fissuration répartie à double critère de Drucker-Präger de Code\_Aster<sup>®</sup>**

Nous pouvons donc simuler numériquement une partie du comportement mécanique du béton soumis à de la compression ou de la traction en trois dimensions. La perte de rigidité due à l'endommagement mécanique ne pourra être simulé. Dans le cadre de cette étude, qui se veut une approche simple de la modélisation des modifications des caractéristiques élastiques

lors du séchage, nous verrons que cette modélisation du comportement mécanique nous permet de mettre en évidence les apports de la modélisation de l'endommagement hydrique du chapitre II, notamment grâce à la description du caractère post-pic adoucissant. Cet aspect est important car la fissuration liée au séchage est soit liée aux inclusions soit liée à l'effet de structure. Dans ce dernier cas, les gradients de déformations génèrent un endommagement mécanique important, et le caractère post-pic adoucissant doit être pris en compte.

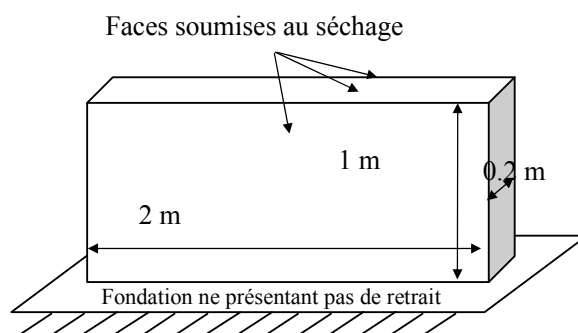
Nous proposons dans le chapitre suivant de faire une simulation en trois dimensions de l'estimation des contraintes hydriques dans une structure (un voile) soumis à un cas de séchage en trois dimensions.

## **III.2. Application au séchage d'un voile en béton**

### **III.2.1. Description de la structure étudiée**

Pour cette première simulation numérique en trois dimensions, nous avons estimé les valeurs des contraintes hydriques dans une structure massive [Hubert *et al.* 2003<sup>2</sup>]. Le cas d'étude est similaire à celui proposé par [Van Zijl *et al.* 2001] et concerne le séchage d'un mur encastré dans sa fondation. Celle-ci est supposée ne pas présenter de retrait. Le voile a une épaisseur de 20 centimètres, une longueur de 2 mètres et une hauteur de 1 m. Le séchage se fait sur les deux faces latérales et la face supérieure (figure III.7). Ce cas correspond par exemple à une levée de voile en attente du banchage des parties adjacentes ou supérieures.

Le matériau utilisé pour réaliser ce voile est un béton courant de bâtiment au rapport E/C au moins égal à 0.5. Le choix a priori des résistances en compression et traction se fonde sur les valeurs généralement atteintes par ces types de béton, c'est-à-dire 30 MPa en compression et 2.5 MPa en traction. Le béton est supposé avoir atteint sa maturité, et être saturé en eau à l'instant initial.



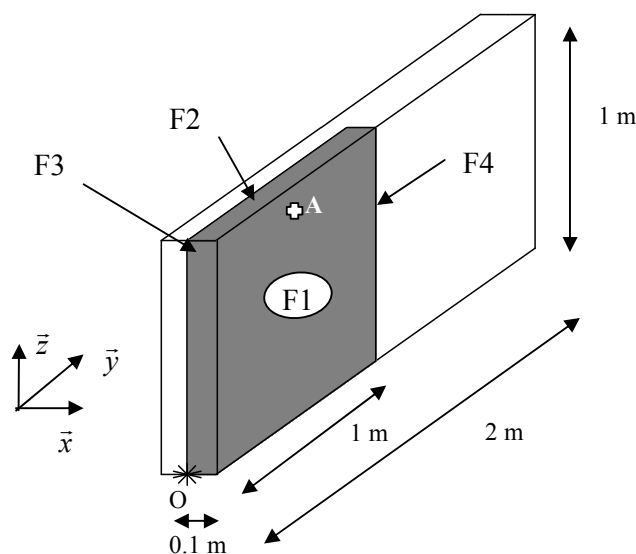
**Figure III.7: Mur soumis au séchage sur ses trois faces et encastré dans une fondation sans retrait**

Dans la pratique, ces données peuvent sembler contradictoire au sens où le décoffrage des éléments de structure intervient bien avant que le béton n'ait atteint sa maturité. Nous n'avons pas souhaité coupler les problèmes de thermo hydratation avec les effets du séchage afin de mieux mettre en évidence ces derniers. Les effets de la pesanteur ont été négligés dans cette simulation car ils induisent une contrainte de compression maximale en pied de voile égale à 0,025 MPa, ce qui est 100 fois inférieur aux valeurs des contraintes de compression et traction induites par le séchage obtenues par le calcul.

Nous avons également négligé les déformations de fluage propre et de fluage de dessiccation dus au poids propre. Enfin, le retrait de carbonatation a lui aussi été négligé. La température extérieure a été choisie constante et égale à 20 °C.

### III.2.2. Maillage et conditions aux limites

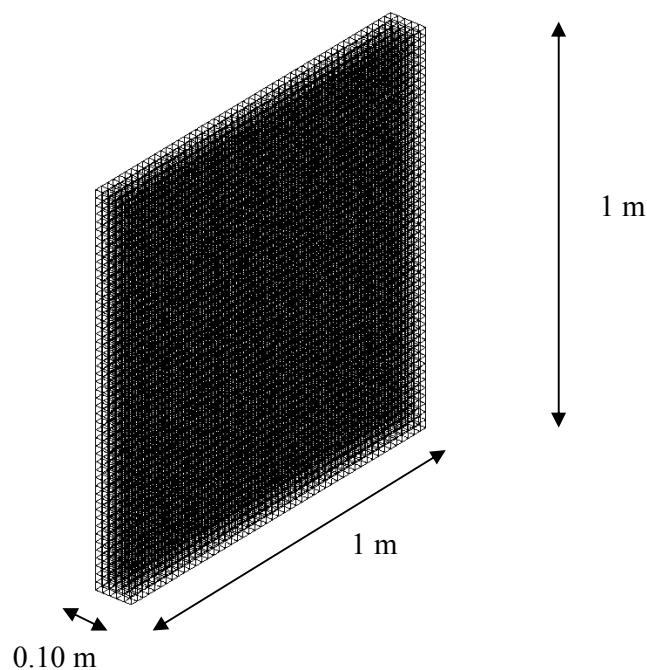
Le maillage a été effectué grâce à Castem 2000<sup>®</sup>, code éléments finis développé par le C.E.A.. Il est composé de 12500 éléments de type hexaèdre à 8 nœuds (figure III.9), soit un total de 15606 nœuds. Pour des raisons de symétrie, le maillage ne représente qu'un quart du mur de la figure III.7. Cela nous a permis de réduire les temps de calcul.



**Figure III.8: Seul le quart du mur est maillé afin de limiter les temps de calcul. Les symétries sont exprimées par les conditions aux limites de séchage et cinématiques.**

Seules les faces  $F1$  et  $F2$  de la figure III.8 sont soumises à un séchage. Du fait des symétries ou de la présence de la fondation, le flux d'humidité interne normal aux autres faces est supposé nul.

Pour les conditions aux limites mécaniques, la face inférieure est bloquée pour les trois déplacements  $DX$ ,  $DY$  et  $DZ$  dans respectivement la direction  $x$ ,  $y$  et  $z$ . La face  $F3$  (lieu de la coupe du voile dans le plan  $yz$ ), le déplacement  $DX$  est nul. Pour la face  $F4$  (lieu de plan de coupe du voile dans le plan  $xz$ ),  $DY$  est nul.



**Figure III.9: Maillage du quart de voile avec le code éléments finis Castem 2000®**

### **III.2.3. Conditions de séchage**

L'humidité relative extérieure est supposée égale à 50 %, sans variations possibles. Cette hypothèse ainsi que celle d'une température constante nous éloignent des conditions réelles de réalisation des voiles (faces ensoleillées dans la journée, refroidissement la nuit, humidité de l'air variable notamment à cause des changements de température etc.), mais nous permettent de rester dans les limites de notre objectif.

Le modèle de séchage est celui défini par l'équation de diffusion non linéaire exprimée en fonction de la concentration en eau liquide  $C$  (équation [III.1]), et le coefficient de diffusion hydrique est celui de la relation [III.3], c'est-à-dire le modèle de [Granger 1996].

La condition aux limites est un flux convectif d'humidité (relation [III.8]). Les paramètres de séchage et de retrait de séchage sont condensés dans le tableau III.2.

$C_0$	180 l/m <sup>3</sup>
$C_{eq}$	70 l/m <sup>3</sup>
$\beta$	$4,10^{-7}$ l/m <sup>3</sup> ×m/s
A	$10^{-13}$ m <sup>2</sup> /s
B	0,05
$k_{rd}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$

**Tableau III.2 : Paramètres utilisés pour le calcul de séchage**

Les paramètres du tableau III.2 ont été tirés de la littérature [Granger 1996]. L'objectif ici n'est pas de reproduire fidèlement le séchage d'un matériau dont on connaît toutes les propriétés de transfert, mais de montrer que le modèle peut fonctionner dans un code de calcul éléments finis, et pour des calculs en trois dimensions.

#### **III.2.4. Paramètres du modèle de comportement mécanique et d'endommagement hydrique**

Pour le calcul des contraintes induites par le séchage, nous avons besoin de connaître les paramètres du tableau III.1 et notamment les valeurs des énergies de fissuration en traction et compression. Pour les bétons, les valeurs issues d'autres auteurs [Baron 1982, Nechnech 2000<sup>2</sup>, Benboudjema 2002] indiquent une fourchette comprise entre 10 et 25 MPa.mm pour l'énergie de fissuration en compression, et de l'ordre de 0.1 MPa.mm pour l'énergie de fissuration en traction. Nous avons choisi 10 MPa.mm et 0.1 MPa.mm comme valeurs de référence pour respectivement la compression et la traction. Les valeurs des résistances en traction et compression ont été choisies, et correspondent à des valeurs courantes pour les bétons de bâtiment.

FC	20 MPa
FT	2 MPa
GC	10 MPa.mm
GT	0,1 MPa.mm
$l_c$	Calcul automatique
COEF_ELAS_COMP	30 %
Fonction d'écrouissage post-pic	Linéaire
$E_0$	25000 MPa
$\nu$	0,2

**Tableau III.3: Paramètres du modèle de comportement mécanique**

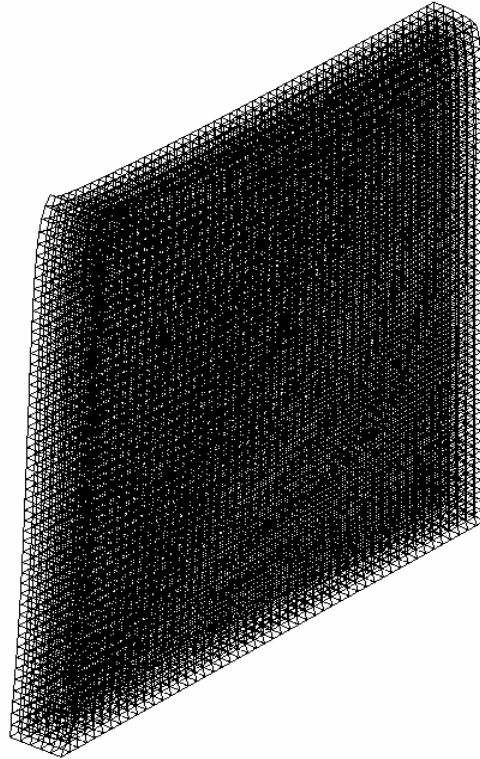
Nous avons choisi de ne pas imposer la valeur de la longueur caractéristique, ce qui induit un calcul automatique de celle-ci qui a pour conséquence d'obtenir une énergie à la rupture constante quelque soit l'élément fini et donc de limiter la localisation des déformations. La convergence s'en trouve améliorée. L'écrouissage négatif a été choisi linéaire en traction comme en compression, surtout en regard du nombre d'éléments composant le maillage, et des difficultés de convergence liés à un écrouissage négatif parabolique ou exponentiel.

Pour le choix du paramètre  $a$  relatif à l'endommagement hydrique, nous avons repris la valeur issue du calibrage du chapitre II à 60 jours, que nous avons adaptée à l'unité de concentration en eau liquide (et non plus en teneur en eau). La valeur obtenue est donc différente numériquement de celle du chapitre II,  $a=0,00273$ .

### **III.2.5. Résultats de la simulation numérique**

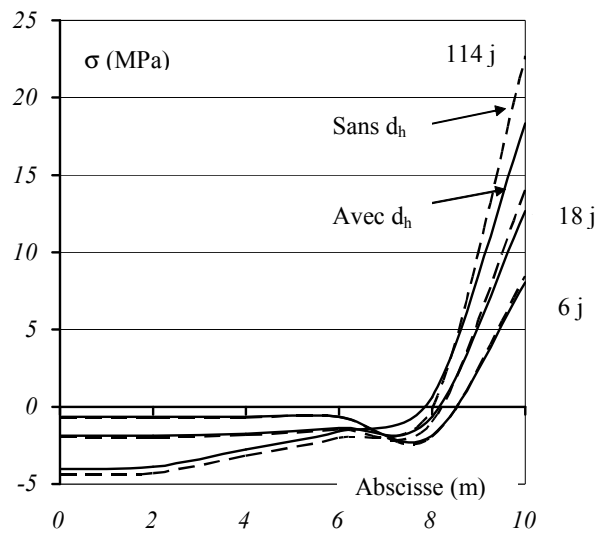
La géométrie déformée après 300 jours de séchage est reportée sur la figure III.10.





**Figure III.10: Géométrie déformée du voile après 300 jours de séchage, coefficient amplificateur égal à 100**

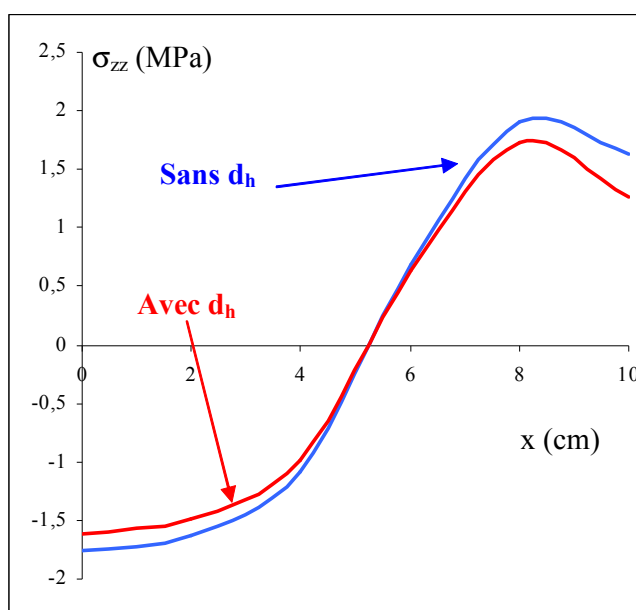
Les contraintes hydriques obtenues à partir du modèle élastique linéaire sont reportées sur la figure III.11.



**Figure III.11: Profils de contraintes dans le demi mur avec le modèle élastique linéaire à 10 cm en dessous de la face supérieure du voile**

Le profil étudié est l'axe horizontal parallèle à l'axe des  $x$  et passant par le point  $A$  de la figure III.8. Il se situe à 10 cm sous la face supérieure  $F2$  en contact avec l'extérieur. Cette simulation numérique montre que les gradients hydriques sont suffisamment importants pour engendrer des contraintes en peau de l'ordre de 20 MPa, en supposant que le matériau reste élastique. Le seuil de traction en peau est très largement dépassé, on peut donc s'attendre à une fissuration de peau très importante qui se propage vers l'intérieur du matériau dans le temps (déplacement des courbes vers la gauche au fil du temps, figure III.11).

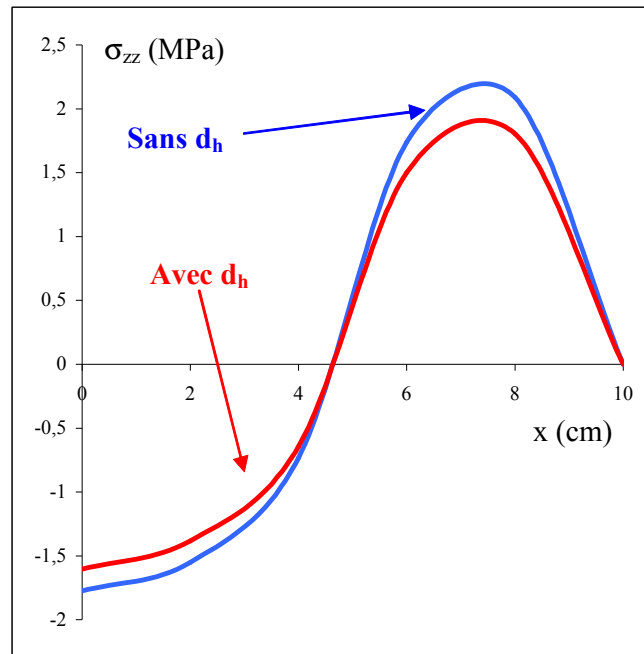
Les simulations avec prise en compte du comportement post-pic adoucissant en traction sont reportées sur les figures suivantes. La figure III.12 montre les résultats de calcul des contraintes hydriques après 30 jours de séchage.



**Figure III.12: Evaluation des contraintes induites par le séchage à 10 cm de la face supérieure du voile à 30 jours avec prise en compte de l'endommagement hydrique**

La courbe en rouge (sans  $d_h$ ) est issue d'un calcul ne prenant en compte que l'effet de structure dû au séchage. Les gradients hydriques induisent des retraits différentiels dans la structure, qui produisent des gradients de contrainte hydrique qui sont décrites par le modèle élasto-plastique à double seuil de Drucker-Präger. Le seuil de traction est dépassé au niveau de la peau, et les contraintes de compression au cœur du voile restent modérées. La prise en compte de l'endommagement hydrique donne une baisse de contrainte de traction au pic de l'ordre de 20 %, et à cœur de l'ordre de 15 %. La structure étant plus épaisse que dans le cas de l'éprouvette prismatique du chapitre II, la teneur en eau baisse plus lentement au cœur de l'élément de structure. L'effet de l'endommagement hydrique est donc moins perceptible.

La figure III.13 montre le même profil de contraintes hydriques mais après 80 jours de séchage.

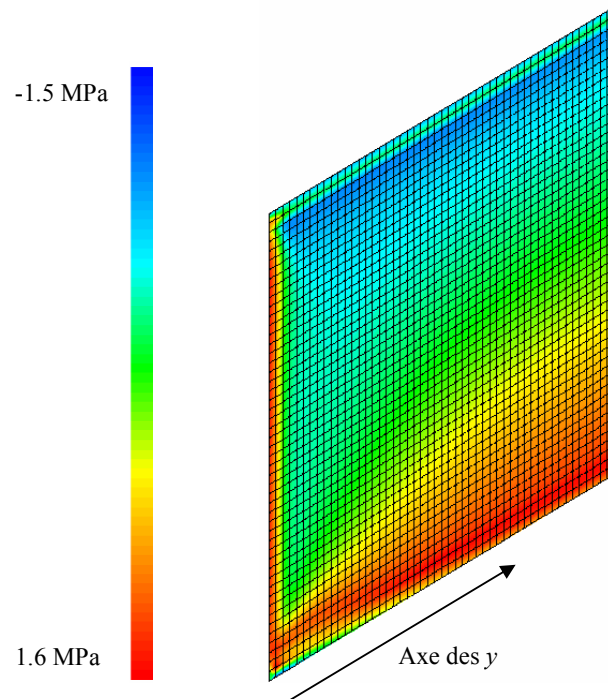


**Figure III.13: Evaluation des contraintes induites par le séchage à 10 cm de la face supérieure du voile à 80 jours avec prise en compte de l'endommagement hydrique**

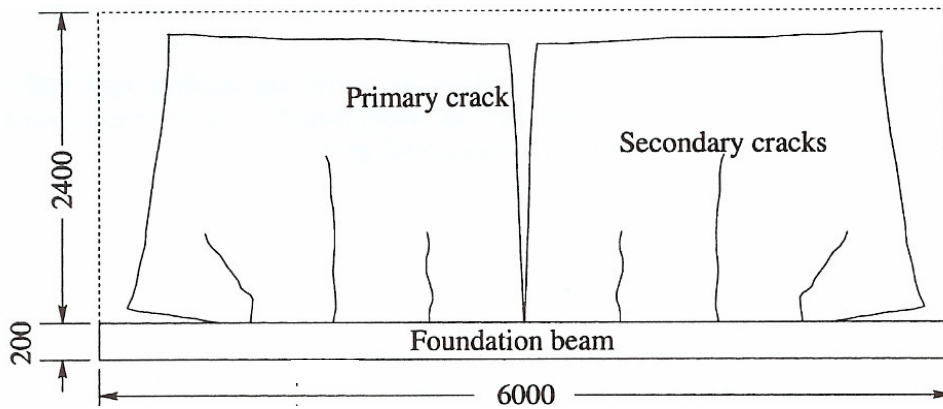
Les zones où les contraintes de traction sont fortes se déplacent vers le cœur de la structure. Ainsi, les fissures dues à l'effet de structure qui ont été initiées au niveau de la peau pénètrent progressivement au cœur du voile.

Le gradient est moins fort au niveau de la peau, les fissures en cet endroit tendent à se refermer. L'effet de l'endommagement hydrique est plus important pour la zone tendue que pour la figure III.12, car le front de séchage pénètre de plus en plus profondément.

Sur la figure III.14, l'allure des contraintes hydriques selon l'axe des  $y$  (après 70 jours de séchage) montre qu'il va y avoir création de fissures au niveau de la peau soit verticales, soit légèrement inclinées vers la gauche, de façon similaire à la figure III.15, issue des travaux de [Van Zijl *et al.* 2000]

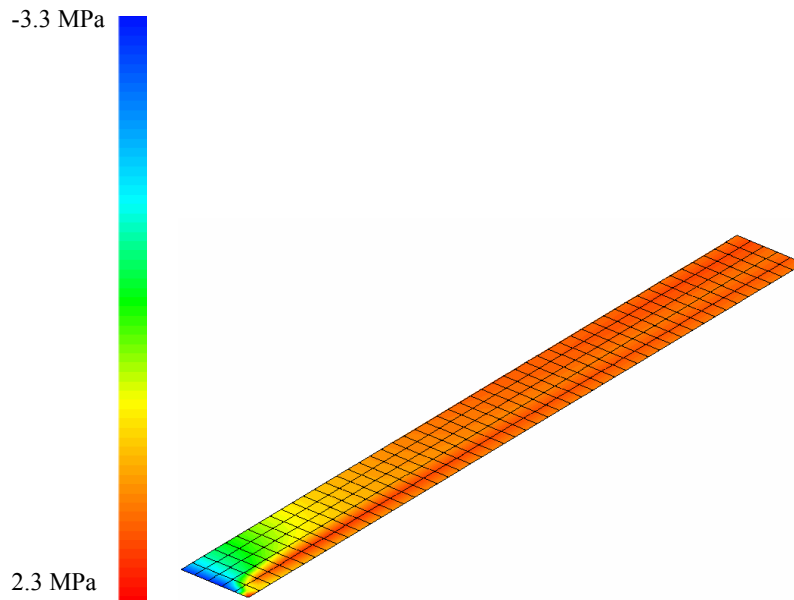


**Figure III.14: Allure des contraintes  $\sigma_{yy}$  dans la direction  $y$  pour la face extérieure du mur soumise au séchage après 70 jours de séchage.**



**Figure III.15: Allure de la fissuration de peau pour le cas test du mur soumis au séchage [van Zijl *et al.* 2000]**

Les effets du séchage sont également très importants au niveau supérieur de la fondation, comme en atteste la figure III.16. (après 45 jours de séchage). Les contraintes de traction selon l'axe  $y$  (grand côté de la fondation) sont proches du maximum.



**Figure III.16: Allure des contraintes  $\sigma_{yy}$  dans la direction  $y$  pour la face inférieure (jonction avec la fondation) après 45 jours de séchage.**

Estimer les contraintes induites par le séchage sans prendre en compte l'endommagement hydrique revient à n'évaluer que la part due à l'effet de structure, ainsi que les effets du frettage dû à la dépression capillaire et au fait que la peau se contracte en comprimant le cœur. L'effet des inclusions dans ce cas est complètement laissé de côté. On surestime alors pour un béton dans ce cas jusqu'à 25 à 30 % de la valeur des contraintes hydriques. On estime plus précisément les valeurs de ces contraintes hydriques en prenant en compte l'effet des inclusions au moyen de la variable d'endommagement hydrique. On sous estime légèrement les valeurs des contraintes, nous l'avons vu au précédent chapitre, mais on gagne en précision.

Une meilleure connaissance des contraintes hydriques permet de prédire dans le temps plus précisément les zones fissurées ainsi que leur profondeur, et également de contribuer à mieux prédire les déformations dues au fluage. En effet, la mise en contrainte à cause du séchage se fait au bout d'un temps très bref, au jeune âge. Cela contribue à augmenter la déformation de fluage total que l'on pourra constater car, d'une part, le cœur est comprimé avant tout chargement mécanique, et d'autre part les fissures près de la peau vont se refermer lors d'un chargement mécanique extérieur, conduisant à une augmentation de la déformation de fluage.

Il semble donc nécessaire d'améliorer la prise en compte de l'effet de fretage et ses effets en trois dimensions afin de mieux appréhender les conséquences du séchage sur l'état autocontrainte induit par le séchage. Cela nécessite des simulations en trois dimensions et exigerait un protocole précis visant à quantifier ces effets.

Le paragraphe suivant destiné à vérifier si la prise en compte de la perte de raideur lors du séchage pourrait permettre de mieux reproduire les variations du comportement mécanique global des structures.

### **III.3. Application à la simulation du comportement mécanique global en trois dimensions d'éprouvettes de mortier en dessiccation**

Nous allons dans cette partie étudier le comportement mécanique global des structures soumises au séchage. Nous allons analyser les résultats expérimentaux qui ont été obtenus à partir d'essais de compression simple sur des éprouvettes cylindriques en mortier qui sèchent.

Ces échantillons de diamètre 37 mm et de hauteur 74 mm peuvent être considérés en premier abord comme homogènes. Les essais mécaniques effectués sont alors considérés comme des essais sur un matériau. Les conditions de symétrie permettent a priori de considérer que l'on se trouve en condition unidimensionnelle. Ce sont d'ailleurs les hypothèses que nous avons faites au chapitre précédent pour le calibrage du modèle. Cela peut être considéré comme vrai juste avant que le séchage ne commence. Ensuite, l'existence de gradients hydriques va rendre le matériau hétérogène, et modifier les valeurs des paramètres élastiques au niveau du point matériel, de façon non uniforme. Nous ne sommes plus en présence d'une éprouvette homogène mais d'une structure, avec son réseau de fissures dues au séchage, qui dépend de sa géométrie. Les propriétés de transport hydriques elles mêmes dépendent de l'endroit où l'on se trouve dans l'éprouvette. Les essais de compression simple ne peuvent plus alors être considérés comme des essais de matériau, mais de structure. Le caractère unidimensionnel du séchage et du retrait est lui aussi très discutable. Les effets de bord relatifs aux faces qui ne sèchent pas ne sont pas forcément négligeables (voir le paragraphe III.3.5), et l'effet de fretage tridimensionnel modifie l'état des déformations locales, amplifiant ou diminuant les valeurs des contraintes hydriques. C'est pour ces raisons qu'il nous a semblé nécessaire de travailler sur la base de simulations numériques en trois dimensions.

Nous présenterons d'abord la campagne expérimentale de référence, tout au moins la partie que nous allons exploiter. Ensuite nous introduirons notre modélisation et discuterons des écarts constatés par rapport aux résultats des essais. Les modèles de séchage et de comportement mécanique sont les mêmes qu'au paragraphe relatif au séchage du voile en béton.

### **III.3.1. Présentation de la campagne expérimentale de référence**

Cette campagne expérimentale a été menée par [Yurtdas 2003] à partir d'un mortier normal, dont la composition est indiquée dans le tableau III.1. Le mortier a été coulé en une fois dans un coffrage de poutre (longueur 4 m, section 150×150 mm<sup>2</sup>). Une bâche en plastique a été mise en place afin d'éviter les pertes d'eau par séchage. La température de la pièce était de 21°C ± 1°C, et l'humidité relative  $Hr=60\% \pm 5\%$ .

Après 5 jours, la poutre de mortier a été mise durant 6 mois dans une cuve thermostatée à 20°C afin de prévenir les effets des retraits thermique et endogène, et de laisser la maturation du mortier s'achever. Les éprouvettes ont ensuite été carottées dans la poutre et rectifiées.

<i>Composants</i>	<i>Dosage</i>
Sable normalisé (EN 196-1)	1350 kg
Ciment CEM II/B 32,5	450 kg
Eau	225 l
E/C	0,5

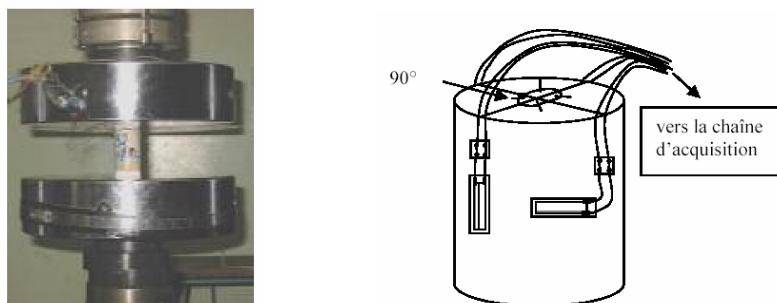
**Tableau III.4: Composition du mortier normal**

Le mortier du tableau III.4 a un rapport E/C classique égal à 0.5. Cette formulation « standard » a été choisie car elle permet de reconduire des essais avec le même matériau (ou quasiment le même). La partie de la campagne expérimentale qui nous intéresse a consisté en une mesure des différents retraits (endogène, de séchage) sur cylindres de dimensions  $\phi$  37x120 mm<sup>3</sup> et des essais de compression uniaxiale avec cycle de charge - décharge sur cylindres 37x74 mm<sup>3</sup>.

Les éprouvettes, après 6 mois de maturation dans l'eau, ont été conservées de trois façons. Une série d'éprouvettes a été protégée de la dessiccation par deux couches d'aluminium autocollant, une autre a été laissée en dessiccation en atmosphère contrôlée ( $T=21^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ ,  $Hr= 45\% \pm 5\%$ ), et la dernière série a été séchée dans un four à 60°C

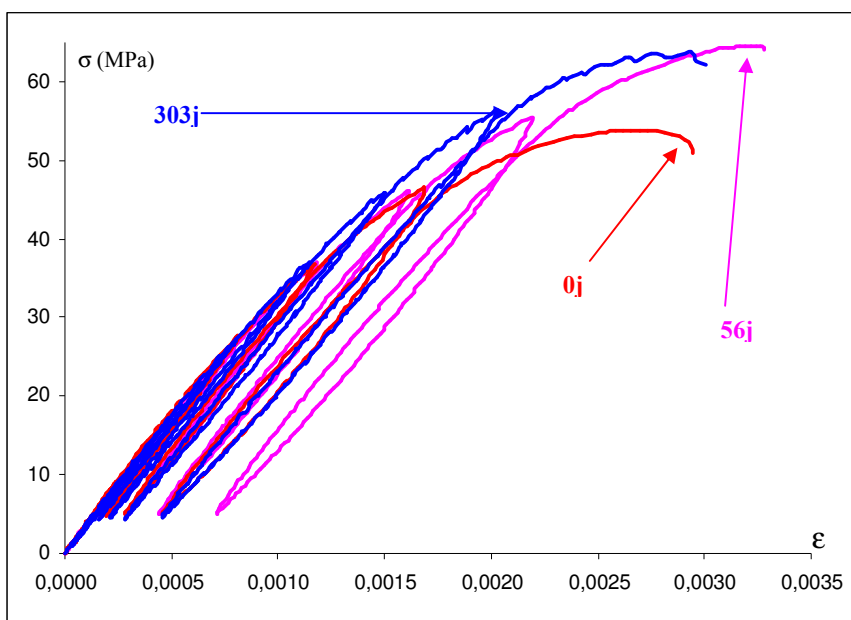
jusqu'à l'obtention d'un poids constant. Ces dernières ont été ensuite protégées de la reprise d'eau par deux couches d'aluminium autocollant.

Les essais de compression uniaxiale ont été réalisés avec une presse hydraulique Instron<sup>®</sup> d'une capacité de 500 kN. Le dispositif expérimental est représenté sur la figure III.17. Les éprouvettes reçoivent deux jauges de déformation longitudinales, et deux jauges latérales collées symétriquement de chaque côté (schéma à droite). Le plateau inférieur de la presse est fixe, et le plateau supérieur est rotulé, ceci afin d'avoir une réponse identique des jauges de déformation longitudinales.



**Figure III.17 : Dispositif expérimental utilisé par [Yurtdas 2003] : à gauche les plateaux de la presse avec une éprouvette, et à droite le schéma de collage des jauges**

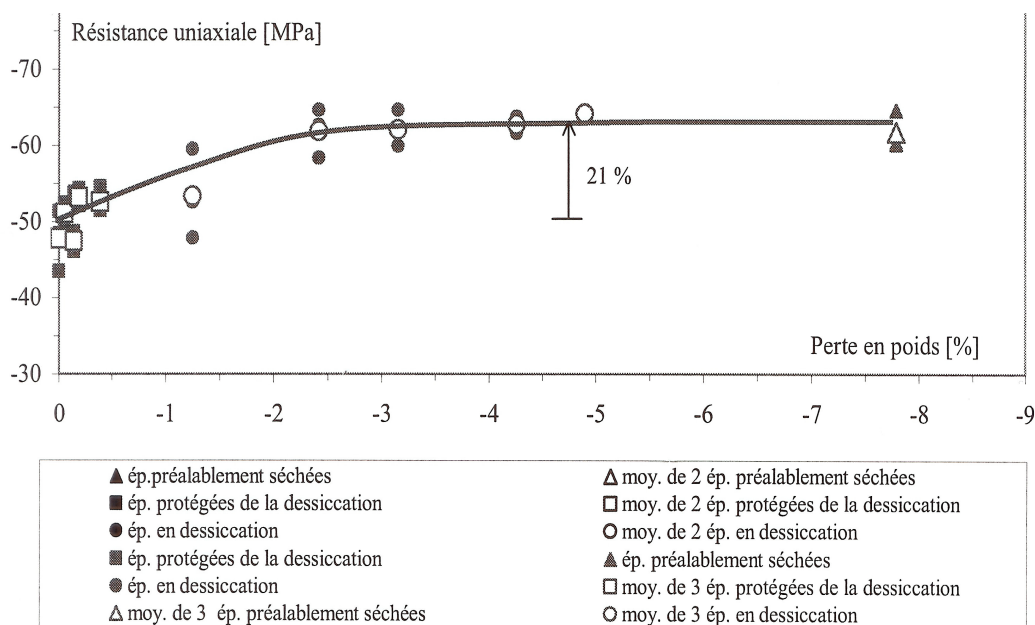
Les essais de compression simple sont pilotés par le déplacement vertical du plateau supérieur dont la vitesse est de  $2 \mu\text{m/s}$  c'est-à-dire suffisamment faible pour ne pas induire d'effets dynamiques, tout en permettant de négliger le fluage.



**Figure III.18: Résultats expérimentaux de compression uniaxiale obtenus par [Yurtdas 2003] sur des éprouvettes de dimensions  $\phi 3,7*74 \text{ cm}^3$**



La figure III.18 représente les résultats des essais de compression pour trois temps différents qui sont 0 jours (état de saturation en eau supposée), 56 et 303 jours. En abscisse la moyenne des déformations longitudinales mesurées par les jauges a été reportée, et en ordonnée la contrainte déterminée à partir du capteur de force de la presse. Nous pouvons voir que le comportement mécanique du mortier a sensiblement varié lors du séchage. L'analyse des courbes (et de celles issues des essais à 30 et 150 jours) indique que la résistance à la compression a augmenté, se stabilisant vers 30 jours. Cette augmentation de résistance à la compression est attribuée par [Yurtdas *et al.* 2004] à deux phénomènes. D'abord l'effet de la succion capillaire qui provoque une mise en compression du squelette solide qui conduit à une « précontrainte » du matériau, le faisant devenir plus résistant. Cet effet existe également même en l'absence de gradients hydriques. Ensuite, la présence de gradients hydriques provoque une contraction des bords de l'éprouvette sur le cœur de celle-ci, ce qui le confine. Les résultats présentant l'augmentation de résistance en fonction de la perte en poids sont synthétisés sur la figure III.19 Pour la compression uniaxiale on constate une augmentation de l'ordre de 21 % qui atteint son maximum vers 30 jours. On peut voir que les éprouvettes saturées ont une résistance qui reste constante, confirmant que c'est bien le séchage qui est le moteur de l'augmentation de résistance.

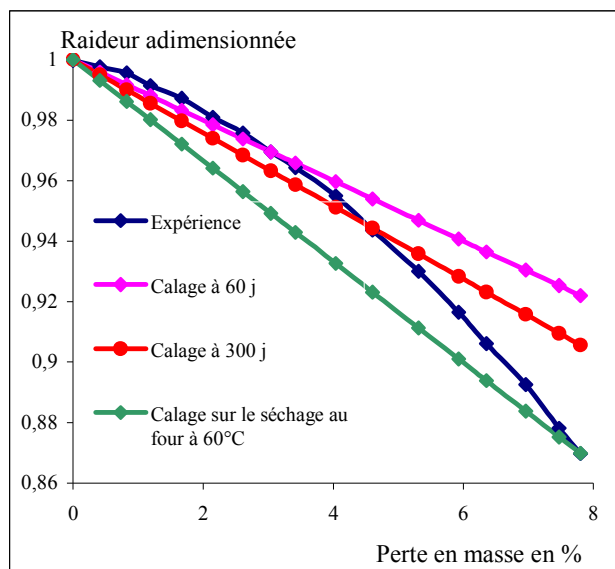


**Figure III.19: Evolution de la résistance uniaxiale à la rupture des éprouvettes de mortier  $\phi 3,7*74 \text{ cm}^3$  en fonction de la perte en masse et du mode de conservation, après 6 mois de conservation dans l'eau [Yurtdas 2003].**

Il semble également, notamment au vu de la figure III.18, que pour le cas de chargement uniaxial le processus décrit ci-dessus conduise à une augmentation de la limite élastique des éprouvettes. Ainsi, pour le résultat d'essai à 303 jours (la même chose est constatée pour celle à 150 jours), le matériau commence à quitter le domaine élastique et entrer dans le domaine plastique pour une contrainte plus élevée que celle de l'essai à 56 jours ou à saturation. Ce phénomène reste à confirmer par d'autres séries d'essais pour les mortiers et bétons, et a déjà été constaté pour les argilites [Alonso *et al.* 1990].

La perte de raideur des éprouvettes en fonction de la perte en masse des éprouvettes [Yurtdas 2003] est reportée sur la figure III.20. Cette figure regroupe plusieurs courbes de raideur adimensionnée (rapport de la raideur à l'instant  $t$  sur la rigidité initiale) en fonction de la perte en masse. La courbe expérimentale est d'allure parabolique. Il n'est pas possible de généraliser cette caractéristique à tous les mortiers et bétons, il serait nécessaire de mener d'autres campagnes expérimentales afin de le vérifier. Les trois autres courbes sont des droites qui montrent les différentes possibilités (plusieurs temps de référence, voir chapitre II) de faire évoluer la perte de raideur en fonction de la perte en masse de la structure. On voit qu'un temps de référence à 60 jours entraîne une surestimation de la valeur de la raideur à 300 jours de façon significative, et qu'un temps de référence à 300 jours (4,5 % de perte en masse environ) surestime la raideur par rapport à un séchage au four à 60°C.

Alors, à quel moment faut-il calibrer son modèle de perte de raideur, et la courbe issue des résultats expérimentaux est-elle la bonne courbe à utiliser pour l'évolution de l'endommagement hydrique ? Une loi de proportionnalité entre l'endommagement hydrique et la baisse de teneur en eau comme nous l'avons définie n'est de plus peut être pas adéquate.



**Figure III.20: Valeurs de la raideur en fonction de la perte en masse, calages à 60 et 300 jours, et calage avec séchage au four à 60 °C.**

Le choix peut dépendre des sujétions liées à la construction. Une modélisation par une relation linéaire entre perte de raideur et perte en masse est plus simple à implanter dans le cadre de calculs menés par un ingénieur. Dans cette optique, ce sont les conditions hydriques et thermiques du milieu environnant la structure construite qui permettront de choisir le bon instant de détermination des paramètres. Pour une structure exposée à de fortes températures (colis de stockage de déchets radioactifs par exemple), on peut s'attendre à des conditions de séchage très sévères, dépassant les 60 °C du four du laboratoire. Dans des cas plus classiques de structures en contact avec un milieu environnant « normal », avec par exemple une humidité relative de l'ordre de 50 %, et des températures modérées, on peut choisir la loi de perte de raideur (figure III.20) qui correspond aux temps de référence de 60 ou 300 jours.

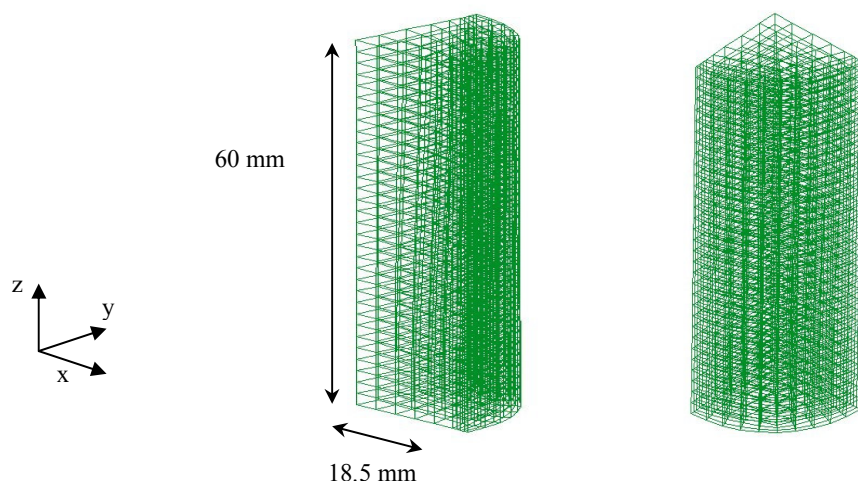
On peut également constater sur la figure III.20 que les effets des inclusions sont nettement moins importants pour un mortier que pour un béton, la perte de raideur ne dépassant pas ici les 13% (voir figure I.13). Pour des bétons, les pertes de raideur sont de l'ordre de 25 à 30% [Burlion *et al.* 2003].

### **III.3.2. Le maillage**

Le maillage a été réalisé sur le logiciel GID [GID] développé par l'université de Catalogne en Espagne. Un module de transfert du fichier issu de GID en fichier de maillage destiné à Code\_Aster® permet de l'exploiter. Ce logiciel a été préféré à Castem 2000® car lors du passage entre Castem 2000® et Code\_Aster® nous avons constaté qu'il se créait des nœuds

redondants difficiles à éliminer du fichier de maillage, créant ainsi des mailles aplaties et des problèmes sérieux de convergence, ceci augmentant les temps de calcul. Ce problème n'a pas été constaté lors du passage entre le fichier de maillage de GID et celui de Code\_Aster®.

Nous avons maillé un quart supérieur de cylindre (figure III.21) pour le séchage, soit un huitième du volume grâce aux conditions de symétrie et afin de réduire les temps de calcul. Nous avons conservé le même maillage pour le calcul de séchage et pour les simulations de chargement mécanique. Nous avons supposé que pour les simulations de compression simple le comportement d'une éprouvette qui aurait 1.4 cm de hauteur en plus serait sensiblement le même.



**Figure III.21: Maillage du huitième de cylindre réalisé sur le logiciel GID, comportant 2640 nœuds, 2080 mailles volumiques Hexa 8, et 770 mailles surfaciques Qua 4.**

Le maillage a été raffiné près des contours où un flux d'humidité s'applique, afin de limiter les problèmes liés aux oscillations dans les calculs. Ces problèmes d'oscillations spatiales et temporelles se produisent lorsque l'on fait des calculs de thermique ou de séchage transitoires avec des conditions aux limites brutales (choc thermique ou hydrique). Pour pouvoir observer les effets du choc hydrique ou thermique, on choisit dans ces cas une discrétisation fine en temps. On constate alors des oscillations spatiales et temporelles qui peuvent amener au dépassement des valeurs minimales et maximales de l'inconnue calculée (concentration en eau liquide pour le séchage). Pour palier ces difficultés, on peut soit augmenter la valeur des pas de temps (incréments de temps), ce qui est délicat car il est très difficile de connaître la valeur minimale du pas de temps en dessous de laquelle il ne faut pas descendre afin d'éviter les oscillations, soit diminuer la taille des mailles près des zones où le

choc hydrique se produit, ce qui fait augmenter le nombre d'éléments de façon significative. C'est la solution que nous avons adoptée.

### **III.3.3. Conditions de séchage**

Nous avons effectué les calculs de séchage avec le même modèle qu'à la partie précédente. Les conditions aux limites sont les suivantes (figure III.22) :

Pour la partie séchage :

- flux nul sur les faces supérieure et inférieure (symétrie)
- flux nul sur les faces latérales (symétrie)
- flux non linéaire  $\varphi$  sur la face cylindrique (hachurée)

Les paramètres de séchage utilisés sont rassemblés dans le tableau III.5 :

$C_0$	182 l/m <sup>3</sup>
$C_{eq}$	50 l/m <sup>3</sup>
$\beta$	3,35 <sup>-7</sup> l/m <sup>3</sup> ×m/s
A	0,27.10 <sup>-13</sup> m <sup>2</sup> /s
B	0,05
$k_{rd}$	1,05 10 <sup>-5</sup>

**Tableau III.5: Valeur des paramètres du modèle de séchage et de retrait**

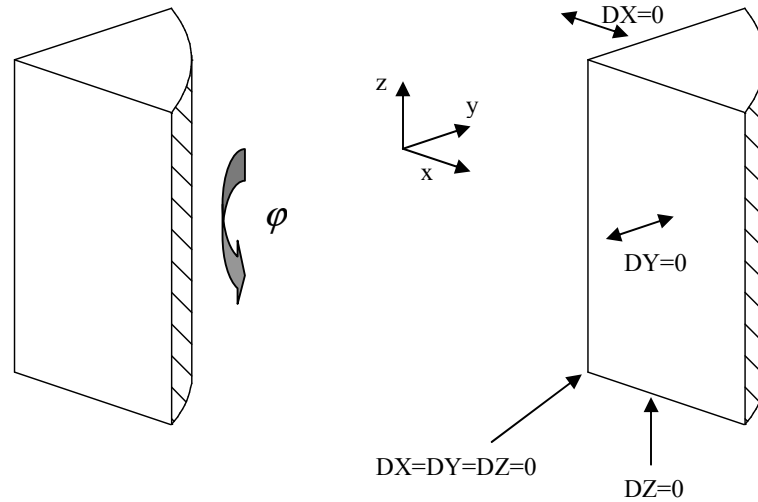
Les paramètres du tableau III.5 ont été déterminés par calcul à partir de la cinétique de perte en masse expérimentale (figure III.23) ainsi que de la cinétique du retrait de dessiccation (figure III.24).

### **III.3.4. Paramètres des modèles de comportement mécanique et d'endommagement hydrique**

Les conditions aux limites pour la partie mécanique sont:

- déplacement  $DZ$  nul pour la face inférieure
- déplacement horizontal perpendiculaire aux faces latérales nul pour chaque face latérale ( $DY=0$  pour une face et  $DX=0$  pour l'autre face)

- aucun déplacement admis pour le nœud à la base du maillage, à la jonction de la face inférieure et des faces latérales,  $DX=DY=DZ=0$



**Figure III.22: Conditions aux limites pour le calcul de séchage et le calcul mécanique**

Le modèle de comportement mécanique est le même qu'au paragraphe précédent. Les paramètres mécaniques utilisés sont :

Paramètre	Valeur
FC	53.84 MPa
FT	3 MPa
GC	10 MPa.mm
GT	0.1 MPa.mm
$l_c$	Calcul automatique
COEF_ELAS_COMP	60 %
Fonction d'écroissage post-pic	Linéaire
E	36000 MPa
NU	0.18

**Tableau III.6 : Paramètres du modèle mécanique**

La résistance à la compression  $FC$  du tableau III.6 correspond à la moyenne de trois essais réalisés sur des éprouvettes saturées. Il en est de même pour la rigidité initiale et le

coefficient de Poisson. Le chaînage entre calcul de séchage et calcul mécanique se fait de la même façon que précédemment.

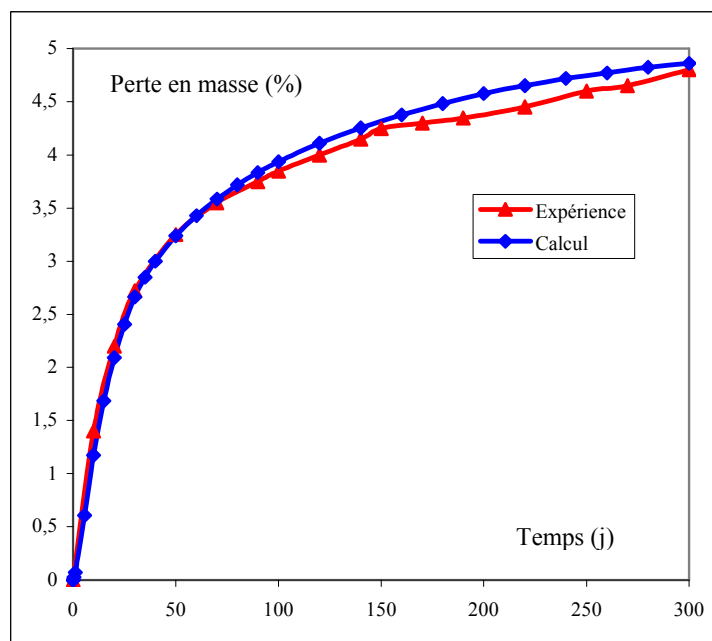
Les essais de compression uniaxiale ont été réalisés par pilotage du déplacement des plateaux de la presse hydraulique. Nous avons procédé de même pour la simulation numérique en imposant un déplacement vertical à la face supérieure de l'éprouvette.

La valeur du paramètre  $a$  a été calculée à partir de la droite de la figure III.20 qui correspond au séchage au four à 60 °C. Nous avons fait ce choix car, au vu de l'effet restreint des inclusions sur la perte de raideur dans le cas du mortier normal étudié, il était nécessaire d'amplifier légèrement les phénomènes que nous souhaitons observer.

### **III.3.5. Résultats des simulations numériques**

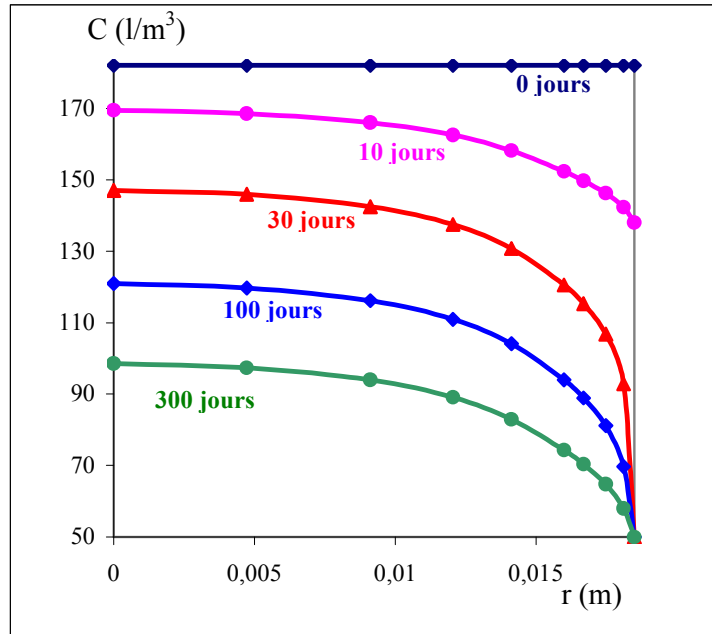
#### **III.3.5.a. Simulation numérique du séchage et du retrait de séchage**

L'évolution de la perte en masse relative dans le temps est reportée sur la figure III.23. Les paramètres du calcul de séchage (tableau III.5) ont été déterminés à partir des résultats expérimentaux présentés dans cette figure.



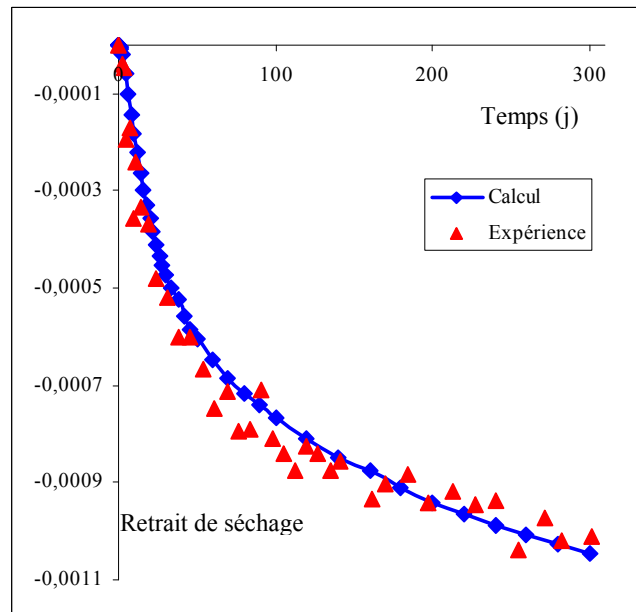
**Figure III.23: Cinétique de perte en masse relative moyenne des éprouvettes de mortier  $\phi 37 \times 120 \text{ mm}^3$  (résultats expérimentaux et simulation numérique)**

La simulation numérique du séchage nous a fourni les profils de teneur en eau (exprimées en  $l/m^3$ , figure III.24) à mi-hauteur de notre maillage au niveau du rayon passant par le milieu de la section, avec  $r$  le rayon en mètres.



**Figure III.24: Profils de teneur en eau à 0, 10, 30, 100 et 300 jours à mi-hauteur des demi éprouvettes de mortier 37×120 mm<sup>3</sup>**

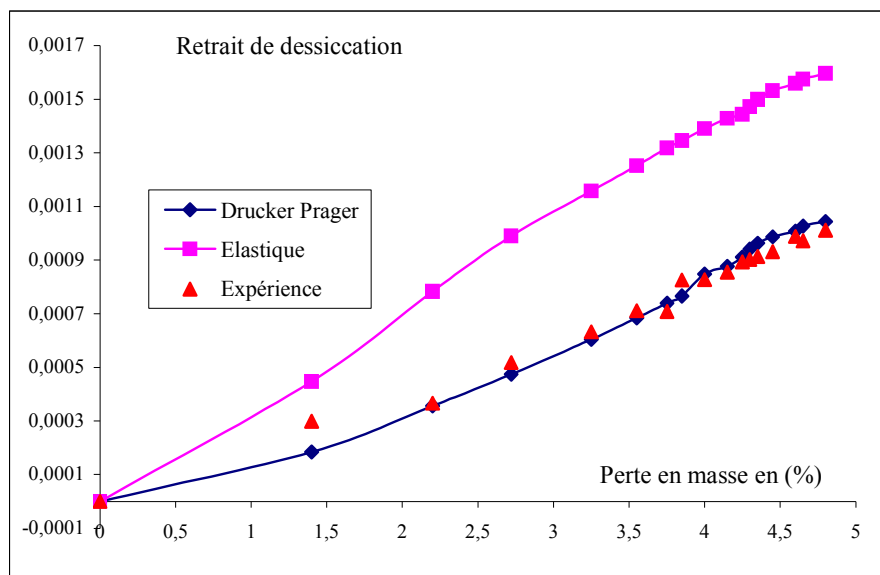
Pour poursuivre les simulations, nous avons besoin de retrouver numériquement la courbe de retrait de séchage en fonction du temps (figure III.25). Cette comparaison nous donne la valeur du coefficient de contraction hydrique. Pour les éprouvettes étudiées, nous trouvons  $k_{r,d}=1.05.10^{-5}$ .



**Figure III.25: Retrait de dessiccation en fonction du temps: résultats des essais (en valeur moyenne) et simulation numérique pour les éprouvettes de mortier 37×120 mm<sup>3</sup> [Yurtdas 2003]**



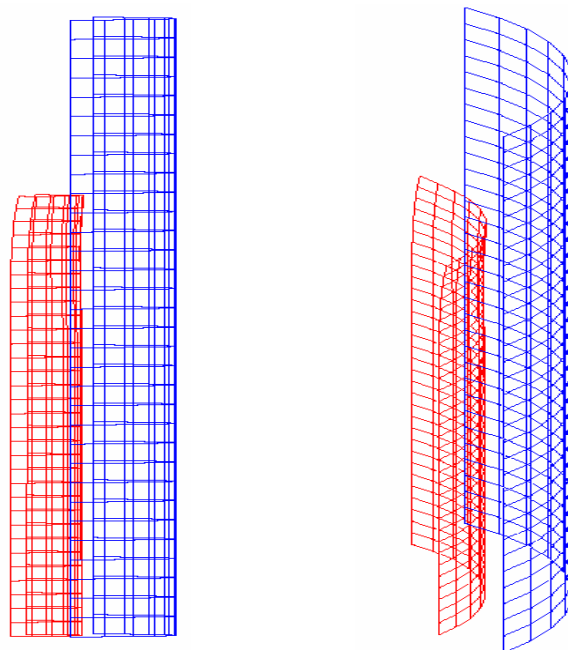
Nous avons ensuite comparé les résultats des calculs de l'évolution du retrait de séchage en fonction de la perte en masse. Deux simulations numériques ont été menées, une qui reprend le modèle élasto-plastique à double surface de Drucker-Präger, et une autre qui utilise un modèle élastique linéaire. La figure III.26 permet de comparer ces simulations aux résultats expérimentaux.



**Figure III.26: Retrait de séchage en fonction de la perte en masse à partir des modèles de comportement mécanique élastique linéaire et du modèle à double surface de Drucker-Präger**

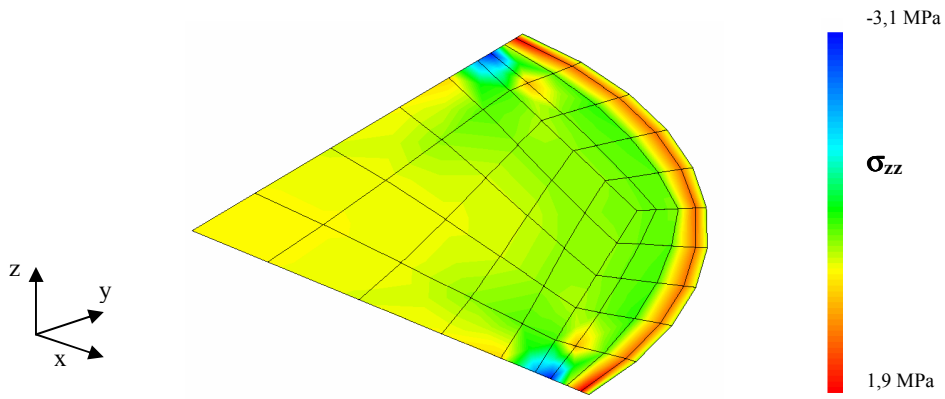
Les résultats de cette simulation sont similaires à ceux de [Meftah 2000, Benboudjema 2002]. Le modèle élastique montre ses limites et surestime la valeur du retrait de dessiccation du fait de la non prise en compte de la fissuration surfacique due au séchage. De plus il ne permet pas de reproduire les trois phases classiquement obtenues expérimentalement (voir paragraphe I.3) [Granger 1996, Torrenti 1997, Meftah *et al.* 2000]. Le modèle élasto-plastique adoucissant prend en compte les relaxations des contraintes hydriques (et non pas l'endommagement mécanique dû à l'effet de structure). La valeur du retrait de dessiccation est ainsi diminuée. C'est ce que l'on constate sur la figure III.26. L'allure de la courbe de retrait est, de façon classique, quasiment proportionnelle à la perte en masse pour le cas où le modèle de comportement mécanique est élastique linéaire. Le modèle élasto-plastique adoucissant permet de décrire correctement, qualitativement tout au moins, l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse.

Les résultats des simulations numériques montrent que, contrairement à ce que l'on aurait pu supposer, la répartition des contraintes hydriques n'est pas orientée de façon unidimensionnelle. Nous avons utilisé le post-processeur de Castem 2000<sup>®</sup> pour tracer le maillage déformé et les champs de contraintes hydriques dans les figures qui suivent.



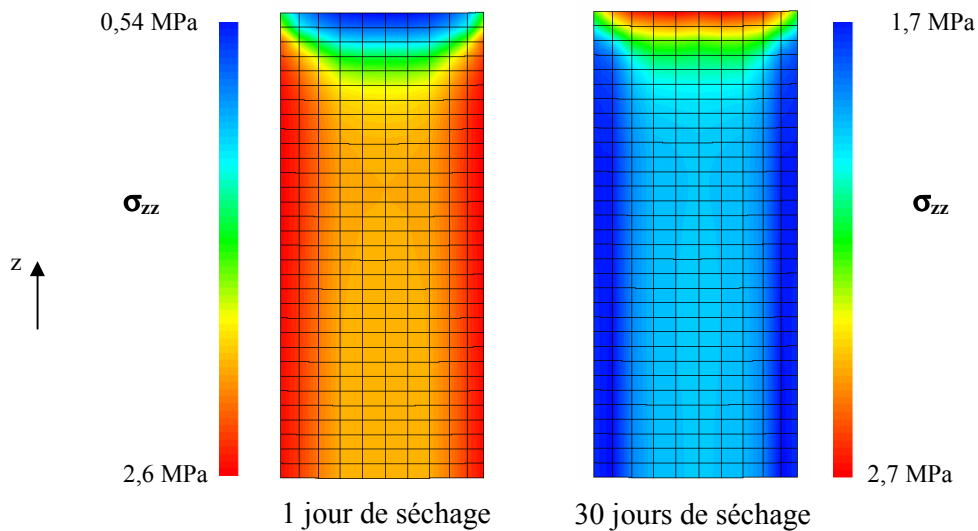
**Figure III.27: Déformée de la face cylindrique (soumise au flux d'humidité) après 300 jours de séchage (coefficient multiplicateur égal à 250). En bleu, la géométrie non déformée.**

La déformée à 300 jours de la figure III.27 laisse apparaître au niveau de la face cylindrique un retrait non uniforme, puisque la face supérieure semble subir une rotation vers la droite (sur la figure III.27), résultat déjà constaté par [Granger 1996]. Cette déformation au niveau de la face supérieure va engendrer une distribution des contraintes verticales non uniforme comme le montre la figure III.28. Certaines zones de cette face supérieure (qui ne sèche pas) sont tendues et d'autres comprimées. Toute la zone verte et bleue est comprimée. La zone tendue se situe au niveau de la peau. L'effet « de bord » dû à cette face dont le flux d'humidité est nul se fait sentir quasiment sur  $1/8^{\text{ème}}$  du maillage en hauteur.



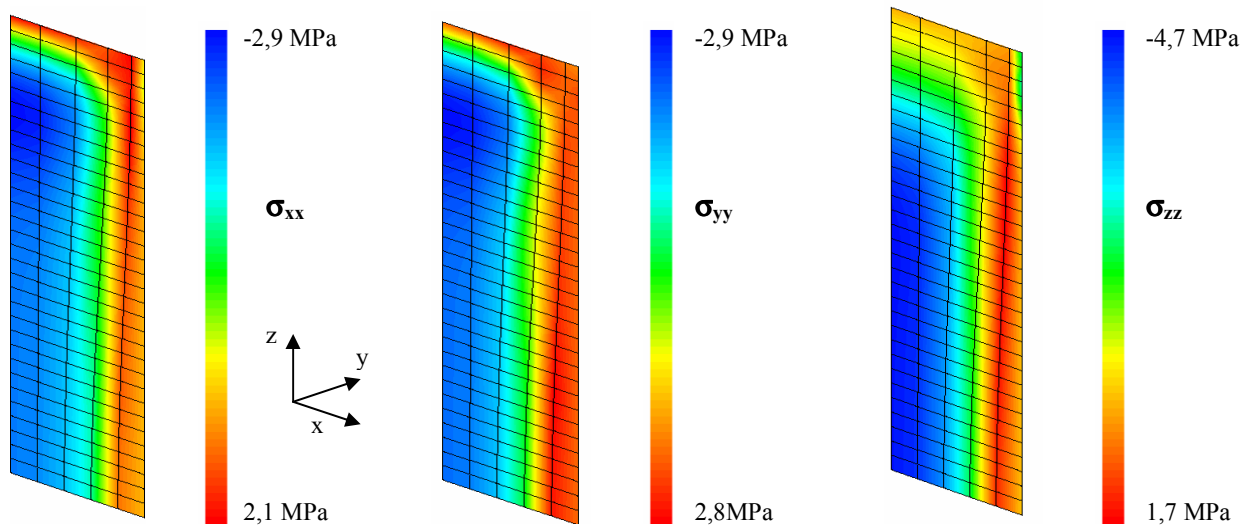
**Figure III.28: Allure des contraintes verticales hydriques sur la face supérieure (qui ne sèche pas) après 40 jours de dessiccation**

Si on regarde l'allure des contraintes verticales au niveau de l'enveloppe cylindrique, on constate également que leur distribution n'est pas homogène. La face cylindrique vue de côté (on regarde la face cylindrique de l'éprouvette de l'extérieur) de la figure III.29 est entièrement tendue (selon la verticale  $z$ ) à 1 jour et à 30 jours, mais la distribution des contraintes est influencée d'une part à cause de la face supérieure, mais également à cause des parties proches des faces latérales, où les tensions sont au début plus élevées qu'au centre de la face et ensuite cela s'inverse.



**Figure III.29: Allure des contraintes hydriques verticales sur la face cylindrique (vue de l'extérieur) à 1 jours et 30 jours de séchage**

Pour les faces latérales dont le flux normal d'humidité est nul, la distribution des contraintes est aussi hétérogène dans les trois directions.



**Figure III.30: Contraintes selon  $x$ ,  $y$  et  $z$  sur la face latérale dans le plan  $xz$ , après 40 jours de séchage. Le flux d'humidité normal à cette face est nul**

La figure III.30 montre respectivement les contraintes hydriques selon  $x$ ,  $y$  et  $z$  pour la face latérale représentée. Encore une fois on remarque que la présence de la face supérieure « étanche » modifie sensiblement les valeurs des déformations et contraintes induites par le séchage, en comparaison avec le bas du maillage de l'éprouvette. Cela conforte l'idée qu'il est nécessaire de mener des calculs numériques en trois dimensions si on veut connaître de façon la plus complète possible le comportement de la structure étudiée, et ceci même pour des études qui semblent ressortir du cas en une ou deux dimensions. Les temps de calcul sont bien plus importants et la fiabilité des modèles implantés plus délicate à obtenir en trois dimensions. Néanmoins, les performances sans cesse accrues des ordinateurs nous aideront à franchir le cap du 3D.

### III.3.5.b. Simulation numérique de la réponse des éprouvettes à une sollicitation de compression uniaxiale à différents instants de séchage

La méthode que nous avons adoptée pour ces simulations numériques a consisté à déterminer les paramètres du modèle de comportement mécanique à partir des résultats d'essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes saturées en eau. Le champ de concentration en eau liquide est supposé uniforme, avec une valeur initiale égale à  $182 \text{ l/m}^3$ . La température est fixée uniformément à  $20^\circ\text{C}$ . Il n'y a donc pas de gradient hydrique ni de retrait différentiel dans l'éprouvette. Celle-ci peut donc être considérée comme homogène,

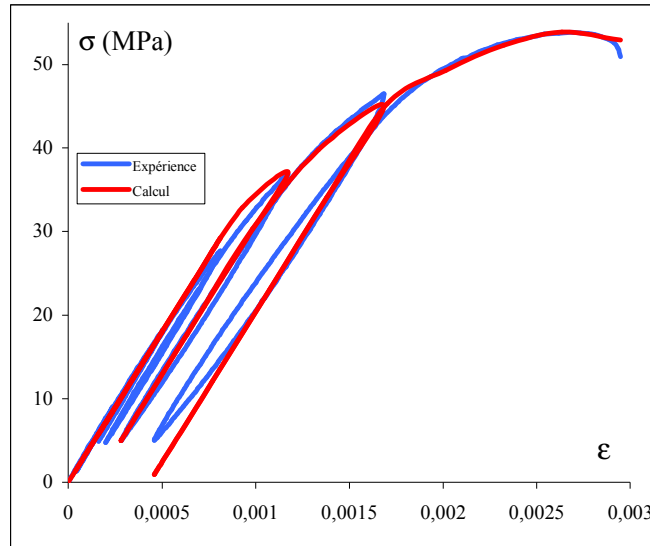
l'essai pouvant être considéré comme un essai de matériau, et non comme un essai de structure.

Les paramètres mécaniques étant fixés (voir figure III.31), nous allons regarder quels sont les apports et les limites de notre formulation de l'endommagement hydrique pour prédire les modifications du comportement en compression uniaxiale lors du séchage des éprouvettes cylindriques en mortier. On laisse sécher les éprouvettes, et on les sollicite en compression simple après différents temps de séchage: 30, 56, 150 et 303 jours, conformément aux résultats expérimentaux. Le champ de déformation induit par le séchage est introduit comme étant un chargement de déformations imposées.

Pour le calcul mécanique, nous avons piloté la simulation par le déplacement de la face supérieure de l'éprouvette, conformément à l'expérience. Un pilotage en force répartie ou pression appliquée aurait posé des problèmes de convergence pour le modèle adoucissant et aurait nécessité un pilotage du chargement. Cela consiste à décomposer le chargement (forces extérieures et déplacements imposés) additivement en deux termes, l'un connu et l'autre dont seule la direction est connue, son intensité devenant une nouvelle inconnue du problème. Puisqu'il y a une nouvelle inconnue introduite dans le problème, il faut une équation supplémentaire. Celle-ci porte sur les déplacements et dépend de l'incrément de temps, c'est la contrainte de pilotage. Cette méthode fonctionne bien, mais est coûteuse en temps de calcul.

L'état déformé après séchage est considéré comme étant l'état initial pour l'ensemble de l'éprouvette. La valeur de déformation utilisée pour le tracé des figures qui suivent est celle que l'on impose à tous les nœuds de la face supérieure. Nous avons supposé que la réponse de la structure à ces déformations imposées était correctement prise en compte en faisant une moyenne surfacique des contraintes calculées à mi-hauteur de l'éprouvette.

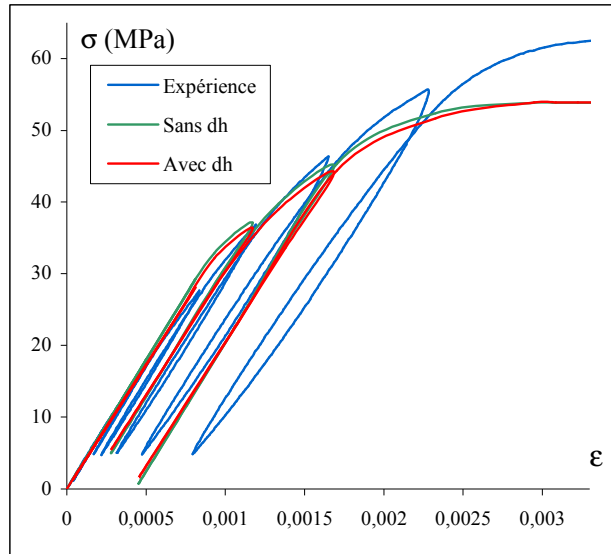
La simulation du comportement à l'état saturé est tracée sur la figure III.31. Les paramètres mécaniques sont ceux du tableau III.6. On peut remarquer que si l'allure générale est bien reproduite, il n'en est pas de même lors des décharges. La perte de rigidité due à l'endommagement mécanique n'est pas reproduite, cela est visible à la dernière décharge car la pente de la courbe expérimentale est plus importante que celle de la simulation.



**Figure III.31: Calage du modèle à double critère de Drucker-Präger sur les éprouvettes  $\phi 37*74 \text{ mm}^3$  saturées en eau**

A noter que lors de la détermination des paramètres du modèle de comportement mécanique, il a été difficile d'obtenir une bonne simulation sans introduire une valeur surestimée de la limite élastique. Celle-ci a été fixée à 60 % du pic de contrainte, alors que la valeur réelle ici est plutôt autour de 50 %. Nous avons fait des calculs en faisant varier les valeurs de l'énergie de fissuration  $GC$ , mais cela n'a pas permis de modifier sensiblement l'allure de la loi de comportement dans la phase d'écrouissage positif. D'où la nécessité d'augmenter la limite élastique à 60 % du pic de contrainte en compression pour retrouver le comportement en compression uniaxiale.

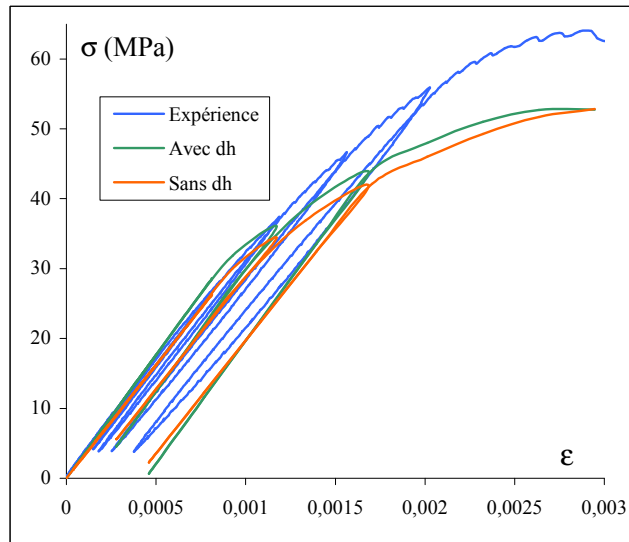
Le premier essai de compression est simulé après 30 jours de séchage. La figure III.32 montre les résultats de cette simulation. On voit que les courbes issues des calculs avec et sans prise en compte de l'endommagement hydrique reproduisent mal l'expérience, notamment au niveau de la valeur au pic. Cela est dû au fait que la valeur au pic est une donnée du modèle mécanique (c'est pour cela d'ailleurs que les deux courbes issues des calculs se rejoignent au pic, contrairement à ce qui a été exposé au chapitre II). La résistance à la compression a augmenté durant le séchage, et nous ne l'avons pas modélisé.



**Figure III.32: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi$  37\*74 mm<sup>3</sup> après 30 jours de séchage.**

L'effet de l'endommagement hydrique reste visible sur la figure III.32 alors que l'effet des inclusions est modeste sur la perte de raideur. Cela peut être constatée en terme de réduction de la valeur de la contrainte, et au niveau de la pente de la dernière décharge.

La figure III.33 nous indique qu'à 303 jours (en fait à partir de 30 jours jusqu'à 303 jours, fin des essais), on retrouve les mêmes écarts entre les simulations numériques et les résultats des essais.

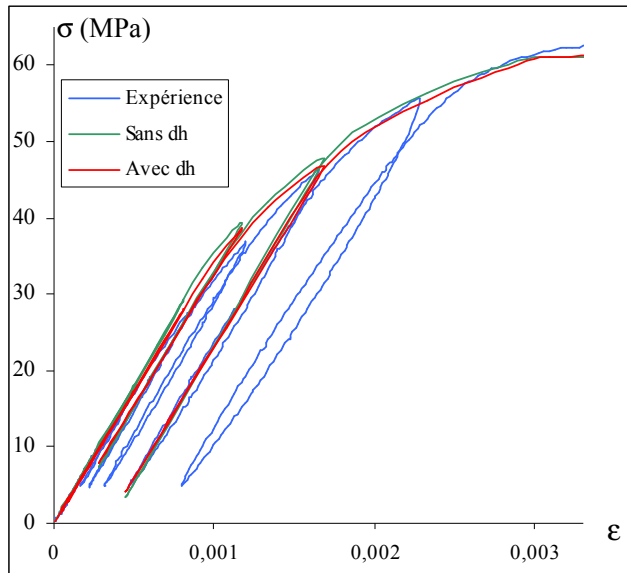


**Figure III.33: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi$  37\*120 mm<sup>3</sup> après 303 jours de séchage.**

L'effet de l'endommagement hydrique sur les valeurs de la contrainte moyenne de compression et la perte de raideur lors des décharges est bien plus marquée qu'à 30 jours (figure III.33).

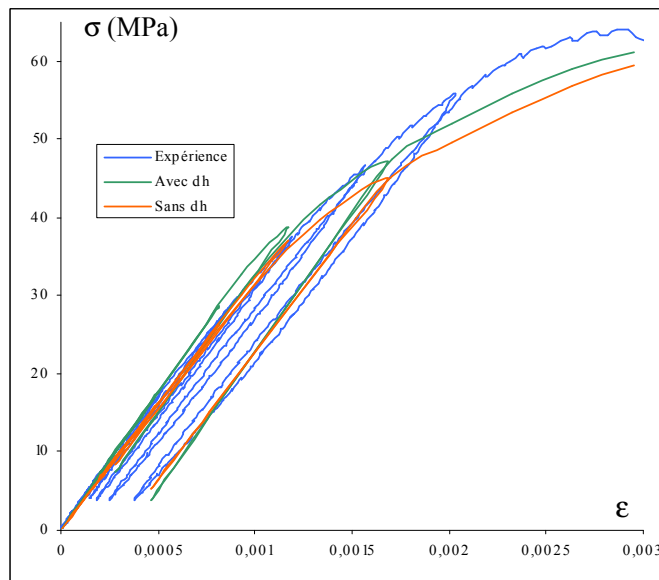
Il semble donc nécessaire de prendre en compte l'effet de succion capillaire afin de mieux reproduire le comportement des éprouvettes. [Bourgeois 2002] propose dans le cadre de la formulation de la mécanique des milieux poreux partiellement saturés de prendre en compte deux mécanismes associés à la plasticité. Le premier lié à la contrainte mécanique, et le second à la succion capillaire. Une surface seuil est alors définie pour chaque mécanisme. Cette méthode permet de rendre compte d'un écrouissage supplémentaire lié au séchage. Cette formulation n'est envisageable numériquement que dans le cadre de la mécanique des milieux poreux partiellement saturés. Nous pouvons en revanche proposer de manière empirique une relation simple entre la valeur de la résistance à la compression et la teneur en eau locale, et l'introduire dans Code\_Aster<sup>®</sup>. Les résultats expérimentaux nous donnent une relation quasi-linéaire (Figure III.19) entre la résistance à la compression et la perte en poids jusqu'à 2.5 %, puis une valeur constante. Il est possible de convertir la perte en poids en équivalent de teneur en eau moyenne. On considère alors que l'effet de succion constaté est le même pour une éprouvette qui aurait atteint l'état d'équilibre hydrique qui correspond à cette teneur en eau moyenne. On fait alors l'hypothèse que cette relation est valable au niveau du point matériel. Cette hypothèse reste discutable, car les effets de la succion capillaire et de la compression du cœur de l'éprouvette induit par la contraction de la peau ont un caractère tridimensionnel marqué. La figure III.34 donne les résultats de la simulation à 30 jours avec prise en compte de l'augmentation de résistance à la compression en fonction de la concentration locale en eau liquide (corrélée à la perte en masse).





**Figure III.34: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi$  37\*120 mm<sup>3</sup> après 30 jours de séchage avec prise en compte de l'effet de la succion capillaire**

Il serait hâtif de déduire que la loi d'augmentation de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau proposée permet de reproduire parfaitement le comportement des éprouvettes de mortier en compression pendant le séchage. D'ailleurs, la quasi-concordance avec l'extremum de contrainte ne se retrouve plus à 56, 150 et 303 jours (voir figure III.35)



**Figure III.35: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi$  37\*120 mm<sup>3</sup> après 303 jours de séchage avec prise en compte de l'effet de la succion capillaire**

Les figures III.34 et III.35 nous indiquent que même à partir d'une loi simplifiée d'évolution de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau on parvient à simuler correctement le comportement en compression des essais de référence.

La figure III.13 qui présente les résultats des essais de compression effectués à saturation et après 30 et 303 jours de séchage met en évidence le fait que même si la valeur maximale en compression reste constante au bout de 30 jours environ, la réponse des éprouvettes de mortier en compression uniaxiale continue à varier lors du séchage. Nous avons remarqué que la courbe à 303 jours montrait une entrée dans le domaine plastique intervenant à une contrainte de plus en plus élevée lors du séchage (augmentation de la limite élastique lors du séchage). Nous avons vu que l'effet de la pression capillaire et le confinement du cœur par les bords de l'éprouvette participaient à ce phénomène d'augmentation de limite élastique en retardant les processus d'endommagement et de rupture [Yurtdas 2003]. Il est probable que les processus d'écrouissage en soient affectés également.

De plus, l'étude de [Kanna *et al.* 1998] sur des mortiers a montré que lors du séchage l'augmentation de résistance à la flexion d'éprouvettes se produisait conjointement à l'augmentation du facteur d'intensité de contrainte (ou ténacité) en mode I,  $K_{Ic}$  et à la diminution du module d'Young. En utilisant la relation de Griffith en mode I [Barron 1982], on peut écrire que:

$$G = \frac{K_{Ic}^2}{E} \quad \text{[III.16]}$$

avec  $G$  énergie de rupture (énergie nécessaire pour qu'une fissure se propage d'une surface unité),  $K_{Ic}$  ténacité,  $E$  module d'Young. Cette relation n'est valable qu'en contraintes planes, mais nous renseigne sur les grandeurs qui peuvent modifier le comportement du matériau relativement à la propagation des fissures durant le séchage.

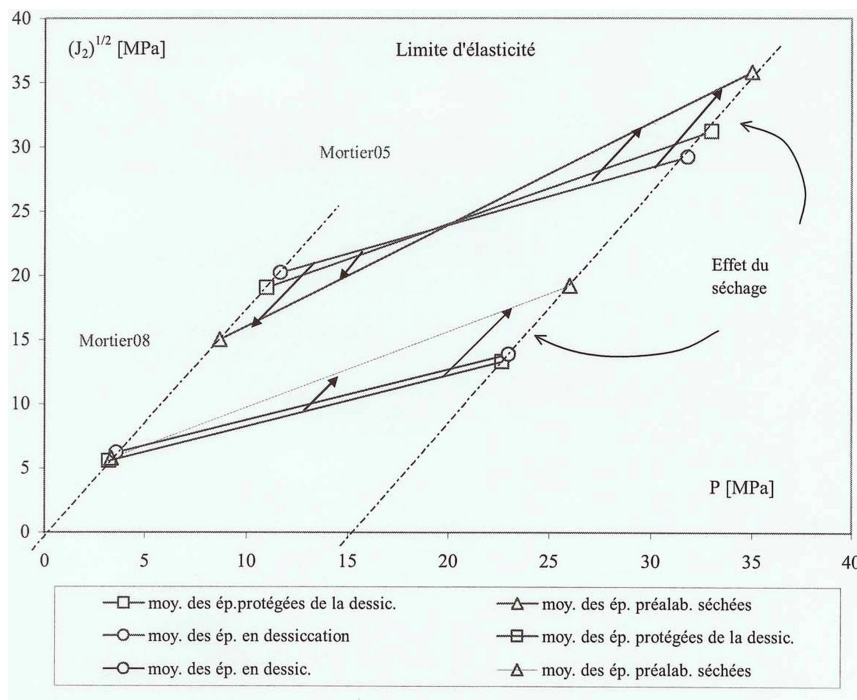
Ainsi pendant le séchage, l'énergie de rupture augmente sensiblement. Selon les résultats de [Kanna *et al.* 1998], et en reprenant la formule [III.16], l'énergie de rupture est multipliée par un facteur proche de 2 lorsque la teneur en eau passe de 100 % à 40 %. Les auteurs en concluent que pendant le séchage il y a simultanément une augmentation de l'énergie de surface et une augmentation des forces de liaison entre particules solides. Cet effet diminuant lorsque la fissuration devient trop dense ( $K_{Ic}$  diminue alors).

Dans notre étude, les éprouvettes ont été sollicitées en compression, donc en modes I et II. Nous supposons que le mode I est prédominant. Nous supposons également que la fissuration est prise en compte par les déformations anélastiques. Si la propagation des

fissures devient plus difficile lors du séchage, la fissuration est retardée (l'apparition des déformations anélastiques également) et donc la limite élastique augmente. L'augmentation de la force de liaison entre particules solides pouvant être en partie imputée aux effets de la pression capillaire qui comprime la matrice solide, et ainsi s'oppose à l'ouverture des fissures.

L'augmentation de la limite élastique lors du séchage est un processus connu pour les argiles raides [Alonso *et al.* 1990], et des lois reliant la limite élastique en fonction de la pression capillaire ont été proposées. En revanche, ce phénomène n'existe pas pour les roches telles que les grès dont le réseau poreux est plus grossier que celui des matériaux à matrice cimentaire.

A noter que [Yurtdas 2003] avait proposé de caractériser l'évolution de la limite élastique en utilisant comme référence la contrainte pour laquelle le coefficient de Poisson commençait à augmenter. Les résultats sont tracés sur la figure III.36.



**Figure III.36: Evolution de la limite élastique des éprouvettes en mortier (E/C de 0,5 et 0,8) dans le repère  $p - \sqrt{J_2}$**

Ils montrent une baisse de la limite élastique lors du séchage pour la compression simple dans le cas du mortier au E/C de 0,5. Une campagne expérimentale complète d'étude de l'évolution de la limite d'élasticité durant le séchage serait nécessaire pour connaître la vraie tendance. Nous pensons néanmoins que les effets de la pression capillaire seraient plutôt de nature à augmenter la limite d'élasticité.

Il est nécessaire pour simuler la variation de la limite élastique lors du séchage d'utiliser une formulation issue de la mécanique des milieux poreux partiellement saturés qui permet de prendre en compte les effets de la pression capillaire [Giraud *et al.* 1999]. Cette formulation peut alors être couplée avec un modèle de comportement mécanique et le modèle d'endommagement hydrique que nous avons proposé.

### **III.4. Prise en compte de l'endommagement hydrique pour les calculs de fluage propre et les calculs de fluage de dessiccation.**

#### **III.4.1. Fluage propre et endommagement hydrique**

Nous avons vu au premier chapitre que les auteurs décomposent de façon classique le fluage total en la superposition d'une déformation dite de fluage propre (fluage sans échange hydrique avec l'extérieur), et d'une déformation dite de fluage de dessiccation (partie supplémentaire du fluage due au séchage).

On considère donc qu'il y a une part du fluage total (le fluage propre) qui n'a pas de lien avec le séchage. Cela est paradoxal, car d'une part la déformation de fluage propre dépend de l'humidité interne du béton, et d'autre part les auteurs proposent comme explication physique du fluage propre soit la diffusion d'humidité interne (pour le fluage propre à court terme), soit la migration d'eau à partir des zones d'adsorption empêchées (pour le fluage propre à long terme). Le fluage propre dépend donc fortement des conditions hydriques, notamment du pré séchage qui a pu exister avant chargement. Dans ce cas là, le fluage propre est moins important que si le matériau était saturé.

Au-delà de cette constatation, qui est que le fluage propre dépend fortement de la quantité et de la répartition de l'eau présente dans le matériau, nous devons également prendre en compte le fait que le séchage génère de la fissuration diffuse au cœur du matériau. Celui-ci devient alors plus compressible, sa raideur se dégradant. Les fissures ouvertes lors du pré séchage se referment progressivement sous l'effet du chargement mécanique et des phénomènes visqueux liés à la diffusion d'eau engendrée par le fluage. On peut supposer que cet effet existe d'autant plus que le pré séchage est important, et que les fissures hydriques sont nombreuses.

Pour les éléments pré séchés avant mise en charge mécanique, un autre effet de la dessiccation devrait être attendu. Puisque le séchage génère de la fissuration diffuse au cœur du matériau, on peut supposer que les contraintes mécaniques vont se transmettre essentiellement par les zones saines, c'est-à-dire non fissurées du matériau. Par analogie avec

le concept de contrainte effective utilisé pour définir la notion d'endommagement mécanique (et que nous avons utilisée pour définir l'endommagement hydrique), on peut supposer que si il y a moins de surface résistante à la charge, la contrainte effectivement reprise par la zone saine du squelette solide sera plus importante que dans le cas où le matériau n'est pas pré fissuré. Le fluage étant (pour les valeurs de chargement ne dépassant pas 50 % du pic de contrainte) proportionnel à la contrainte mécanique, on doit ainsi s'attendre à une augmentation du fluage propre.

Nous avons effectué une simulation numérique de fluage propre en prenant en compte l'endommagement hydrique. Nous avons utilisé le modèle de fluage propre de [Granger 1996], qui est une amélioration du modèle de [Bažant *et al.* 1985]. Il prend en compte l'influence de l'humidité relative, de la température et du vieillissement.

La fonction de fluage propre s'écrit:

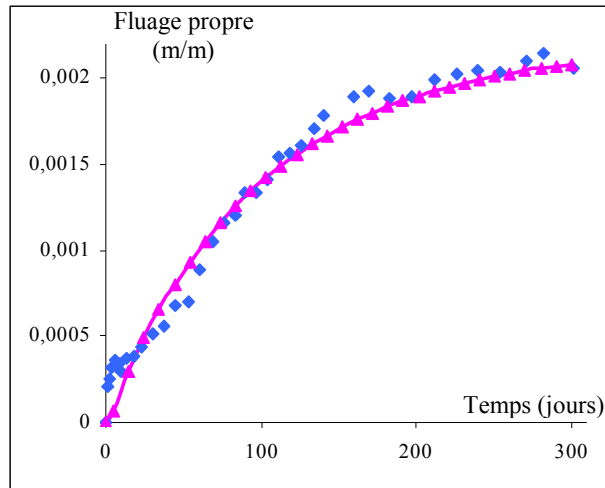
$$J(t, t_c, T, h) = h \cdot \frac{T - (Tr - 45)}{45} \cdot k(t_{ceq}) \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \left( 1 - \exp\left(-\frac{t_{eq} - t_c}{\eta_i}\right) \right) \quad [I.28]$$

avec  $h$  humidité relative,  $k(t_{ceq})$  fonction de vieillissement définie par le CEB,  $t_{ceq}$  le temps de chargement équivalent qui introduit la sensibilité du vieillissement à la température,  $t_{eq}$  temps équivalent qui permet de tenir compte de l'effet de la température sur la cinétique de séchage.,  $Tr$  température de référence.

Les paramètres du modèle de fluage propre ont été déterminés à partir des résultats expérimentaux de [Yurtdas 2003] obtenus sur les éprouvettes en mortier normal cylindriques de hauteur 120 mm (figure III.37) saturées en eau. Le matériau a été supposé non vieillissant, et la température égale à 20 °C. Les coefficients  $\eta_i$  sont déterminés de la façon suivante : On choisit  $\eta_1 = 0,002$  en jours, et  $\eta_i = \eta_1 \cdot 10^{i-1}$ . Les coefficients  $k_i$  sont rassemblés dans le tableau III.7.

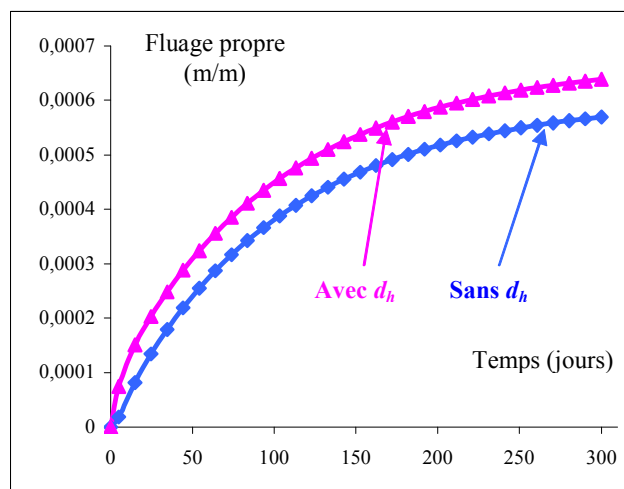
$k_i$	Valeur (GPa)
$k_1$	5000
$k_2$	3320
$k_3$	1250
$k_4$	660
$k_5$	370
$k_6$	115
$k_7$	73
$k_8$	58

**Tableau III.7: Paramètres utilisés pour le modèle de fluage propre de [granger 1996]**



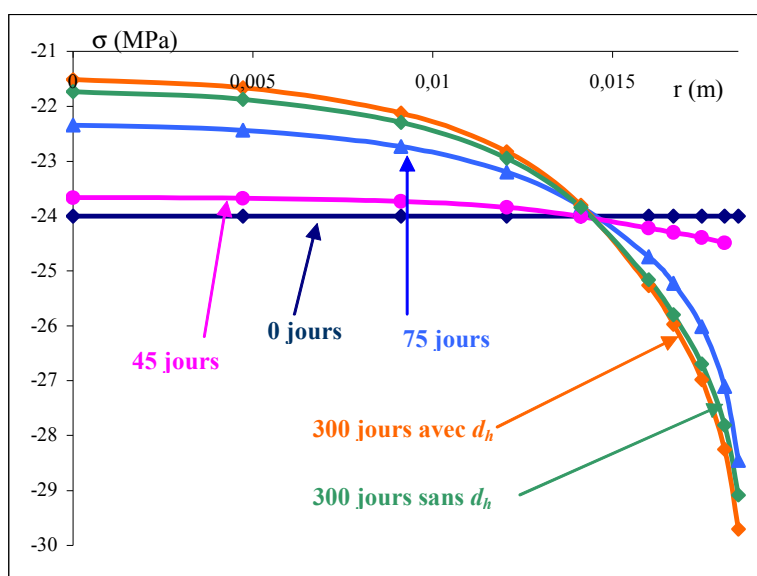
**Figure III.37: Détermination des paramètres du modèle de fluage propre à partir des résultats expérimentaux de [Yurtdas 2003] sur des éprouvettes cylindriques en mortier normal**

Nous avons étudié le fluage propre d'une éprouvette pré séchée à 45 % d'humidité relative (figure III.38) en utilisant les paramètres du tableau III.7. L'amplitude du fluage propre est nettement moins importante que dans le cas saturé. La prise en compte de l'endommagement hydrique entraîne une augmentation de la valeur finale de la déformation de fluage propre de 13 % environ. Ce calcul ne prend en compte qu'une partie des effets de la fissuration hydrique sur le fluage, car le seul paramètre affecté par  $d_h$  est le module d'élasticité. L'effet de contrainte effective n'est pas reproduit dans son ensemble.



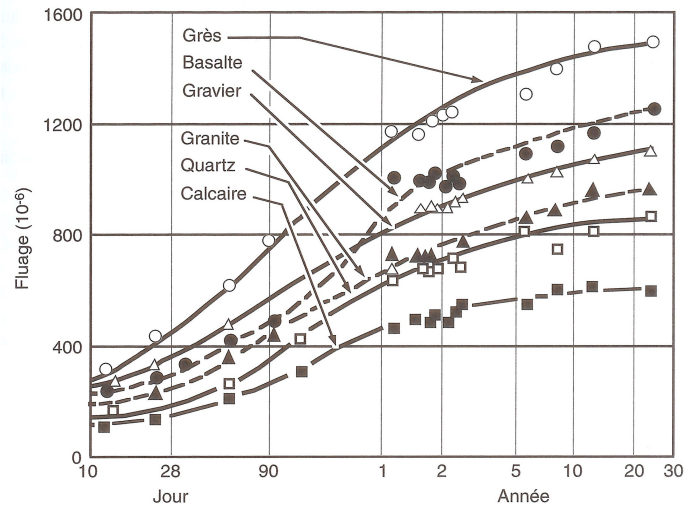
**Figure III.38: Simulation de la déformation de fluage propre des éprouvettes pré séchées à 45 % d'humidité relative. Influence de la prise en compte de l'endommagement hydrique.**

L'utilisation de la loi d'évolution de l'endommagement hydrique avec le modèle de fluage propre de [Granger 1996] permet de prendre en compte une partie de l'augmentation de compressibilité et d'augmentation des contraintes d'origine mécanique sur les zones saines. La baisse d'humidité relative à l'intérieur des éprouvettes fait baisser l'amplitude du fluage propre (tel qu'il est défini conventionnellement), alors que les effets de la microfissuration induite par le séchage contribuent à l'augmenter. Dès lors, on peut se demander si la définition conventionnelle des deux types de fluage, propre et de dessiccation, correspond bien à la réalité physique.



**Figure III.39: Réponse du modèle de fluage propre de [Granger 1996] lors du séchage, allure des contraintes à mi-hauteur du maillage, contrainte constante de 24 MPa.**

Nous avons reporté sur la figure III.39 les profils de contrainte obtenus lors d'une simulation de fluage propre de séchage. Cette simulation a consisté en un chaînage entre d'abord le calcul de séchage effectué au paragraphe III.3, et ensuite le calcul de fluage propre qui utilise la valeur de l'humidité relative calculée localement à chaque pas de temps. La réponse du modèle nous montre que près de la peau il y a des surcompressions, due au fait que le séchage a provoqué un départ d'eau plus rapide qu'au cœur. La déformation de fluage propre étant dans ce modèle proportionnelle à  $h$ , il est nécessaire d'avoir une surcompression en peau pour assurer la planéité des déformations [Granger 1996]. L'influence de  $d_h$  est perceptible et représentée uniquement sur la courbe après 300 jours de séchage pour un souci de clarté.



**Figure III.40: Influence de la minéralogie des granulats sur la déformation de fluage propre de bétons pré séchés à 50 % d'humidité relative pendant 20 ans [Troxell *et al.* 1958]**

On peut remarquer sur la figure III.40 que la déformation de fluage propre d'éprouvettes en béton pré séchées à 50 % d'humidité relative peut être multipliée par 2 selon le type de granulat utilisé. Cela est probablement dû à l'état de fissuration hydrique localisée au niveau de l'auréole de transition, qui dépend de la porosité et de la composition chimique des granulats. Cette figure montre bien l'importance de la fissuration inhérente aux inclusions sur les amplitudes de fluage propre.

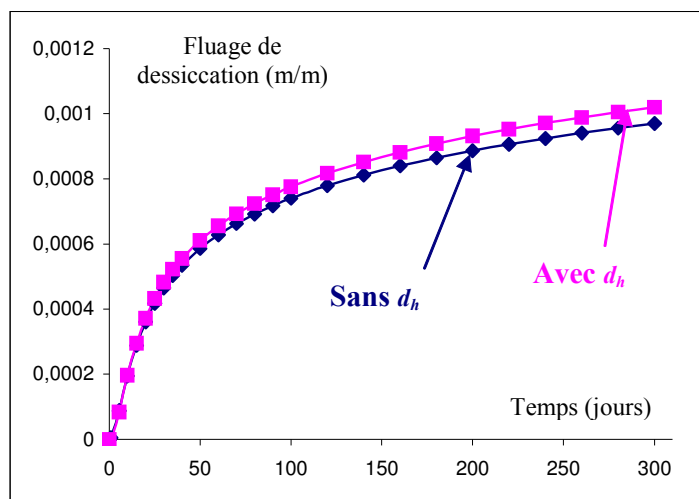
La partition classique entre déformation de fluage propre et déformation de fluage de dessiccation montre ses limites puisque le fluage propre dépend en fait de l'état de dessiccation du matériau. Le fluage pourrait être formulé comme étant constitué d'une seule déformation, qui couplerait les effets de viscosité et de fissuration due au séchage. Ce couplage devrait tenir compte du fait que lorsque le matériau est sec le fluage est quasi nul, alors que la fissuration hydrique est maximale. Des essais expérimentaux pourraient montrer un effet pessimum de ce couplage pour certaines valeurs d'humidité relative, ce qui expliquerait la faible valeur du fluage à l'état sec.

### **III.4.2. Fluage de dessiccation et endommagement hydrique**

La déformation de fluage de dessiccation est définie comme la part supplémentaire de fluage lorsqu'il y a séchage. La figure III.41 donne une représentation de l'effet de



l'endommagement hydrique sur le modèle de fluage de dessiccation intrinsèque de [Bazant *et al.* 1985].



**Figure III.41: Influence de la prise en compte de l'endommagement hydrique sur la réponse du modèle de [Bazant *et al.* 1985] de fluage de dessiccation intrinsèque**

Les simulations faites par les auteurs sur le fluage de dessiccation structural montrent une part très faible par rapport au fluage de dessiccation intrinsèque. Il semble que la part du fluage de dessiccation liée à la microfissuration d'origine hydrique ne soit pas si négligeable que cela, notamment du fait de la fissuration liée aux inclusions. Il est difficile de quantifier cet effet, et de l'isoler par rapport à l'effet de structure. De plus, quelle différence y a-t-il alors entre cette part de fluage de dessiccation et les effets de la microfissuration évoqués ci-dessus pour le fluage propre (augmentation de la compressibilité et de la contrainte réellement appliquée sur le squelette solide). Il y a des similitudes entre ces deux types de fluage. Il est possible qu'au niveau microscopique il n'y ait qu'un seul type de fluage, gouverné par des mécanismes couplés entre eux.

### **III.5. Conclusions**

Nous souhaitons dans ce troisième chapitre voir les apports de la modélisation de l'endommagement hydrique dans le cadre de l'étude du comportement mécanique des structures soumises au séchage.

Nous avons montré que les études devaient se faire avec des simulations numériques en trois dimensions. Les conditions de symétrie traditionnellement utilisées ne permettent pas de prendre en compte les effets de bords. Ces simulations en trois dimensions sont bien plus coûteuses en temps de calcul, exigent une implantation des modèles bien plus délicate, mais permettent d'obtenir une vision plus globale du comportement des structures, et l'utilisation de modèles anisotropes. Nous avons choisi d'utiliser le code de calcul aux éléments finis 3D Code\_Aster<sup>®</sup> développé par Electricité De France pour mener ces simulations numériques.

L'utilisation du modèle d'endommagement hydrique (présenté au chapitre II) dans le cas du voile soumis au séchage a permis d'obtenir une meilleure prédiction des contraintes hydriques que dans le cas où on ne prend en compte que l'effet de structure. Cette prédiction peut encore être affinée, mais elle constitue une avancée vers l'objectif que nous nous étions fixés de construire un outil simple et fiable permettant aux ingénieurs de prédire la fissuration hydrique et ainsi d'obtenir un indicateur de durabilité. Dans ce contexte, l'utilisation du modèle de séchage avec l'hypothèse que la pression de gaz reste constante, et l'utilisation du coefficient de diffusion hydrique proposé par [Granger 1996] permettent d'obtenir de très bonnes simulations du séchage avec des temps de calcul raisonnables en trois dimensions. Le modèle de comportement mécanique à double surface seuil de Drucker-Präger permet de décrire le comportement post-pic adoucissant en traction comme en compression, mais pas les pertes de module d'élasticité dues à l'endommagement mécanique.

Nous avons ensuite simulé la réponse d'éprouvettes en mortier normal à une sollicitation de compression simple après différents instants de séchage. Nous avons utilisé les résultats d'expériences effectuées au Laboratoire de Mécanique de Lille. Les paramètres du modèle de comportement mécanique à double surface seuil de Drucker-Präger implanté dans Code\_Aster<sup>®</sup> ont été obtenus à partir des essais sur les éprouvettes saturées. Les mesures de perte en masse lors du séchage nous ont donné les valeurs des paramètres de séchage. Les paramètres du modèle d'endommagement hydrique ont été extraits des mesures de raideur à différents temps de séchage (par essais de compression simple). Les simulations numériques

de compression simple après 30, 56, 150 et 303 jours de séchage montrent que les effets de la prise en compte de l'endommagement hydrique sont perceptibles, même pour un matériau avec des inclusions de taille modérée. La perte de raideur est bien prise en compte. En revanche, l'augmentation de la résistance à la compression (qui atteint son maximum vers 30 jours de séchage) n'a pas été prise en compte. Celle-ci est expérimentalement quasi-proportionnelle à la perte en masse. Nous proposons donc, à défaut de modélisation plus complexe, une loi reliant l'augmentation de résistance en compression et la perte de concentration en eau liquide locale. La simulation numérique à 30 jours de séchage montre une bonne adéquation avec les résultats expérimentaux. Des écarts sont constatés à 56, 150 et 303 jours, alors que la résistance à la compression a cessé d'augmenter. Il semble que ces écarts soient dus à une augmentation du seuil d'élasticité durant le séchage. Cela devrait être confirmé par une série d'essais. Cette augmentation du seuil d'élasticité serait due aux effets de la pression capillaire et de la rétractation de la peau qui comprimer le cœur des éprouvettes. Cet effet de frottement tridimensionnel retarde les mécanismes d'endommagement et de rupture, et donc retarde l'entrée dans le domaine plastique. Un modèle fondé sur la mécanique des milieux poreux partiellement saturés devient alors indispensable car il permet de prendre en compte la succion capillaire.

La dernière partie de ce chapitre a permis de voir les apports de la modélisation de l'endommagement hydrique pour les calculs de fluage propre et de dessiccation. Le fluage propre est défini comme la déformation différée dans le cas où l'élément étudié n'est soumis à aucun échange hydrique avec l'extérieur. Cette définition est paradoxale, car la déformation de fluage propre est liée intimement à l'état hydrique interne du matériau. Les phénomènes physiques invoqués pour justifier son existence sont liés aux migrations d'eau. De plus, on peut supposer que le fluage propre d'une structure pré séchée dépende de l'état de fissuration engendré par le séchage. On constate d'ailleurs que la minéralogie des granulats fait varier l'amplitude du fluage propre dans ces conditions. Le matériau fissuré est devenu plus compressible. Il se déforme donc plus facilement. La présence des fissures d'origine hydrique endommage le matériau, qui ne résiste que par sa surface saine. Même si le fluage propre est moins prononcé lorsque le matériau est pré séché que lorsqu'il est saturé, les effets des fissures d'origine hydrique semblent prononcés. Reste le cas où le matériau est complètement sec, pour lequel l'endommagement hydrique est maximal et le fluage propre presque nul. On peut supposer enfin que le fluage de dessiccation est constitué d'une part non négligeable liée à la fissuration inhérente aux granulats.

### Résumé du chapitre III

Ce chapitre est destiné à montrer les apports de la prise en compte de l'endommagement hydrique dans le cadre du calcul numérique des structures en trois dimensions qu'un ingénieur pourrait mener. Cette étude dans le cas tridimensionnel est destinée à préparer les prolongements de ce travail en terme d'anisotropie mécanique et hydrique.

La première simulation numérique concerne un voile en béton en cours de réalisation, avec des conditions de séchage non symétriques. Le calcul est mené sur Code\_Aster<sup>®</sup>, code de calcul aux éléments finis développé par E.D.F. pour ses études de fiabilité des structures en service et de dimensionnement des structures. Le maillage est réalisé à partir de Gibi, développé par le C.E.A.

Le calcul de séchage non linéaire est chaîné à un calcul de mécanique non linéaire utilisant une loi à double seuil de Drucker-Präger (traction et compression) avec écrouissage négatif. Le comportement post-pic adoucissant du matériau est convenablement décrit grâce à ce modèle. Les calculs en 3D montrent l'importance de la prise en compte de l'endommagement hydrique, notamment lors de l'estimation des contraintes induites par le séchage, qui sont pour l'ingénieur un enjeu important en terme de maîtrise de la fissuration, et également en terme de prédiction du fluage propre et de dessiccation. Les résultats montrent que les effets de bord ne sont pas négligeables.

La deuxième série de calculs a pour objectif de simuler la réponse globale d'éprouvettes de mortier à une sollicitation de compression uni-axiale à divers instants de séchage. Le logiciel utilisé pour le maillage est GID. Si le comportement mécanique de ces éprouvettes est correctement reproduit à 30 jours de séchage, on constate ensuite des écarts au niveau du pic de compression, dus aux effets de la succion capillaire et se traduisant par une augmentation de la limite élastique. Une simulation avec une loi linéaire reliant la résistance à la rupture à la concentration en eau liquide permet de très bien simuler le comportement des structures étudiées, avec un coût de calcul très raisonnable.

La dernière partie de ce chapitre traite de la prise en compte de l'endommagement hydrique pour les calculs de fluage. Le fluage propre correspond à la déformation différée d'une structure chargée sans échanges hydriques avec l'extérieur. Pourtant, le fluage propre dépend fortement de l'humidité relative interne du matériau, et donc des conditions de pré séchage. Ce pré séchage provoque de la fissuration circonférentielle et radiale qui dépend de la minéralogie des granulats, rendant le matériau plus compressible. Seule la surface saine résiste au chargement. La prise en compte de l'endommagement hydrique permet de prendre en compte cet effet de « contrainte effective » dans les simulations numériques.

L'endommagement hydrique permet également de prendre en compte la microfissuration due aux inclusions dans les calculs de fluage de dessiccation. Une discussion est proposée sur les problèmes de la définition du fluage propre d'une structure qui sèche, et sur la partition conventionnelle entre déformation de fluage propre et déformation de fluage de dessiccation.

## Conclusions générales et perspectives

Ce travail a porté sur la modélisation du comportement mécanique du béton en dessiccation. La quasi-totalité des ouvrages en béton sont soumis au séchage, ce qui engendre des états de fissuration superficielle et à cœur, et génère des déformations différées de retrait et de fluage. L'objectif était de développer un cadre de modélisation simple permettant aux ingénieurs de mener des calculs prédictifs qui leurs fournissent des indicateurs de durabilité.

L'analyse bibliographique du chapitre I a mis en évidence que les phénomènes physiques mis en jeu lors du séchage sont nombreux et multi échelles. Il en est de même pour les déformations différées de retrait et de fluage qui en sont une des conséquences. Les gradients de teneur en eau au cœur du matériau sont à l'origine de la création de fissures initiées au niveau de la peau, qui pénètrent ensuite au coeur du matériau. D'autres fissures sont générées par le fait que les inclusions (granulats, grains de ciment non hydratés, portlandite), présentes au sein de la matrice de ciment se rétractant, sont rigides. Cela crée des déformations gênées, et de la micro fissuration autour des granulats (circonférentielle et radiale). Selon la minéralogie du granulat et l'état de l'auréole de transition, ces fissures sont plus ou moins prononcées. Le séchage induit une anisotropie du comportement mécanique. La fissuration est donc orientée en fonction des gradients de séchage. Les conséquences apparentes de cette fissuration sont une baisse du module d'élasticité qui peut atteindre 30 % pour les bétons courants, et une baisse du coefficient de Poisson. Enfin, le séchage augmente la résistance à la compression de 20 % environ.

Dans le but de décrire le comportement mécanique du béton lors du séchage, nous avons, dans le chapitre II, proposé une modélisation de la perte de raideur des structures en béton. Les fissures hydriques détériorent le matériau dont la surface saine diminue lorsque le séchage survient. Nous faisons une analogie avec le concept de contrainte effective utilisé dans le cadre de formulation de l'endommagement mécanique, et postulons l'existence d'un endommagement hydrique, qui modélise l'effet de la fissuration due aux granulats et également celle due à l'effet de structure. Cet endommagement hydrique  $d_h$  est défini comme isotrope, et formulé dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Sa loi d'évolution dépend de la teneur en eau locale. Il est supposé dans une première approche proportionnel à la variation locale de teneur en eau.

Une validation est faite dans le cadre unidimensionnel d'éprouvettes cylindriques de béton de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm soumises au séchage et à des essais de compression simple. Nous utilisons un modèle de séchage simplifié avec coefficient de diffusion hydrique constant, le calcul étant mené en différences finies. Les résultats montrent qu'avec un modèle simple d'endommagement hydrique, et un modèle de séchage simplifié, une très bonne adéquation entre les simulations numériques de perte de raideur dans le temps (ou par rapport à la perte en masse) et les résultats expérimentaux est retrouvée.

Une application au cas de séchage bidimensionnel d'éprouvettes prismatiques confectionnées avec le même béton montre qu'il est possible d'estimer les contraintes hydriques de façon plus précise qu'avec le seul effet de structure pris en compte. Le modèle de retrait de dessiccation utilisé est classique, et relie le retrait local à la variation d'humidité relative interne. Le modèle d'endommagement hydrique est alors couplé à un modèle d'endommagement mécanique et à un modèle de plasticité. Les simulations numériques montrent que les contraintes hydriques sont tellement fortes au niveau de la peau que l'endommagement mécanique devient prédominant par rapport aux mécanismes de plasticité, que l'on peut négliger pour la partie soumise à la traction.

Le chapitre III est dédié aux simulations numériques intégrant le modèle d'endommagement hydrique effectuées sur Code\_Aster<sup>®</sup>, code de calcul 3D aux éléments finis développé par Electricité De France. Ces simulations numériques mettent en évidence le comportement complexe des structures en béton soumises au séchage. Nous montrons que les simulations doivent être menées en trois dimensions pour prendre en compte les singularités liées aux conditions aux limites.

L'étude du séchage d'un voile massif en béton encastré sur une fondation sans retrait est effectuée. Les calculs de séchage sont menés à partir de l'équation de diffusion non linéaire exprimée en fonction de la concentration en eau liquide, en utilisant un coefficient de diffusion non constant. Le modèle de comportement mécanique est à double surface seuil de Drucker-Präger. Il permet de décrire le comportement post-pic adoucissant du matériau, mais ne permet pas de prendre en compte l'endommagement mécanique. Le front de fissuration pénètre progressivement vers le cœur du voile. Les contraintes hydriques sont estimées en prenant en compte l'endommagement hydrique avec un coût de calcul qui paraît raisonnable.

L'étude de la réponse globale d'éprouvettes de mortier normal cylindriques soumises au séchage et à des sollicitations de compression uniaxiale a été l'occasion de voir les apports de la modélisation en terme de calcul de structure. Les simulations montrent que

l'augmentation de résistance à la compression avec le séchage doit être prise en compte. Une loi liant l'augmentation de la résistance à la compression à la baisse de concentration en eau liquide locale donne une réponse numérique globale correcte. Il serait nécessaire d'utiliser la mécanique des milieux poreux partiellement saturés afin de modéliser plus fidèlement les effets de la succion capillaire. Le seuil d'élasticité semble augmenter lors du séchage, ce qui est compatible avec l'effet de freinage tridimensionnel dû à la pression capillaire.

La définition conventionnelle de la partition (et de l'additivité) du fluage propre et du fluage de dessiccation est discutable, notamment parce que la déformation de fluage propre dépend fortement de l'état de l'humidité interne présente dans le matériau ainsi que des conditions de pré séchage. Deux mécanismes s'opposent. Plus le matériau est sec, et moins la déformation de fluage propre est élevée. Les effets visqueux sont beaucoup moins prononcés. En revanche, le matériau est plus endommagé hydriquement. Il est plus compressible, et la présence de fissures diminue la surface de matériau sain, ce qui devrait augmenter la déformation de fluage propre. Pourtant le fluage propre d'un béton sec est quasi nul. Il est possible qu'il y ait un effet pessimum qui explique ce paradoxe.

Les prolongements de ce travail sont nombreux. Les conséquences du séchage sur le comportement mécanique du béton à court et long terme sont importantes et posent de sérieux problèmes d'appréhension des phénomènes physiques en jeu. Certains points soulevés nécessiteraient des campagnes expérimentales complémentaires.

Réussir à caractériser la part structurale et la part liée aux inclusions pour l'endommagement hydrique permettrait d'estimer précisément l'état de contrainte dû au séchage dans une structure, et son influence sur la fissuration. Le protocole expérimental reste cependant à définir.

L'étude de l'évolution de la limite élastique lors du séchage devrait faire l'objet d'une campagne d'essai sur des bétons ayant des rapports E/C différents et des granulats de dimensions et de nature chimique différentes. Ce travail pourrait être mené simultanément à l'étude des contraintes tridimensionnelles liées au freinage généré par la succion capillaire.

Les études d'anisotropie mécanique induite par le séchage menées au Laboratoire de Mécanique de Lille pourraient être complétées par une série d'essais avec des conditions de séchage et des géométries variées. Cela donnerait des informations quantitatives sur l'orientation des fissures hydriques.

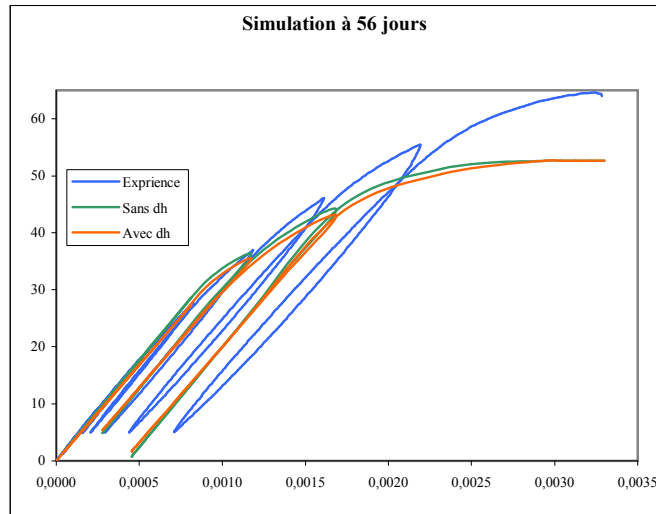
Sur le plan de la modélisation et des simulations numériques, une description fidèle du comportement mécanique du béton lors du séchage exige en toute rigueur une modélisation 3D formulée dans le cadre de la mécanique des milieux poreux partiellement saturés couplée avec un modèle d'endommagement mécanique anisotrope, un modèle de plasticité, un modèle d'endommagement hydrique anisotrope, une prise en compte de l'évolution de la limite élastique avec le séchage. Nous développerons dans le futur en premier lieu le couplage entre l'endommagement mécanique anisotrope et la plasticité. Ensuite, le modèle sera complété par une formulation anisotrope de l'endommagement hydrique, en utilisant le cadre de la mécanique des milieux poreux partiellement saturés. Dans ce contexte, il ne s'agit plus d'un modèle simple destiné aux ingénieurs. En revanche, ces couplages devraient permettre de mieux comprendre les phénomènes hydro mécaniques spécifiques aux bétons.

L'étude des déformations de fluage pose des problèmes théoriques et de modélisation. Aucun consensus de la communauté scientifique n'a été établi à ce jour quant aux origines physiques du fluage. La minéralogie des granulats utilisés a une forte influence sur le fluage propre ainsi que sur l'état de fissuration de l'auréole de transition. Une étude poussée dans ce domaine pourrait permettre d'obtenir une approche quantitative de l'état de fissuration dû aux granulats corrélé à leur composition chimique.

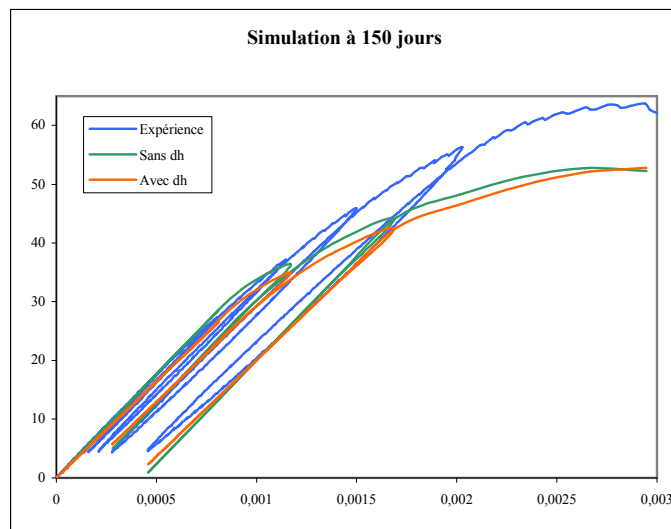
Seule l'étude intime de l'évolution de la microstructure du béton soumis à un chargement mécanique et au séchage permettra de proposer des modèles fiables. Cela ne pourra se faire qu'avec des moyens d'investigation innovants permettant de caractériser la microstructure et son évolution au cours du chargement.



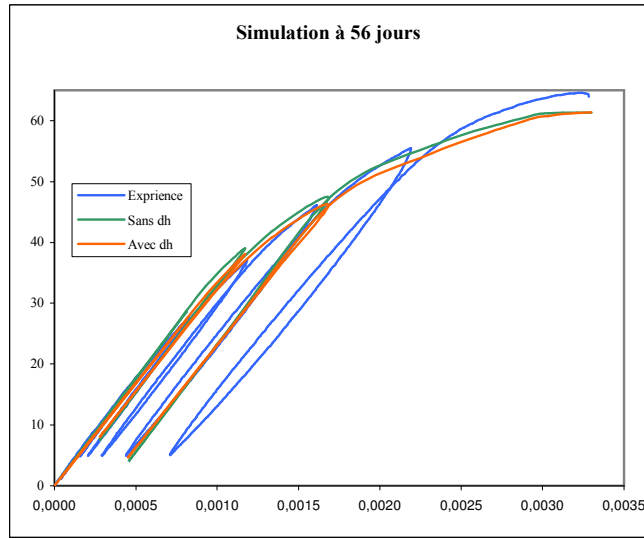
### Annexe au chapitre III



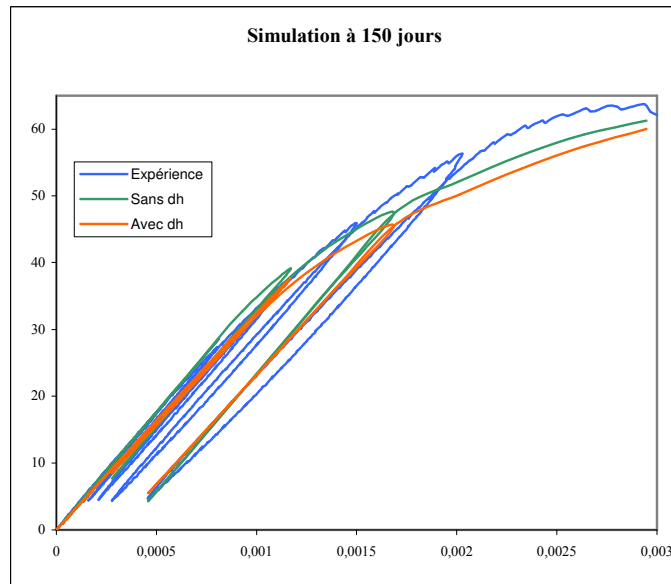
**Figure III.42: Figure III.32: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi$  37\*74 mm<sup>3</sup> après 56 jours de séchage.**



**Figure III.43: Figure III.33: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi$  37\*74 mm<sup>3</sup> après 150 jours de séchage.**



**Figure III.44: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi 37*120 \text{ mm}^3$  après 56 jours de séchage avec prise en compte de l'effet de la succion capillaire**



**Figure III.45: Simulation du comportement en compression des éprouvettes de mortier  $\phi 37*120 \text{ mm}^3$  après 150 jours de séchage avec prise en compte de l'effet de la succion capillaire**

## **Bibliographie**

- Acker P., 1988**, « *Comportement mécanique du béton : apport de l'approche physico-chimique* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Pont et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n°152
- Acker P., 2001**, « *Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms* », Proc. of Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials, Concreep 6, eds F. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Wittmann, 20-22 August, MIT, Boston, USA
- Alonso E.E., Gens A., Josa A., 1990**, « *A constitutive model for partially saturated soils* », Géotechnique, 40, p. 405-430.
- Barlett F.M., MacGregor J.G., 1994**, « *Effect of moisture condition on concrete core strengths* », ACI Materials Journal, vol. 91, n°3, 1994, p.227-236.
- Baroghel-Bouny V., 1994**, « *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances* », Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T., Coussy O. (1999)**, « *Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials* », Cement and Concrete Research, 29, p. 1225-1238
- Baron J., Ollivier J.-P., 1992**, « *La durabilité des bétons* », Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- Baron J., 1982**, « *Le béton hydraulique, connaissance et pratique* », Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- Bažant Z.P., Najjar L.N., 1972**, « *Nonlinear water diffusion in non saturated concrete* », Matériaux et Constructions, 5(25) p. 3-20.
- Bažant Z.P., 1972**, « *Thermodynamics of interacting continua with surfaces and creep analysis of concrete structures* », Nuclear engineering and design, 20, p. 477-505.
- Bažant Z.P., Moschovidis Z. (1973)**, « *Surface-diffusion theory for drying creep effect in Portland cement paste and concrete* », Journal of the American Ceramic Society, 56(5), p. 235-241.
- Bažant Z.P., Asghari A.A., Scamiot J., 1976**, « *Experimental study of creep of hardened cement paste at variable water content* », Matériaux et Constructions, vol. 9, 52, p. 279-290
- Bažant Z. P., 1982**, « *Mathematical models for creep and shrinkage in concrete* », dans 'Creep and shrinkage in concrete structures', édité par Bažant Z.P. et Wittmann F.H., Wiley, Londres.
- Bažant, Z.P. & Raftshol, W.J., 1982**. « *Effect of cracking in drying and shrinkage specimens* », Cement and Concrete Research, 12, 209-226.

**Bažant Z. P., Chern J.C., 1985**, « *Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism* », *Materials and structures*, 18 (103), p. 1-20.

**Bažant Z.P., Sener S., Kim J.K., 1986**, « *Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete* », *ACI Materials Journal*, vol. 84, n°4, p.351-357.

**Bažant Z. P., Prasannan S., 1989**, « *Solidification theory for concrete creep I. Formulation* » , *Journal of Engineering Mechanics*, 115 (8), p. 1691-1703.

**Bažant Z.P., Kim J.K., 1991**, « *Consequences of diffusion theory for shrinkage of concrete* », *Materials and structures*, (24) p. 323-326.

**Bažant Z. P., Kim J.K., 1992**, « *Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 1 to 6* », *Materials and structures*, 25, 219-223.

**Bažant Z.P., Xi Y., 1994**, « *Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms* », *Materials and structures*, 27, p. 3-14.

**Bažant Z.P., Huggaard A.B., Baweja S., Ulm F.J., 1997**, « *Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects*», *Journal of Engineering Mechanics*, 123 (11), p. 1188-1194

**Benboudjema, F., Heinfling, G., Meftah, F., Selleir, A., Torrenti, J.M. 2001**. « *On the prediction of delayed strains for concrete subjected to drying and loading simultaneously* », *Proc. of Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials, Concreep 6*, eds F. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Wittmann, 20-22 August, MIT, Boston, USA

**Benboudjema F., (2002)**, « *Modélisation du comportement différé du béton sous sollicitations biaxiales. Applications aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires* », Thèse de Doctorat de l'Université de Marne la Vallée

**Berthollet A, Georgin J.F., Reynourd J.M., 2001**, « *Modeling the non linear creep and cracking combined effects on concrete structures* », *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle materials*, éd. Ulm, Bažant et Wittmann, Elsevier.

**Bishop A.W., Blight G.E., 1963**, « *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils* », *Géotechnique*, 13, p. 177-197.

**Bisschop J., Pel L., van Mier J.G.M., 2001**, « *Effect of aggregate size and paste volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites* », *Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, *Proc. of CONCREEP-6@MIT*, eds F. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Wittmann, MIT, Boston, USA, 2001, p.75-80.

**Bisschop J., van Mier J.G.M. 2002**, « *How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy ?* », *Cement and Concrete Research*, 32, p. 279-287.

- Bissonnette B., 1996**, « *Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton* », Thèse de Doctorat de l'université de Laval, Québec.
- Bodé L., 1994.**, « *Stratégies numériques pour la prévision de la ruine des structures du génie civil* », Thèse de Doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, France
- Bourgeois F., 2002**, « *Modélisation du couplage thermo-hydro mécanique des argiles partiellement saturés avec prise en compte de la microfissuration* », Thèse de Doctorat de l'Université des sciences et Techniques de Lille.
- Brooks J.J., 2001**, « *The influence of pore stress on creep of hardened cement paste* », dans : F.-J. Ulm, Z.P. Bažant and F.H. Wittmann (Eds.), *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials*, Elsevier, Cambridge, p. 61-66
- Buil M., 1990**, « *Etude numérique simplifiée de l'influence de l'effet de fissuration superficielle du béton dans des essais de fluage de desiccation récents* », *Materials and Structures*, 23, p. 341-351.
- Burrows R.W., 1998**, « *The visible and invisible cracking of concrete* », American Concrete Institute Monograph n°11
- Burlion N., Bourgeois F., Shao J.F., 2000**, « *Coupling damage-drying shrinkage : experimental study and modeling* », recueil de publications de 'Shrinkage of Concrete, Shrinkage 2000', éd. V. Baroghel-Bouny et P.-C. Aïtcin, Paris, p. 315-339.
- Burlion N., Bourgeois F., Shao J.F., 2001**, « *Mécanical anisotropy induced by drying shrinkage: modeling and experiment* », Proc. of Int. Conf. on Fracture mechanics of concrete and concrete structures, Framcos IV, ed. by R. de Borst, J. Mazars, G. Pijaudier-Cabot and J.G.M. van Mier, p.95-98.
- Burlion N., Yurtdas I., Skoczylas F., 2003**, « *Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire* », vol. 7/2, p.145-165
- Burlion N., Bourgeois F., Shao J.F., 2004**, « *Effect of desiccation on mechanical behaviour of concrete* », *Cement and Concrete Composites*, en cours d'impression.
- Carde C., François R., 1997**, « *Aging damage model of concrete behavior during the leaching process* », *Materials and Structures*, 30, 465-472.
- Chavant C., Ciree, B., 2002**, « *Loi de comportement à double critère de Drücker-Prager pour la fissuration et la compression du béton* », fascicule R.7.01.03 de la documentation Code\_Aster®.
- Code\_Aster**, <http://www.code-aster.org>
- Colina H., Acker P., 2000**, « *Drying cracks: Kinematics and scale laws* », *Materials and Structures*, 33, 101-107.
- Constantinides G, Ulm F.J., 2004**, « *The effect of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: Results from nanoindentation and micromechanical modeling* »,

- Coussy O., 1995**, « *Mechanics of Porous Continua* », John Wiley & Sons.
- Coussy O., Eymard R., Lassabatère T., 1998**, « *Constitutive modeling of unsaturated drying deformable materials* », Journal of engineering mechanics, juin 1998.
- Coussy O., Baroghel-Bouny V., Dangla P., Mainguy M., 2000**, « *Évaluation de perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage* », actes du séminaire Transferts 2000, Paris, France p. 97- 108.
- Darve F., Hicher P.Y., Reynouard J.M., 1995**, « *Les géomatériaux Volume 2 : mécanique des géomatériaux* », collection Etudes en mécanique des matériaux et des structures, éditions Hermès.
- Day R.L., Gamble B.R., 1983**, « *The effect of changes in structure on the activation energy for the creep of concrete* », Cement and Concrete Research, 13 (4), p. 529-540.
- Détriché C.H., 1992**, « *La maîtrise de la fissuration précoce : condition de la durabilité des ouvrages* », dans La durabilité des bétons, édité aux Presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées sous la direction de J. Baron et J.P. Ollivier
- Dias W.P.S., Khoury G.A., Sullivan P.J.E., 1987**, « *An activation approach for the temperature dependence of basic creep of hardened cement paste* », Magazine of Concrete Research, 39 (140), p. 141-147.
- Feldman R.F., Sereda P.J., 1968**, « *The model for hydrated Portland cement as deduced from sorption-length change and mechanical properties* », Materials and Construction, 1, p. 509-520.
- Gamble B.R., Parrott L.J., 1978**, « *Creep of concrete in compression during drying and wetting* », Magazine of Concrete Research, 104 (30), p. 129-138.
- Gérard, B., 1996**. « *Vieillissement des structures de confinement en béton: modélisation des couplages chimico-mécaniques* », Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- Georgin J.F., 1998**, « *Contribution à la modélisation du béton sous sollicitation de dynamique rapide – La prise en compte de l'effet de vitesse par la viscoplasticité* », Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Ghosh R.S., 1973**, « *A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete* », Materials and Structures, 7 (42), p. 403-407.
- GID**, <http://gid.cimne.upc.es/index.html>
- Gilkey H.J., 1937**, « *The moist curing of concrete* », Engineering news-record, vol. 119, 1937, p.630-33.

- Giraud A; Shao J.F., Ata N., 1999**, « *Induced damage modelling of unsaturated drying deformable materials* », , éd. Pandle *et al.*, Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VII, Balkema, p. 263-268.
- Granger L., Torrenti J.M., Diruy M., 1994**, « *Simulation numérique du retrait du béton sous hygrométrie variable* », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts-et-Chaussées, vol. 190, réf. 3811, p.57-64.
- Granger L. 1996**, « *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Analyse et modélisation* », Thèse de doctorat de l'E.N.P.C., avril 1996.
- Guénot-Delahaie I., 1997**, *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton*, Thèse de doctorat de l'ENPC
- Hearn, N. 1999**. « *Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete* », ACI materials journal, 96, p. 234-241
- Heinfling G., 1998**, « *Contribution à la modélisation numérique du comportement du béton et des structures en béton armé sous sollicitations thermomécaniques à hautes températures* », Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Heukamp F.H., 1999**, « *Modélisation du séchage non isotherme des matériaux peu perméables à base de ciment* », rapport de DEA de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Hillerborg A., Modeer M., Petersson P. E., 1976**, « *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements* », Cement and Concrete Research, 6, p. 773-782.
- Hubert F.X., Burlion N., Shao J.F., 2001**, « *Consequences of desiccation on mechanical damage of concrete* », recueil de publications de 'Fracture mechanics of concrete and concrete structures, Framcos IV', ed. R. de Borst, J. Mazars, G. Pijaudier-Cabot and J.G.M. van Mier, p. 223-230
- Hubert F.X., Burlion N., Shao J.F., 2003<sup>1</sup>**, « *Drying of concrete: modeling of an hydrous damage* », Materials and structures 36 (255).
- Hubert F.X., Burlion N., Shao J.F., 2003<sup>2</sup>**, « *Numerical simulation of hydrous damage in concrete: application to a structural element* », recueil de publications d'EURO-C 2003, St. Johann Im Pongau, Autriche
- Hua C., 1992**, « *Analyses et modélisations du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante* », Thèse de doctorat de l'E.N.P.C.
- Jennings H.M., 2004**, « *Colloid model of C-S-H and implications to the problem of creep and shrinkage* », Concrete science an engineering, Vol. 37, pp. 59-70.
- Kanna V., Olson R.A., Jennings H.M., 1998**, « *Effect of shrinkage and moisture content on the physical characteristics of blended cement mortars* ». Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 10, pp. 1467–1477.

- Kkheldj A., Loukili A., Bastian G., 1998**, « *Etude expérimentale du couplage hydro-chimique dans les bétons en cours de maturation: influence sur les retraits* », *Materials and Structures*, **31**, 588-594
- La Borderie C., 1991**, « *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable – Modélisation et application à l'analyse de structures en béton* », Thèse de doctorat, Université de Paris VI ENS de Cachan
- Lassabatère T., 1994**, « *Couplages hydromécaniques en milieux poreux non saturé avec changement de phase. Application au retrait de dessiccation* », Thèse de doctorat de l'ENPC
- Lassabatère T., Torrenti J.-M., Granger L. 1997**, « *Sur le couplage entre séchage du béton et contrainte appliqué* », Actes du Colloque Saint-Venant, Paris, France, 331-338.
- Lemaître J., Chaboche J.L., 1988**, « *Mécanique des matériaux solides* », Dunod, Paris.
- Le Roy R., Granger L., 1995**, « *Calcul des déformations instantanées et de fluage propre du béton à partir de celles de la pâte de ciment* », *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, 196, p. 67-78
- L'hermite R., 1978**, « *Quelques problèmes mal connus de la technologie du béton* », *Il cemento*, vol.75, p. 231-246
- Mainguy M., 1999**, « *Modèles de diffusion non-linéaires en milieux poreux. Applications à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires* », Thèse de doctorat de l'E.N.P.C.
- Mainguy M., Coussy O., Baroghel-Bouny V. 2001**, « *Role of air pressure in drying of weakly permeable materials* », *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 127 (6), p. 582-592.
- Mazars J., 1982**. « *Mécanismes physiques de rupture et modèles de comportement mécanique du béton hydraulique* », dans *Le Béton Hydraulique : connaissance et pratique*, Ed. par Baron J., Sauterey R., Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées
- 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 l'Université Pierre et Marie Curie, Paris
- Meftah F. 1997**, « *Contribution à l'étude numérique des modes localisés de rupture dans les structures en béton de type poutre : Approche multicouches par la plasticité au gradient* », Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon.
- Meftah F., Torrenti J.M., Nechnech W., Benboudjema F., de Sa C., 2000**, « *An elasto-plastic damage approach for the modelling of concrete submitted to the mechanical induced effects of drying* », recueil de publications de Shrinkage 2000, éd. Rilem
- Mensi R., Acker P., Attolou A., 1988**, « *Séchage du béton : analyse et modélisation* », *Materials and Structures*, 21, p. 3-10



**Meziani H., Skoczylas F., 1999**, « *An experimental study of the mechanical behaviour of a mortar and its permeability under deviatoric load.* », Materials and Structures, 32, p. 403-409

**Nechnech W., 2000<sup>1</sup>**, « *Un modèle thermoplastique couplé à l'endommagement pour le béton sous chargements cycliques à hautes températures* », recueil de publications de Forum des associations du Génie civil et urbain, p. 423-430.

**Nechnech W., 2000<sup>2</sup>**, « *Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées* », Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon.

**Neville A.M., 2000**, « *Propriétés des bétons* », Editions Eyrolles.

**Ödman S.T.A., 1968**, « *Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of cement on shrinkage* », Rile mint. Colloquium on the shrinkage of hydraulic concretes, 1, Madrid.

**Okajima T., Ishikawa T., Ichise K., 1980**, « *Moisture effect on the mechanical properties of cement mortar* », Transactions of the Japan Concrete Institute, vol. 2, p.125-132.

**Perraton D., Aïtcin P.C. 2001**, « *Perméabilité du béton de peau. Le choix du granulat peut-il s'avérer un élément plus déterminant que le rapport E/C ?* », Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 232, p. 59-72.

**Philajavaara S.E. 1974**, « *A review of some of the main results of the research on the aging phenomena of concrete : effect of moisture conditions on strength* », Shrinkage and creep of mature concrete, Cement and Concrete Research, 4 (5), p. 761-771.

**Pihlajavaara S.E., 1982**, « *Estimation of drying of concrete at different relative humidities and temperatures of ambient air with special discussion about fundamental features of drying and shrinkage* », Creep and Shrinkage in Concrete Structures, ed. by Z.P. Bažant & F.H. Wittmann, J. Wiley and Sons, p.87-108.

**Picandet V, 2001**, « *Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons* », Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes.

**Pickett G., 1942**, « *The effect of change in moisture-content of the creep of concrete under a sustained load* », Journal of the American Concrete Institute 13 (4)

**Pijaudier-Cabot G., Bažant Z. P., 1987**, « *Nonlocal damage theory* », Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 113, p. 1512-1553

**Pijaudier-Cabot G., Gérard B., Burlion N., Molez L., 1998.**, « *Localisation of damage in quasi-brittle materials and influence of chemically activated damage* », Material Instabilities in Solids, ed. R. de Borst et E. van der Giessen, John Wiley & Sons Ltd., p. 441-456.

**Popovics S., 1986**, « *Effect of curing method and moisture condition on compressive strength of concrete* », ACI Journal, vol. 83, n°4, p.650-657.

- Powers T.C., 1968**, « *The thermodynamics of volume change and creep* », Materials and Constructions, 1 (6)
- Pramono E., Willam K., 1989**, « *Implicit integration of composite yield surface with corners* », Eng. Comput., vol 6, p. 186-197
- Ramtani S., 1990**, « *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral* », Thèse de doctorat, Université de Paris VI Ecole Nationale Supérieure de Cachan
- Ross A.D., 1958**, « *Creep of concrete under variable stress* », ACI journals, 54, p. 739-758
- Rossi P., Gdart N., Robert J.-L., Gervais J.-P., Bruhat D. 1993**, « *Utilisation de la technique d'auscultation par émission acoustique pour étudier le fluage propre du béton* », Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, 186, p. 88-92.
- Ragueneau F., La Borderie C. and Mazars J. 2000**, « *Damage model for concrete-like materials coupling cracking and friction, contribution towards structural damping : first uniaxial applications.* » Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 5(8): p. 607-626.
- Ramtani S. 1990**, « *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral* », Thèse de doctorat, Université Paris VI Ecole Nationale Supérieure de Cachan, 185 p.
- Regourd M., 1982**, « *L'eau, dans Le béton hydraulique* », Presse de l'ENPC, sous la direction de Jacques Baron et Raymond Sauterey, Paris.
- Sadouki, H. & Wittmann, F.H. 2000**, « *Shrinkage and internal damage induced by drying and endogenous drying* », recueil de publications de Shrinkage of Concrete, *Shrinkage 2000*, ed. V. Baroghel-Bouny et P.-C. Aïtcin, Paris, p. 299-314.
- Sadouki, H., Wittmann, F.H., 2001**, « *Numerical investigations on damage in cementitious composites under combined drying shrinkage and mechanical load* », recueil de publications de 'Fracture mechanics of concrete and concrete structures, Framcos IV', ed. R. de Borst, J. Mazars, G. Pijaudier-Cabot and J.G.M. van Mier, p. 95-98.
- Sicard V., François R., Ringot E., Pons G., 1992**, « *Influence of creep and shrinkage on cracking in high strength concrete* », Cement and Concrete Research, 22 , p. 159-168.
- Sierra R., 1974**, « *Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates de calciques hydrauliques* », rapport de recherche n°39, Laboratoire de Ponts et Chaussées
- Tamtsia B.T., Beudoin J.J., 2000**, « *Basic creep of hardened cement paste: A re-examination of the role of water* », Cement and Concrete Research, 30, p. 1465-1475.

**Terrien M., 1980**, « *Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction.* », Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts-et-Chaussées, vol. 105, réf. 2398, p.65-72.

**Thomas J, Jennings A., 1998** « *The surface area of cement paste as measured by neutron scattering : evidence for two C-S-H morphologies.* », Cement and Concrete Research 28, (6), pp. 897-905.

**Torrenti J.-M. (1987)**, « *Comportement multiaxial du béton: Aspects expérimentaux et modélisation* », Thèse de doctorat de l'ENPC

**Toutlemonde F., 1995**, « *Résistance aux chocs des structures en béton armé* », Thèse de doctorat de l'ENPC

**Ulm F.-J., Acker P., 1997**, « *Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons* », Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées spécial XX, p. 73-82.

**Ulm F.-J., Acker P., 1998**, « *Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons* » Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées spécial XX, p. 73-

**Ulm F.-J., Le Maou F., Boulay C. 1999**, « *Creep and shrinkage coupling : new review of some evidence* », Revue Française de Génie Civil, 3, p. 21-37

**Van Zijl G.P.A.G., de Borst R., Rots J.G., 2001**, « *The role of crack rate dependence in the long-term behaviour of cementitious materials* », Int. J. of Solids and Structures 38: 5063-5079.

**Verbeck G.J., Helmuth R.A., 1968**, « *Structures and physical properties of cement paste* », 5 International Symposium on Chemistry of Cement, Cachan, 3

**Vermeer P.A., de Borst R., 1984**, « *Non-associated plasticity for soils* », Concrete and rock, Heron (Hollande), 29 (3).

**Visser J.H.M., Van Mier J.G.M., 1994**, « *Deformation controlled hydraulic fracture experiments on concrete* », Dam fracture and damage, Edited by Bourdarot E., Mazars J. and Saouma V., Balkema, Rotterdam, p. 133-141

**Witasse R., 2000**, « *Contribution à la compréhension du comportement d'une coque d'aéroréfrigérant vieilli : définition d'un état initial, influence des effets différés sous sollicitations hydromécaniques* », Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon.

**Wittmann, F.H., 1968**, « *Surface tension, shrinkage and strength of hardened cement paste* », Materials and Structures, volume 1, n°6, p.547-552

**Wittmann, F.H., 1972**, « *Etude de la force d'adhésion en fonction du mouillage* », Liaison de contact dans les matériaux composites utilisés en génie civil, Colloque Rilem, Toulouse, France, p. 174-184.

**Wittmann, F.H., 1982**, « *Creep and shrinkage mechanisms* » dans Creep and shrinkage of concrete structures, édité par Bažant Z.P. et Wittmann F.H., Wiley, Londres.

**Wittmann, F.H. 1997**, « *Le séchage et le retrait de dessiccation du béton* », recueil de publications, Expérimentation et Calcul en Génie Civil EC97, Strasbourg, France, p. 15-26.

**Wittmann F.H. 2001**, « *Damage of normal and high strength concrete as introduced by shrinkage e* », Keynote Lecture, FraMCoS-4, 28-31, Cachan, France.

**Xi Y., Bažant Z.P., Molina L., Jennings H.M., 1994**, « *Moisture diffusion in cementitious materials : moisture capacity and diffusivity* », Advanced Cement Based Materials, 1, p. 258-266.

**Yaman, I.O. , Hearn, N. , Aktan, H.M., 2002**, « *Active and non-active porosity in concrete, Part I: experimental evidence* », *Materials and Structures* (35).

**Yaman, I.O. , Hearn, N. , Aktan, H.M. 2002**, « *Active and non-active porosity in concrete, Part II: évaluation of existing models* », *Materials and Structures* (35).

**Yurtdas I., 2003**, « *Couplage comportement mécanique et desiccation des matériaux à matrice cimentaire: etude expérimentale sur mortiers* », Thèse de doctorat de l'université Lille I.

**Yurtdas I., Burlion N., Skoczylas F., 2004**, « *Triaxial mechanical behaviour of mortar: Effects of drying* », *Cement and Concrete Research*, Volume 34, Issue 7, p. 1131-1143