

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

*(Numéro d'ordre : 3340)*

**COUPLAGE COMPORTEMENT MECANIQUE ET DESSICCATION DES  
MATERIAUX A MATRICE CIMENTAIRE : ETUDE EXPERIMENTALE SUR  
MORTIERS**

**THESE**

**Pour obtenir le grade de  
DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE  
ET DE L'ECOLE CENTRALE DE LILLE**

**Discipline : Génie Civil**

**Présentée et soutenue publiquement par  
Ismail YURTDAS**

**le 2 octobre 2003**

**JURY**

<b>M. Gilles Pijaudier-Cabot</b>	<b>Ecole Centrale de Nantes</b>	<b>Président</b>
<b>M. Jean-Michel Torrenti</b>	<b>IRSN</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>M. Jean-Pierre Ollivier</b>	<b>INSA de Toulouse</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>Mme Véronique Baroghel-Bouny</b>	<b>LCPC</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M. Jian-Fu Shao</b>	<b>Polytech'Lille-USTL</b>	<b>Examineur</b>
<b>M. Frédéric Skoczylas</b>	<b>Ecole Centrale de Lille</b>	<b>Directeur de thèse</b>
<b>M. Nicolas Burlion</b>	<b>Polytech'Lille-USTL</b>	<b>Co-encadrant</b>

**ismail\_yurtdas@yahoo.com**

## Résumé

Connaître la portée des effets de la dessiccation sur le comportement mécanique des matériaux à matrice cimentaire revêt un grand intérêt parce que la majorité des structures en béton subit un séchage qui influe sur sa durabilité. L'objectif de ce travail est alors de comprendre ces effets de dessiccation par une étude expérimentale transversale. Dans ce but, deux mortiers de rapport E/C=0,5 et 0,8 ont été mis en œuvre. Tous les essais ont été réalisés à la suite d'une maturation de six mois dans l'eau. L'étude expérimentale a été menée suivant deux axes : a) essais caractérisant le comportement différé et les propriétés de transport, b) essais caractérisant le comportement mécanique multiaxial à court terme.

Le retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids présente trois phases caractéristiques. La mesure de la perméabilité sur le mortier 05 montre que la perméabilité des éprouvettes séchées puis fluées est plus grande que la perméabilité des éprouvettes séchées avant fluage, alors que celle des éprouvettes en fluage de dessiccation puis séchées reste sensiblement la même que cette dernière, malgré une déformation différée très importante. L'influence de la dessiccation sur la résistance aux compressions uniaxiale et déviatorique dépend de la nature du liant : pour une pâte de ciment de bonne qualité (E/C=0,5), les résistances augmentent avec la dessiccation sous l'effet de la dépression capillaire et des gradients hydriques. Pour une pâte de ciment de faible qualité (E/C=0,8), l'effet compétitif entre l'augmentation des microfissures induites et la rigidification de l'éprouvette bascule en faveur de la microfissuration, qui devient alors le paramètre régissant le processus de rupture. Le comportement élasto-plastique devient un comportement élasto-plastique endommageable pendant la dessiccation, qui conduit, de même que la diminution du rapport E/C, à une translation des surfaces limites élastiques et de ruptures vers des contraintes plus élevées. Parallèlement, les propriétés élastiques et le module d'incompressibilité se détériorent et les déformations volumiques augmentent avec le séchage. Enfin, la diminution du module d'Young et le passage à la troisième phase du retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids coïncident. Nous attribuons ceci à la microfissuration induite : cette diminution du module d'Young pourrait également expliquer une part du fluage de dessiccation.

**Mots clés :** caractérisation expérimentale, mortier, dessiccation, retrait de dessiccation, endommagement mécanique, endommagement hydrique, fluage de dessiccation, porosité, perméabilité, compression uniaxiale, compression hydrostatique, compression triaxiale déviatorique.

*A ma famille,*

*A mes amis.*

## **Remerciements**

Je souhaite tout d'abord remercier Frédéric Skoczylas, mon directeur de thèse, et Nicolas Burlion, mon co-encadrant, pour m'avoir fait confiance dans ce travail, pour leur conseils, pour le temps qu'ils m'ont consacré et pour la simplicité de leur contact.

Monsieur Gilles Pijaudier-Cabot m'a fait l'honneur de présider mon jury. Qu'il trouve ici l'expression de toute ma gratitude. Messieurs Jean-Michel Torrenti et Jean-Pierre Ollivier ont accepté la tâche ardue d'être rapporteurs de ce travail. Je les en remercie sincèrement. Je remercie tout autant Madame Véronique Baroghel-Bouny et Monsieur Jian-Fu Shao pour avoir pris part au jury en tant qu'examineurs.

J'adresse également tous mes remerciements à l'ensemble du personnel de l'Ecole Centrale de Lille et du Laboratoire de Mécanique de Lille pour leur soutien moral et matériel qui a permis de mener à bien ce travail.

Enfin, j'exprime toute ma gratitude à mes collègues et amis pour leurs encouragements et leurs attentions lors de la réalisation de ce travail.

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 : Bibliographie appliquée au séchage des matériaux à matrice cimentaire.....</b>	<b>7</b>
<b>Introduction .....</b>	<b>8</b>
<b>1.1 Structuration et comportement hydrique des matériaux à matrice cimentaire .....</b>	<b>9</b>
<b>1.1.1 Structuration des matériaux cimentaires .....</b>	<b>9</b>
1.1.1.1 Hydratation du ciment Portland.....	9
1.1.1.1.1 Constituants initiaux du ciment Portland.....	9
1.1.1.1.2 Hydratation .....	10
1.1.1.2 Structure de la pâte de ciment durcie.....	11
1.1.1.2.1 Silicates de calcium hydratés (C-S-H).....	11
1.1.1.2.2 Porosité .....	12
1.1.1.2.3 Eau dans la pâte de ciment durci .....	13
1.1.1.3 Interface pâte-granulat (ou auréole de transition).....	14
1.1.1.4 Conséquences liées à l'hydratation.....	15
1.1.1.4.1 Exothermie des réactions d'hydratation .....	15
1.1.1.4.2 Retrait endogène .....	15
1.1.1.4.3 Evolution des caractéristiques mécaniques .....	19
<b>1.1.2 Séchage et retraits des matériaux cimentaires.....</b>	<b>23</b>
1.1.2.1 Séchage du béton.....	23
1.1.2.1.1 Séchage à humidité relative élevée.....	24
1.1.2.1.2 Séchage à humidité relative intermédiaire.....	24
1.1.2.1.3 Séchage à humidité relative faible.....	25
1.1.2.2 Retrait de dessiccation.....	26
1.1.2.2.1 Mécanismes associés .....	26
1.1.2.2.2 Effets locaux et effet structurel du retrait de dessiccation.....	28
1.1.2.2.3 Influence de la composition.....	32
1.1.2.3 Carbonatation et retrait de carbonatation.....	33
1.1.2.3.1 Définition.....	33
1.1.2.3.2 Retrait de carbonatation.....	34

<b>1.2</b>	<b>Couplage des comportements hydrique et mécanique des matériaux à matrice cimentaire, et son influence sur la perméabilité .....</b>	<b>35</b>
<b>1.2.1</b>	<b>Comportement mécanique à court terme.....</b>	<b>35</b>
1.2.1.1	Comportement sous compression uniaxiale .....	35
1.2.1.2	Comportement sous compression triaxiale.....	38
1.2.1.2.1	Compression triaxiale de révolution (axisymétrique) .....	38
1.2.1.2.2	Compression hydrostatique .....	41
1.2.1.3	Influence des conditions aux limites sur la réponse mécanique.....	42
<b>1.2.2</b>	<b>Influence de la dessiccation sur les propriétés mécaniques .....</b>	<b>44</b>
1.2.2.1	Compression uniaxiale .....	45
1.2.2.1.1	Résistance .....	45
1.2.2.1.2	Module d'élasticité mesuré en compression.....	47
1.2.2.2	Traction directe.....	48
1.2.2.2.1	Résistance .....	48
1.2.2.2.2	Module d'élasticité mesuré en traction.....	49
1.2.2.3	Traction indirecte.....	49
1.2.2.3.1	Traction par flexion .....	49
1.2.2.3.2	Traction par fendage.....	50
1.2.2.4	Compression triaxiale .....	51
1.2.2.4.1	Résistance .....	51
1.2.2.4.2	Anisotropie induite .....	51
1.2.2.5	Conclusions .....	51
<b>1.2.3</b>	<b>Comportement mécanique à long terme .....</b>	<b>52</b>
1.2.3.1	Fluage propre.....	53
1.2.3.2	Mécanismes associés au fluage propre.....	55
1.2.3.2.1	Mécanismes liés à la pâte de ciment.....	56
1.2.3.2.2	Mécanismes associés au caractère composite du matériau cimentaire.....	58
1.2.3.3	Fluage de dessiccation.....	59
1.2.3.4	Mécanismes associés au fluage de dessiccation .....	60
<b>1.2.4</b>	<b>Influence du chargement mécanique sur la perméabilité.....</b>	<b>62</b>
1.2.4.1	Perméabilité.....	62
1.2.4.1.1	Loi de Darcy .....	63
1.2.4.1.2	Domaine de validité de la loi de Darcy .....	64
1.2.4.1.3	Incidence de la nature du fluide d'injection et du préconditionnement.....	65

1.2.4.2	Couplage fissuration mécanique induite par le chargement uniaxial-propriétés de transport.....	67
<b>1.3</b>	<b>Conclusions.....</b>	<b>70</b>
	<b>Résumé .....</b>	<b>72</b>
	<b>Chapitre 2 : Campagne expérimentale sur le couplage des comportements hydrique et mécanique de deux mortiers.....</b>	<b>73</b>
	<b>Introduction .....</b>	<b>74</b>
<b>2.1</b>	<b>Conception de la campagne expérimentale .....</b>	<b>75</b>
2.1.1	Choix des matériaux.....	75
2.1.2	Mise en œuvre des matériaux .....	76
2.1.3	Obtention et conservation des éprouvettes.....	77
2.1.4	Description de la campagne expérimentale.....	78
2.1.4.1	Essais réalisés .....	78
2.1.4.2	Préparation et conditionnement des éprouvettes .....	81
<b>2.2</b>	<b>Dispositifs expérimentaux et principes des mesures.....</b>	<b>84</b>
2.2.1	Mesure des déformations différées .....	84
2.2.1.1	Mesure du retrait.....	84
2.2.1.2	Mesure du fluage .....	85
2.2.1.3	Définition des déformations .....	86
2.2.2	Essais mécaniques à court terme : compressions uniaxiale, triaxiale et hydrostatique .....	89
2.2.2.1	Dispositifs expérimentaux .....	89
2.2.2.2	Préparation des éprouvettes .....	90
2.2.2.3	Compression simple avec cycles de chargement-déchargement.....	91
2.2.2.3.1	Déroulement des essais.....	91
2.2.2.3.2	Problème du défaut de parallélisme et solution.....	92
2.2.2.3.3	Dépouillement des essais.....	94

2.2.2.4	Compressions triaxiale déviatorique et hydrostatique avec cycles de chargement-déchargement.....	96
2.2.2.4.1	Déroulement des essais.....	96
2.2.2.4.2	Dépouillement des essais.....	101
<b>2.2.3</b>	<b>Mesure de la porosité et des perméabilités.....</b>	<b>102</b>
2.2.3.1	Porosité - détermination .....	102
2.2.3.2	Perméabilité au gaz par la technique de Pulse test .....	103
2.2.3.2.1	Dispositif expérimental et mise en œuvre de l'essai .....	103
2.2.3.2.2	Dépouillement de l'essai .....	105
2.2.3.3	Perméabilité au liquide .....	107
2.2.3.3.1	Dispositif expérimental et mise en œuvre de l'essai .....	107
2.2.3.3.2	Dépouillement de l'essai .....	108
<b>2.3</b>	<b>Synthèse .....</b>	<b>109</b>
<b>2.4</b>	<b>Conclusions.....</b>	<b>112</b>
	<b>Quelques points marquants.....</b>	<b>114</b>
	<b>Chapitre 3 : Présentation et analyse des résultats expérimentaux .....</b>	<b>115</b>
	<b>Introduction .....</b>	<b>116</b>
<b>3.1</b>	<b>Propriétés de transport et comportement différé .....</b>	<b>117</b>
3.1.1	Mesure de la porosité à l'eau du mortier05 et du mortier08.....	118
3.1.2	Retraits du mortier05.....	119
3.1.2.1	Retrait endogène .....	119
3.1.2.2	Retrait des éprouvettes en dessiccation .....	122
3.1.2.3	Relation entre le retrait de dessiccation et la perte en poids.....	125
3.1.2.4	Retrait des éprouvettes soumises au séchage rapide dans le four.....	126
3.1.2.5	Gonflement des éprouvettes préalablement séchées dans le four.....	129
3.1.3	Comparaison des retraits du mortier05 et du mortier08.....	130
3.1.3.1	Influence de la composition sur la perte en poids et son évolution .....	130
3.1.3.2	Influence de la composition sur les retraits et leur évolution .....	132



3.1.3.2.1	Dessiccation rapide dans le four .....	132
3.1.3.2.2	Dessiccation en atmosphère contrôlée.....	133
3.1.3.3	Influence de la composition sur la relation retrait de dessiccation – perte en poids	135
<b>3.1.4</b>	<b>Gonflement du mortier05 .....</b>	<b>138</b>
<b>3.1.5</b>	<b>Fluage du mortier05 et influence sur la perméabilité .....</b>	<b>141</b>
3.1.5.1	Fluage propre, fluage de dessiccation.....	141
3.1.5.2	Mesure des perméabilités à l’argon et à l’éthanol avant et après fluage .....	145
<b>3.2</b>	<b>Evolution du comportement mécanique sous chargement à court terme en fonction de la dessiccation .....</b>	<b>148</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Résistance aux compressions uniaxiale et triaxiale déviatorique du mortier05 .....</b>	<b>148</b>
3.2.1.1	Résistance uniaxiale .....	148
3.2.1.2	Résistance déviatoire .....	151
<b>3.2.2</b>	<b>Comparaison des résistances du mortier05 et du mortier08 : effet de la nature de la matrice cimentaire .....</b>	<b>153</b>
3.2.2.1	Programme expérimental pour le mortier08.....	153
3.2.2.2	Comparaison des résistances des deux mortiers.....	153
<b>3.2.3</b>	<b>Coefficients élastiques initiaux du mortier05.....</b>	<b>157</b>
<b>3.2.4</b>	<b>Evolution comparée des coefficients élastiques du mortier08 et du mortier05 .....</b>	<b>160</b>
3.2.4.1	Coefficients élastiques initiaux du mortier08 .....	160
3.2.4.2	Relation entre le module d’Young initial et le retrait de dessiccation : microfissuration.....	162
3.2.4.3	Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la contrainte mécanique appliquée .....	164
<b>3.2.5</b>	<b>Effet poromécanique sur les propriétés élastiques et la résistance : étude sur le mortier05 .....</b>	<b>167</b>
3.2.5.1	Démarche suivie .....	169
3.2.5.2	Résultats .....	170
<b>3.2.6</b>	<b>Compression triaxiale hydrostatique du mortier05 .....</b>	<b>174</b>
3.2.6.1	Evolution des déformations volumiques pour une pression hydrostatique de 15 MPa. .....	174
3.2.6.2	Evolution du coefficient d’incompressibilité .....	176
3.2.6.3	Compression hydrostatique à 60 MPa.....	177

<b>3.2.7 Evolution comparée des déformations volumiques et du coefficient d'incompressibilité du mortier08 et du mortier05.....</b>	<b>179</b>
<b>3.2.8 Influence du séchage sur les limites d'élasticité et de rupture .....</b>	<b>183</b>
<b>3.3 Conclusions.....</b>	<b>187</b>
<b>Quelques points marquants.....</b>	<b>190</b>
<b>Conclusions générales et perspectives .....</b>	<b>191</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>198</b>
<b>Annexe 1 : Essais de compressions uniaxiale et triaxiale déviatorique en fonction du temps et du mode de conservation .....</b>	<b>217</b>
<b>Annexe 2 : Exemples d'éprouvettes rompues en compressions uniaxiale et triaxiale déviatorique .....</b>	<b>232</b>

## **Introduction générale**

Nous nous intéressons dans le présent mémoire aux conséquences de la dessiccation des matériaux cimentaires courants sur le comportement mécanique. Des structures en béton telles que les chaussées, les barrages, les enceintes de réacteurs nucléaires ou les ponts subissent, dès leur mise en œuvre et en l'absence de forces externes, différentes déformations. Ces déformations peuvent être dues à un effet thermique (retrait thermique), hydrique (retrait endogène, retrait de dessiccation) ou de tassement par ressuage. Ces déformations sont influencées par différents facteurs tels que la mise en œuvre, la géométrie, la durée de l'hydratation, la nature des constituants du matériau et le milieu où se trouve l'ouvrage. Le tableau I.1 présente ces principales déformations en fonction des mécanismes impliqués. Elles conduisent à la fissuration dans les ouvrages lorsqu'elles sont empêchées (figure I.1).

Période	Pré-prise	Prise		Durcissement	Inerte
Phénomènes	Tassement	1 <sup>er</sup> retrait (retrait plastique)	Gonflement	Second retrait	Retrait à long terme
Mécanismes					
Ressuage	Prépondérant				
Dessiccation		Prépondérant		Secondaire	Prépondérant
Auto-dessiccation				Secondaire	
Contraction thermique				Prépondérant	

Tableau I.1: Retraits du béton et causes impliquées [Baron<sup>3</sup> 82].

Une des causes de la fissuration est le premier retrait ou retrait plastique. Ce retrait a lieu par dessiccation avant et pendant la prise dès que le décoffrage est effectué et que la surface en contact avec l'environnement est exempte d'eau de ressuage. Il est dû à l'utilisation d'un béton ordinaire ne pouvant retenir l'eau de gâchage, d'un support très absorbant ou de l'absence d'une cure convenable, et est très sensible à la vitesse de dessiccation. Du fait d'une dessiccation rapide de l'eau de surface (repère D) et de la présence des armatures qui constituent des points fixes, il se crée une fissuration dans les pièces à faible épaisseur (repères E et F). A une échelle plus petite, la présence des granulats induit une microfissuration qui dépend de la taille de ces granulats. Dans les pièces épaisses, cette fissuration influence uniquement la zone superficielle et reste diffuse en raison d'une évolution lente des gradients des teneurs en eau.

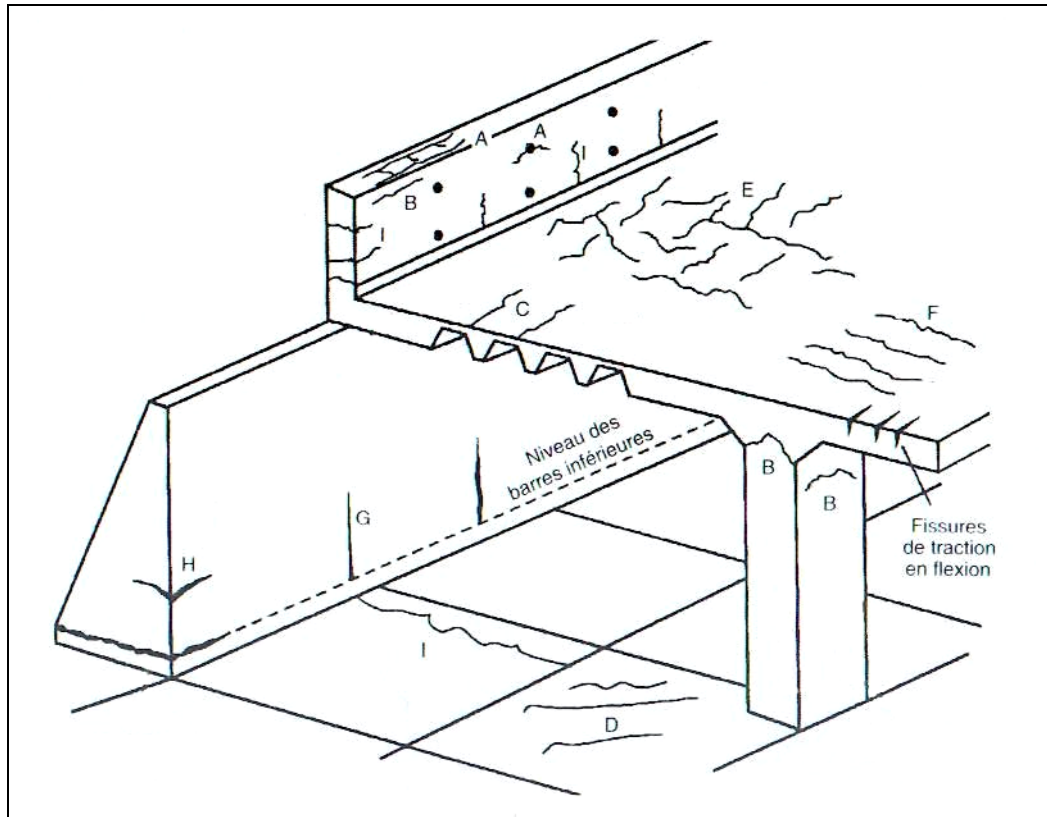


Figure I.1 : Différents types de fissures pouvant se produire dans un ouvrage en béton (schéma librement adapté de [CSR 92]). A, B, C : par tassement du béton frais, D, E, F : par retrait plastique (premier retrait), G, H : par retrait thermique ou d'auto-dessiccation, I : par retrait de dessiccation à long terme.

Le retrait par auto-dessiccation ou le second retrait, dû à la contraction « Le Chatelier » (et concernant tout le volume du matériau si celui-ci est isolé de l'extérieur), peut également être une des causes des fissures s'il se produit un gradient important de ce retrait dans les ouvrages. Cependant, l'effet de ce retrait d'auto-dessiccation, influencé également par la dessiccation ayant lieu en même temps, reste généralement faible pour des bétons de rapports eau/ciment courants. Par ailleurs, le gonflement chimique au cours de l'hydratation ne conduit pas à une fissuration dans les conditions habituelles. La contraction thermique, due au fait que les réactions d'hydratation sont exothermiques, n'est préjudiciable qu'aux structures de béton d'épaisseur importante. En effet, l'expérience montre que tant que l'épaisseur reste inférieure à 30 cm, la fissuration reste négligeable alors que dès qu'elle dépasse 50 cm, le retrait thermique conduit à une fissuration de peau. Ces fissures sont dues aux gradients thermiques (repères G et H). A une échelle plus petite, la présence des granulats dont le coefficient de

dilatation est inférieur à celui de la pâte de ciment contribue à la dégradation du matériau cimentaire par création de microfissures.

Toutes ces causes pouvant conduire à une fissuration ont lieu en un laps de temps limité, la fissuration induite est dite « précoce ». Au-delà de ce temps, l'évolution des déformations est régie par le processus de dessiccation induisant un retrait de dessiccation appelé également retrait à long terme. L'échelle de temps pendant laquelle la dessiccation et le retrait de dessiccation ont lieu dépend de l'importance des dimensions de la pièce : plus celle-ci est massive, plus la dessiccation et le retrait de dessiccation vont durer. Dans le cas d'une dalle ou d'un mur, l'inefficacité des joints ou un retrait excessif peuvent conduire à une fissuration par retrait empêché (repère I). Par ailleurs, du fait d'un séchage non uniforme, il va se créer des gradients hydriques conduisant à un retrait de dessiccation différentiel quelle que soit la dimension de l'élément considéré. Celui-ci donne naissance à une contrainte de compression au cœur et à une contrainte de traction en surface. Dès que cette contrainte de traction dépasse la résistance du matériau béton, il y a apparition de fissures en surface. De plus, les points fixes de la structure, la présence des armatures au voisinage des surfaces en contact avec le milieu ambiant et celle des granulats vont conduire à une fissuration supplémentaire.

Ainsi, les structures se fragilisent du fait des fissures induites avant même qu'un chargement (de service) leur soit appliqué. De l'interaction des fissures induites et du chargement mécanique va dépendre la durabilité de ces structures.

Nous avons choisi ici l'étude du couplage entre le comportement mécanique (à court et à long terme) et la dessiccation et le retrait de dessiccation. En effet, les effets de la dessiccation sont moins bien connus et maîtrisés que ceux des autres types de retraits. De plus, nous avons constaté, dans la bibliographie, qu'il n'y avait pas actuellement d'études transversales visant à mettre en évidence ce couplage, malgré de nombreuses études réalisées. Par ailleurs, ce couplage constitue un sorte de catalyseur du développement de dégradation d'ordre chimique (attaques des ions, des gaz et des liquides agressifs) par la création et la croissance des microfissures. Nous avons donc entrepris une vaste campagne expérimentale pour évaluer les effets de la dessiccation sur le comportement mécanique. Cette étude a été effectuée sur deux mortiers de rapport E/C=0,5 et 0,8, de maturité élevée afin d'évaluer uniquement les effets de la dessiccation sur le comportement mécanique.

Bien que l'influence de la dessiccation sur la résistance à la rupture soit connue depuis longtemps, peu d'études se sont consacrées de près aux facteurs mis en jeu dans l'évolution du comportement mécanique à court terme en fonction de la dessiccation. Une partie de ce mémoire est donc destinée à l'identification de ces facteurs, sans toutefois chercher à démontrer que tel ou tel mécanisme de retrait de dessiccation est actif (différents mécanismes sont proposés dans la littérature, tels que la variation de la dépression capillaire, de la pression de disjonction et de la tension superficielle, la prépondérance du chacun de ces mécanismes étant reliée à l'humidité relative du matériau), mais en nous efforçant de comprendre les effets induits par ces mécanismes sur le comportement mécanique des matériaux à matrice cimentaire. Le processus de dessiccation va conduire d'une part à une rigidification du matériau et d'autre part à une microfissuration qui, toutes deux, vont influencer les propriétés élastiques et les processus d'endommagement et de rupture.

Par ailleurs, le comportement mécanique dépend également de la manière dont le chargement, s'ajoutant à la dessiccation, est appliqué, à l'image du fluage. Lorsque le matériau est soumis, en même temps que le séchage, à une contrainte constante de compression, les déformations différées sont beaucoup plus importantes que celles qui sont mesurées en l'absence de dessiccation pendant le fluage. Ce phénomène est encore une fois connu de longue date, bien que les mécanismes mis en jeu à l'échelle microscopique ne soient pas encore unanimement caractérisés. Pour notre part, nous nous sommes intéressés à l'état de la microfissuration induite par la dessiccation et le fluage uniaxial en effectuant des mesures de perméabilité avant chargement et après déchargement. Cependant, nous avons été très attentifs à suivre les évolutions des déformations lors de ces essais (étude transversale). Ces essais de fluage ont été réalisés avec une contrainte de compression égale à 50 % de celle à la rupture, mesurée à l'état saturé.

Ainsi, le travail développé dans ce mémoire (composé de trois chapitres) est basé sur une étude entièrement expérimentale. Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique nous permettant de guider les choix que nous devons faire pour l'étude est exposée. Elle est scindée en deux parties. Dans la première partie, nous présentons les différents types de déformations différées constatées en l'absence d'un chargement et l'évolution des caractéristiques mécaniques en fonction de l'avancement de l'hydratation et des paramètres liés à la composition du matériau cimentaire. La deuxième partie est dédiée au comportement mécanique observé en présence d'un chargement mécanique à court et à long terme, en liaison

avec la dessiccation. Ce chapitre se termine par l'étude du couplage entre la dégradation mécanique et la perméabilité.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons la conception de l'étude expérimentale. Nous y développons d'abord le choix des matériaux d'essai, leur mise en œuvre, l'obtention des corps d'épreuve et puis nous exposons la campagne expérimentale décidée en fonction des paramètres pertinents caractérisant les effets de la dessiccation. Enfin, nous exposons les dispositifs expérimentaux et détaillons le dépouillement de ces essais.

Le dernier chapitre est consacré à la présentation exhaustive des résultats expérimentaux et leurs analyses. Ces résultats sont présentés en deux parties. Dans la première partie, nous exposons les propriétés des transports et les déformations différées mesurées en fonction du mode de conservation, en l'absence de contrainte mécanique, des deux mortiers de l'étude. Elles sont suivies par les résultats des déformations différées sous chargement constant en fonction du mode de conservation du mortier de  $E/C=0,5$ , et par ceux des mesures de perméabilité. Dans la deuxième partie de ce chapitre, les résultats de l'évolution du comportement mécanique en fonction de la dessiccation et du type de sollicitation (compression uniaxiale, compression hydrostatique et triaxiale déviatorique) obtenus sur les deux mortiers sont rapportés. D'importantes différences de comportement sont constatées entre ces deux mortiers. Elles fournissent quelques éléments de réponse à des questions qui émergent des constatations expérimentales faites dans la littérature.

Enfin, nous achevons le mémoire par une conclusion générale dans laquelle nous rappelons les principaux enseignements que nous avons pu tirer de ce travail expérimental, et dégageons quelques perspectives de ce travail.



# **Chapitre 1 : Bibliographie appliquée au séchage des matériaux à matrice cimentaire**

## **Introduction**

Lors du séchage d'un matériau à matrice cimentaire, le départ de l'eau libre est à l'origine de divers phénomènes. Il provoque une contraction ou un retrait (de dessiccation) de la matrice cimentaire. Cette contraction ne peut être libre à cause de la présence des inclusions rigides - allant des grains de ciment non hydraté aux plus gros granulats- qui l'empêchent. De plus, la lenteur du séchage, du fait de la faible perméabilité des matériaux, fait apparaître de forts gradients hydriques causant ainsi des retraits différentiels. Les inclusions rigides et les gradients hydriques vont conduire à une microfissuration dès que la résistance à la traction du matériau est excédée. Afin d'étudier uniquement l'interaction entre ces différents effets dus à la dessiccation et le comportement mécanique à court (solicitations quasi instantanées) et à long terme, le(s) matériau(x) doit(en)t être de maturité élevée, c'est-à-dire que les effets différés autres que le séchage sont négligeables.

La première partie de ce chapitre traite des mécanismes qui régissent les variations dimensionnelles et l'évolution des caractéristiques mécaniques dues à l'hydratation. Elle comprend également le séchage et ses conséquences observables.

La deuxième partie est dédiée à la présentation du comportement à court et à long terme des matériaux cimentaires en liaison avec leur dessiccation, ainsi que de l'évolution de la perméabilité en fonction de la microfissuration induite par chargement mécanique. On y trouvera d'une part différents types d'essais à court terme, les modes de dégradations associés et l'influence des conditions aux limites sur la résistance et le mode de rupture, et d'autre part, est montrée l'incidence de la dessiccation sur l'évolution du comportement mécanique. De plus, les mécanismes liés au fluage propre et au fluage de dessiccation ainsi que certaines propriétés de ces fluages sont rappelés. Ensuite, après la présentation de la loi de Darcy, de son domaine de validité, de l'importance de la nature du fluide de percolation et du préconditionnement sur la mesure de la perméabilité, le couplage entre la microfissuration due au chargement uniaxial et la perméabilité est traité.

Enfin, à la lumière de cette revue bibliographique, nous présentons nos objectifs pour mener à bien l'étude expérimentale développée dans ce mémoire.

## 1.1 Structuration et comportement hydrique des matériaux à matrice cimentaire

### 1.1.1 Structuration des matériaux cimentaires

Par définition, un matériau est dit cimentaire dès lors que le liant est un ciment. Le béton est composé de ciment, d'eau et de granulats, et le mortier est composé de sables, de ciment et d'eau. Les granulats ont des comportements généralement stables dans le temps. Le comportement d'un mortier ou d'un béton dépend alors de la structure physique et de l'évolution de la pâte de ciment. Par conséquent, nous étudierons premièrement la pâte de ciment.

#### 1.1.1.1 Hydratation du ciment Portland

L'hydratation du ciment est l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent entre le ciment et l'eau ; ces réactions commencent avant la prise et se poursuivent longtemps après celle-ci, mais de plus en plus lentement, constituant ainsi le durcissement [Baron<sup>1</sup> 82, Acker 91, Dupain 95, Neville 00].

##### 1.1.1.1.1 Constituants initiaux du ciment Portland

###### a) Composition chimique du ciment portland

Le ciment dont les constituants sont hydrauliques, résulte du broyage fin de clinker et d'une petite quantité de sulfate de calcium (environ 5 %) comme régulateur de prise. Le clinker est obtenu par un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%) à haute température (1450°C) : le calcaire apporte la chaux (CaO) tandis que l'argile apporte la silice (SiO<sub>2</sub>), l'alumine (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) et l'oxyde de fer (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Les quatre phases principales de clinker, qui ne sont pas des corps purs du fait de la présence des éléments mineurs dans l'argile et le calcaire, sont :

- le silicate tricalcique Ca<sub>3</sub>SiO<sub>5</sub> (C<sub>3</sub>S) qui représente 50 à 70 % du clinker,
- le silicate bicalcique Ca<sub>2</sub>SiO<sub>4</sub> (C<sub>2</sub>S) qui représente 10 à 20 %,
- l'aluminate tricalcique Ca<sub>3</sub>Al<sub>2</sub>O<sub>6</sub> (C<sub>3</sub>A) qui représente 8 à 10 %,
- l'aluminoferrite tétracalcique Ca<sub>4</sub>AlFeO<sub>5</sub> (C<sub>4</sub>AF) qui représente 5 à 15 % du clinker.

Nous adopterons, dans la suite, pour des raisons de facilité, la notation cimentière de ces minéraux à savoir C pour CaO, S pour SiO<sub>2</sub>, A pour Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, F pour Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et H pour H<sub>2</sub>O.

## b) Eau

Associée au ciment, l'eau permet la fluidification et l'hydratation de la pâte du ciment. Dès le gâchage, elle est multiforme (libre, liée, adsorbée).

### 1.1.1.1.2 Hydratation

L'état de surface des grains de ciment (dont la taille est de quelques dizaines de microns en moyenne) est désorganisé par le broyage qui casse les liaisons interatomiques de la matière. Dès que l'eau et le ciment sont mélangés, à l'interface solide-liquide, il se crée une réactivité en raison de ces liaisons devenues insaturées par le broyage et plusieurs mécanismes entremêlés ont lieu le plus souvent simultanément. Ces mécanismes élémentaires qui sont l'adsorption, l'hydrolyse, la dissolution, la solvatation et la cristallisation, conduisent à l'hydratation du ciment [Regourd 82]. A titre d'exemple, dans une pâte de ciment entièrement hydratée de rapport eau/ciment 0,5, se trouvent :

- 56 % de silicates de calcium hydratés (C-S-H),
- 20% de portlandite (C-H),
- 15% de sulfoaluminates,
- 7% d'eau,
- 7% de vide.

Le principal constituant de la pâte de ciment est donc, avec la portlandite, les C-S-H. Celui-ci est la « colle » qui tient ensemble les grains de sable d'un mortier ou les granulats d'un béton. Les propriétés mécaniques dépendent donc principalement des C-S-H. Il s'avère ainsi nécessaire de connaître sa structure. Par ailleurs, l'évolution progressive de l'hydratation du ciment, qui se traduit par une augmentation des propriétés mécaniques, ne suffit pas pour remplir tout l'espace occupé initialement par l'eau ; nous avons donc un corps poreux plus ou moins rempli d'eau, dont une partie joue un rôle important dans la cohésion de la pâte de ciment. Nous allons donc nous intéresser à ces trois différentes phases que sont le CSH, l'espace poreux et l'eau.

### 1.1.1.2 Structure de la pâte de ciment durcie

#### 1.1.1.2.1 Silicates de calcium hydratés (C-S-H)

Ce sont des hydrates de faible degré de cristallinité et ils sont ainsi qualifiés de gels. La particule élémentaire de CSH est un microcristal lamellaire, la lamelle elle-même étant constituée de 2 ou 3 feuillets dont l'épaisseur moyenne est de 30 angströms, espacés d'environ 17 angströms [Kantro 62]. Plusieurs modèles (modèles de Feldman et Sereda, de Powers et Brownyard, de Munich... ) de l'unité structurale du gel de CSH ont été proposés afin de reproduire ses évolutions, et de relier ces évolutions aux variations macroscopiques mécaniques (le retrait, le fluage, les phénomènes de sorption) [Wittmann 82, 85, Baroghel-Bouny 94, Guénot-Delahaie 97]. Cependant, le modèle de Feldman et Sereda [Feldman 68] présenté sur la figure 1.1, semble le plus apte à justifier ces variations macroscopiques. Dans ce modèle, la structure en couche des CSH est la conséquence d'un arrangement irrégulier de feuillets simples mal cristallisés, lesquels forment les espaces inter-feuillets, en se rapprochant les uns des autres. Ainsi, ces espaces n'ont pas de dimension et de volume fixe. Les feuillets peuvent avoir des mouvements relatifs réversibles alors que la pénétration ou le départ d'eau des espaces interfoliaires peut être irréversible. Les feuillets sont liés par des forces ioniques ou covalentes, et par les forces de Van der Waals qui équilibrent la pression de disjonction (force qui écarte ou rapproche deux faces solides).

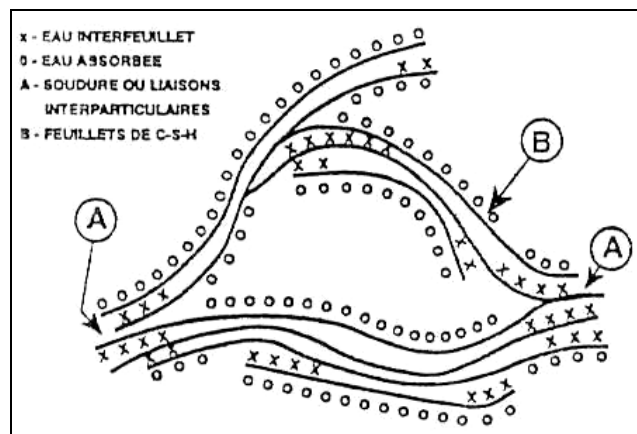


Figure 1.1 : Modèle de Feldman et Sereda, revu par Sierra [Sierra 74].

### 1.1.1.2.2 Porosité

Le réseau poreux dépend de l'arrangement des divers produits d'hydratation de la pâte de ciment. L'analyse porosimétrique des pâtes de ciment fait apparaître essentiellement deux familles de pores. On peut ainsi dire que la porosité (rapport de volume de vide au volume total) est essentiellement bimodale. La figure 1.2 donne la distribution de la porosité des pâtes de ciment pour divers rapports E/C. Plus le E/C est grand, plus les courbes sont décalées vers les grands rayons. On distingue des pores capillaires, correspondant au pic de grand diamètre, et des pores d'hydrates, correspondant au pic de petit diamètre.

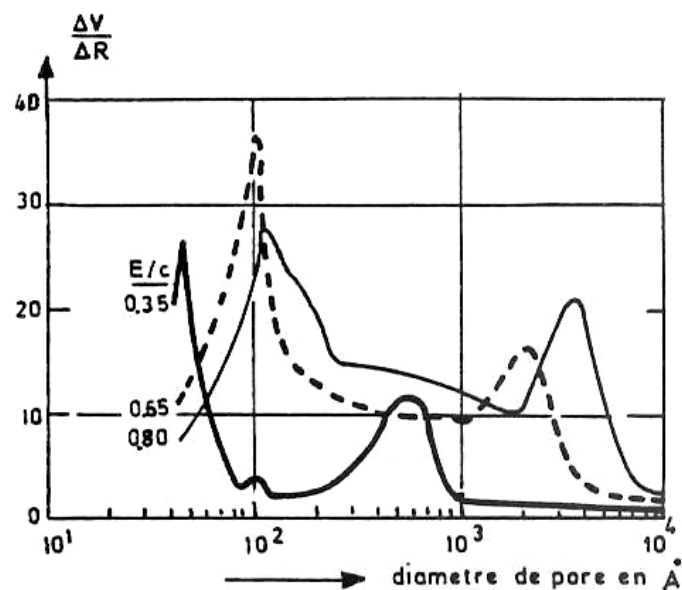


Figure 1.2 : Courbe de distribution de la porosité pour des pâtes de ciment à divers E/C [Verbeck 68].

Ici  $\Delta V$  et  $\Delta R$  sont respectivement la variation du volume de mercure injecté et celle du rayon minimum des pores pénétrés par le mercure.

Les pores capillaires, dont le diamètre varie de quelques centaines à quelques milliers d'angströms, sont initialement occupés par l'eau de gâchage et non comblés par les hydrates. Pour un âge donné, la dimension typique et le volume global de ces capillaires augmentent avec le rapport E/C et, pour un rapport E/C donné, le volume global diminue avec la maturation du matériau. Les pores des hydrates, de diamètre nanométrique, représentent les espaces interfeuillet. Leur rayon caractéristique, de 17 angströms environ, dépend peu du rapport E/C et des conditions de l'hydratation, et constitue donc une caractéristique intrinsèque des hydrates formés. L'augmentation de la quantité de ces hydrates au fur et à mesure de la maturation conduit à une augmentation de la microporosité. Le volume total

représenté par cette microporosité intrinsèque est d'environ 26% du volume d'hydrates. Ils sont considérés saturés en eau, au cours de l'hydratation, qui est adsorbée et qui ne peut donc plus être utilisée pour l'hydratation. Cependant, dans le cas de matériaux à haute performance, ces pores pourraient se vider lorsque toute l'eau capillaire a été consommée [Baroghel-Bouny 94]. Enfin, lorsque le E/C est supérieur à 0,7, le réseau capillaire reste toujours continu [Powers 59].

#### 1.1.1.2.3 Eau dans la pâte de ciment durci

L'eau se présente sous diverses formes dans la pâte de ciment durci. On distingue classiquement trois types d'eau :

*Eau libre* : fortement ionisée dès les premiers instants, elle se trouve dans les pores capillaires en particulier les macropores (supérieur à 500 angströms). Echappant aux forces superficielles des particules solides, elle migre la première lors du ressuage et de la dessiccation.

*Eau liée* : c'est l'eau qui se combine par réaction d'hydratation avec les grains de ciment et qui entre dans la composition des hydrates.

*Eau adsorbée* : c'est l'eau fixée à la surface du solide, cette fixation peut être physique ou chimique selon l'énergie des forces de liaison. L'adsorption physique est due aux forces d'énergie faible de Van der Waals. Elle est réversible et peut superposer une ou plusieurs couches à la surface du solide. Dans le cas d'adsorption chimique, il y a un transfert ou une mise en commun d'électrons (chimi-sorption). La molécule adsorbée en des sites privilégiés est dans un état différent de son état libre, les énergies mises en jeu peuvent être plus importantes et plus durables dans ce cas. Enfin, l'eau adsorbée chimiquement est considérée comme une eau liée.

Sierra [Sierra 74] a proposé un mode de distribution de l'eau contenue dans l'unité structurale de CSH, en se basant sur le modèle de Feldman et Sereda [Feldman 68]. La figure 1.3 montre cette distribution d'eau. Il divise l'eau en trois catégories par ordre décroissant d'énergie de liaison avec le solide :

*eau hydroxylique* : hydroxyles OH situés sur les faces internes et externes des feuillettes et liés soit à des atomes Si, soit à des atomes Ca,

*eau interfeuilletts (interfoliaire)* : fixée entre les feuilletts par des ponts hydrogène avec les hydroxyles,

*eau interlamellaire (ou externe)* : eau située entre les lamelles. Elle est aussi structurée car elle y est soumise au champ de force provenant des lamelles en raison de faibles dimensions des espaces interlamellaires.

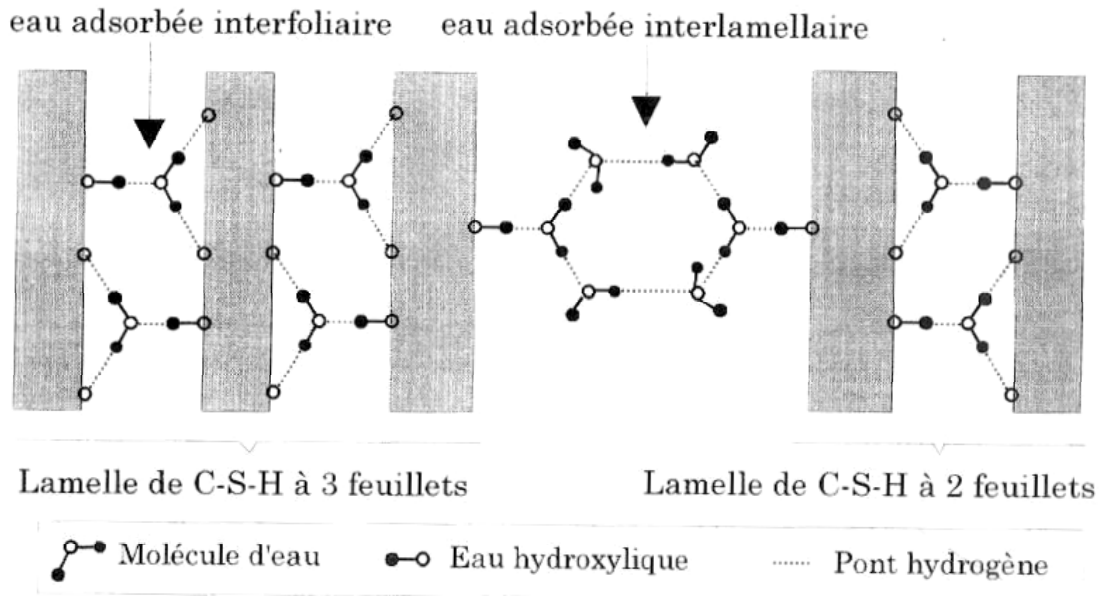


Figure 1.3 : Modèle de Sierra.

Une deuxième classification, purement conventionnelle, liée à la considération des techniques de caractérisation du réseau poreux est souvent utilisée [Baroghel-Bouny 94]. Elle consiste à distinguer l'eau évaporable et non évaporable (i.e. l'eau retenue dans le matériau lors d'un séchage au four à 105 °C [Hansen 86]) :

*eau évaporable* : eau libre et eau physiquement adsorbée,

*eau non évaporable* : eau liée chimiquement et eau liée par adsorption chimique.

### 1.1.1.3 Interface pâte-granulat (ou auréole de transition)

Pour une composition courante, l'ajout des granulats dans la pâte de ciment a pour conséquence la création d'une nouvelle zone à l'interface pâte-granulat, due aux modifications des conditions d'hydratation locales engendrées par l'excès d'eau dans cette



zone, le matériau ne pouvant plus être considéré comme un simple matériau biphasique [Maso<sup>1</sup> 82, Buil 92, Baroghel-Bouny 94]. La structuration de la pâte de ciment se modifie ainsi sur une distance de quelques dizaines de micromètres ; celle-ci augmente avec la taille des granulats et le rapport eau/ciment mais reste toujours inférieure à 50 µm. Cette zone a une porosité plus élevée que celle de la pâte (le point de départ qui a donné naissance aux bétons à haute, très haute et ultra haute performance a été justement de diminuer la porosité de cette auréole de transition par la diminution du rapport eau/ciment, l'introduction de fumée de silice et des fluidifiants [Loukili 96]). Les hydrates (cristaux plus grands) s'y développent avec un gradient de concentration plus fort au voisinage des granulats. De plus, les cristaux de portlandite ont une orientation préférentielle par rapport à leur plan de clivage. Cette zone de faible résistance est le point faible des bétons courants soumis aux actions mécaniques, chimiques ou physiques. Notons que pour des granulats très poreux, l'auréole de transition existe toujours mais ni une zone de cohésion faible et ni une orientation préférentielle ne sont observées.

#### **1.1.1.4 Conséquences liées à l'hydratation**

##### 1.1.1.4.1 Exothermie des réactions d'hydratation

Lors de la prise, les réactions d'hydratation sont exothermiques. De plus, ce dégagement de chaleur est accéléré par la thermo-activation de la prise. Après la prise, la dissipation de cette chaleur ralentit et le matériau cimentaire se refroidit en fonction de son épaisseur, de son isolation et de la température extérieure. Le matériau devenu rigide connaîtra une contraction, appelée retrait thermique, due à ce refroidissement.

##### 1.1.1.4.2 Retrait endogène

La pâte de ciment subit des variations dimensionnelles même en l'absence de chargement. En effet, pendant l'hydratation, l'eau de gâchage est consommée progressivement par les réactifs pour former des hydrates. Ces derniers occupent un volume plus faible que les réactifs initiaux. Ce retrait d'origine chimique appelé contraction « Le Chatelier » est d'abord libre (jusqu'à ce que la prise ait lieu) et se trouve ensuite gêné en raison de la formation progressive du squelette (la valeur de cette contraction volumique devrait être d'environ 10 % du volume de pâte initiale, mais du fait que l'hydratation continue longtemps après la prise et que la rigidité augmente, cette valeur de 10 % ne sera pas atteinte). Le liquide ne peut plus occuper tout le volume qui lui est offert. Il y a alors cavitation dans la phase liquide et apparition d'un

réseau gazeux connecté et constitué de vapeur d'eau et d'air. La présence de ces deux phases dans les capillaires conduit à la formation des ménisques dotés d'une tension superficielle aux interfaces liquide/gaz. La figure 1.4 illustre ce propos. La progression de la vaporisation provoque une diminution de la pression partielle, et donc de l'humidité relative interne du matériau. Une dessiccation interne, qui a, par ailleurs, le même effet qu'un départ d'eau vers l'extérieur, appelée également autodessiccation est alors observée à partir d'un certain degré d'hydratation en l'absence de contact du matériau avec une source d'eau externe. L'eau des capillaires est donc soumise aux forces de tensions capillaires (dépression capillaire) qui doivent s'équilibrer par une contraction isotrope de la matrice à l'échelle de l'éprouvette. Le retrait endogène est indépendant de la taille de l'éprouvette et, est par conséquent, une caractéristique intrinsèque du matériau, si l'effet de l'élévation de la température reste faible.

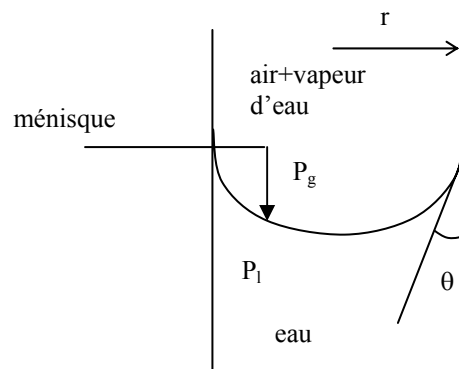


Figure 1.4 : Schéma d'un capillaire.

Ce retrait se modélise par des équations de Kelvin et de Laplace qui traduisent l'équilibre entre l'eau capillaire et le mélange gazeux (l'eau ne s'évapore pas et ne s'écoule pas). L'équation de Kelvin et celle de Laplace s'écrivent respectivement par :

$$P_c = P_l - P_g = \frac{\rho_l RT}{M_v} \ln(h) \quad (1.1)$$

où  $P_c$  est la dépression capillaire,  $P_l$  pression de l'eau liquide,  $P_g$  pression du mélange gazeux,  $M_v$  masse molaire de l'eau,  $\rho_l$  masse volumique de l'eau,  $R$  constante molaire des gaz parfaits,  $T$  température absolue et  $h$  est l'humidité relative.

$$P_c = P_l - P_g = -\frac{2\gamma_{l/g} \cos\theta}{r} \quad (1.2)$$

où  $\gamma_{l/g}$  est la tension superficielle de l'interface eau/air,  $\theta$  angle de mouillage et  $r$  rayon capillaire supposé cylindrique.

La combinaison de ces deux équations relie l'humidité relative à la taille des pores concernés :

$$\frac{\rho_l RT}{M_v} \ln(h) = -\frac{2\gamma_{l/g} \cos\theta}{r} \quad (1.3)$$

Comme le montre cette dernière équation, dès lors que l'humidité relative diminue, la taille des pores remplis d'eau diminue également, et parallèlement, la dépression capillaire augmente. Notons que l'angle du mouillage,  $\theta$  (figure 1.4) est considéré comme égal à zéro pour l'eau, ce qui signifie que l'eau mouille parfaitement la surface. A part le mécanisme par variation de dépression capillaire, deux autres mécanismes, mécanisme par variation de tension superficielle et mécanisme par variation de pression de disjonction (§ 1.1.2.2.1) sont proposés pour expliquer le retrait endogène. Cependant, Hua [Hua 92] a montré que la dépression capillaire est le mécanisme prédominant.

La figure 1.5 présente l'évolution du retrait endogène des bétons de rapport eau/ciment supérieur à 0,45. L'évolution du retrait endogène diffère d'un béton à l'autre mais la valeur maximum atteinte au bout de 3 ans est d'environ 100  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Baroghel-Bouny et Godin [Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00] obtiennent, pour des bétons de rapport E/C de 0,43 à 0,58, un retrait endogène maximum de 150  $\mu\text{m}/\text{m}$ . La cinétique de ce retrait endogène est variable d'un béton à l'autre mais devient faible après environ 100 jours de mesure. Le retrait endogène des bétons de E/C supérieur à 0,42 reste relativement faible, alors qu'il devient prépondérant pour les BHP [Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00].

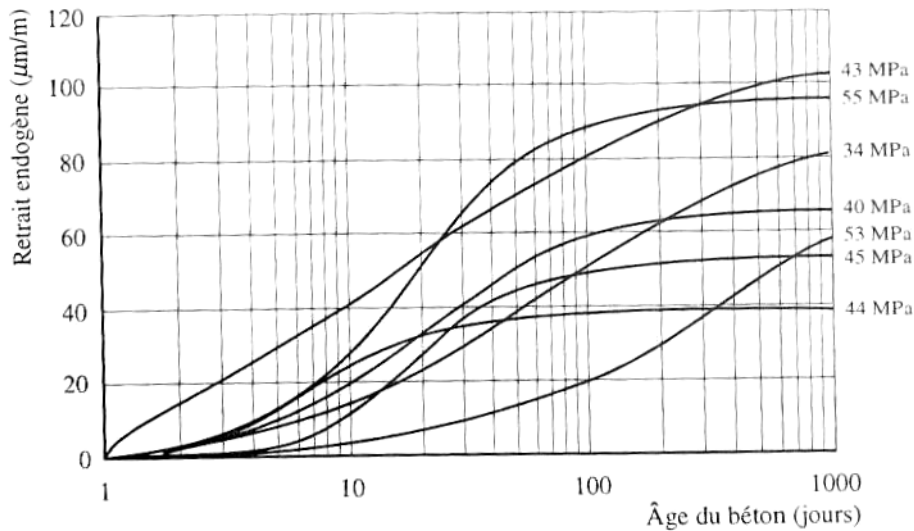


Figure 1.5 : Retrait endogène pour différents bétons ordinaires de E/C supérieur à 0,45 [Le Roy 96].

Il n'en va pas forcément de même pour les pâtes de ciment. En effet, Baroghel-Bouny et Kheirbek [Baroghel-Bouny<sup>1</sup> 00] ont mesuré un retrait endogène de l'ordre de 700, 600 et  $250 \times 10^{-6}$  respectivement pour les pâtes de ciment de E/C 0,45, 0,50 et 0,60 au bout d'un an, le retrait variant peu, après 250 jours de mesure. Précisons que la valeur de référence pour l'obtention du retrait endogène de ces pâtes de ciment n'est pas la mesure après 24 heures de confection mais la mesure juste après la prise. Ainsi le retrait endogène des bétons est très vraisemblablement supérieur au retrait endogène déterminé à partir de la première mesure, effectuée après 24 heures de coulage.

Le retrait est d'autant plus élevé et rapide que le rapport eau/ciment est faible, donc que les pores capillaires sont fins (maturité plus élevée). Il est généralement admis que l'hydratation devient faible, voire s'arrête, une fois que l'humidité interne est inférieure à 75 %. Toutefois, une autodessiccation pour une humidité relative d'environ 70 % a été observée sur des matériaux contenant de la fumée de silice [Baroghel-Bouny 94], le mécanisme en jeu n'étant vraisemblablement plus les tensions capillaires mais la variation des pressions de disjonction.

Lorsqu'une éprouvette est mûrie continuellement dans l'eau, son autodessiccation est en principe empêchée. Par contre, son volume et sa masse augmentent [L'hermite 60, Baron<sup>2</sup> 82, Neville 00]. Le gonflement linéique d'un béton, dont le dosage en ciment est de  $300 \text{ kg/m}^3$ , est de 100 à 150  $\mu\text{m/m}$  au bout de 6 à 12 mois, et il varie très peu par la suite. Ce gonflement est dû, dans les premiers jours, à la formation de la portlandite et de l'ettringite, et ensuite, à

l'absorption de l'eau par le gel de ciment qui augmente la pression de disjonction et diminue la tension de surface.

#### 1.1.1.4.3 Evolution des caractéristiques mécaniques

Au fur et à mesure de la formation des C-S-H, les contacts entre les grains augmentent tandis que la porosité capillaire diminue. Ce durcissement conduit à l'augmentation des propriétés mécaniques du matériau (résistances, module d'Young). La figure 1.6 montre l'évolution du degré d'hydratation et de la résistance à la compression en fonction du temps. La résistance dépend donc principalement du degré de formation des hydrates qui remplissent la porosité capillaire, la nature des hydrates formés ayant une influence secondaire sur le développement de la résistance. Le module d'Young dépend, comme la résistance à la compression, de l'avancement de l'hydratation. La figure 1.7 présente la relation entre la résistance à la compression et le module d'Young des éprouvettes de béton, contenant divers ciments, de rapports eau/ciment de 0,4 et 0,5, conservées à une humidité relative de 100 % et à une température de 23°C pendant 28 jours. Cette courbe est obtenue en réalisant des essais de compression simple à 1, 3, 7 et 28 jours. La relation ne semble pas dépendre du type de ciment utilisé et du rapport eau/ciment. Néanmoins, contrairement à la compression, le module d'Young tend à se stabiliser rapidement. Nous verrons dans la suite que la croissance commune de la résistance et du module peut s'avérer fautive en cas de dessiccation.

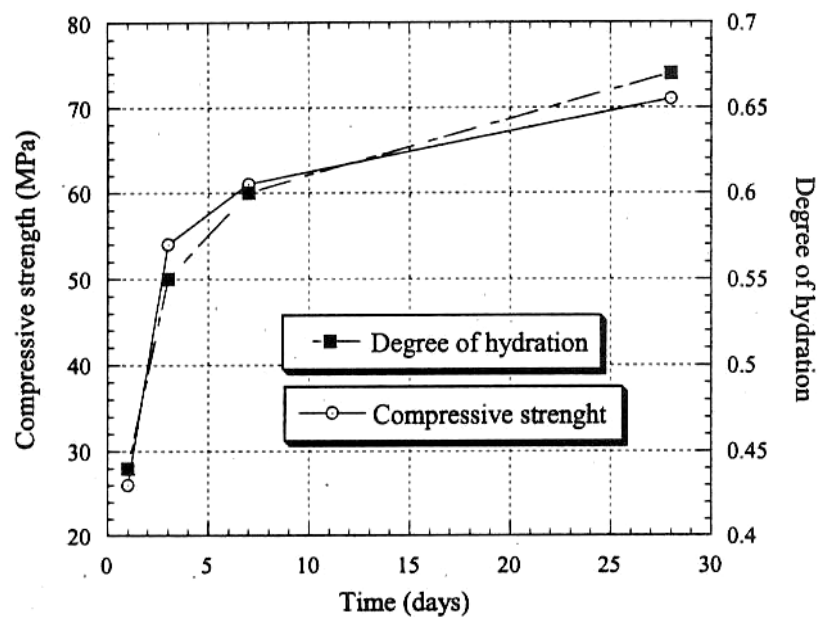


Figure 1.6 : Evolution du degré d'hydratation et de la résistance à la compression d'un mortier en fonction du temps de maturation [Therrien 00].

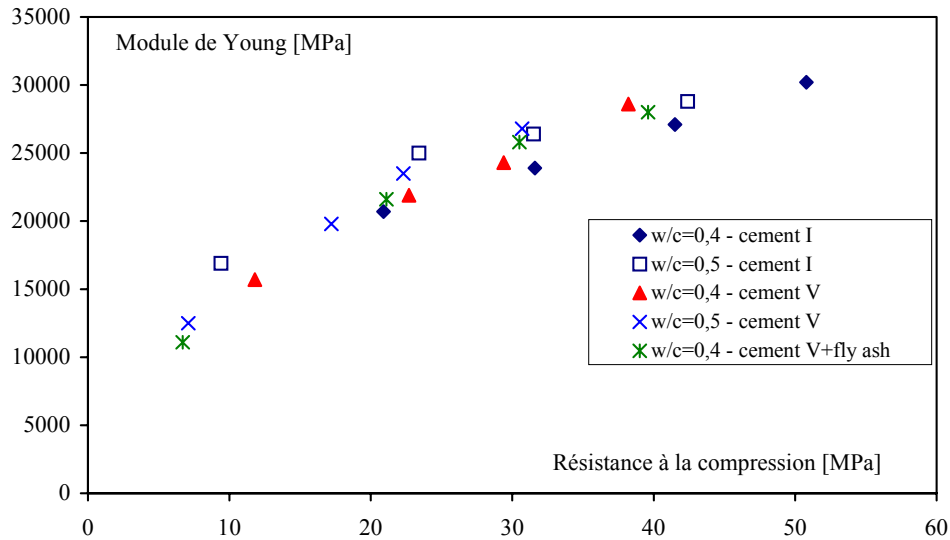


Figure 1.7 : Relation entre le module d'Young et la résistance à la compression des éprouvettes de bétons pour différents E/C (d'après [Kim 02]).

La résistance continue de croître tant que les conditions y sont favorables, à savoir tant qu'il y a de l'hydratation. La figure 1.8 montre par exemple que la résistance d'un béton de rapport E/C égal à 0,5 conservé dans des conditions humides augmente pendant longtemps. On peut constater sur cette figure qu'environ six mois de cure sont nécessaires pour arriver à une stabilisation relative de la résistance. Ici est présenté un premier résultat de l'influence du séchage sur la résistance à la compression, sur laquelle nous reviendrons ultérieurement (§ 1.2.2.1).

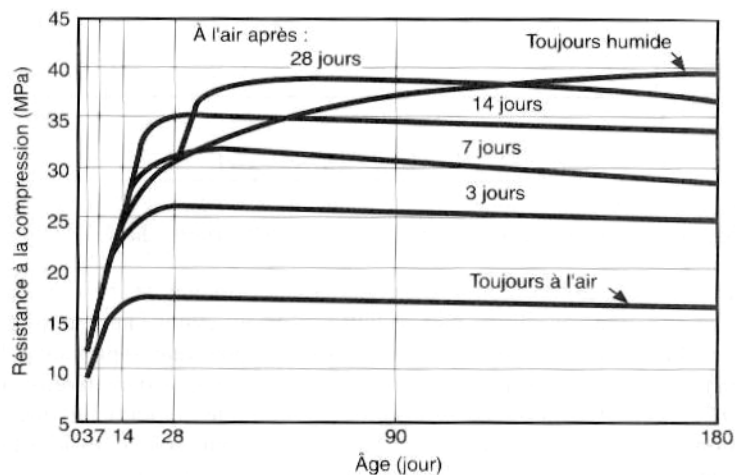


Figure 1.8 : Influence du mûrissement dans l'eau sur la résistance à la compression d'un béton ayant un E/C de 0,5 [Price 51].

Naturellement, il est évident que la résistance est influencée par divers paramètres tels que le rapport eau/ciment et le volume de granulats entre autres. La figure 1.9 illustre la dépendance de la résistance au rapport eau/ciment : elle diminue avec le rapport eau/ciment. Ceci peut être attribué à l'augmentation de la porosité capillaire avec le rapport eau/ciment. Le module diminuera également avec le rapport eau/ciment du fait de la dépendance du module d'Young à la porosité capillaire [Kim 02]. Par ailleurs, la relation entre la résistance et le rapport eau/ciment est de type hyperbolique, ceci restant valable pour tout béton [Neville 00]. La figure 1.10 présente l'influence du volume de granulats sur la résistance à la compression des éprouvettes cylindriques d'un béton de rapport eau/ciment constant de 0,5. La résistance diminue avec l'augmentation du volume de granulats tant que celui-ci est inférieur à 20 %. Ensuite, elle augmente dès que le volume de granulats dépasse les 60 %. Bien que les raisons de la relation existante entre la résistance et le volume de granulats ne soient pas connues, cette tendance est constatée pour divers rapports eau/ciment [Kawakami 72, Neville 00].

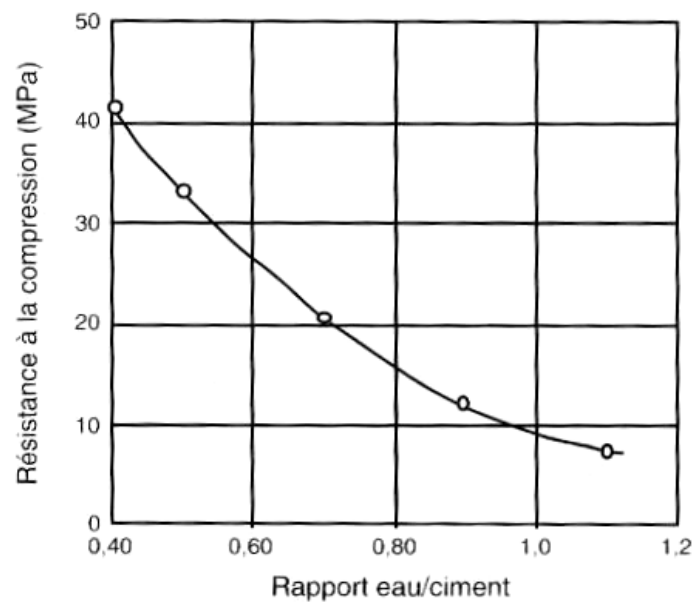


Figure 1.9 : Evolution de la résistance à la compression à 7 jours en fonction du rapport E/C d'un béton confectionné avec un ciment portland à durcissement rapide [Neville 00].

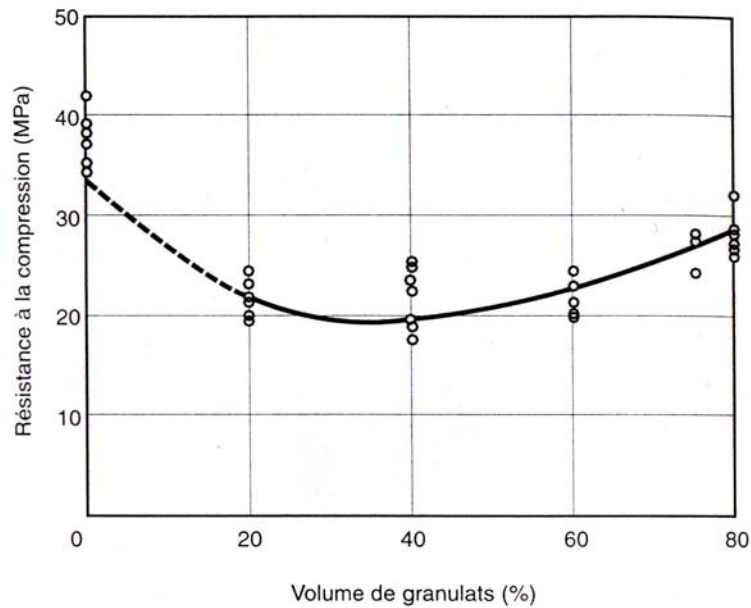


Figure 1.10 : Evolution de la résistance à la compression des cylindres ( $\varnothing 100\text{mm} \times h 300\text{ mm}$ ) d'un béton de rapport  $E/C=0,5$  constant en fonction du volume de granulats [Stock 79]

Nous avons vu jusqu'à présent quelques aspects des variations dimensionnelles des matériaux cimentaires que sont le retrait endogène, le retrait thermique et le gonflement. Un autre aspect est lié au séchage des matériaux cimentaires : l'évaporation de l'eau du matériau cimentaire provoque un retrait dit « de séchage » ou « de dessiccation ». Le retrait total est donc la somme des retraits endogène (comprenant également le gonflement), thermique et de dessiccation, en supposant le retrait de carbonatation négligeable (§ 1.1.2.3). Rappelons que cette somme suppose que les retraits mesurés soient découplés. Or, dans le cas où il y a combinaison des retraits endogène, thermique et de dessiccation, le retrait global n'est pas une simple sommation algébrique de ces retraits. Il est alors nécessaire de garder à l'esprit qu'il y a interaction entre l'hydratation, l'effet thermique et la dessiccation. L'effet thermique peut être corrigé sur des éprouvettes relativement petites [Acker 97]. Mais, en réalité, il n'est pas possible de séparer le retrait endogène et le retrait de dessiccation, à l'exception du cas où le retrait endogène devient négligeable. Quoiqu'il en soit, nous allons dans la suite étudier la dessiccation, les retraits qui en découlent (retrait de dessiccation et de carbonatation) et les effets de cette dessiccation, en se plaçant dans un cas où l'interaction citée ci-dessus devient négligeable.



## 1.1.2 Séchage et retraits des matériaux cimentaires

### 1.1.2.1 Séchage du béton

Les bétons ordinaires sont composés d'une quantité d'eau supérieure à celle qui est nécessaire pour une hydratation complète du ciment, afin d'obtenir un mélange ouvrable (la quantité d'eau liée chimiquement est de l'ordre de 25 % du poids de ciment anhydre). Ainsi, au sein du matériau se trouve une quantité d'eau qui peut s'évaporer (eau libre et eau physisorbée) lorsque le matériau est mis en contact avec un milieu dont l'humidité relative est inférieure à celle qui règne dans ce matériau. La figure 1.11 présente l'évolution des profils de teneur en eau dans le temps, dans une éprouvette de béton mise en dessiccation. Le séchage fait apparaître des gradients de concentration d'eau entre le cœur et la surface en contact avec le milieu ambiant. Ces gradients hydriques restent très forts et localisés en surface, du fait de la faible perméabilité et de la faible diffusivité du matériau. Ce phénomène de séchage, de nature très lente, devient de plus en plus lent au fur et à mesure du séchage (i.e. 10 ans pour qu'une éprouvette de  $\phi 16 \times h32$  cm atteigne l'équilibre hygrométrique dans une ambiance tempérée [Acker 88]).

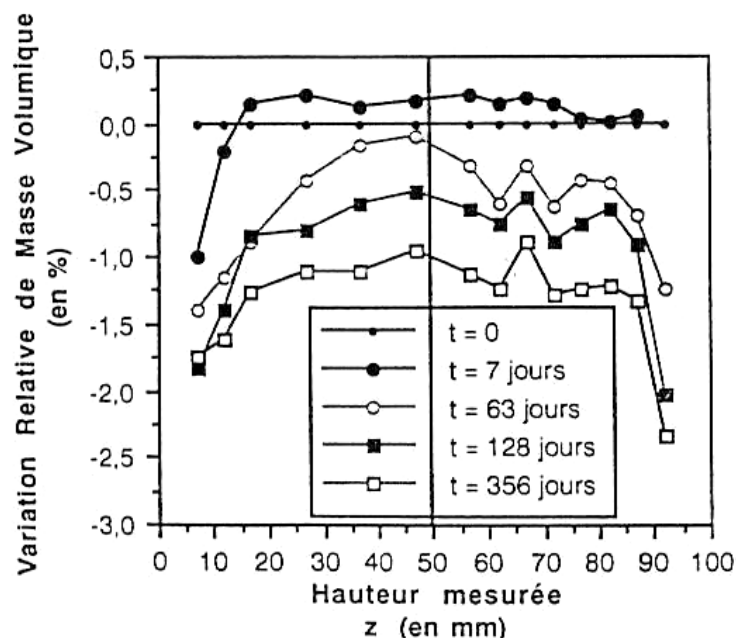


Figure 1.11 : Evolution des profils d'humidité d'une éprouvette ( $\phi 160 \times 100$  mm) de béton classique dont les deux surfaces opposées sont exposées à une humidité relative de 53,5 %, à une température de 20 °C, après deux ans de cure sous conditionnement étanche [Baroghel-Bouny 94].

Différents mécanismes de transport sont mis en jeu lors du séchage du matériau cimentaire qui est hygroscopique. L'hygroscopicité traduit la capacité du matériau à adsorber ou désorber de l'eau et à la retenir, que ce soit par adsorption surfacique ou par condensation capillaire, en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant. Ce sont les caractéristiques microstructurales qui confèrent au matériau cimentaire son hygroscopicité, quelle que soit l'humidité relative. Ces phénomènes de sorption de vapeur d'eau sont essentiels car ils englobent tous les mécanismes d'interaction solide-liquide-gaz au sein de la matrice poreuse sur tout le domaine de l'activité de l'eau. Ils sont en particulier responsables du retrait de dessiccation.

On distingue les mécanismes de transport suivants dans les matériaux cimentaires en condition normale de température et de pression :

- écoulement de fluide par perméation, décrit par la loi de Darcy tant que la phase liquide est continue,
- écoulement de fluide par diffusion de la vapeur d'eau, décrit par la loi de Fick,
- migration des films de molécules d'eau adsorbées.

L'importance de chacun des différents processus varie avec l'humidité relative du milieu ambiant. La figure 1.12 illustre, à l'échelle d'un pore, les quatre états caractéristiques qui ont lieu successivement ou simultanément [Baroghel-Bouny 94].

#### 1.1.2.1.1 Séchage à humidité relative élevée

Lorsque le matériau est saturé, tout le réseau capillaire est rempli d'eau liquide continue. Néanmoins, dès que les pores en surface ne sont plus saturés, un écoulement capillaire s'établit de l'intérieur vers l'extérieur. Ainsi, tant que la phase capillaire reste continue et que la perméabilité à l'eau liquide est encore relativement forte, le transfert en phase liquide dû aux forces capillaires est prépondérant. Le mouvement d'eau pour les humidités relatives élevées est alors gouverné par la pression capillaire.

#### 1.1.2.1.2 Séchage à humidité relative intermédiaire

La phase gazeuse et la phase liquide coexistent. Au fur et à mesure que l'humidité relative décroît, les pores se vident et les filets d'eau liquide se rompent. Il y a alors de l'évaporation, donc un transfert diffusionnel de l'humidité. De l'eau capillaire, toujours présente dans le réseau, n'est plus en phase continue et ne remplit que les pores les plus fins. En pareil cas, le

mouvement d'eau dans ces îlots capillaires a lieu par un échange avec la phase gazeuse, de part et d'autre des ménisques, par évaporation-condensation. Lorsqu'il n'y a plus de chemin continu d'eau entre ces îlots, donnant lieu à un flux liquide à l'échelle macroscopique, la totalité du flux de masse doit être affectée à la diffusion gazeuse.

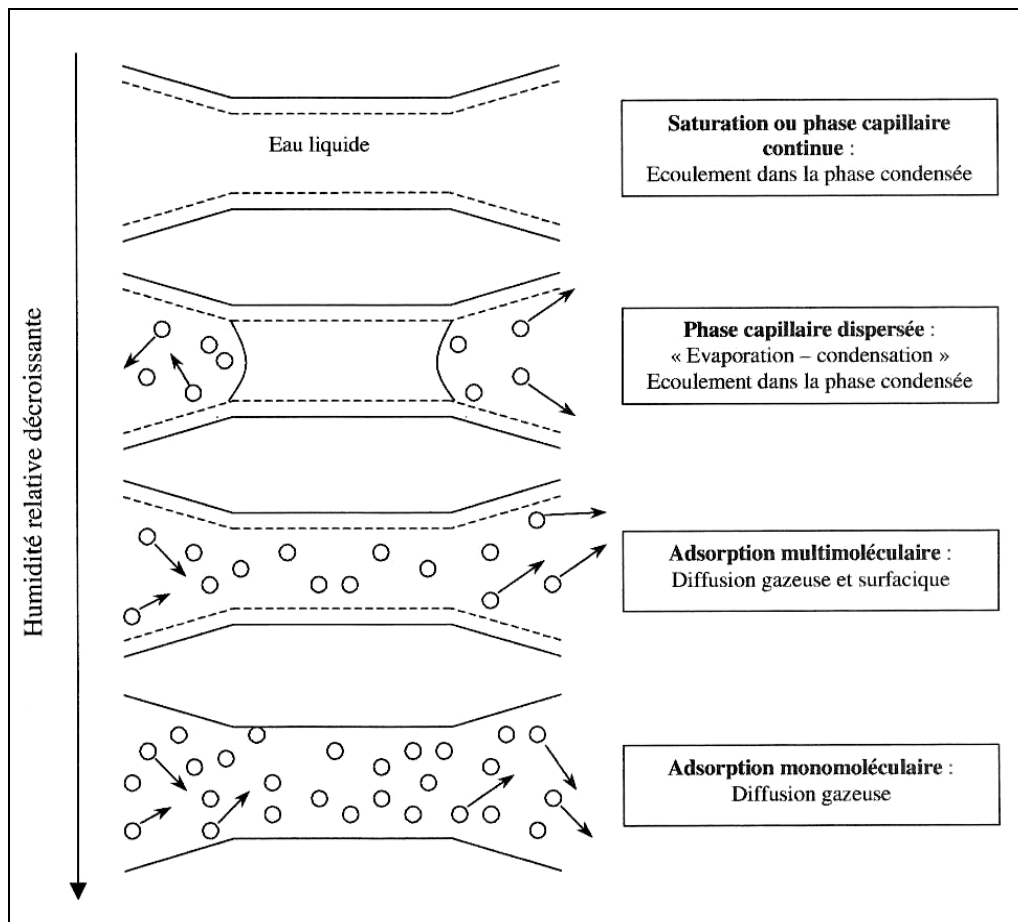


Figure 1.12 : Illustration, à l'échelle d'un pore cylindrique, des quatre types de transferts d'humidité suivant l'humidité de l'air ambiant [Baroghel-Bouny 94].

### 1.1.2.1.3 Séchage à humidité relative faible

Dans ce cas, le transfert en phase gazeuse est dominant. De plus, un film liquide de quelques molécules d'épaisseur est adsorbé sur la surface solide. Il y aura donc, en plus de la diffusion gazeuse, une migration des molécules d'eau du film (appelée diffusion surfacique).

Lorsque les valeurs d'humidité relative sont très basses, pour lesquelles l'eau condensée n'est plus présente qu'en couche monomoléculaire, on assiste alors à une diffusion gazeuse.

En conclusion, le séchage est un phénomène de diffusion transitoire et fortement non linéaire [Granger 95]. Notons que Mainguy [Mainguy 99] a montré que, dans le cas du séchage, la perméation de l'eau liquide peut être considérée comme prépondérante dans des conditions normales d'humidité et de température.

### **1.1.2.2 Retrait de dessiccation**

#### 1.1.2.2.1 Mécanismes associés

La conséquence directe (réponse macroscopique) du séchage du matériau cimentaire est le *retrait de séchage (ou de dessiccation)*. Ce retrait de dessiccation dépend de l'état de l'eau interne. Ainsi, les mécanismes de retrait sont à rechercher dans les liaisons de cette eau et le solide, qui dépendent de l'humidité relative considérée [Baron<sup>2</sup> 82, Bazant<sup>1</sup> 82, Neville 00]. Trois différents mécanismes sont proposés pour expliquer le retrait de dessiccation [Baron<sup>2</sup> 82, Baroghel-Bouny 94, Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00] : retrait par dépression capillaire lié au départ de l'eau des capillaires, retrait par variation de la tension superficielle lié au départ de l'eau adsorbée (physisorbée) et retrait par variation de la pression de disjonction lié à l'eau des micropores (pores des CSH) dont l'adsorption est limitée par l'étroitesse des espaces disponibles.

Le mécanisme du retrait par dépression capillaire se manifeste lorsque les trois phases (solide, liquide, gaz) sont en présence. La différence hygrométrique entre le milieu ambiant et le matériau cimentaire crée un déséquilibre thermodynamique : la pression de la phase liquide diminue à la suite de la diminution de la pression de la vapeur d'eau dans le matériau (la pression de la phase gazeuse étant constante et égale à celle de l'atmosphère). Il apparaît ainsi une différence de pression (entre les deux phases : liquide et gaz), appelée pression capillaire, qui s'intensifie avec le séchage. Le liquide en dépression engendre, par équilibre, la contraction du squelette solide, d'où le retrait. Ce modèle du retrait par dépression capillaire (dû à Freyssinet 1929) suppose un état proche de la saturation. Il apparaît toutefois que ce mécanisme permet de décrire le retrait de dessiccation des bétons dans la gamme de 100 à 40 % d'humidité relative [Baroghel<sup>2</sup> 00]. De plus, il permet de modéliser le retrait de dessiccation et ses conséquences sur le comportement mécanique [Acker 88, 91, Carmeliet 00, Burlion 00, Bourgeois 02].

Cependant, Wittmann [Wittmann 72, 82, 85, 91] explique (au moyen du modèle de Munich) le retrait de dessiccation pour une gamme d'humidité relative de 100 à 40 %, par le mécanisme de variation de pressions de disjonction, le concept de celui-ci étant initialement introduit par Powers dans son modèle [Powers 68]. L'existence de ce mécanisme a été mise en évidence sur des plaquettes de quartz par les essais de Splittgerber (cité par [Wittmann 72, 91, Baroghel-Bouny 94]) : une plaquette de verre de quartz est placée sur un support également en verre de quartz. Ensuite, l'humidité relative de l'air ambiant est augmentée progressivement. Lorsque celle-ci atteint la valeur de 50 %, la plaquette s'écarte du support, du fait que les forces répulsives l'emportent sur les forces attractives que sont les forces de Van der Waals. En désorption, dès que l'humidité relative tombe en dessous de 30 %, l'écart entre la plaquette et le support disparaît, les forces attractives devenant alors plus importantes. Ces expériences montrent également qu'il y a une hystérésis entre l'adsorption et la désorption. Contrairement aux auteurs cités ci-dessus, Benboudjema [Benboudjema 02] a également pris en considération ce deuxième mécanisme, en plus de celui de la dépression capillaire pour la modélisation du retrait de dessiccation dans la gamme d'humidité relative 100-50 %.

Le retrait ayant lieu pour une humidité relative inférieure à 40 % est généralement attribué à la variation de la tension (ou l'énergie) superficielle [Wittmann 68, 82, 85]. Cette énergie superficielle dépend de la quantité d'eau adsorbée, donc de l'humidité relative. Cependant, elle est insensible aux variations d'humidité relative lorsque celle-ci est au-dessus de 40 %. La diminution de l'humidité relative dans la gamme de 40 à 0 % augmente cette énergie superficielle qui s'équilibre par contraction du solide poreux (et inversement l'augmentation de l'humidité relative est pour une diminution de l'énergie superficielle dont la conséquence est le gonflement). Ce mécanisme est vérifié expérimentalement par un traitement empirique proposé par Wittmann [Wittmann 68] sur des pâtes de ciment de rapport E/C=0,45 et 0,6, le traitement étant basé sur les équations de Bangham et de Griffith.

Les isothermes de désorption, c'est-à-dire la variation, à température constante et à l'équilibre hygrométrique, de la teneur en eau du matériau en fonction de la baisse d'humidité relative imposée, obtenus par Baroghel-Bouny et Godin [Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00] mettent clairement en évidence l'existence de deux phases distinctes (figure 1.13). Lorsque la valeur de l'humidité relative se situe dans la gamme de 100 à 44 %, l'évolution dépend de la composition des matériaux cimentaires. Cette évolution est la même pour toutes les compositions lorsque

l'humidité relative est inférieure à 44%, montrant ainsi que l'équilibre hygrométrique se déplace dans les pores des CSH, phase commune à toutes ces compositions.

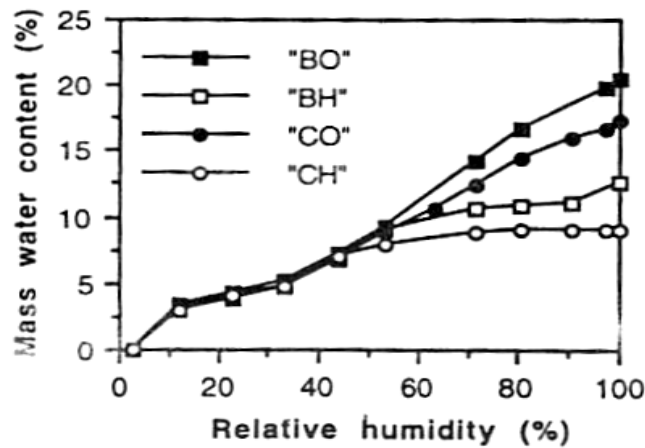


Figure 1.13 : Isothermes de désorption obtenus sur des matériaux à matrice cimentaire (CO : pâte de ciment, CH : pâte de ciment haute performance, BO : béton ordinaire, et BH : béton haute performance) de maturité élevée ; d'abord conservation contre la dessiccation pendant 6 mois puis conservation à une humidité relative de 100 % à température ambiante pendant 6 mois avant le début des essais [Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00].

#### 1.1.2.2.2 Effets locaux et effet structurel du retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation mesuré dans un climat tempéré est un retrait apparent et non un retrait potentiel de dessiccation. Le retrait mesuré est dit apparent lorsque le matériau subit une microfissuration en même temps que le retrait, et est dit potentiel lorsque ce retrait est obtenu sans que le matériau subisse une microfissuration [Acker 88, 91, Neville 00]. Le retrait apparent est ainsi inférieur au retrait potentiel. Cette différence de retrait provient donc des microfissures induites par les gradients d'humidité dus à la non uniformité de la teneur en eau au sein du matériau (figure 1.11) et à un effet d'inclusions. En effet, la variation de la teneur en eau conduit aux effets locaux et à un effet de structure à l'origine de la microfissuration.

##### a) Effets locaux

Ces effets sont dus à l'hétérogénéité des composantes du matériau cimentaire, présente à toutes les échelles. A l'échelle microscopique, la pâte de ciment est constituée principalement de C-S-H et de portlandite qui sont de caractéristiques différentes et se comportent de façon différente envers le séchage ; le premier subit une diminution de volume alors que le second

n'en subit pratiquement pas [Baroghel-Bouny 94, Neville 00]. Ceci conduit à la génération de contraintes au niveau des particules de Portlandite à l'échelle microscopique. De la même manière, les différences de rigidité entre la pâte de ciment hydraté et les grains de ciment non hydraté, entre la pâte de ciment hydraté et les granulats fins, et entre le mortier et les gros granulats conduisent à la génération de fissures radiales et circonférentielles, comme illustré à la figure 1.14 [Hearn 99]. Ce comportement est dû au fait qu'il existe une matrice rétractante et une inclusion rigide.

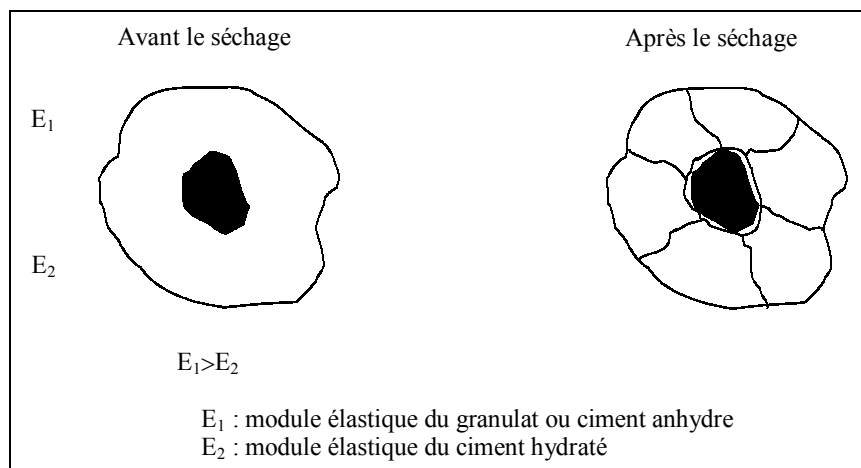


Figure 1.14 : Fissurations circonférentielle et radiale dues au séchage [Hearn 99].

#### b) Effet structurel

A ces effets locaux vient s'ajouter un effet de structure qui conduit classiquement à la fissuration de la couche externe de l'éprouvette. La figure 1.15 illustre cet effet de structure sur un voile semi-infini d'épaisseur  $2b$ , exposé à l'air sur les surfaces latérales ( $H_r=50\%$ ). Le séchage a pour conséquence la création des gradients hydriques, très forts au début (figure 1.15.a). Si ce mur était composé de blocs indépendants, le retrait de ces blocs aurait eu l'allure présentée par la figure 1.15.b. Les gradients hydriques provoquent donc un retrait différentiel. En effet, le retrait subi par la couche externe est supérieur à celui de l'intérieur du voile. Du fait du monolithisme du mur, la peau est alors mise en traction alors que le cœur est sous compression [L'Hermite 78, Bazant<sup>1</sup> 82, Acker 88, 91, Neville 00]. La traction créée par l'évaporation d'eau est supérieure à la résistance en traction du matériau, d'où une fissuration superficielle (figure 1.15.c). Cependant, en fin de séchage, le cœur, de teneur en eau plus élevée que la surface, tend à se rétracter plus que la peau [Benboudjema 02]. La tendance

initiale s'inverse : la peau est mise en compression et le cœur en traction, conduisant à la propagation de la fissuration vers le cœur de l'éprouvette.

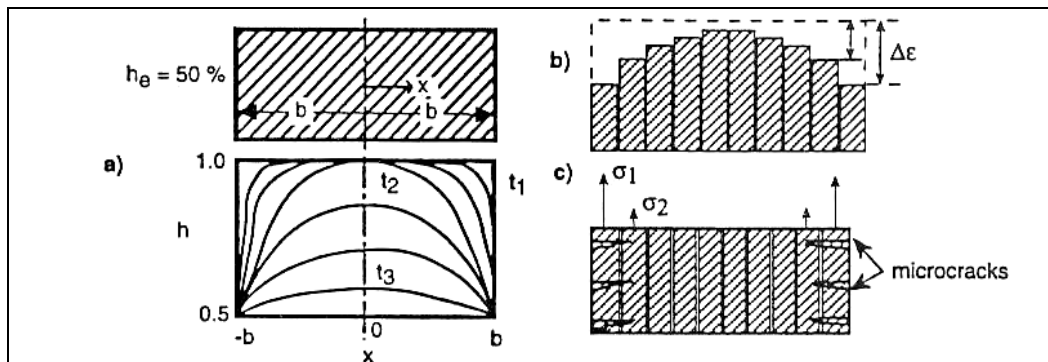


Figure 1.15 : Illustration de l'effet de structure dû au séchage [Bazant<sup>2</sup> 82] : a) profil d'humidité en fonction du temps, b) retrait libre correspondant (pour des blocs imaginés indépendants), c) contraintes induites par le retrait gêné et fissuration de peau due à ce retrait.

L'importance du retrait dans les structures est donc liée à la fissuration pouvant s'y produire [Neville 00]. Cette tendance à la fissuration en traction est d'autant plus importante que la relaxation des contraintes de retrait par le fluage, qui diminue avec l'âge, est moins importante. De ce point de vue, de grands gradients hydriques provoquent des contraintes internes élevées et donc de fortes tendances à la fissuration. Un des facteurs les plus importants conditionnant la fissuration est le rapport eau/ciment ; son augmentation diminue la résistance à la traction, et en même temps, augmente le retrait. Par contre, la carbonatation (§ 1.1.2.3) bien qu'elle induise un retrait, est plutôt bénéfique en terme de diminution de cette tendance à la fissuration car elle réduit les mouvements d'eau.

#### c) Effets locaux et structurels

L'étude menée par Bisschop et al. [Bisschop 01] démontre que la tendance à la fissuration dépend également de la taille des granulats. La figure 1.16 présente les faciès de fissuration d'une matrice cimentaire dans laquelle sont placées des inclusions sphériques de tailles différentes, pour une même perte en eau, *i.e.* un même état de séchage. Ces inclusions rigides (billes de verre) ont une taille variant de 1 à 6 mm. Le matériau ainsi formulé a été moulé dans des prismes classiques ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ ), dont seule la face supérieure est ensuite soumise au séchage. Nous constatons que pour les billes de 1 mm, la microfissuration reste superficielle et due principalement à l'effet de structure. Cette microfissuration s'étend dans la



masse des prismes en fonction de la taille des granulats pour se généraliser dans l'ensemble de l'éprouvette (microfissuration diffuse), dès que le diamètre est égal à 6 mm. Pour ce dernier cas, on constate que la fissuration est homogène et isotrope. Précisons que ces images sont conditionnées par la technique d'imprégnation utilisée pour la détection des microfissures. En effet, une condition nécessaire de visualisation est la connexion de la fissuration avec la face supérieure (face d'imprégnation). Il est probable que dans le cas de 1, 2 et 4 mm, seules les microfissures supérieures apparaissent car elles sont seules accessibles.

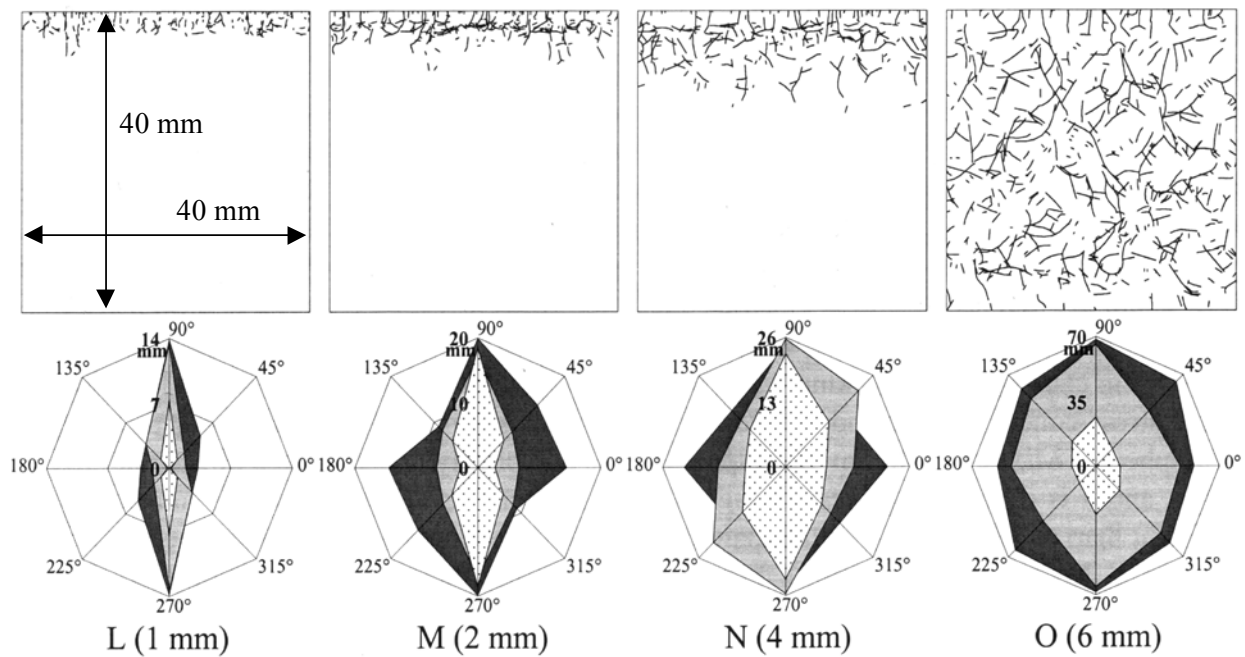


Figure 1.16 : Effet de la taille des inclusions sur le faciès sous séchage et orientation de la microfissuration induite par 10 % (blanc), 20 % (gris) et 30 % (noir) de séchage [Bisschop 01].

Parallèlement, dans la partie basse de la figure 1.16 sont présentées les orientations et les longueurs cumulées des microfissures, pour chaque cas. 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, du moins celle mesurée ici par la technique d'imprégnation (pour plus de détails voir [Bisschop 02]). Par ailleurs, le maximum de séchage appliqué par les auteurs est de 30 %, ce qui signifie que le déplacement du front du séchage vers le centre des éprouvettes reste relativement faible. La taille des plus gros granulats des matériaux qui serviront de base à notre étude est de 2 mm et deux types de séchage, plus importants que celui utilisé par Bisschop et al. [Bisschop 01], seront appliqués : un premier où les éprouvettes

seront soumises à une humidité relative de  $45\pm 5\%$ , un second où les éprouvettes seront soumises à un étuvage à  $60\text{ °C}$  jusqu'à poids constant. Dans le premier cas, la microfissuration sera plus importante que celle constatée par Bisschop et al. [Bisschop 01]. Dans le deuxième cas, le front de séchage s'avance jusqu'au cœur et d'autre part, il y aura, en plus de la microfissuration hydrique, une microfissuration thermique (cependant faible du fait qu'il y aura peu de gradients thermiques).

### 1.1.2.2.3 Influence de la composition

Le retrait de dessiccation est influencé par divers facteurs liés à la composition du béton. Les figures 1.17 et 1.18 présentent l'effet des principaux facteurs sur le retrait de dessiccation d'éprouvettes de bétons conservés dans un climat tempéré. La figure 1.17 donne la variation du retrait de dessiccation en fonction du rapport eau/ciment et de la proportion de granulats en volume. Pour une même teneur en granulats, le retrait augmente avec le rapport eau/ciment. La cinétique et l'amplitude du retrait sont plus importantes avec la diminution de la teneur en granulats. D'autre part, pour un même rapport eau/ciment, la diminution de la teneur en granulats augmente le retrait, avec une amplitude de plus en plus importante. La figure 1.18 présente l'effet du rapport eau/ciment, de la teneur en eau et en ciment sur le retrait total en dessiccation d'un béton. Pour un rapport eau/ciment constant, l'augmentation du dosage en ciment a pour effet un accroissement du retrait, du fait d'une plus grande quantité de pâte de ciment hydraté. Néanmoins, pour un dosage en eau constant, le retrait est diminué avec l'augmentation du dosage en ciment, car le rapport eau/ciment est réduit. De plus, le retrait de dessiccation est influencé par les propriétés des granulats et du ciment utilisés.

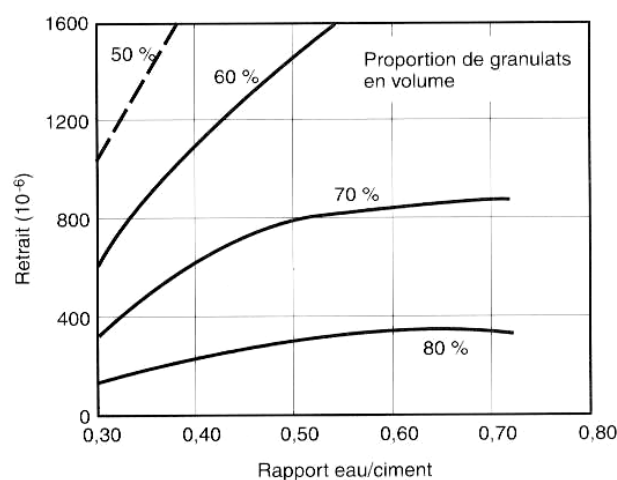


Figure 1.17 : Influence du E/C et de la teneur en granulats sur le retrait des matériaux à matrice cimentaire conservés à HR= 50 % et à T=21 °C pendant 6 mois [Ödman 68].

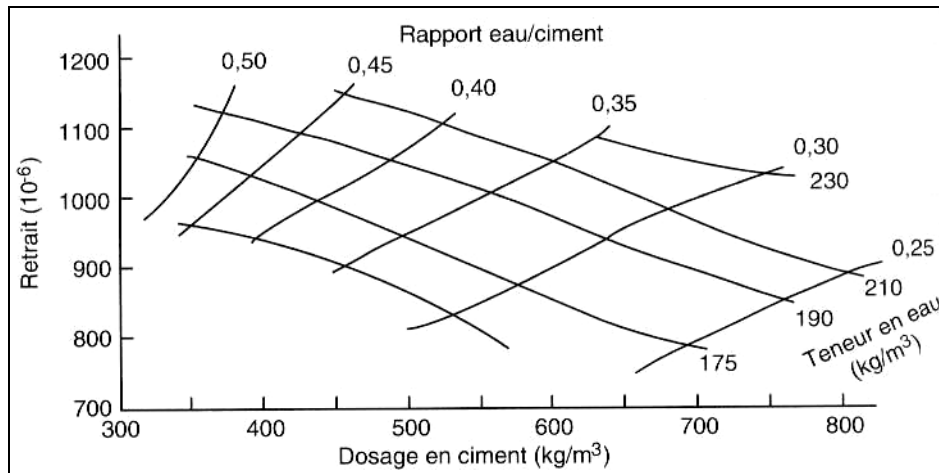


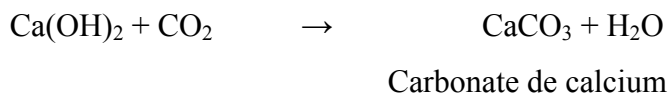
Figure 1.18 : Variation du retrait en fonction des dosages en ciment et en eau, et du E/C d'un béton mûri à l'eau pendant 28 jours puis séché pendant 450 jours [Shoya 79].

### 1.1.2.3 Carbonatation et retrait de carbonatation

Le séchage du matériau cimentaire peut également provoquer, lorsque les conditions y sont favorables, une carbonatation et un retrait dû à cette carbonatation. L'influence de ce retrait de carbonatation peut être non négligeable lorsque le matériau d'essai est préservé pendant longtemps dans une ambiance chargée de dioxyde de carbone.

#### 1.1.2.3.1 Définition

La carbonatation est un phénomène chimique naturel qui met en jeu, en présence de l'humidité, la réaction entre le CO<sub>2</sub> (ou plus précisément l'acide carbonique) de l'air et le ciment hydraté [Baron<sup>2</sup> 82, Pihlajavaara 77, 82, Duval<sup>1</sup> 92, Baroghel-Bouny 94, Neville 00] constitué essentiellement de Ca(OH)<sub>2</sub> et de C-S-H. La réaction de carbonatation qui se produit majoritairement et le plus rapidement est la suivante :



La carbonatation est un processus très lent et reste, dans la plupart des cas, superficielle. Sa vitesse dépend de nombreux facteurs tels que la perméabilité, la diffusivité, le degré d'hydratation, le type et le dosage du ciment, la concentration en CO<sub>2</sub>, le taux d'humidité et la température du milieu. Elle est maximale pour une humidité relative égale à 60-65 %.

Les effets de cette carbonatation sont importants : retrait de carbonatation, diminution de la basicité de la solution interstitielle (donc du pH), d'où le risque de corrosion des armatures, diminution de la perméabilité, de la diffusivité et de la porosité. La profondeur de cette carbonatation varie en fonction du rapport E/C, de l'humidité relative et du temps d'exposition : elle peut atteindre, à un an, entre 1 et 4 mm respectivement pour un béton de E/C=0,45 et 0,8 [Duval<sup>1</sup> 92]. Lorsque la carbonatation et le séchage ont lieu simultanément, une augmentation de masse due à la fixation du gaz carbonique est constatée [Pihlajavaara 77, 82]. Ceci peut donner l'impression trompeuse que l'équilibre hygrométrique de l'éprouvette avec le milieu est atteint.

#### 1.1.2.3.2 Retrait de carbonatation

La couche superficielle du béton subit donc un retrait supplémentaire dû à cette carbonatation, en fonction de l'humidité relative [Verbeck 58, Baron<sup>2</sup> 82, Neville 00]. Notons que même les C-S-H [Baroghel- Bouny 94, Duval<sup>1</sup> 92, Claisse 99, Neville 00], et les C<sub>3</sub>S et C<sub>2</sub>S peuvent également se carbonater [Claisse 99]. La carbonatation n'augmente le retrait que pour des humidités relatives intermédiaires, mais pas pour les humidités relatives de 25% et 100%, du fait de manque ou d'abondance de l'eau interstitielle [Verbeck 58, Neville 00]. Le retrait mesuré pendant le séchage et la carbonatation est inférieur à celui qui sera mesuré par un séchage suivi d'une carbonatation [Verbeck 58, Neville 00]. Enfin, il est à noter que le retrait de dessiccation est le plus systématique et le plus important [Baron<sup>2</sup> 82].

Nous allons nous intéresser, dans la suite, au comportement mécanique et à l'influence du séchage sur ce comportement. En plus de cela, nous étudierons l'impact de la microfissuration induite par ce couplage sur les propriétés de transport, en particulier sur la perméabilité.

## **1.2 Couplage des comportements hydrique et mécanique des matériaux à matrice cimentaire, et son influence sur la perméabilité**

### **1.2.1 Comportement mécanique à court terme**

Le matériau cimentaire peut être sollicité de manière différente dans les ouvrages, certaines de ces sollicitations étant plus courantes (compression uniaxiale, multiaxiale...) que d'autres (traction pluriaxiale...). Ces sollicitations n'entraînent évidemment pas les mêmes évolutions de la dégradation mécanique. Il est ainsi important de connaître la réponse du matériau et l'enseignement à en tirer. Cependant, nous nous concentrerons dans ce chapitre sur les essais de base que sont la compression uniaxiale, la compression hydrostatique et triaxiale de révolution dont la totalité de nos essais mécaniques à court terme sont issus, afin de mettre en évidence les effets de séchage ou de teneur en eau sur le comportement mécanique du matériau cimentaire.

#### **1.2.1.1 Comportement sous compression uniaxiale**

C'est l'essai le plus couramment utilisé pour caractériser la qualité d'un béton [Mazars 82, Gorisse 82, Neville 00] : le comportement obtenu est ainsi considéré comme la caractéristique fondamentale du matériau. Cet essai est réalisé par l'application d'un effort sur éprouvette cylindrique d'élanement de deux ou prismatique, placée entre les plateaux d'une presse. L'essai de compression uniaxiale normalisé est piloté à vitesse de contrainte imposée. Néanmoins, un essai piloté en déplacement imposé permet de mieux observer la partie post-pic du comportement du matériau.

La figure 1.19 montre l'évolution des déformations longitudinales et transversales en fonction de la contrainte appliquée lors d'un essai de compression simple cyclique (les cycles de chargement-déchargement permettent de suivre l'évolution des caractéristiques élastiques et anélastiques du matériau). Au fur et à mesure des cycles de chargement-déchargement, il apparaît des microfissures qui conduisent à l'apparition de déformations irréversibles, à la diminution du module élastique et à l'augmentation du coefficient de Poisson. Le matériau, devenu anisotrope, rompt par coalescence de microfissures et création de fissures verticales, parallèles au chargement. Nous remarquons également des boucles d'hystérésis au cours de ces cycles de chargement-déchargement, dues à la viscosité du matériau [Mazars 82] et au frottement entre les lèvres des fissures [Ramtani 90].

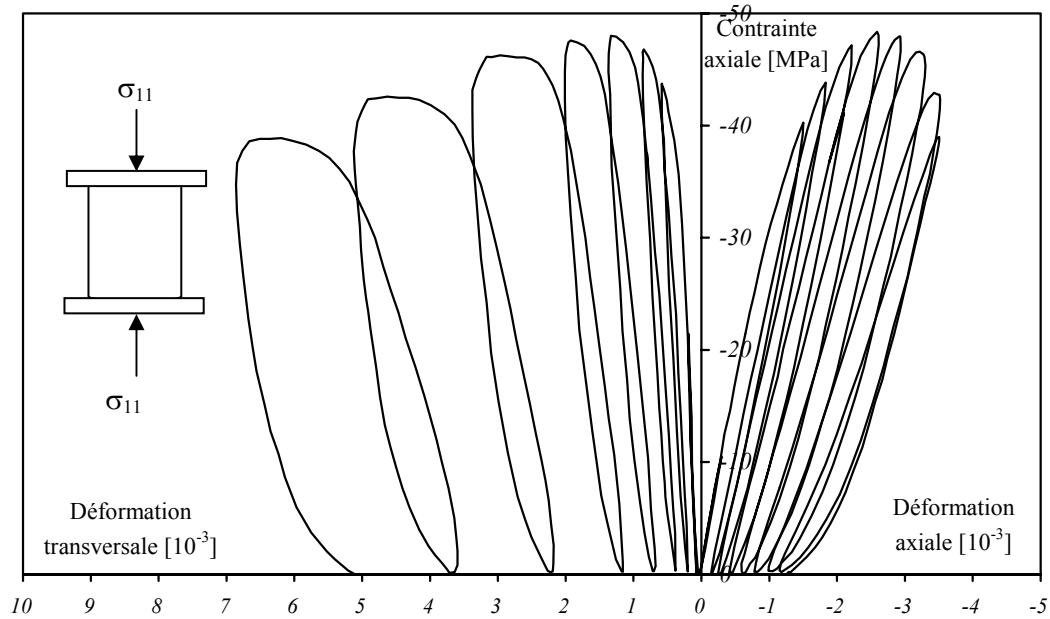


Figure 1.19 : Résultat typique d'un essai de compression simple cyclique sur béton [Ramtani 90].

L'ensemble des résultats liés à la dégradation du béton au cours des essais de compression est présenté sur le tableau 1.1. Comme illustré dans ce tableau, l'analyse microscopique et macroscopique permettent de retrouver les mêmes phases de comportement.

PHASES	RAYONS X ET MICROSCOPIE OPTIQUE	CELERITE DES ONDES ULTRASONORES	EXTENSOMETRIE	COMMENTAIRES
$0 < \sigma < 0,4 f_c$	— Existence d'une microfissuration avant chargement plus particulièrement localisée sous les grains les plus gros — Propagation très faible durant cette phase	— Pratiquement pas d'évolution	— Module d'élasticité E et coefficient de Poisson $\nu$ constants ( $E = E_0$ , $\nu = \nu_0$ ) Déformations permanentes longitudinales ( $\epsilon_1^p$ ) et transversales ( $\epsilon_2^p$ ) nulles	— Peu de dégradation: comportement quasi-élastique sous un chargement de courte durée*
$0,4 f_c < \sigma < 0,8 f_c$	— Propagation de la microfissuration à la périphérie des grains, du bas vers le haut (par rapport au sens de coulage, l'axe de la sollicitation étant vertical)	— Faible diminution (de l'ordre de quelques %)	$E \searrow$ $\epsilon_1^p \neq 0$ $\nu = \nu_0$ $\epsilon_2^p \neq 0$ } évolutions lentes	— Microfissuration à coefficient de Poisson constant
$0,8 f_c < \sigma < f_c$	— Les microfissures s'orientent verticalement et gagnent la pâte	— Diminution plus sensible (de l'ordre de la dizaine de %)	$E \searrow$ $\epsilon_1^p \neq 0$ $\nu \searrow$ $\epsilon_2^p \neq 0$ } évolutions plus marquées	— Microfissuration anisotrope à coefficient de Poisson croissant
au-delà de $f_c$ (jusqu'à la rupture)	— Création de fissures verticales	— Forte diminution (jusqu'à 100 %)	$E \searrow$ jusqu'à $E_0/2$ $\epsilon_1^p \searrow$ jusqu'à $0,5 \cdot 10^{-3}$ $\nu \searrow$ jusqu'à dép. 0,5 } évol. rapides $\epsilon_2^p \searrow$ jusqu'à $10^{-3}$	— Microfissuration fortement anisotrope avec augmentation de volume: création de fissures.

Tableau 1.1 : Résultats comparatifs, obtenus par différentes analyses, de la dégradation du béton par compression uniaxiale [Mazars 82].

Le processus de dégradation est fortement influencé par l'hétérogénéité du matériau [Shah 68, Mazars 82, Maso<sup>2</sup> 82]. En effet, la microstructure d'un béton classique peut être schématiquement divisée en trois zones distinctes : l'auréole de transition (ou la liaison de pâte de ciment-grains solides) dont l'épaisseur est fonction de la taille des grains, la pâte de ciment et les granulats. L'auréole de transition est la partie fragile, donc moins résistante du matériau béton. Cette fragilité a plusieurs causes : la structuration particulière de l'hydratation dans cette zone, l'anisotropie initiale induite par le sens du coulage par emprisonnement des bulles d'air ou gouttelettes d'eau, notamment sous les gros grains, au moment du coulage (celle-ci étant vérifiée par des études expérimentales à l'échelle microscopique et macroscopique) et la microfissuration induite par la différence de rigidité qui existe donc à toutes les échelles entre les composantes du béton, issues des processus de retrait (figure 1.14). La dégradation débutera alors à partir du contour des plus gros granulats [Shah 68, Mazars 82, Maso<sup>2</sup> 82]. L'analyse des cycles de chargement-déchargement permet d'obtenir l'évolution du module d'élasticité au cours de l'endommagement, ainsi que l'évolution des déformations plastiques. Il est également important d'étudier, durant un essai de compression, l'évolution de la déformation volumique et du coefficient de Poisson. Ces deux paramètres, qui se complètent, permettent d'obtenir des résultats très intéressants dans l'analyse de l'essai de compression [Shah 68]. Lorsqu'une éprouvette de mortier ou de béton est soumise à un essai de compression, le coefficient de Poisson, après une phase de contractance, croît à partir d'une contrainte appelée « contrainte initiale ». A une contrainte appelée « contrainte critique », le volume de l'éprouvette commence à augmenter au lieu de diminuer [Shah 68]. La comparaison des paramètres macroscopiques et microscopiques *-i.e.* la longueur des microfissures- montre que pour les éprouvettes de béton, le début de l'augmentation du coefficient de Poisson (contrainte initiale), coïncide avec le début d'une fissuration considérable au niveau de l'auréole de transition, et le début de la dilatation volumique (contrainte critique) coïncide avec le début d'une augmentation notable de fissuration dans le mortier (figure 1.20). Il peut être également observé que la longueur de fissures continues (constituée au moins de deux fissures du contour des granulats et d'une fissure de la matrice de mortier) montre une nette augmentation à partir de la contrainte critique. D'autre part, à tous les stades du chargement, l'initiation des fissures au contour des granulats est le mécanisme prépondérant. Ceci n'est pas le cas lorsque l'on étudie l'interface pâte de ciment-grain de sable : les fissures isolées autour du sable sont rarement observées et, lorsque le mortier se fissure à une contrainte élevée, cette fissuration n'a pas de chemin privilégié notable par rapport au contour du grain ou à la pâte de ciment.

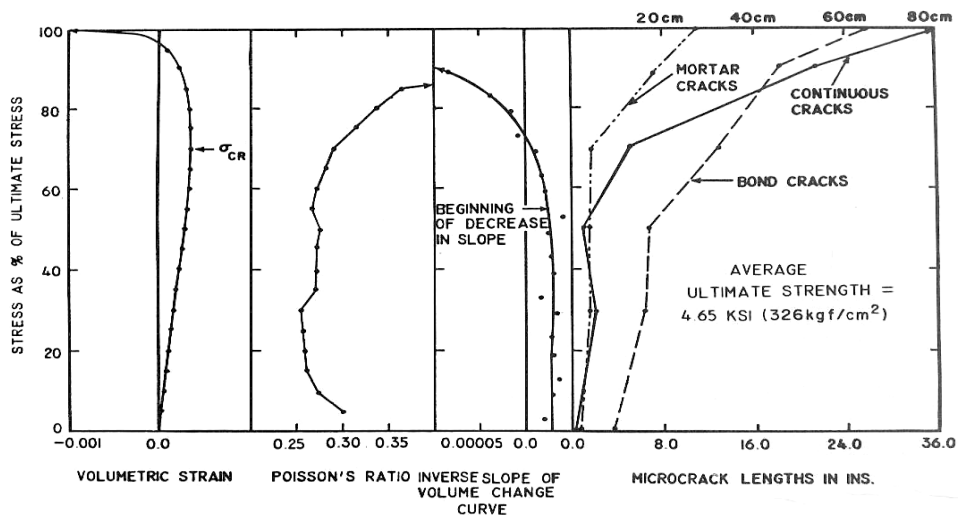


Figure 1.20 : Relations entre les variations volumiques et le coefficient de Poisson d'une éprouvette en compression uniaxiale, et la microfissuration induite [Shah 68].

### 1.2.1.2 Comportement sous compression triaxiale

L'étude du comportement du matériau cimentaire sous sollicitation triaxiale de compression se fait généralement par trois essais : essais de compression triaxiale axisymétrique (triaxial de révolution à différentes pressions de confinement), essai hydrostatique et essai triaxial vrai. Nous présentons dans la suite les deux premiers types d'essais. Le lecteur intéressé par l'essai triaxial vrai peut se reporter par exemple aux références suivantes [van Mier 84, Torrenti 87, Burlion 02].

#### 1.2.1.2.1 Compression triaxiale de révolution (axisymétrique)

Cet essai consiste à appliquer d'abord une pression hydrostatique constante jusqu'au niveau désiré et à appliquer ensuite une contrainte déviatorique, jusqu'à la rupture. Le comportement des bétons sous faible confinement est semblable à celui des roches et est caractérisé par cinq phases différentes (figure 1.21) :

- Une première phase correspondant au serrage (fermeture des microfissures préexistantes), cette phase n'existe pas toujours,
- Une phase correspondant à un comportement élastique linéaire avec apparition des microfissures aux interfaces,
- Une phase de fissuration stable, propagation des microfissures aux interfaces avec apparition des irréversibilités,



- Une phase de dilatation correspondant à l'augmentation importante des déformations latérales, propagation instable des fissures dans la matrice formant ainsi des fissures continues,
- Une dernière phase post-pic pendant laquelle un comportement plus ou moins adoucissant est observé si la pression de confinement n'est pas très élevée ; dans le cas contraire cette phase n'existe plus et fait place à une phase d'écrouissage.

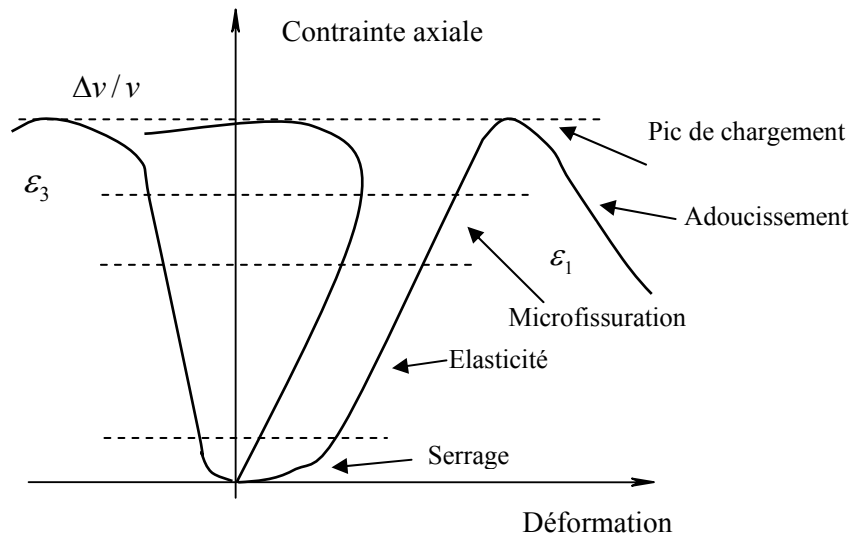


Figure 1.21 : Comportement triaxial du béton à faible confinement [Burlion 02].

Suivant l'intensité de la pression de confinement, le matériau peut être qualifié de fragile ou ductile. Lorsque le confinement est faible, le comportement du matériau est fragile. A l'inverse plus le confinement est fort, plus le matériau est ductile. La figure 1.22 illustre cette transition fragile-ductile du béton. Lorsque le confinement est de l'ordre de quelques MPa, le comportement est adoucissant et celui-ci devient ductile pour un confinement de plusieurs dizaines de MPa. Pour des confinements ou une pression hydrostatique très élevés, le comportement est de type durcissant et compactant.

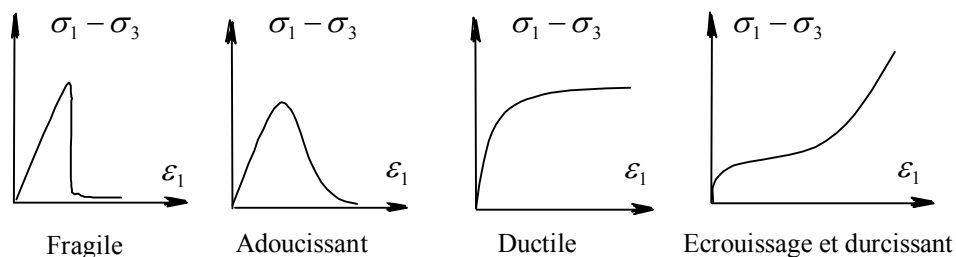


Figure 1.22 : Transition fragile-ductile des bétons [Burlion 02].

Diverses études ont été réalisées dans le but d'élucider le comportement sous sollicitation triaxiale de révolution [Palaniswamy 72,74, Zimmerman 72, van Mier 84, Jamet 84, Rutland 97, Meziani 02, Sfer 02]. La figure 1.23 présente l'influence de la pression de confinement sur le comportement mécanique d'un béton [Jamet 84]. Ce comportement est d'abord élastique adoucissant sous confinement nul et devient ensuite élasto-plastique à écoulement positif : pour des confinements de 0, 3, 10 et 25 MPa, la phase post-pic est toujours adoucissante, le mode de rupture étant du type I ou I+II alors que pour les confinements de 50 et 100 MPa, la phase d'adoucissement n'est plus constatée et il y a un écoulement positif ou un durcissement, voire une compaction du matériau.

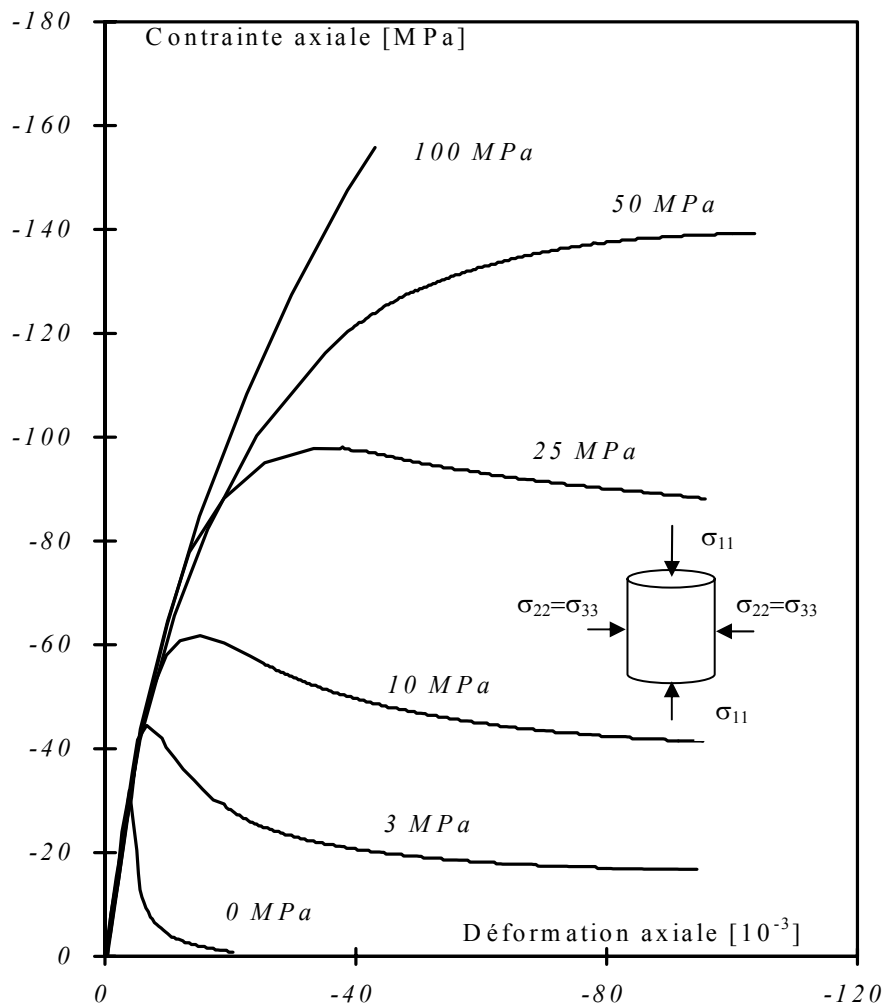


Figure 1.23 : Comportement mécanique triaxial en fonction de différents confinements [Jamet 84].

Pour de faibles confinements (inférieur au dixième du déviateur), la rupture des éprouvettes est expliquée par l'apparition des bandes de cisaillement résultant du couplage du mode I et II dans l'éprouvette [van Mier 84]. Ces bandes peuvent également se créer, comme en compression simple, si des dispositifs d'antifretage ne sont pas utilisés. Cependant, Rutland et Wang [Rutland 97] ont observé, en utilisant des dispositifs d'antifretage, que l'angle de plan de rupture relatif à la direction maximale de contrainte augmente avec la pression de confinement (figure 1.24).

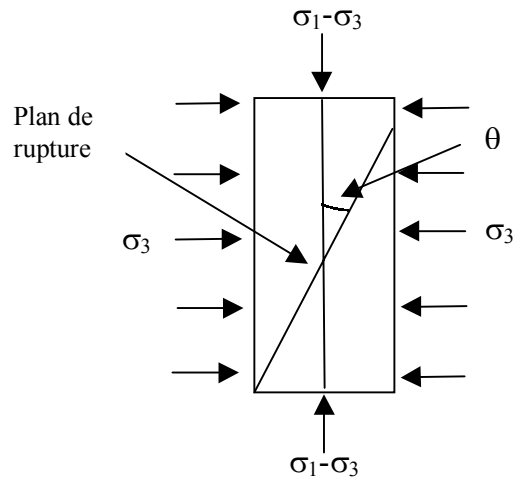


Figure 1.24 : Plan de rupture des éprouvettes de mortiers en compression triaxiale [Rutland 97].

#### 1.2.1.2.2 Compression hydrostatique

L'essai hydrostatique n'est autre qu'un cas particulier de l'essai triaxial de révolution : la contrainte appliquée dans cet essai est la même dans les trois directions principales. Cependant des pressions de confinement élevées (supérieure ou égale à 100 MPa) sont nécessaires pour une étude complète du comportement élasto-plastique compactant des matériaux cimentaires [Burlion 97, Burlion 02], d'où la nécessité de machines d'essai très puissantes. De ce fait, peu d'études ont été réalisées pour la caractérisation du matériau sous cette sollicitation. Même si celle-ci est rarement constatée en pratique, elle est très intéressante pour la caractérisation du comportement du matériau, car elle est purement sphérique. L'évaluation de l'état de la microstructure des matériaux à matrice cimentaire peut être faite au moyen de cet essai. Au cours d'un essai hydrostatique, lorsque les pressions appliquées sont suffisantes, on observe d'abord une phase élastique (figure 1.25). Cette phase est suivie d'une deuxième phase appelée consolidation (ou compaction) [Mazars 82] : pendant cette deuxième phase, on constate un effondrement de la structure poreuse qui d'abord

assouplit le matériau (diminution de l'incompressibilité) et ensuite conduit à un raidissement (augmentation de l'incompressibilité) de celui-ci. Le point qui caractérise le passage de l'assouplissement au raidissement du matériau est appelé point de compaction [Burlion 97, Burlion 02]. En général, on n'observe pas de fissuration visible à l'œil nu et l'éprouvette reste intacte avec variation de dimension si l'essai est conduit à des pressions très élevées.

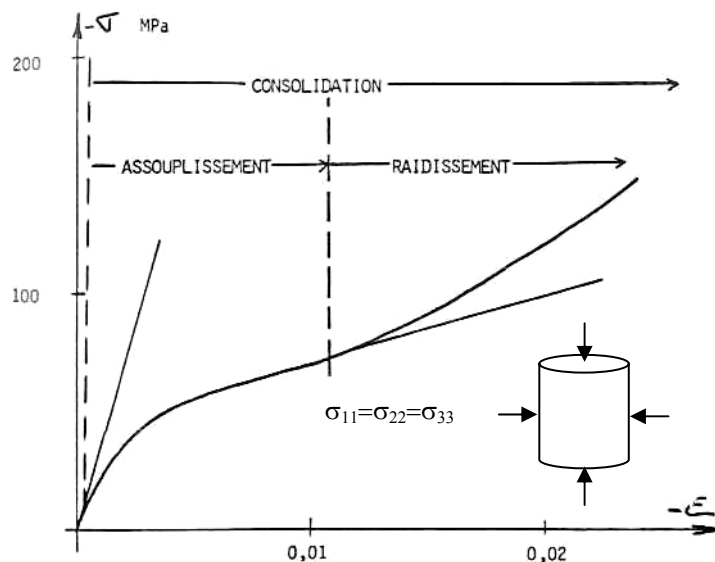


Figure 1.25 : Evolution de la déformation en fonction de la contrainte hydrostatique appliquée à une éprouvette [Mazars 82].

### 1.2.1.3 Influence des conditions aux limites sur la réponse mécanique

Le comportement des matériaux d'essai, en faisant abstraction de l'hétérogénéité de ces matériaux, peut être fortement influencé par le comportement mécanique de la machine d'essai, l'imperfection des surfaces d'appuis et des éprouvettes, et l'interface machine-éprouvette.

La solution idéale est que l'appareillage expérimental utilisé suive les déformations de l'éprouvette, par exemple sous l'effet de l'augmentation des déformations latérales en conservant les propriétés nécessaires à l'application des conditions aux limites (contrainte imposée, déformation imposée, déplacement imposé). Ceci étant difficile, beaucoup d'efforts doivent être déployés pour s'en approcher le mieux possible. Ainsi, différentes améliorations

sont apportées afin de mener à bien les essais [Zimmerman 72, Gorisse 82, van Mier 84, Torrenti 87, Boulay 89, Dupain 95, van Vliet 96, Rutland 97, Torrenti<sup>2</sup> 99, Zisopoulos 00].

Lors d'un essai de compression simple ou triaxiale de révolution pour lequel le confinement est assuré par un fluide, une des premières précautions à prendre est d'assurer une transmission parfaite de l'effort de la machine à l'éprouvette pour obtenir une contrainte la plus homogène possible. Cela exige, d'une part, la planéité parfaite des surfaces de l'éprouvette (les plateaux de la machine d'essai étant supposés l'être) et le parallélisme de ces surfaces entre elles, et d'autre part, la perpendicularité entre les surfaces de l'éprouvette et l'axe de l'éprouvette, ce qui reste difficile à obtenir. Une manière d'y parvenir est d'utiliser un système rotule et appui fixe (figure 1.26) : la rotule permet de diminuer les défauts de parallélisme et de perpendicularité des surfaces de l'éprouvette, l'appui fixe permet d'aligner l'axe de la presse avec celui de l'éprouvette. Lorsque la taille de l'éprouvette est très petite par rapport à celle de la rotule, celle-ci ne parvient pas à rattraper les défauts de parallélisme des surfaces extrêmes de l'éprouvette, et ne peut donc assurer une transmission homogène de la contrainte. Ce problème nous a été posé et nous avons dû concevoir une rotule spéciale, de même diamètre que nos éprouvettes afin d'assurer l'homogénéité de la contrainte appliquée et de gommer les défauts de parallélisme et de perpendicularité de nos éprouvettes pour les essais de compression simple et triaxial de révolution, ceci étant détaillé dans la deuxième partie de notre étude (Chapitre 2, paragraphe 2.2.2.3.2).

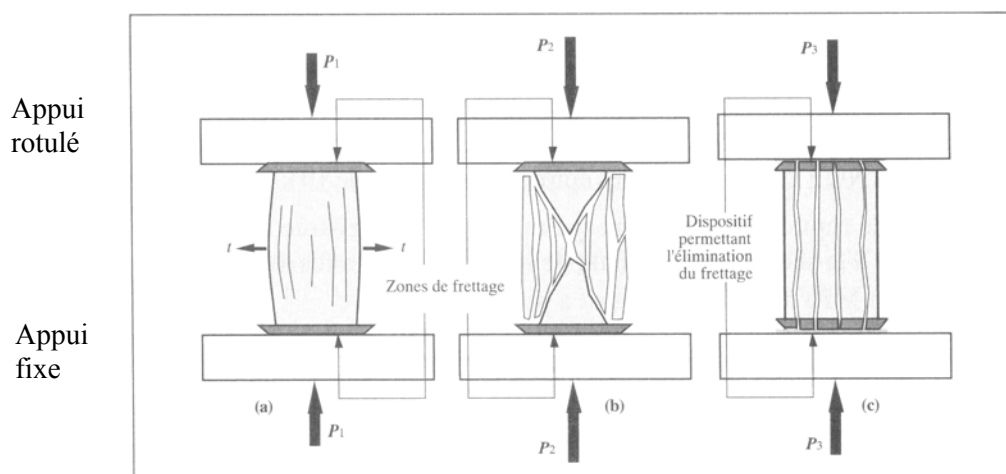


Figure 1.26 : Mode de rupture en compression simple [Dupain 95].

La résolution des problèmes géométriques doit être accompagnée d'un système d'antifretage afin d'éliminer ou de réduire le plus possible l'effet de fretage créé par le frottement entre l'éprouvette et les appuis de la machine. Dans le cas de la compression uniaxiale, ce fretage fait apparaître deux cônes, dus à un état de contrainte triaxiale aux extrémités de l'éprouvette, et conduit ainsi à une résistance plus élevée (figure 1.26.b). La rupture a lieu par traction dans la zone libre de l'effet de fretage. Les cônes ne sont pas détruits. La résistance à la rupture est d'autant plus élevée que la taille de l'éprouvette est petite [van Vliet 96]. Lorsque le fretage est limité, en mettant par exemple des produits aux interfaces éprouvette-plateaux, la rupture est atteinte pour une contrainte moins élevée et la fissuration est verticale (figure 1.26.c).

Plusieurs types de système d'antifretage ont été ainsi développés afin d'éliminer ou de réduire le frottement et de s'approcher du comportement vrai du matériau : soufre+graisse, soufre+téflon, néoprène, plaque de téflon, boîte à sable, double couche de téflon avec de la graisse comme couche intermédiaire, etc. D'autres types de matériaux ayant des propriétés de déformations similaires mais de résistances plus élevées sont également utilisés tels que l'aluminium [Toutlemonde 95], les bétons de poudres réactifs [Torrenti<sup>2</sup> 99] ou des bétons de résistance plus élevée et accompagnés de produits d'interface [Rutland 97]. Généralement, l'effet de chaque système d'antifretage utilisé sur le comportement mécanique diffère. On peut globalement dire que, dans le cas de compression simple et de compression triaxiale déviatorique à faible pression de confinement, le comportement élastique, pré-pic et post-pic dépendent de l'utilisation ou non des systèmes d'antifretage et du degré d'efficacité de ceux-ci.

### **1.2.2 Influence de la dessiccation sur les propriétés mécaniques**

Comme nous l'avons vu, des modifications locales et structurelles sont engendrées par la variation de l'humidité interne du matériau, due au séchage. Le séchage, et les modifications qui en découlent, influenceront donc les propriétés mécaniques ou plus généralement le comportement mécanique des matériaux. Ceux-ci sont donc soumis au couplage comportement mécanique-retrait de dessiccation.

D'une façon globale, les conditions hydriques appliquées au matériau d'essai peuvent être le séchage, la (re)saturation ou le cyclage des deux. La manière dont ces conditions aux limites sont appliquées au matériau détermine l'état hydrique du matériau. Celui-ci peut être uniforme ou non uniforme au moment de l'essai. Il est dit uniforme lorsque les gradients

d'humidité sont nuls dans tout le volume de l'éprouvette, et non-uniforme dès lors qu'il se crée un gradient hydrique. De fait, un essai réalisé sur une éprouvette qui subit un séchage non-uniforme n'est pas un essai réellement matériau, mais un essai de structure du fait des contraintes et du champ d'humidité non homogènes dans l'éprouvette, et de la microfissuration induite. De même, un essai réalisé sur une éprouvette d'humidité uniforme peut, dans certain cas, ne pas être un essai purement matériau. En effet, si l'humidité relative constante de l'air ambiant où est mise l'éprouvette est suffisamment faible par rapport à l'humidité relative interne de l'éprouvette, l'écart de ces deux humidités relatives créera de la microfissuration par excès de traction. L'essai, réalisé sur une telle éprouvette, sera également un essai de structure du fait de la microfissuration induite par l'histoire de l'éprouvette. L'obtention d'un essai réellement matériau reste donc très difficile. En principe, il existe deux manières d'y arriver, soit en appliquant de petits paliers successifs de diminution d'humidité relative, soit en utilisant des éprouvettes d'épaisseur très faible [Wittmann 82, Bazant<sup>3</sup> 82, Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00]. Toutefois, ces deux manières d'obtenir des éprouvettes restent peu utilisées et peu utilisables dans le cadre d'essais mécaniques.

Les études menées afin d'évaluer l'effet de séchage sur le comportement du matériau sont très souvent sous sollicitations uniaxiales : essais de compression uniaxiale [Gilkey 37, Butcher 58, Mills 60, Wittmann 68, Pihlajavaara 74, Brooks 77, Okajima 80, Popovics 86, Torrenti 87, Bartlett 94, Dantec 96], essais de traction directe [Walker 57, Brooks 77, Toutlemonde 95] et indirecte [Butcher 58, Mills 60, Pihlajavaara 74, Okajima 80]. Néanmoins, le rôle de l'eau interstitielle dans le cas des essais triaxiaux de révolution a également été rapporté [Akroyd 61].

### **1.2.2.1 Compression uniaxiale**

#### 1.2.2.1.1 Résistance

La résistance en compression d'une éprouvette sèche est généralement supérieure à celle d'une éprouvette humide [Butcher 58, Mills 60, Akroyd 61, Wittmann 68, Pihlajavaara 74, Okajima 80, Neville 00, Benboudjèma 02]. Cette augmentation peut atteindre 60 % en compression uniaxiale pour un mortier de  $E/C=0,75$  (figure 1.27) [Pihlajavaara 74]. A l'intérieur de ces deux limites, la résistance dépend du conditionnement hydrique et du matériau testé.

La figure 1.27 présente les résultats de compression uniaxiale en fonction de l'humidité relative de deux mortiers de maturité très élevée (conservation sous un conditionnement étanche pendant 2 ans et ensuite conditionnement dans des ambiances d'humidité relative différentes pendant 3 ans pour l'obtention d'éprouvettes homogènes vis-à-vis de leur teneur en eau). L'évolution de la résistance, qui dépend du rapport E/C et de la quantité des granulats, possède une forme de vague à double sommet.

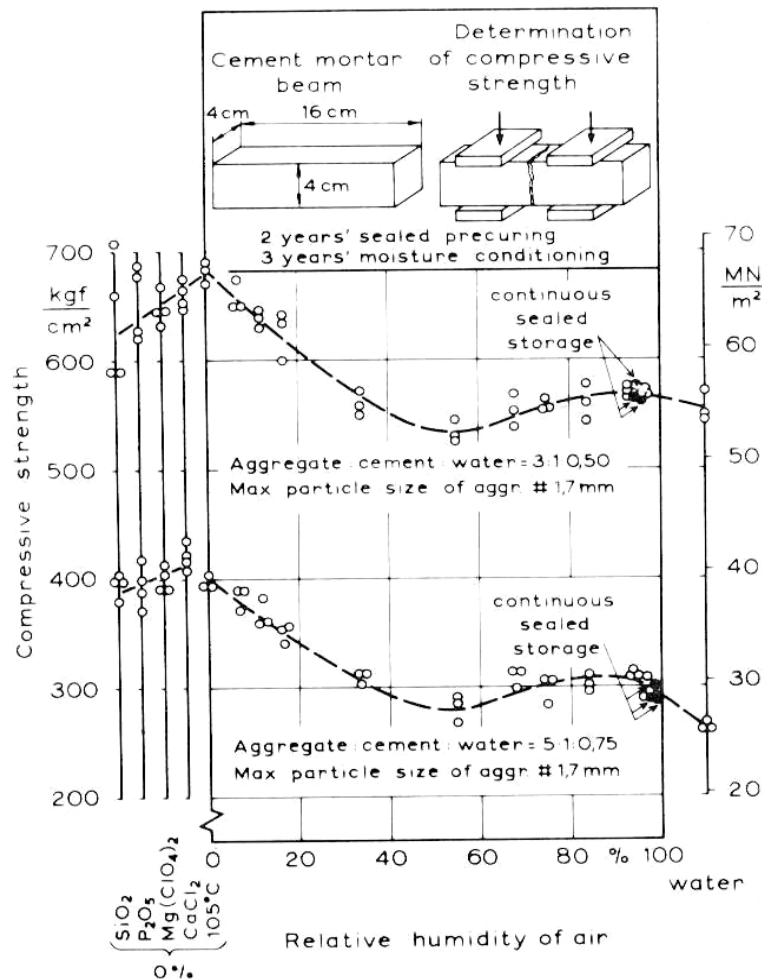


Figure 1.27 : Variation de la résistance à la compression en fonction de différentes humidités relatives de deux mortiers de maturité élevée [Pihlajavaara 74].

Par ailleurs, nous constatons que la valeur de la résistance des éprouvettes est plus faible lorsqu'elles sont saturées en eau par rapport à un état d'humidité relative proche de 100 %. La raison de cette résistance plus faible réside très probablement dans le fait que la saturation en eau réduit plus les forces de cohésion par l'augmentation des pressions de disjonction et la diminution des tensions de surface [Mills 60, Neville 00]. De plus, il se peut également que



les pressions interstitielles locales générées soient plus importantes dans le cas des éprouvettes saturées. L'augmentation de l'écart entre l'état saturé en eau et l'état d'humidité relative proche de 100 % avec le rapport E/C pourrait également s'expliquer par ces mêmes pressions interstitielles. Nous remarquons sur cette même figure que la valeur de la résistance des éprouvettes sèches (0 % d'humidité relative) est relativement variable selon que celle-ci est obtenue par le séchage à 105 °C ou par le séchage isotherme par des solutions salines. L'influence de la température de 105 °C et des solutions salines sur la résistance est d'autant plus marquée que le rapport E/C est faible.

Des résultats similaires, à savoir une chute de la résistance à la compression pour une humidité relative de 0 à environ 50 % suivie d'une augmentation, sont obtenus par Wittmann (cité par [Torrenti 87]) sur une pâte de ciment et par Torrenti [Torrenti 87] sur un béton. D'autres auteurs ne constatent qu'une augmentation progressive de la résistance avec la diminution de l'humidité relative, que celle-ci soit uniforme [Okajima 80, Dantec 96] ou non [Gilkey 37, Mills 60, Popovics 86, Bartlett 94] dans les éprouvettes de mortier ou de béton, au moment des essais. Enfin, certains auteurs ont constaté, sur les éprouvettes de béton séchant dans une ambiance d'humidité relative et de température constantes (séchage non uniforme), que la résistance diminue après une première augmentation [Price 51, Brooks 77] (voir également la figure 1.8). La résistance reste toutefois supérieure à celle mesurée avant dessiccation. Notons que ces auteurs observent en même temps une augmentation de la résistance des éprouvettes restant en condition humide (figure 1.8). Nous pouvons interpréter l'évolution de la résistance des éprouvettes en dessiccation de la manière suivante : l'augmentation de la résistance est due d'une part à la rigidification du béton [Bartlett 94] (par la dépression capillaire et la diminution de la pression de disjonction) et d'autre part aux gradients hydriques [Popovics 86, Torrenti 87, Bartlett 94] qui conduisent au confinement du cœur de l'éprouvette. Cependant, ce confinement du cœur par la couche externe des éprouvettes conduit en même temps à une microfissuration, de même que les granulats qui empêchent la contraction de la matrice. La résistance commence ainsi à diminuer dès lors que la microfissuration devient prépondérante par rapport à la contraction.

#### 1.2.2.1.2 Module d'élasticité mesuré en compression

Okajima et al. [Okajima 80], Wittmann (cité par [Torrenti 87]), Torrenti [Torrenti 87] et Dantec et Terme [Dantec 96] ont également suivi l'évolution du module d'Young en fonction de l'humidité relative lors de leurs essais de compression. En analysant les essais d'Okajima

et al. [Okajima 80], on observe que ce module, constant dans la plage d'humidité relative de 100 à 40 %, diminue environ de 20 % dans la plage de 40 à 0 % d'humidité relative. De même, Dantec et Terme [Dantec 96] n'ont pas obtenu de variation du module d'Young jusqu'à 50 % d'humidité relative. Par contre, Brooks et Neville [Brooks 77] constatent une diminution de ce module sur des éprouvettes placées dans une ambiance d'humidité relative de 60 % : à la suite d'une conservation dans l'eau pendant 28 jours, le module d'Young mesuré sur des éprouvettes ayant subi une dessiccation de 28 jours est inférieur de 7 % à celui mesuré sur des éprouvettes conservées dans l'eau depuis 56 jours. Toutefois, ces mesures intègrent également l'effet de l'hydratation ayant lieu entre le 28<sup>ème</sup> et le 56<sup>ème</sup> jour. Il est alors difficile de quantifier l'effet d'hydratation dû à la présence de l'eau interstitielle et l'effet de microfissuration induite par la dessiccation sur les mesures. Par ailleurs, Wittmann (cité par [Torrenti 87]) a constaté, sous des conditions de conservation semblables à celles appliquées par Pihlajavaara [Pihlajavaara 74], une variation de ce module avec la diminution de l'humidité relative pour les éprouvettes de pâte de ciment : ce module décroît dès que l'humidité relative uniforme régnant dans l'éprouvette tombe en dessous de 100% jusqu'à environ 40 %, la décroissance du module étant de 14 %. Ensuite, le module d'Young augmente jusqu'à 0 % d'humidité relative ; cette augmentation, quant à elle, est de 10 %. L'écart constaté entre le module d'Young d'éprouvettes humides et d'éprouvettes sèches est donc faible : 4 %. L'allure de l'évolution du module d'Young observée par Wittmann (cité par [Torrenti 87]) est donc globalement analogue à celle de la résistance à la compression uniaxiale obtenue par Pihlajavaara [Pihlajavaara 74] (figure 1.27), à savoir une chute suivie d'une augmentation. Une allure semblable est également obtenue sur un béton par Torrenti [Torrenti 87].

### **1.2.2.2 Traction directe**

#### **1.2.2.2.1 Résistance**

Walker et Bloem [Walker 57] observent sur des éprouvettes de mortier, ayant reçu une cure humide de 28 jours, que la résistance à la traction chute dès le début de la dessiccation ( $H_r = 20 \%$ ,  $T = 38 \text{ }^\circ\text{C}$ ), la diminution totale étant de l'ordre de 27 %. Ensuite, la résistance à la traction augmente de plus de 100 % à partir de cette première décroissance. Par contre, Brooks et Neville [Brooks 77] constatent une évolution de la résistance à la traction complètement inverse sur des éprouvettes de béton placées pendant 28 jours dans l'eau avant les essais ; la résistance à la traction augmente d'abord de 24 % et diminue ensuite d'autant.

Toutlemonde [Toutlemonde 95] rapporte, quant à lui, qu'à la suite d'un séchage à 105 °C jusqu'à poids constant, la résistance à la traction uniaxiale d'un béton diminue de 12%.

#### 1.2.2.2.2 Module d'élasticité mesuré en traction

Brooks et Neville [Brooks 77] ont également observé une diminution, de 4 % environ, du module d'Young en traction uniaxiale sur des éprouvettes conservées de la même manière que celles permettant de déterminer ce module en compression uniaxiale. Toutlemonde [Toutlemonde 95] mesure une diminution de ce module beaucoup plus importante, de l'ordre de 32 %, sur les éprouvettes complètement séchées.

### 1.2.2.3 Traction indirecte

#### 1.2.2.3.1 Traction par flexion

Des chercheurs se sont également intéressés à l'influence des conditions hydriques sur la résistance à la traction par flexion. Pihlajavaara [Pihlajavaara 74] et Okajima et al. [Okajima 80] ont étudié le comportement en flexion sur les mêmes mortiers que ceux utilisés pour l'étude du comportement en compression uniaxiale. Les essais ont toujours été réalisés sur des éprouvettes homogènes vis-à-vis de leur teneur en eau. Okajima et al. [Okajima 80] constatent une augmentation de 35 % de la résistance sur un mortier de  $E/C=0,65$ , pour une humidité relative variant de 100 à 0 %. Pihlajavaara [Pihlajavaara 74] obtient également une augmentation de la résistance avec la diminution de l'humidité relative de 100 % à 7 % : de 49 % pour le mortier de  $E/C=0,50$  et de 56 % pour le mortier de  $E/C=0,75$ . Par ailleurs, comme cela était le cas lors de ses essais de compression uniaxiale, les éprouvettes complètement saturées ont une résistance à la flexion plus faible que les éprouvettes conservées dans l'ambiance d'humidité relative proche de 100 %. De plus, il observe, contrairement à Okajima et al. [Okajima 80], qu'un séchage sévère, pour l'obtention de 0 % d'humidité relative, provoque une diminution de la résistance à la flexion. Cependant cette résistance obtenue reste supérieure à celle des éprouvettes saturées en eau. Par contre, Mills trouve une chute drastique de la résistance à flexion, de l'ordre de 42 % après un séchage pendant un seul jour à 110 °C.

Lorsque l'on mesure la résistance à la flexion des éprouvettes séchant dans une ambiance contrôlée, on constate, cette fois-ci, une diminution de cette résistance. Butcher [Butcher 58] a mesuré la résistance à la flexion à 28 jours d'éprouvettes de béton après différents temps de

dessiccation allant de 1 heure à 28 jours. Il constate que la résistance commence à diminuer en moins de 12 heures. Il est vrai que dans la diminution de la résistance observée, il y a également l'interférence du niveau de maturation. Cependant, il n'y a pas de différence fondamentale par rapport à l'hydratation sur les éprouvettes de maturation proche de 28 jours. Ainsi, la décroissance de la résistance à la flexion constatée dans les tous premiers jours ne peut être due qu'à la dessiccation. Une diminution similaire de la résistance à la flexion est également rapportée par Walker et Bloem [Walker 57]. Par ailleurs, ces derniers ayant mené leur étude sur un béton de maturité élevée (3 mois de cure humide), le pilote de l'évolution de la résistance est la dessiccation. Ils constatent qu'à la suite d'une diminution de la résistance en fonction du séchage, de l'ordre de 40 %, cette résistance augmente progressivement pendant la durée de l'étude c'est-à-dire 32 jours, sans toutefois atteindre la valeur des éprouvettes (constituant le point initial de l'évolution de la résistance) qui n'ont pas subi de séchage.

Ainsi, il apparaît que lorsque l'humidité interne n'est pas uniforme dans l'éprouvette testée, la résistance à la flexion diminue au lieu d'augmenter, dans les premiers jours de séchage. Ceci est probablement dû au fait que la microfissuration induite par la dessiccation devient le mécanisme prépondérant régissant le comportement en flexion. En effet, contrairement à un essai de compression uniaxiale ou de traction par fendage, lors d'un essai de traction par flexion, c'est bien cette zone fragilisée par la microfissuration qui est sollicitée. Etant donnée que le front de séchage est peu profond au début du séchage, l'influence de la rigidification du matériau due au séchage est encore très faible. Ceci conduit à une diminution de la résistance à la flexion [Walker 57, Butcher 58]. Par la suite, l'effet de la dessiccation (ou de la perte en eau) se fait sentir peu à peu et la résistance à la flexion tend à augmenter [Walker 57]. Suivant cette logique, on devrait obtenir en fin de processus de séchage (lorsque l'humidité interne des éprouvettes en dessiccation devient uniforme) une valeur de résistance à la flexion supérieure à celle des éprouvettes n'ayant pas séché, comme cela est le cas des essais de Pihlajavaara [Pihlajavaara 74] et Okajima et al. [Okajima 80]. Ceci demande cependant à être vérifié.

#### 1.2.2.3.2 Traction par fendage

Les essais effectués par Butcher [Butcher 58] montrent que la résistance à la traction par fendage augmente pendant la dessiccation (de 20 %) tant que l'effet de l'hydratation ne devient pas important sur les mesures. Cette augmentation de la résistance par fendage avec la dessiccation semble logique. En effet, dans ce type d'essais, l'éprouvette est sollicitée

diamétralement. L'effet de confinement du cœur par la surface séchante est donc plus important que celui de la microfissuration induite. Notons que l'auteur a également constaté une augmentation de la résistance à la compression sur les mêmes types d'éprouvettes (de 10 %). Par ailleurs, la résistance à la traction par fendage augmente également pour un séchage beaucoup plus important (obtenu par exemple au moyen d'un four) [Mills 60].

#### **1.2.2.4 Compression triaxiale**

##### 1.2.2.4.1 Résistance

Akroyd [Akroyd 61] a mis en évidence l'influence du séchage sur la résistance à la compression déviatorique d'un béton de  $E/C=0,6$ , tous les essais étant réalisés 7 jours après le coulage. Il a constaté qu'au-delà d'une certaine valeur de la pression de confinement, la résistance déviatorique des éprouvettes humides cesse d'augmenter contrairement à la résistance des éprouvettes préalablement séchées (par des solutions salines ou dans le four à 100 °C pour des durées différentes). L'auteur attribue cette évolution des résistances au rôle joué par l'eau interstitielle induisant des surpressions qui génèrent une microfissuration, influençant la rupture de l'éprouvette.

##### 1.2.2.4.2 Anisotropie induite

Par ailleurs, il est important de rappeler que le séchage est un phénomène orienté et qu'il conduit à une anisotropie induite des propriétés du matériau. Cette anisotropie est mise en évidence par un essai de compression hydrostatique effectué sur une éprouvette cubique ( $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$ ) obtenue à partir d'une éprouvette prismatique ( $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ ) préalablement laissée en dessiccation pendant 1 an [Burlion 02]. Les deux faces obtenues par sciage du cube n'étaient pas soumises au séchage contrairement aux quatre faces restantes. L'essai hydrostatique montre que les déformations élasto-plastiques sont plus importantes sur les faces séchées dues à la microfissuration induite. Cette dernière constatation illustre que le séchage (ou plutôt les gradients hydriques) induit une orientation préférentielle de la microfissuration qui affecte les propriétés mécaniques.

#### **1.2.2.5 Conclusions**

Les données de la littérature montrent ainsi la complexité des phénomènes résultant des conditions hydriques (séchage uniforme ou non-uniforme) et de la composition du matériau cimentaire, et la prépondérance de chacun d'entre eux dans l'évolution du comportement

mécanique. Ceci rend très difficile l'interprétation des résultats. Ainsi, bien qu'il semble que la résistance à la compression uniaxiale augmente avec le séchage préalable, aucune tendance nette ne peut être dégagée de la littérature quant à son évolution entre un état proche de la saturation et l'état sec. Il apparaît également difficile de conclure sur l'évolution de la résistance à la traction directe, de celle à la traction par flexion ou par fendage en fonction de la dessiccation. Ceci étant dit, les données de la littérature mettent en évidence la détérioration du module d'Young avec la microfissuration induite par le séchage, même si son évolution peut varier selon les auteurs. Notons qu'aucune donnée concernant l'évolution du coefficient de Poisson n'a été trouvée.

Par ailleurs, il est important de préciser que le processus de séchage dégrade irréversiblement le comportement mécanique des matériaux cimentaires. En effet il a été constaté que la resaturation à l'eau des éprouvettes préalablement séchées [Mills 60, Okajima 80] ou en dessiccation [Walker 57] conduit à une diminution des résistances par rapport aux résistances mesurées avant dessiccation. Ainsi, Walker et Bloem [Walker 57] trouvent une diminution de 11 % de la résistance à la traction directe, Okajima et al. [Okajima 80] trouvent une diminution de 6 % de la résistance à la compression uniaxiale, de 14 % du module d'Young, et de 19 % de la résistance à la traction par flexion, et enfin, Mills [Mills 60] trouve une diminution de 14 % de la résistance à la compression, de 48 % de la résistance à la traction par flexion et de 6 % de la résistance à la traction par fendage. La primordialité de la prise en compte des effets de la dessiccation ne fait donc aucun doute.

### **1.2.3 Comportement mécanique à long terme**

Lorsque l'on applique un chargement extérieur constant à un matériau cimentaire, il en résulte des déformations instantanées et différées. En cas de déchargement, il se produit également des déformations, de signe opposé, dites de recouvrance instantanée et différée. Ce chargement peut être de nature différente tels que compression uniaxiale ou multiaxiale, traction, flexion, ou torsion. A part le chargement en compression uniaxiale que nous présenterons uniquement dans les paragraphes suivants, les résultats expérimentaux multiaxiaux sont peu nombreux, surtout du fait des difficultés expérimentales [Huet 82, Neville 00].

Le comportement différé des matériaux à matrice cimentaire sous chargement est de type visco-élastique. De plus, la recouvrance n'est en général jamais totale pour ces matériaux. Par

ailleurs, il existe une proportionnalité entre le fluage et la contrainte appliquée. Cette proportionnalité semble valable jusqu'à une contrainte de 60 % de la contrainte à la rupture, dans le cas d'un béton ordinaire [Ulm 98, Neville 00]. Au-delà de ces limites, la déformation augmente et peut amener l'éprouvette à la rupture. Il y a alors une accélération de la déformation de fluage (on parle de fluage tertiaire), le comportement n'appartenant plus au domaine de viscoélasticité [Huet 82]. La déformation axiale observée lors d'un essai de fluage est accompagnée d'une déformation latérale. Un coefficient, appelé coefficient de Poisson de fluage, peut être ainsi déterminé par analogie avec celui d'élasticité linéaire. Des études récentes menées par EDF [Gérard 01] ont montré que ce paramètre avait une grande importance pour l'estimation de la durée de vie de centrales nucléaires. Du fait du manque de résultats expérimentaux, il est pris égal au coefficient de Poisson élastique (0,2) [Anson 66, Guénot-Delahaie 97, Acker 97]. Cependant, Benboudjema [Benboudjema 02] rapporte, en se basant sur les résultats de la littérature, qu'il n'est pas possible de relier le coefficient de Poisson élastique et celui de fluage.

Le fluage qui se produit en condition d'équilibre hygrométrique est dit fluage propre. Lorsque le fluage a lieu en condition de déséquilibre hygrométrique, causé par le séchage, il se produit un fluage additionnel dit fluage de dessiccation. De la même manière, la recouvrance constatée en l'absence d'échange hygrométrique avec le milieu ambiant peut être appelée recouvrance propre, et recouvrance de dessiccation lorsqu'une recouvrance supplémentaire, due à la dessiccation, est constatée. Nous proposons maintenant de nous intéresser aux conséquences de l'application d'un chargement mécanique constant et aux différents mécanismes mis en jeu.

### **1.2.3.1 Fluage propre**

Le fluage propre dépend de la quantité d'eau présente dans l'éprouvette au moment du chargement. En effet, il a été constaté, sur les mortiers rendus étanches mais différemment dosés en eau, que le fluage était d'autant plus faible que le mortier contenait moins d'eau [Huet 82].

Cette même tendance est également vérifiée sur les éprouvettes de même gachée, mais de teneur en eau différente. Les courbes A et D de la figure 1.28 illustrent ce dernier propos (nous revenons sur les courbes B et C dans 1.2.3.3). Cette figure présente l'évolution du fluage en fonction du temps et du mode de conservation des éprouvettes creuses de pâte de

ciment (d'épaisseur 0,7 mm, de diamètre extérieur 15 mm et de hauteur 92 mm). Les éprouvettes sont soumises à une contrainte de compression de 10 MPa au 35<sup>ème</sup> jour, à la suite de différentes conditions de conservation. Les éprouvettes de la courbe A, conservées dans une ambiance d'humidité relative de 99 %, ont un fluage plus élevé que celles de la courbe D conservées dans une ambiance d'humidité relative de 50 %.

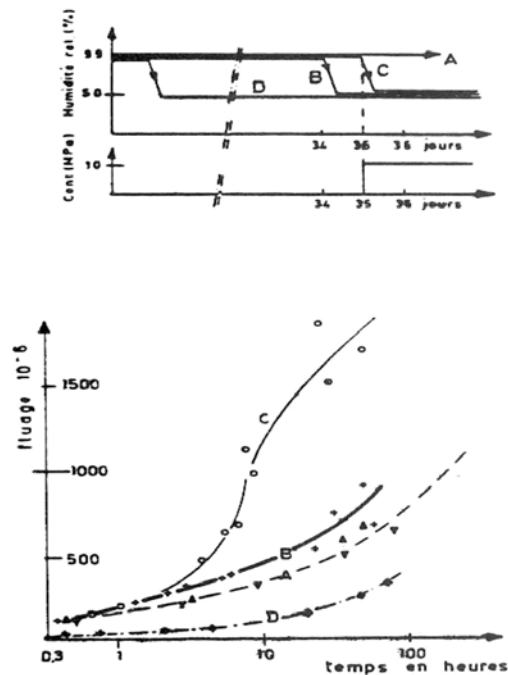


Figure 1.28 : L'influence des conditions de conservations sur le fluage [Bazant 76].

En outre, le fluage propre est quasiment proportionnel à l'humidité interne uniforme imposée [Pihlajavaara 74, Bazant 76, Abiar 86, Acker 97, Guénot-Delahaie 97]. Lorsque l'éprouvette est préalablement séchée à 105°C, son fluage est quasiment nul [Pihlajavaara 74, Acker 88, 97]. Par ailleurs, de même que le fluage propre, la recouvrance est également proportionnelle à l'humidité interne.

Le fluage propre a un caractère très vieillissant (en amplitude et en cinétique) [Huet 82, Guénot-Delahaie 97, Acker 97]. Le comportement en fluage dépend donc du durcissement par l'hydratation de matériau cimentaire, comme cela était le cas des propriétés mécaniques (module d'Young, résistances). La figure 1.29 présente l'évolution du fluage propre en fonction de l'âge de chargement : lorsque le chargement a lieu aux jeunes âges, le fluage est à la fois plus fort (en amplitude) et rapide (en cinétique), et diminue avec l'âge du chargement.



Le comportement des matériaux cimentaires est donc viscoélastique vieillissant. Cependant, le durcissement par hydratation ne peut expliquer que partiellement ce vieillissement, car même lorsque les propriétés élastiques sont stabilisées, donc à des âges avancés, une évolution du fluage propre est encore constatée [Parrott 73].

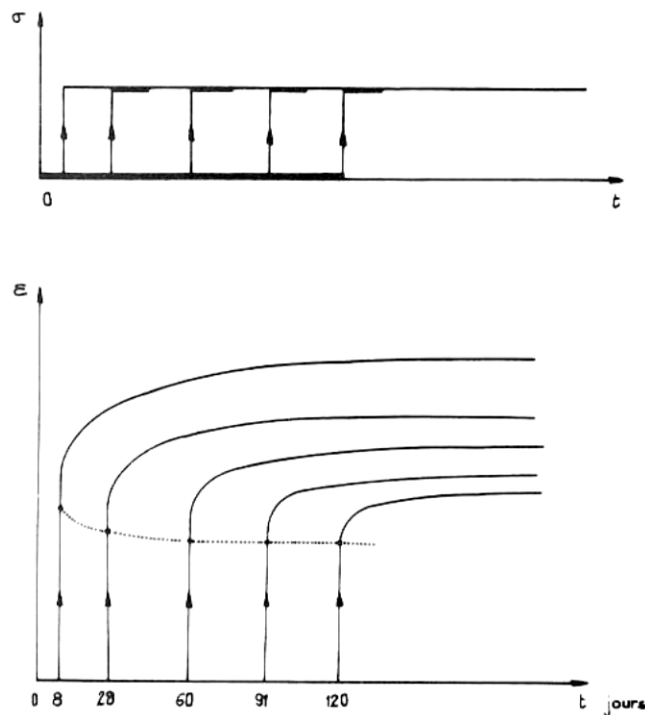


Figure 1.29 : Influence de l'âge de chargement sur le fluage [Ross 58].

Enfin, le fluage propre dépend beaucoup de la composition du béton, en particulier de la quantité de la pâte et des granulats (qui gênent les déformations), du rapport eau/ciment et de la nature du ciment, dans la mesure où celle-ci agit sur la résistance du matériau cimentaire au moment du chargement. Il dépend également de la température ambiante au moment de l'essai. Le lecteur pourra se référer aux auteurs suivants [Huet 82, Neville 00] pour d'amples informations sur l'influence de ces divers paramètres.

### 1.2.3.2 Mécanismes associés au fluage propre

Beaucoup de théories ont été proposées afin d'expliquer les mécanismes fondamentaux régissant le comportement du fluage propre, mais aucune de ces théories ne parvient à décrire globalement les phénomènes observés [Granger 95, Guénot-Delahaie 97, Acker 97]. La complexité des phénomènes conduit à étudier séparément les mécanismes liés

intrinsèquement à la pâte de ciment et ceux liés au caractère composite du matériau béton [Wittmann 82, Guénot-Delahaie 97].

### 1.2.3.2.1 Mécanismes liés à la pâte de ciment

On distingue un fluage à court terme et un fluage à long terme [Wittmann 82, Guénot-Delahaie 97, Ulm 98, 99, Munoz 00]. Selon la méthode « rate theory », le fluage à court terme met en jeu de faibles énergies d'activation alors que le fluage à long terme met en jeu des énergies d'activation élevées [Day 83]. La partition temporelle des déformations de fluage propre est récemment confirmée par l'étude de la cinétique du fluage propre et de celle de la recouvrance [Guénot-Delahaie 97, Ulm 98, 99]. La figure 1.30 présente la variation de la vitesse de complaisance (la déformation obtenue après déduction du retrait endogène par unité de contrainte) en fonction de la maturité (l'âge du matériau au moment de l'essai) obtenue à partir des essais de fluage propre. On y distingue alors deux régimes cinétiques temporellement distincts. L'évolution du premier régime (à court terme) est liée à la déformation visqueuse élastique tandis que celle du deuxième régime (à long terme) est liée à une déformation visqueuse plastique [Guénot-Delahaie 97].

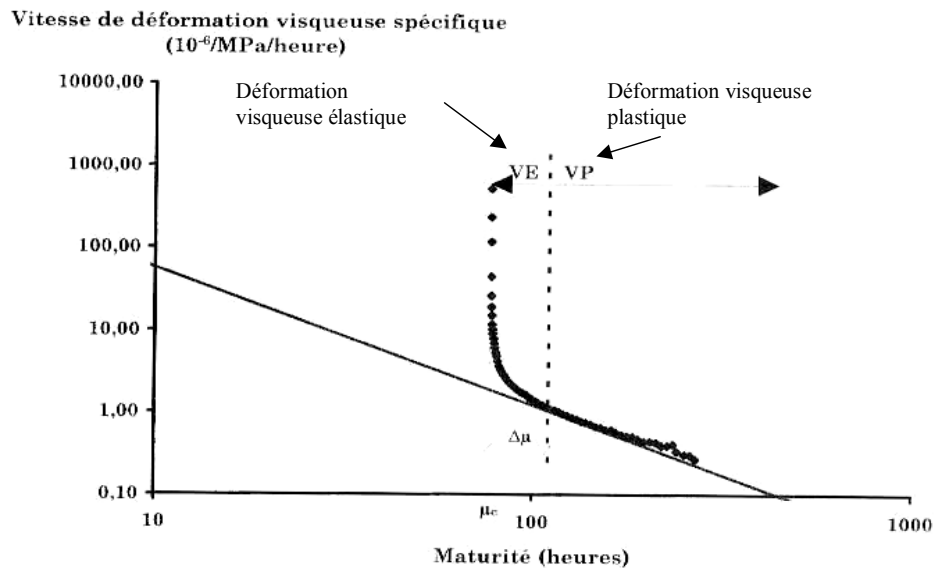


Figure 1.30 : Schématisation de la partition de la vitesse de déformation visqueuse spécifique en fonction de la maturité [Guénot-Delahaie 97].

Le fluage à court terme serait dû à un mécanisme diffusif de l'eau dans l'espace capillaire induit par l'application d'un chargement macroscopique [Wittmann 82]. Cette eau peut être de l'eau libre des capillaires ou de l'eau adsorbée (adsorption libre) sur la surface des capillaires

(figure 1.31). Sous chargement macroscopique, les contraintes à l'échelle microscopique du matériau hétérogène sont transmises à travers l'assemblage des produits d'hydratation entourant les pores capillaires. La transmission de charge microscopique provoque un déséquilibre thermodynamique local entre les molécules d'eau en adsorption libre, dans les zones de transmission, et les molécules d'eau plus lointaines. Le solide se déforme ainsi par restitution de l'équilibre. Le caractère réversible de ce fluage à court terme est attribué à l'existence d'une similitude en cinétique entre le fluage à court terme et la recouvrance [Guénot-Delahaie 97, Ulm 98, 99].

Par ailleurs, ce mécanisme à court terme est influencé par l'hydratation dans les capillaires qui augmente le chemin de diffusion (diminution en cinétique) et qui durcit le solide (diminution en amplitude). La différence entre le fluage des bétons ordinaires et celui des bétons à hautes performances dont l'espace capillaire est plus réduit [Baroghel-Bouny 94] s'expliquerait également par ce mécanisme [Ulm 98, 99].

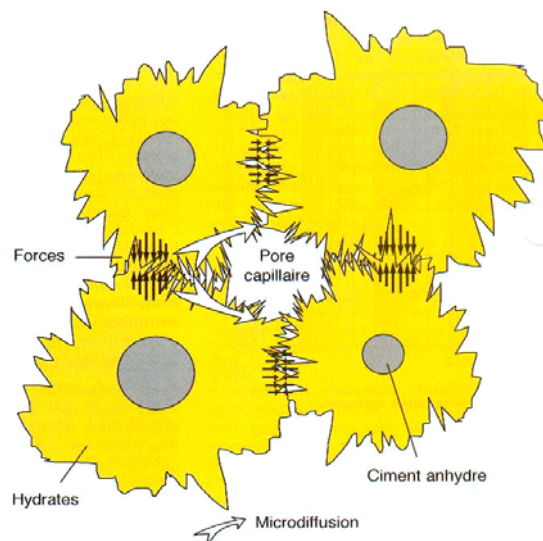


Figure 1.31 : Mécanisme du fluage à court terme [Ulm 98, 99].

Quant au fluage à long terme, sa cinétique ne dépend pas du type de béton ni de l'âge du chargement, mais de l'âge du matériau. Le mécanisme du fluage à long terme semble alors se situer à l'échelle des nanopores [Wittmann 82, Bazant 97], les pores des CSH dont la structure est commune pour les différentes compositions de béton [Baroghel-Bouny 94] (figure 1.32). De plus, selon l'échelle de temps du phénomène et son vieillissement, il serait d'origine mécanique. Dans les zones d'adsorption empêchée (les pores des hydrates) développées

pendant l'hydratation, les surfaces adjacentes sont liées soit par attraction mutuelle, soit par des liaisons atomiques directes pour équilibrer la pression de disjonction. Ces liaisons, qui sont mises en traction pendant l'hydratation peuvent se rompre et se reformer avec d'autres atomes adjacents dans une zone de moindre contrainte, de manière similaire aux mouvements de dislocations irréversibles, et entraînant ainsi le glissement des feuillets de CSH. La contrainte locale de cisaillement se relaxe alors et se redistribue. Et ainsi, ce sont d'autres sites qui seront le siège d'autres ruptures potentielles. Ce mécanisme en chaîne épuise les sites de fluage activés par la charge appliquée [Wittmann 82], ce qui conduit au vieillissement en cinétique du fluage (figure 1.30).

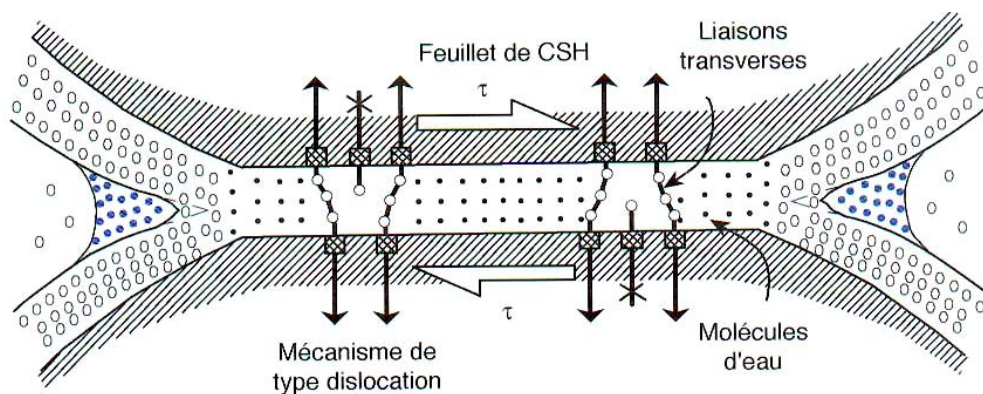


Figure 1.32 : Mécanisme du fluage à long terme [Ulm 98, 99].

Par ailleurs, ce mécanisme à long terme a permis d'élucider la similitude en cinétique entre le fluage et le retrait endogène à long terme [Ulm 99]. En effet, le retrait endogène ne peut pas s'expliquer par les seuls effets de la dépression capillaire après que l'hydratation soit terminée. Ulm et al. [Ulm 99] ont montré, en exploitant l'interaction entre le fluage propre et le retrait endogène, que celui-ci peut s'expliquer par le fluage de la matrice sous une contrainte hydrique (ou pression capillaire).

Quant à une absence de recouvrance totale, donc l'irréversibilité partielle du fluage, elle proviendrait en partie de changements irréversibles microstructuraux des particules solides de la pâte de ciment [Mullick 72].

#### 1.2.3.2.2 Mécanismes associés au caractère composite du matériau cimentaire

Ce sont des mécanismes liés à la présence des granulats (les grains anhydres y sont inclus) et aux fissurations à l'interface matrice-inclusion. Rappelons que c'est bien la pâte qui est

responsable de la majeure partie du fluage et non les granulats, du moins ceux qui sont de densité normale. Leur rôle se limite principalement à gêner les déformations de la pâte, même si leur nature peut faire varier les déformations quantitativement [Troxell 58]. Les granulats, de comportement élastique linéaire dans le domaine des contraintes que peut subir le béton, emmagasinent une partie des déformations de la pâte viscoélastique. La pâte flue donc moins en raison de cette relaxation des contraintes. Lors du déchargement, cette énergie de déformation stockée est seulement partiellement restituée à la pâte. C'est ainsi que la recouvrance serait plus élevée pour un béton que pour une pâte de ciment.

Quant à la fissuration, elle est due aux différences des modules de matrice-inclusion. Son influence est fonction de sa densité, liée à la quantité des granulats donnant lieu à plus d'interface susceptible de causer des microfissures. Ainsi l'influence des microfissures pourrait expliquer la linéarité ou non du fluage propre avec la contrainte appliquée : la non linéarité serait causée par l'interaction de ces microfissures par l'application d'un chargement sévère et l'irréversibilité de cette fissuration pourrait expliquer l'absence de recouvrance totale.

### **1.2.3.3 Fluage de dessiccation**

La mise sous chargement d'une éprouvette dans une ambiance ayant une humidité relative inférieure à celle de l'éprouvette d'essai conduit, comme nous l'avons dit, à une déformation différée plus importante que celle qui est mesurée sur une éprouvette chargée en équilibre hygrométrique. Ce phénomène est appelé effet Pickett, du nom du chercheur qui a, le premier, constaté expérimentalement ce comportement en 1942. Cette constatation est surprenante par rapport à ce qui précède au sujet du fluage propre. En effet, on a vu que le fluage propre diminuait avec la diminution de la teneur en eau alors que ce même fluage augmente avec la diminution de la teneur en eau par le déséquilibre hygrométrique (figure 1.28). Ainsi, la déformation mesurée d'une éprouvette en dessiccation dépend directement du séchage sous contrainte, d'où la définition du terme de fluage de dessiccation lié au départ d'eau libre (nous présentons plus loin les mécanismes mis en jeu). Par ailleurs, l'amplitude de ce fluage de dessiccation est liée à la quantité d'eau libre évaporée : plus l'eau libre pouvant s'évaporer est importante (la courbe C par rapport à la courbe B de la figure 1.28), plus le fluage de dessiccation est élevé. Ceci revient à dire que l'amplitude du fluage de dessiccation est proportionnelle à celle de l'échelon d'humidité imposé en peau.

Par ailleurs, le fluage total est également fortement vieillissant [Bazant 92, Granger 95, Acker 97]. Selon Bazant, ce vieillissement, comme les courbes B et C le laissent entendre, est à relier au séchage subi avant l'essai. Le fluage total dépend également de la composition du matériau cimentaire et de la température.

Il faut avoir à l'esprit que, comme pour le retrait de dessiccation, l'obtention du fluage de dessiccation par soustraction au fluage total du fluage propre est basée sur un certain nombre d'hypothèses de découplage. Ainsi on admet conventionnellement pour l'obtention du fluage de dessiccation que le retrait endogène est indépendant du phénomène de séchage, que le retrait endogène d'une éprouvette chargée et d'une éprouvette non chargée est le même, et que le fluage propre ainsi obtenu est indépendant du phénomène de dessiccation. On obtient ainsi une valeur de fluage de dessiccation par défaut. Si l'on se place dans le cas où le retrait endogène devient négligeable, par exemple pour un matériau de maturité élevé, contrairement à la validité du découplage du retrait endogène et de celui de dessiccation, le fluage propre n'est pas indépendant de la dessiccation. En effet, en fonction de la teneur en eau, sa valeur va continuellement baisser lors d'un essai de fluage de dessiccation. Ainsi, la valeur de fluage trouvée n'est pas sa valeur exacte. Il n'y a donc pas d'autre moyen que l'hypothèse de découplage pour accéder expérimentalement à une valeur de fluage de dessiccation. Cependant, la modélisation des essais de fluage par analyse inverse permettrait d'obtenir le fluage de dessiccation.

#### **1.2.3.4 Mécanismes associés au fluage de dessiccation**

Les causes du fluage de dessiccation sont également nombreuses et diverses [Granger 95, Acker 97]. Néanmoins, elles peuvent être rassemblées en deux groupes : un premier lié à la diminution de l'effet de structure qui conduit à une réduction des microfissures générées par la dessiccation, et un second, qualifié d'intrinsèque et lié à un couplage entre la contrainte appliquée, le fluage propre et la dessiccation.

Comme nous l'avons vu, il se crée par le séchage des gradients hydriques entre le cœur et la peau du matériau cimentaire : ils sont à l'origine de contraintes internes non-uniformes, de traction sur le bord et de compression au cœur de l'éprouvette. Les déformations sont ainsi empêchées. Ces déformations sont également empêchées par la présence des granulats. Les déformations empêchées conduisent alors à la microfissuration, si la résistance à la traction du matériau cimentaire est dépassée. Maintenant, imaginons que la figure 1.33.a soit l'état de

contrainte régnant dans une éprouvette non-fissurée. L'application d'une contrainte de compression uniforme (figure 1.33.b) sur cette éprouvette vient contrecarrer les contraintes de traction développées (figure 1.33.c). Ce chargement empêche, complètement si sa valeur est suffisante, sinon partiellement, la formation des microfissures dues à la contrainte longitudinale interne, qui est donc de traction en surface. On mesure ainsi une déformation supérieure à celle que l'on mesure sur une éprouvette en dessiccation non chargée [Wittmann 80, 82, Torrenti 87, Acker 88, Granger 95, Acker 97, Neville 00, Munoz 00, Benboudjema 02]. Par contre, la contrainte tangentielle en peau est toujours une contrainte de traction (Acker cité par [Torrenti 87]). Il se créera donc une microfissuration due à cette contrainte tangentielle dès que la résistance à la traction est atteinte. Il y a alors une part irréductible d'effet de structure [Granger 95]. Notons également que les contraintes normales dans la section considérée ne sont pas uniformes (figure 1.33.c).

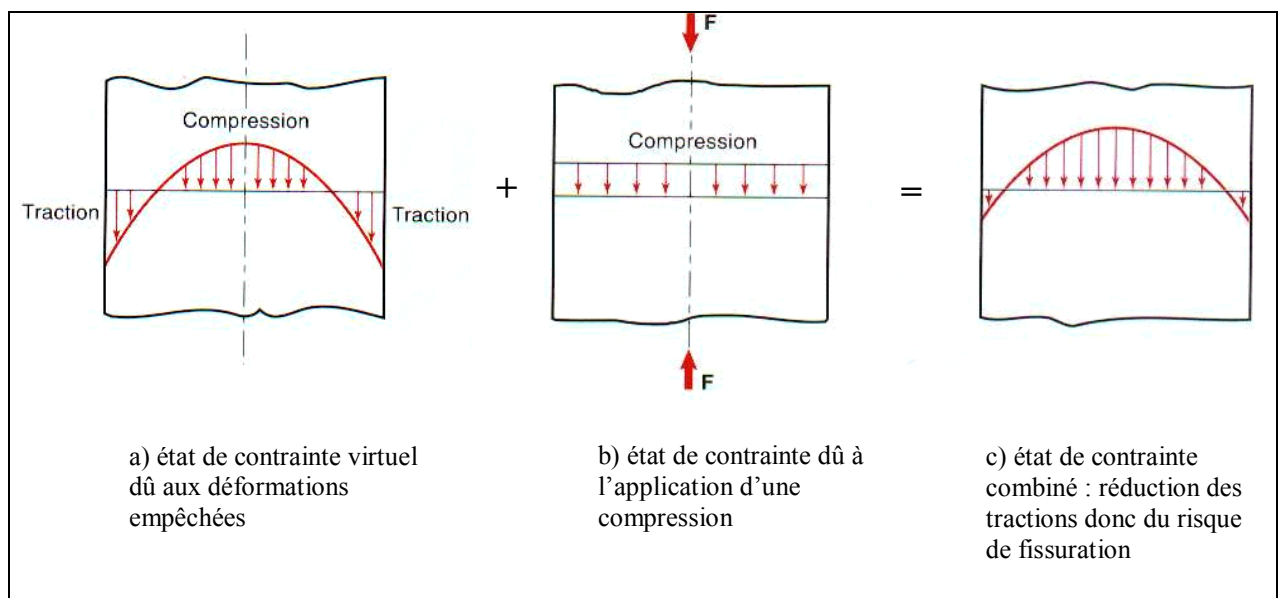


Figure 1.33 : Autocontraintes de structure [Pons 98].

Toutefois, cette déformation supplémentaire due à la diminution de l'effet de fissuration ne peut pas expliquer la totalité du fluage de dessiccation [Bazant 85, Granger 95, Acker 97, Munoz 00, Benboudjema 02]. D'ailleurs, Buil [Buil 90] a observé un fluage de dessiccation des éprouvettes de béton pour lesquelles l'influence de la fissuration était faible. Parmi les mécanismes hypothétiques proposés impliquant un couplage contrainte mécanique-dessiccation pour cette part non expliquée, celui de Bazant et Chern [Bazant 85], basé sur le couplage du fluage propre et de la dessiccation, semble être le plus retenu. D'après leur

hypothèse, deux types de pores (les macropores et les micropores) sont à distinguer. Le processus de diffusion de l'eau interstitielle des micropores vers les macropores (la dessiccation) serait la cause du fluage de dessiccation. Cette diffusion de l'humidité dans la structure a pour conséquence d'arracher les particules du solide qui iraient se cristalliser dans des zones de moindres contraintes.

#### **1.2.4 Influence du chargement mécanique sur la perméabilité**

L'estimation des propriétés de transport des matériaux cimentaires par une mesure de perméabilité, de diffusion ou d'absorption est nécessaire dans le but d'évaluer leur durabilité (voir en général [Baron 92, Neville 00]). En effet, la résistance à la rupture des éprouvettes, dépendant en grande partie de la porosité totale, ne suffit pas à garantir, seule, la durabilité à long terme des matériaux cimentaires qui est directement conditionnée par la structure des pores (un matériau cimentaire de résistance élevée n'a pas nécessairement une perméabilité plus faible qu'un matériau cimentaire de résistance plus faible). Il est nécessaire de compléter la mesure de la résistance avec une autre mesure qui puisse permettre de déterminer la facilité de déplacement des liquides chargés de substances nuisibles dissoutes ou des gaz, ou d'estimer l'influence de gel-dégel de l'eau interstitielle. A ce jour, les tentatives de corréler directement la résistance à la compression (ou la résistance à la traction par fendage [Bamforth 91]) et la perméabilité des éprouvettes saines montrent qu'il n'est pas simple de dégager une relation entre ces deux grandeurs [Bamforth 91, Abbas 98]. Avec les propriétés du matériau sain, il est également important de connaître des propriétés des matériaux fissurés [Torrenti<sup>1</sup> 99]. En effet, dans des conditions de service, le matériau cimentaire est soumis au chargement qui conduit à une fissuration. Il devient alors nécessaire de quantifier l'état de cette fissuration pour la prédiction de la durabilité de la structure. Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons à la fissuration induite par un chargement constant (fluage) et l'évaluons par la mesure de la perméabilité.

##### **1.2.4.1 Perméabilité**

La perméabilité caractérise l'aptitude du milieu filtrant à se laisser traverser par un fluide sous un gradient de pression. Rappelons que l'on trouve différentes méthodes de mesure de la perméabilité en laboratoire du fait qu'il n'existe pas encore de méthode standardisée pour sa détermination. Ainsi, chaque laboratoire a développé son propre perméamètre et sa propre procédure de mesure dépendant du fluide (liquide ou gaz) et de sa pression d'injection, de régime d'écoulement, de la taille des éprouvettes et de l'état de celles-ci [Bamforth 87,



Cabrera 88, Skoczylas 96, Aldea 99, Hearn 99]. Ceci rend la comparaison des résultats de la littérature très difficile. Néanmoins, la tendance actuelle s'oriente, à l'instar de la méthode de Cembureau [Kollek 89], vers une standardisation de la mesure de perméabilité. Nous présentons les détails des mesures de perméabilité que nous avons effectuées dans le deuxième chapitre.

#### 1.2.4.1.1 Loi de Darcy

Dans les milieux poreux isotropes, l'écoulement des fluides est régi par la loi de Darcy qui s'écrit sous sa forme simple :

$$\vec{v} = -k\vec{i} \quad (1.4)$$

où  $\vec{v}$  est la vitesse de filtration [m/s],  $\vec{i}$  est le gradient hydraulique [m/m] et  $k$  est le coefficient de perméabilité de Darcy (ou conductivité hydraulique) [m/s].

Le coefficient de perméabilité de Darcy ( $k$ ) caractérise à la fois l'aptitude du milieu filtrant à se laisser traverser par le fluide et l'aptitude du fluide à percoler. Il est donc, pour un matériau donné, fonction du fluide et du milieu poreux considérés. La loi de Darcy peut aussi s'exprimer sous la forme plus générale suivante :

$$\vec{v} = -\frac{K}{\mu}(g\vec{a}dP + \rho g \vec{a}dz) \quad (1.5)$$

où  $\rho$  est la masse volumique du fluide [ $\text{kg/m}^3$ ],  $g$  est l'accélération de la pesanteur [ $\text{m/s}^2$ ],  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide [Pa.s],  $P$  est la pression d'injection [Pa],  $z$  est l'altitude par rapport au niveau de référence [m] et enfin  $K$  est la perméabilité intrinsèque [ $\text{m}^2$ ]. La perméabilité intrinsèque  $K$  est en principe indépendante du fluide et ne dépend que du réseau poreux. C'est d'ailleurs pour cela que la perméabilité intrinsèque est une donnée plus objective.

La réalisation des essais de perméabilité à des pressions d'injection relativement élevées permet de simplifier l'équation 1.5 en négligeant l'effet de la pesanteur :

$$\vec{v} = -\frac{K}{\mu} \text{grad}P \quad (1.6)$$

#### 1.2.4.1.2 Domaine de validité de la loi de Darcy

L'application de la loi de Darcy suppose que:

- le milieu poreux soit saturé avec le fluide percolant (dans le cas contraire on évoque le terme de perméabilité relative [Dana 99]),
- l'écoulement dans ce milieu soit laminaire,
- il n'y ait aucune interaction physico-chimique entre le fluide percolant et le milieu poreux (ce qui est loin d'être le cas des matériaux à matrice cimentaire lorsque le fluide injecté est de l'eau, comme nous allons le voir dans la section suivante).

##### a) injection de liquide

Pour un fluide supposé incompressible, la question de la validité de la loi de Darcy montre que celle-ci dépend du nombre de Reynolds [Marsily 81]. L'écoulement est laminaire tant que le nombre de Reynolds est dans la gamme de 1 à 10 ( $1 \leq Re \leq 10$ ), au-delà, l'écoulement devient progressivement turbulent.

##### b) injection de gaz

Lorsque le fluide injecté est un gaz compressible, à l'écoulement laminaire ou visqueux peuvent s'ajouter deux autres écoulements : un écoulement de glissement et un écoulement de diffusion de surface [Perraton 92, 99, Abbas 98, Picandet 02]. Lorsque le diamètre des pores traversés par le gaz est du même ordre de grandeur que le libre parcours moyen de gaz, il y a apparition d'un écoulement de glissement (appelé également effet Klinkenberg [Klinkenberg 41]) qui résulte des réflexions successives des molécules gazeuses contre les parois des pores et l'écoulement de masse du fluide (visqueux). La vitesse est alors non-nulle aux parois : on assiste à une augmentation de la perméabilité, d'autant plus élevée que la part des pores de faibles dimensions est importante. Cette augmentation est également observable lorsque la pression moyenne d'essai (somme de la pression d'injection et de sortie divisée par deux) est faible ; en effet, plus la pression moyenne est faible, plus le libre parcours moyen augmente. On parle d'écoulement moléculaire lorsque le libre parcours moyen des molécules de gaz devient très grand par rapport au diamètre des pores. A l'inverse, cet effet de glissement devient négligeable lorsque le libre parcours moyen des molécules de gaz est très inférieur à la taille des pores. L'écoulement de diffusion de surface est causé par la différence de

concentration de gaz adsorbé sur la paroi des pores due au gradient de pression dans le matériau. Cependant, on utilise très souvent des gaz non-adsorbants pour la mesure de la perméabilité et donc la contribution au débit total de l'écoulement de diffusion est nul.

Ainsi, la perméabilité au gaz mesurée est apparente et une correction de celle-ci est nécessaire pour la détermination de la perméabilité intrinsèque. Différentes approches expérimentales sont disponibles pour retrouver la perméabilité intrinsèque telles que l'approche de Klinkenberg, de Carman ou encore l'approche qui consiste à déterminer la perméabilité intrinsèque à partir de mesures aux forts débits gazeux [Perraton 92, 99, Abbas 98]. Cependant, l'approche la plus utilisée est celle de Klinkenberg, du fait de simplicité et de sa validation par plusieurs chercheurs. Klinkenberg, qui a introduit, le premier, la notion de perméabilité intrinsèque, a proposé la relation suivante [Klinkenberg 41] :

$$K_i = K_a \frac{1}{\left(1 + \frac{b}{P_{moy}}\right)} \quad (1.7)$$

où  $K_i$  est la perméabilité intrinsèque [ $m^2$ ] et est indépendante de la pression moyenne  $P_{moy}$ ,  $K_a$  est la perméabilité apparente mesurée au gaz [ $m^2$ ],  $b$  est le facteur de Klinkenberg et est fonction de la porosité du milieu et du gaz percolant [Pa]. Pour évaluer cet effet, on peut effectuer différents tests au gaz en faisant varier  $P_{moy}$  (somme de la pression d'entrée et de sortie divisée par deux) ou injecter un liquide (incompressible) ce qui est équivalent à une pression moyenne  $P_{moy}$  infinie.

#### 1.2.4.1.3 Incidence de la nature du fluide d'injection et du préconditionnement

L'application de la loi de Darcy suppose donc l'utilisation d'un fluide neutre envers le matériau d'étude. Par conséquent, la mesure de la perméabilité à l'eau est sujette à caution. En effet, il existe des interactions entre l'eau et le matériau cimentaire. Ces interactions se traduisent par un phénomène de dissolution de la portlandite et de précipitation du carbonate de calcium qui obture des pores [Hooton 89, Duval 92, Hearn 98, Picandet 02]. D'autres phénomènes tels que la continuation de l'hydratation et le gonflement des hydrates (C-S-H) participent aussi à la réduction de la porosité. Cependant, la mesure de la perméabilité à l'eau est nécessaire du fait que dans bien des cas d'application, il s'agit du transport de l'eau liquide

à travers des matériaux cimentaires. La détermination de la perméabilité avec un fluide autre que l'eau nécessite un séchage préalable de l'éprouvette d'essai. Lors du séchage, plusieurs chercheurs rapportent que l'on constate une augmentation de la perméabilité au gaz avec la perte en poids [Lydon 95, Abbas 98, 99, Picandet 02]. On observe parallèlement une augmentation de la part de l'écoulement moléculaire dû à la vidange des pores de plus en plus fins [Abbas 98, 99]. Lorsque ces deux aspects, à savoir l'utilisation des fluides inertes et le séchage préalable des éprouvettes, sont respectées, on retrouve la notion de perméabilité intrinsèque. En effet, l'étude effectuée par Loosveldt [Loosveldt 02], sur des éprouvettes de mortiers mûris pendant plus de 28 jours et séchées ensuite à 60 °C jusqu'à poids constant avant les mesures, montre que la perméabilité à l'éthanol et celle à l'argon après correction de l'effet de Klinkenberg donnent pratiquement les mêmes valeurs de perméabilité. L'auteur trouve également que la perméabilité à l'eau est systématiquement inférieure, d'un ordre de grandeur de 1 à 10 fois, à la perméabilité au gaz (argon). Ainsi l'écart obtenu par différents auteurs [Bamforth 87, Buil 92] entre la perméabilité à l'eau et la perméabilité au gaz semble s'expliquer.

Cependant, le séchage est un problème dans l'évaluation de la perméabilité du fait qu'il peut causer des modifications du réseau poreux par la microfissuration. Lorsque ce séchage est obtenu par un étuvage, il peut également causer des microfissures dues aux gradients thermiques. On sait que la microfissuration induite par un séchage à 105-110 °C jusqu'à poids constant augmente la perméabilité [Samaha 92, Hearn 99]. Cependant, cette température élevée est délicate à utiliser car elle cause en même temps l'évaporation d'une partie de l'eau liée et modifie les hydrates, d'abord l'ettringite puis les C-S-H [Baroghel-Bouny 94]. D'autre part, un étuvage incomplet en laissant de l'eau dans les pores diminue la perméabilité [Cabrera 88, Sanjuan 96, Abbas 98, 99].

Différents types de préconditionnement (à taille de pores donnée, à durée fixée, à taux de saturation fixé) dépendant des objectifs visés existent pour la mesure de la perméabilité au gaz [Abbas 98]. Le type de préconditionnement que nous allons utiliser dans cette étude est de soumettre les éprouvettes, dans un four, à une température de 60 °C jusqu'à poids constant. Cette température permet d'obtenir une vidange satisfaisante du réseau poreux sans attaquer l'eau liée. C'est également à cette température que seront séchées les éprouvettes servant à effectuer différents essais dans le cas de notre étude (§ Chapitre 2).

#### **1.2.4.2 Couplage fissuration mécanique induite par le chargement uniaxial-propriétés de transport**

Différentes études ont traité le couplage fissuration mécanique induite - propriété de transport. Ce couplage dépend du type de sollicitation, du fluide d'injection et du type de mesure. Nous présentons ci-dessous l'évolution de la perméabilité par rapport à une sollicitation uniaxiale, le lecteur s'intéressant au cas triaxial pourra se référer à d'autres auteurs [Massat 91, Meziani 02].

Une première étude réalisée par Kermani [Kermani 91] a montré que la perméabilité à l'eau des bétons, mesurée après déchargement, était très sensible à la microfissuration induite, dès que le chargement monotone appliqué dépasse 40 % de la résistance à la rupture. Cette augmentation de la perméabilité atteint deux à trois ordres de grandeurs pour un chargement égal à 70 % de la résistance à la rupture. Cependant, les études qui ont suivi celle de Kermani [Kermani 91] montrent au contraire que la perméabilité n'est pas influencée, même après l'application d'une contrainte de l'ordre 70 % de la résistance au pic, qu'elle soit déterminée par la mesure de la perméabilité à l'eau [Hearn 99] après déchargement, ou au gaz [Hearn 97] sous chargement. Une constatation similaire est également rapportée pour la mesure de la diffusivité aux chlorures après déchargement [Samaha 92, Saito 94]. Par ailleurs, Hearn [Hearn 99] constatant que le contrôle du niveau de contrainte appliquée n'affecte pas la perméabilité, a maintenu une contrainte de 80 % de la résistance à la rupture jusqu'à l'obtention d'une déformation longitudinale de  $3000 \cdot 10^{-6}$  pour permettre la propagation des fissures. L'auteur n'a pas observé de variation de perméabilité. Précisons cependant que la dispersion de ses valeurs de perméabilité mesurée est importante. L'auteur attribue cette invariabilité de la perméabilité aux différents phénomènes : la discontinuité des microfissures induites et/ou la faible largeur des microfissures continues, la refermeture de celles-ci après déchargement, la grande dispersion des valeurs de perméabilité pouvant masquer une possible variation et l'interaction entre l'eau et le matériau cimentaire. Samaha et Hover [Samaha 92] et Saito et Ishimori [Saito 94] constatent une augmentation de la diffusivité aux chlorures après déchargement respectivement pour un chargement supérieur à 75 % et à 90 % de la résistance à la rupture. De même, Hearn et Lok [Hearn 97] constatent également une augmentation de la perméabilité au gaz à partir de 71 % de la contrainte à la rupture.

Cependant, la perméabilité ou la diffusivité commence à augmenter pour des niveaux de contrainte plus faibles lorsque les éprouvettes subissent des cycles de chargement-déchargement qui conduisent à la propagation des microfissures. Ainsi, par exemple Saito et Ishimori [Saito 94] ont constaté que la diffusivité aux chlorures s'accroît dès que le chargement cyclique (le nombre de cycles étant très important) atteint 60 % de la résistance à la rupture. De même, Picandet [Picandet 02] mesurant la perméabilité au gaz après l'application de chargements cycliques allant de 60 % à 90 % de la résistance à la rupture (10 cycles jusqu'à 80 % de la résistance à la rupture et 1,3 et 10 cycles pour le dernier chargement), constate également une augmentation de la perméabilité à partir du premier chargement cyclique, cette augmentation devenant abrupte après 80 % de la résistance à la rupture. L'augmentation finale atteint environ un ordre de grandeur. Il a par ailleurs comparé, pour le niveau de contrainte de 90 % de la contrainte au pic (10 cycles de chargement-déchargement), la perméabilité au gaz et la perméabilité à l'eau déduite à partir d'essais d'imbibition (sorption). L'endommagement provoqué par le chargement uniaxial augmente la perméabilité à l'eau d'un facteur de 1,5 et la diffusivité hydrique d'un facteur de 2 environ. La faible augmentation de ces deux paramètres, par rapport à la perméabilité au gaz, s'explique, comme précisé ci-dessus, par les phénomènes physico-chimiques qui conduisent à une réduction du débit injecté, donc de la perméabilité dans le temps [Hearn 99, Picandet 02, Loosveldt 02]. Notons que la sensibilité (en amplitude et en cinétique) de la diffusivité hydrique à la fissuration induite par le chargement mécanique avait également été constaté par Bazant et al. [Bazant 87] en désorption et par Samaha et Hover [Samaha 92] en absorption ou en désorption.

Contrairement à l'invariabilité de la perméabilité et de la diffusivité pour une contrainte (monotone ou cyclique) inférieure à environ 60% de la résistance à la rupture, celles-ci sont augmentées par la microfissuration induite par un séchage à température élevée : elle est d'environ un ordre de grandeur pour la diffusivité aux chlorures des éprouvettes séchées à 110 °C [Samaha 92] et/ou plus pour la perméabilité à l'eau des éprouvettes séchées à 105 °C [Hearn 99]. Cependant, Samaha et Hover [Samaha 92] ne constatent pas de variation de la diffusivité aux chlorures des éprouvettes en dessiccation dans l'air ambiant pendant 28 jours de séchage. Or, il a été rapporté que la microfissuration induite par la dessiccation dans l'air ambiant pendant 1 à 2 ans augmente la perméabilité au gaz [Burlion<sup>2</sup> 03].

D'autres auteurs se sont intéressés aux sollicitations de traction : essai BIPEDE [Gérard 96] et essai de traction par fendage qui est plus classique [Wang 97, Aldea 99]. Ce type d'essais permet d'obtenir plus facilement la relation fissuration induite-perméabilité par une création des fissures contrôlées. L'essai BIPEDE consiste à coller sur les faces planes d'un disque de béton ( $\phi 38 \times h 110 \text{ mm}^3$ ) deux tôles d'épaisseur 2 mm percées en leur centre d'un trou de diamètre 55 mm et à tirer sur ces tôles pour créer un endommagement diffus au centre de l'éprouvette. Cet état de sollicitation conduit généralement, dans la phase d'adoucissement, à la création de deux macrofissures amorcées à la limite du trou, parallèles et perpendiculaires à la direction de traction. Cet essai illustre une nette dépendance de la mesure de la perméabilité, qui peut également s'effectuer sous chargement, à la fissuration générée. Les mesures de la perméabilité à l'eau, réalisées sous chargement ou après déchargement, montrent que celle-ci, peu affectée par les déformations imposées en phase élastique, augmente au fur et à mesure de l'accroissement des déformations imposées. Pour une déformation maximale de  $1.10^{-3}$  (la déformation au pic de contrainte étant de l'ordre de  $0,2.10^{-3}$ ), l'augmentation de la perméabilité atteint 3 à 5 ordres de grandeur pour des bétons ordinaires. Une augmentation de la perméabilité est également constatée lors des essais de traction par fendage. Dans cet essai, la fissuration est amorcée dans la partie centrale, parallèle au chargement, et se diffuse vers les bords chargés de l'éprouvette avec l'augmentation du déplacement latéral [Wang 97, Aldea 99]. Ainsi, dès que le déplacement latéral sous chargement dépasse  $100 \mu\text{m}$ , la perméabilité mesurée après déchargement augmente rapidement. Elle est de cinq ordres de grandeur dans le cas d'un béton classique, pour un déplacement latéral sous chargement de  $350 \mu\text{m}$  [Wang 97, Aldea 99]. Cependant, Picandet [Picandet 02] rapporte que lorsque la perméabilité est mesurée avec le gaz, l'accroissement de la perméabilité est détecté à partir d'un déplacement latéral égal à  $15 \mu\text{m}$ . L'auteur montre ainsi que la mesure de la perméabilité par injection du gaz permet une évaluation plus fine de l'évolution de la microfissuration induite par chargement.

### 1.3 Conclusions

L'analyse bibliographique montre qu'il existe un couplage entre le comportement mécanique (à court et à long terme) et la dessiccation des matériaux à matrice cimentaire.

La dessiccation, dont les effets sont le retrait de dessiccation, l'effet structurel et des effets locaux, est à l'origine d'une microfissuration par dépassement de la résistance à la traction. Elle conduit à l'évolution du comportement mécanique à court terme. Les évolutions des propriétés mécaniques constatées diffèrent cependant d'un auteur à l'autre. Ceci provient de la composition, du mode de conservation et du conditionnement des matériaux d'essais. Par ailleurs, il existe peu d'études exhaustives qui traitent à la fois de l'évolution de la résistance et des propriétés élastiques (module d'Young et coefficient de Poisson) en fonction de la dessiccation. Le premier but de ce travail est donc de caractériser de manière exhaustive le couplage dessiccation-comportement mécanique à court terme sur des matériaux cimentaires courants.

La dessiccation produit également des variations du comportement mécanique à long terme (le fluage). En effet, la mise en dessiccation d'une éprouvette soumise à un chargement constant est à l'origine d'une déformation supplémentaire. La mise sous chargement constant d'une éprouvette préalablement séchée cause une déformation faible voire nulle. Un deuxième objectif de ce travail est d'étudier le phénomène de fluage afin de mettre en évidence le rôle joué par l'eau interstitielle, et l'influence de la fissuration induite après fluage à l'aide des mesures de perméabilité. Ces mesures seront menées à l'aide de fluides inertes vis-à-vis du matériau cimentaire pour empêcher toute interférence pouvant rendre encore plus difficile l'interprétation des résultats.

Afin d'étudier ces deux aspects de manière complète, il faut que l'état initial des éprouvettes d'essais soit saturé (ou quasi saturé) et que l'état final soit de saturation nulle (ou quasi sec). Par ailleurs, le(s) matériau(x) d'étude doit(vent) être de maturité élevée afin d'éviter des effets parasites, susceptibles d'influencer les essais, tels que l'évolution des résistances mécaniques, le retrait endogène et thermique. Dès lors, la conservation des éprouvettes dans les conditions d'un mûrissement à une humidité relative de 100 % ou à l'eau est le meilleur choix. Nous opterons pour une conservation dans l'eau à température constante. Nous avons vu que tant que de l'hydratation peut avoir lieu, les variations dimensionnelles, et en particulier la



structuration du matériau cimentaire, continuent. Néanmoins, la résistance à la compression tend vers une stabilisation relative au bout de 6 mois environ, du moins pour un béton de rapport E/C=0,5 (et donc aussi supérieur à 0,5), lorsque les éprouvettes sont conservées dans les conditions d'un mûrissement humide. Précisons que nos matériaux d'étude seront deux mortiers de E/C 0,5 et 0,8. Par ailleurs, pendant cette durée de 6 mois, le retrait endogène, déjà relativement faible pour des bétons dont le rapport E/C dépasse 0,42, pourra être considéré comme négligeable, le retrait thermique l'étant de toute façon. Nous allons alors conserver les éprouvettes pendant 6 mois dans l'eau. Dès lors, nous pouvons considérer que le retrait global qui sera mesuré après 6 mois de maturation ne provient que du séchage. Ce retrait comprend également le retrait de carbonatation pour lequel aucune précaution particulière n'a pu être prise afin d'en empêcher ou réduire l'effet, qui reste toutefois très faible par rapport à celui du retrait de dessiccation. Enfin, l'état de saturation nulle des éprouvettes sera considéré comme celui déterminé à la suite d'un séchage dans le four à une température modérée de 60 °C jusqu'à poids constant.

## Résumé

Ce chapitre traite d'abord de la structuration progressive du matériau cimentaire, de sa dessiccation, puis du comportement mécanique (à court et à long terme) en fonction du séchage. Enfin, nous présentons l'interaction entre la microfissuration du béton et la perméabilité.

Dans la première partie, nous nous intéressons à l'évolution des propriétés des matériaux cimentaires en fonction de l'hydratation. Au fur et à mesure de celle-ci, le matériau cimentaire se durcit par la formation des hydrates qui remplissent des espaces initialement occupés par l'eau. Parallèlement, il subit un retrait endogène et thermique. L'étude bibliographique nous conduit à conserver les matériaux d'essais pendant 6 mois dans l'eau afin d'étudier uniquement les effets de la dessiccation. Cette dessiccation cause un retrait de dessiccation, pour lequel la prépondérance des mécanismes mis en jeu (à savoir la variation de la dépression capillaire, de la pression de disjonction et de la tension superficielle) dépend de l'humidité relative régnant dans l'éprouvette, et auquel s'ajoutent un effet structurel et des effets locaux. Les conséquences de la dessiccation sont également liées à la composition et à la nature des constituants des matériaux cimentaires.

Dans la deuxième partie, nous proposons d'abord une brève synthèse sur le comportement mécanique à court terme. Les liens existants entre la nature de la sollicitation et le mode de détérioration qu'elle engendre, sont basés sur la possibilité d'existence d'une extension à l'intérieur de la matière. Les modes de détérioration sont dépendants des conditions aux limites. Ensuite, nous traitons de l'influence de la dessiccation sur les propriétés mécaniques en comparant les divers apports de la littérature. Il en ressort que les résultats divergent. Nous abordons ensuite le comportement mécanique à long terme. Pour le fluage propre de la pâte de ciment, un mécanisme à court terme associé à un mouvement d'eau dans l'espace capillaire et un mécanisme à long terme associé aux glissements des CSH sont à distinguer. D'autres mécanismes, liés à la présence des granulats et aux fissurations à l'interface pâte-granat, doivent être considérés lorsqu'il s'agit des mortiers ou des bétons. Quant aux mécanismes du fluage de dessiccation, un premier est lié à la diminution de la microfissuration induite par le retrait de dessiccation, un second au phénomène de diffusion de l'humidité interne. Parallèlement, quelques propriétés expérimentales des fluages propres et de dessiccation sont présentées. Enfin, le couplage qui existe entre la microfissuration induite par le chargement et la perméabilité évolue en fonction de la nature de la sollicitation et de son intensité.

## **Chapitre 2 : Campagne expérimentale sur le couplage des comportements hydrique et mécanique de deux mortiers**

## **Introduction**

Le chapitre précédent nous a permis de mettre en évidence la nécessité d'éviter des effets parasites liés surtout à l'hydratation, afin de mieux estimer l'influence et la portée de la dessiccation sur le comportement mécanique d'un béton. Il a également montré qu'à l'heure actuelle, des études complètes sur ce thème font défaut. Nous développons dans ce deuxième chapitre le cadre de la campagne expérimentale réalisée afin de répondre, dans la mesure du possible, à cette lacune et analysons les paramètres expérimentaux impliqués.

Nous y présentons le choix des matériaux, la réalisation des mortiers d'essai, l'obtention des éprouvettes, leurs conservation et conditionnement. Puis, nous explicitons les dispositifs expérimentaux employés pour effectuer les essais de retrait et de fluage, de compression uniaxiale et triaxiale, et enfin de porosité et de perméabilité. Nous précisons aussi, au cours de ce chapitre, la manière dont les paramètres pertinents sont analysés afin de mettre en évidence l'influence du séchage et le couplage existant entre la dessiccation et le comportement mécanique.

## 2.1 Conception de la campagne expérimentale

### 2.1.1 Choix des matériaux

Nous avons choisi de mettre en œuvre des mortiers pour l'étude expérimentale. Ces mortiers auront la particularité d'avoir un squelette granulaire composé d'un sable normalisé (Leucate) ayant un fuseau granulométrique très serré. L'utilisation d'un sable normalisé permet de reproduire sans difficulté majeure les mêmes types de mortier. Les mortiers servant de base à cette étude sont donnés dans les tableaux 2.1 et 2.2. Le premier mortier de notre étude (tableau 2.1) est un mortier normal faisant l'objet de la norme EN196-1. Celui-ci est utilisé pour définir certaines caractéristiques des ciments et notamment leur résistance. Le second mortier est obtenu simplement en augmentant la quantité de l'eau de gâchage (tableau 2.2). Ceci revient principalement à augmenter le pourcentage volumique de l'eau de gâchage et à diminuer celui du sable. Des mortiers similaires mais composés d'un ciment différent (CPJ-CEM II/B 45) ont déjà fait l'objet d'une autre étude sur le comportement sous forte sollicitation triaxiale [Burlion 97]. Il existe donc déjà une base de données sur de tels mortiers, par ailleurs très étudiés dans d'autres laboratoires. Le choix de nos mortiers n'est pas aléatoire. Tout d'abord, les deux mortiers ont un rapport E/C supérieur à 0,42, seuil au-delà duquel le retrait endogène devient négligeable devant le retrait de dessiccation après atteinte d'une maturité suffisante. L'effet de ce retrait est ainsi réduit dans les essais que nous réaliserons. Ensuite, le mortier05 est un matériau standard, et peut donc être considéré comme référence pour toute comparaison. Au contraire, le mortier08 est un matériau de faibles caractéristiques mécaniques. Nous avons décidé de couler ce dernier afin de mettre en évidence plus facilement les phénomènes liés au séchage du fait de ses propriétés de transport accentuées. Dans la suite, nous appellerons le mortier ayant le  $E/C=0,5$  comme « mortier05 », et de même le mortier ayant le  $E/C=0,8$  comme « mortier08 ».

Composants	Dosage pondéral	% volumique
Sable normalisé (Leucate)	1350 kg	58
Ciment CPJ-CEM II/B 32,5 R	450 kg	16
Eau	225 kg	26
Eau/Ciment	0,5	-

Tableau 2.1 : Composition du mortier normal (EN 196-1).

Composants	Dosage pondéral	% volumique
Sable normalisé (Leucate)	1350 kg	50
Ciment CPJ-CEM II/B 32,5 R	450 kg	14
Eau	360 kg	36
Eau/Ciment	0,8	-

Tableau 2.2 : Composition du mortier08.

### 2.1.2 Mise en œuvre des matériaux

L'étude a nécessité deux types d'éprouvettes : cylindriques et prismatiques. La quantité nécessaire de chaque mortier pour l'obtention des éprouvettes a été coulée en une seule fois (figure 2.1). Pour l'obtention des éprouvettes cylindriques, les mortiers sont coulés dans un coffrage de poutre (de section 15x15 cm<sup>2</sup> et de longueur 4 m divisée en parties de 1 m) dont la surface en contact avec l'atmosphère de la salle (T = 21 ± 1°C, Hr = 60 ± 5 %) est protégée par une bâche plastique afin d'éviter une dessiccation surfacique initiale. Pour l'obtention des éprouvettes prismatiques, les mortiers sont coulés dans des moules prismatiques normalisés (4x4x16 cm<sup>3</sup>), la même procédure de protection contre la dessiccation étant également appliquée pour ces éprouvettes prismatiques.

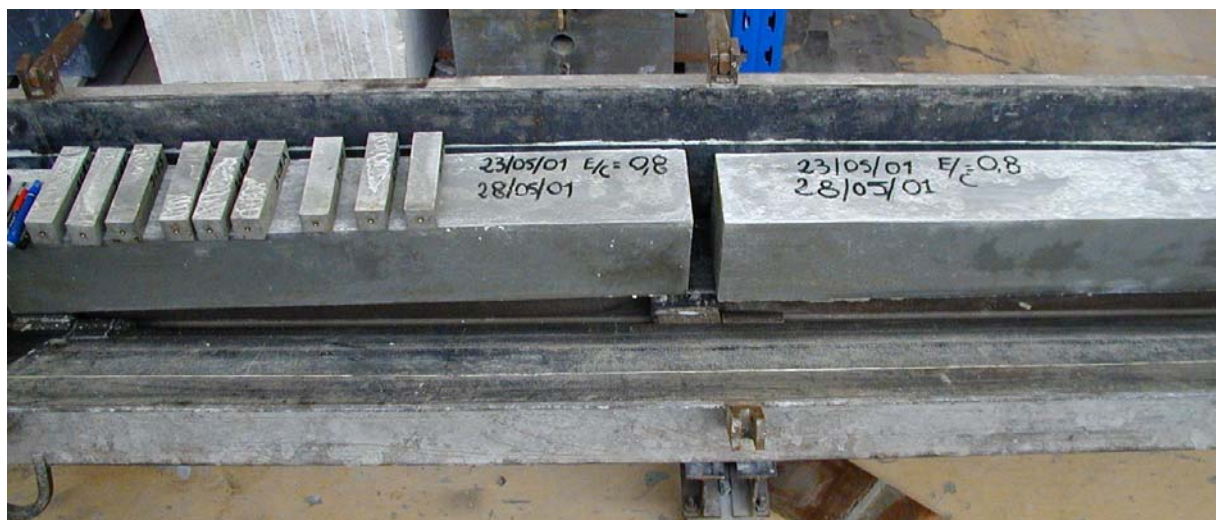


Figure 2.1 : Coulage des mortiers.

Cinq jours après le coulage, les poutres ont été mises dans une cuve d'eau saturée en chaux et thermostatée à  $20\pm 1^\circ\text{C}$ , afin de laisser les effets des retraits thermique et endogène se dissiper, et de laisser la maturation du mortier se faire complètement (figure 2.2).



Figure 2.2 : Cuve thermostatée dans laquelle sont mises toutes les éprouvettes afin d'obtenir une maturité élevée.

### 2.1.3 Obtention et conservation des éprouvettes

Au bout d'environ 1 mois, nous avons procédé au carottage, tronçonnage et à la rectification des éprouvettes de diamètre 37 mm. Ces opérations sont réalisées de façon à ce que nous restions cohérents avec le type d'essais que nous voulions mener. En d'autres termes, toutes les éprouvettes sont obtenues en masse, c'est-à-dire en enlevant la partie haute et basse des carottes d'une longueur initiale de 150 mm. Ainsi, on évite les effets de bords. Les quatre bords de la poutre du mortier ayant été en contact avec le moule ont été également éliminés lors du carottage pour les mêmes raisons. La figure 2.3 illustre la démarche suivie pour l'obtention de toutes les éprouvettes. Les dimensions des éprouvettes sont choisies de façon à obtenir rapidement la variation des paramètres pertinents en fonction du séchage [Acker 88]. Les éprouvettes ainsi préparées sont remises dans le bac d'eau jusqu'à six mois de maturation (figure 2.2).

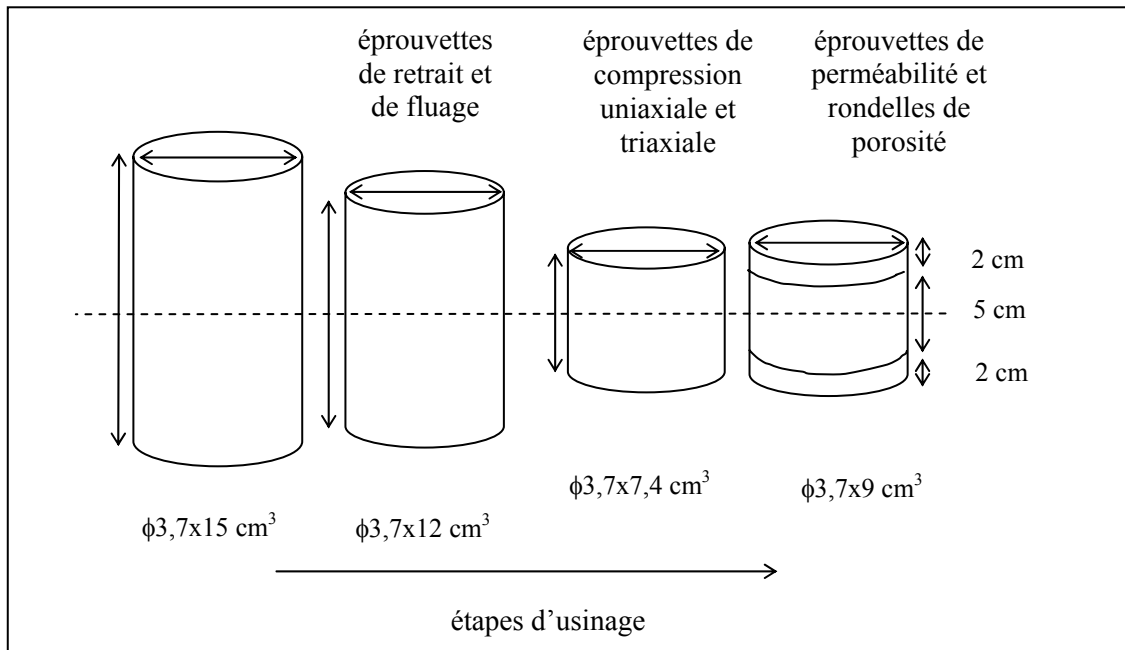


Figure 2.3 : Démarche de l'obtention des éprouvettes cylindriques.

## 2.1.4 Description de la campagne expérimentale

### 2.1.4.1 Essais réalisés

Notre but principal est de caractériser les effets de la dessiccation sur le comportement mécanique. Ainsi, l'étude expérimentale a été menée selon deux grands axes : l'étude du comportement à long terme et celle du comportement à court terme, et mesures de porosité et de perméabilité caractérisant le réseau poreux et les propriétés de transports. Comme nous l'avons précisé dans le premier chapitre, tout type de mesure part d'un état saturé (ou quasi saturé) pour atteindre un état sec (ou quasi sec), afin de pouvoir caractériser de manière complète le comportement mécanique en fonction de la teneur en eau. Ainsi, les éprouvettes sont séparées en trois séries différentes après 6 mois en cuve thermostatée :

- une série regroupe les éprouvettes protégées de la dessiccation par l'application d'aluminium autocollant,
- une série est laissée en dessiccation sous atmosphère contrôlée ( $T = 21^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ ,  $H_r = 45\% \pm 5\%$ ),
- une dernière, préalablement séchée dans un four à  $60^\circ\text{C}$  jusqu'à poids constant, est protégée ensuite de la reprise d'eau par l'application d'aluminium autocollant.



Nous avons tout d'abord étudié le mortier05 : les essais qui ont permis d'évaluer son comportement à long terme se décomposent comme suit :

- mesure des retraits endogène et de dessiccation sur prismes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  et sur cylindres  $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$ ,
- mesure de variations dimensionnelles sur prismes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  et sur cylindres  $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$  préalablement séchés, leurs retraits pendant le séchage dans le four étant également mesurés,
- mesure des fluages propre et de dessiccation et des éprouvettes préalablement séchées sur cylindres  $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$ ,
- mesure de la perte en eau sur prismes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  et sur cylindres  $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$ ,

De plus,

- mesure de la perméabilité au gaz et au liquide sur des cylindres  $\phi 3,7 \times 5 \text{ cm}^3$  obtenus par tronçonnage dans la partie médiane des éprouvettes fluées afin d'évaluer la microfissuration induite par le chargement, les perméabilités mesurées sur cylindres  $\phi 3,7 \times 5 \text{ cm}^3$  préalablement séchés servant de base de comparaison.

Le comportement à court terme de ce même mortier est étudié par :

- des essais de compression uniaxiale et triaxiale déviatorique avec cycle de charge-décharge sur cylindres  $\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3$ ,
- des essais de compression hydrostatique (15 MPa) obtenue avant l'application du déviateur et de compression hydrostatique (60 MPa) avec cycle de charge-décharge sur cylindres  $\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3$ ,
- la mesure de la perte en eau des cylindres  $\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3$ .

Par ailleurs, ces mesures sont complétées par celles du gonflement à l'eau et à l'éthanol des éprouvettes prismatiques  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  préalablement séchées, ce qui nous permettra de mieux comprendre les phénomènes impliqués dans le comportement mécanique que nous détaillerons dans le troisième chapitre.

L'étude du mortier08 a été limitée à l'évolution du comportement mécanique à court terme en fonction des effets de la dessiccation. Ainsi, les expériences menées sur ce mortier sont les suivantes:

- mesure des retraits endogène et de dessiccation sur prismes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ ,
- mesure de variations dimensionnelles sur prismes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  préalablement séchés, leur retrait pendant le séchage dans le four étant également mesuré,
- essais de compression uniaxiale et triaxiale déviatorique avec cycle de charge-décharge sur cylindres  $\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3$ ,
- essais de compression hydrostatique obtenue avant l'application du déviateur,
- mesure de la perte en eau sur prismes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  et sur cylindres  $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$ .

Les mesures sur les deux mortiers sont complétées par la détermination de leur porosité sur des rondelles de  $\phi 3,7 \times 2 \text{ cm}^3$ .

Le fait de mesurer la variation dimensionnelle des éprouvettes protégées de la dessiccation, et surtout celle des éprouvettes préalablement séchées, peut paraître contradictoire. En effet, nous avons vu au premier chapitre que le retrait endogène est négligeable après six mois. De plus, les éprouvettes préalablement séchées à  $60^\circ\text{C}$  jusqu'à poids constant ne doivent pas avoir de retrait. Cependant, nous avons mesuré les variations dimensionnelles de ces éprouvettes, afin de détecter toute interférence liée respectivement à un retrait endogène et/ou à une perte en eau des éprouvettes protégées de la dessiccation et à une reprise d'eau des éprouvettes préalablement séchées. Une perte ou un gain de masse pourrait provenir par exemple d'une mauvaise étanchéité de protection, car cela a été souvent remarqué. Pour ces mêmes raisons, nous suivons également, dans le temps, les essais mécaniques à court terme effectués sur des éprouvettes protégées de la dessiccation. Nous allons voir dans la section suivante que ce souci s'est trouvé malheureusement justifié pour le premier mortier de l'étude (mortier05).

Tous les essais ont donc été réalisés en fonction du temps de séchage et du mode de conservation.

#### 2.1.4.2 Préparation et conditionnement des éprouvettes

Les éprouvettes de la première et de la troisième séries sont donc protégées respectivement d'une perte et d'une reprise d'eau par l'aluminium avant d'être mises dans la salle contrôlée. Par ailleurs, toutes les éprouvettes d'essais à long terme du mortier05 ont reçu des plots pour la mesure des déformations (voir également le paragraphe 2.2.1.1).

Afin de pouvoir bien coller les plots (avec une colle de type Loctite 496) sur la surface latérale des éprouvettes (prismatiques  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  et cylindriques  $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$ ), il est nécessaire d'appliquer un léger séchage préliminaire aux éprouvettes. Ainsi, les éprouvettes du comportement à long terme des trois séries sont laissées à l'air ambiant afin que leur surface sèche suffisamment (6 heures), puis les plots sont collés. Ensuite, les éprouvettes de la première série ont reçu deux couches d'aluminium (pour être protégées de la dessiccation), celles de la deuxième série ont été mises en ambiance contrôlée tandis que celles de la troisième série ont été mises dans le four jusqu'à l'obtention du poids constant et protégées ensuite également par deux couches d'aluminium à la suite de ce séchage jusqu'à poids constant. La figure 2.4 illustre l'obtention du poids constant dans le four où sont également portées l'évolution de la perte en poids d'une éprouvette  $\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3$  et d'une éprouvette  $\phi 3,7 \times 5 \text{ cm}^3$  : le poids devient constant après 25 jours de séchage.

En ce qui concerne les éprouvettes destinées aux essais mécaniques à court terme des deux mortiers, seules celles de la première série ont été placées un temps minimum à l'air ambiant pour un bon collage de l'aluminium sur leur surface (3 heures).

La mesure du poids des éprouvettes protégées de la dessiccation et de celles protégées de la reprise d'eau du mortier05 a révélé une variation de ce poids due, en majeure partie, à une perte ou gain de poids au niveau des plots collés sur les surfaces latérales. La figure 2.5 illustre ce propos. On constate que plus le nombre de plots est élevé, plus la perte en poids est importante (6 plots sur éprouvettes cylindriques, 4 plots sur éprouvettes prismatiques, pas de plots sur éprouvettes réservées aux essais mécaniques). Une légère perte en eau est constatée sur les éprouvettes qui n'ont pas de plots, ce qui indique que l'aluminium laisse traverser légèrement l'eau. Cette constatation a été prise en considération lors de l'étude du mortier08 pour lequel nous avons décidé de ne plus coller de plot sur ses surfaces et d'appliquer quatre couches d'aluminium à la place de deux.

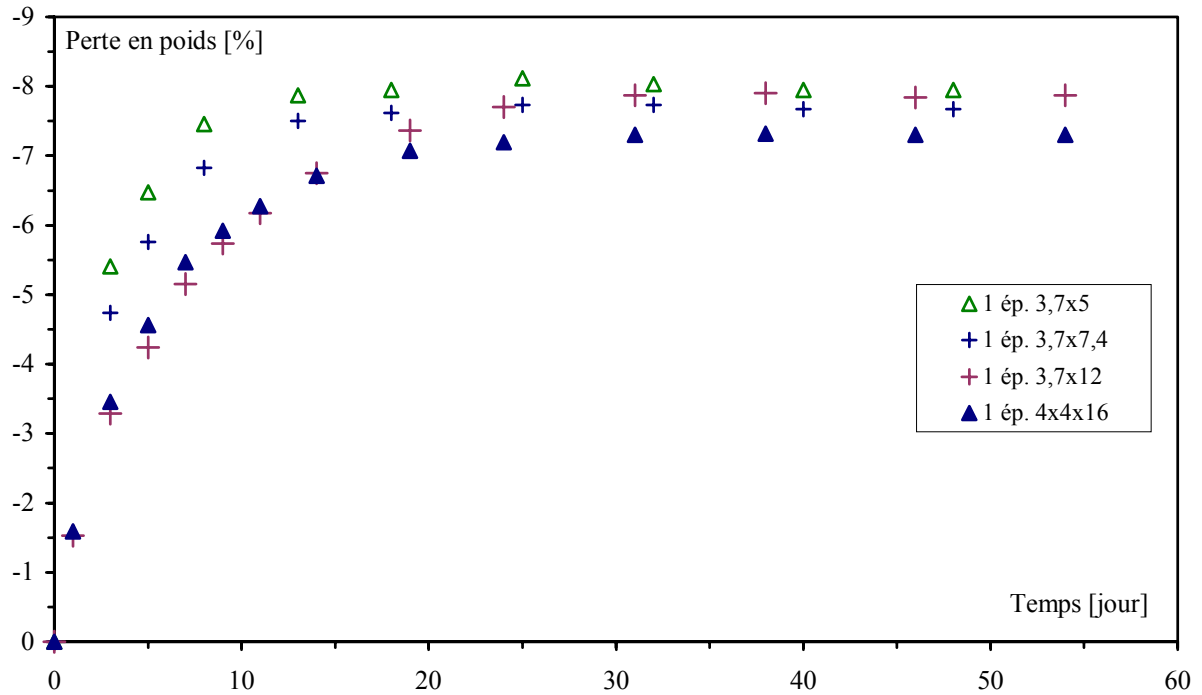


Figure 2.4 : Evolution de la perte en poids d'éprouvettes de tailles différentes du mortier05 dans le four.

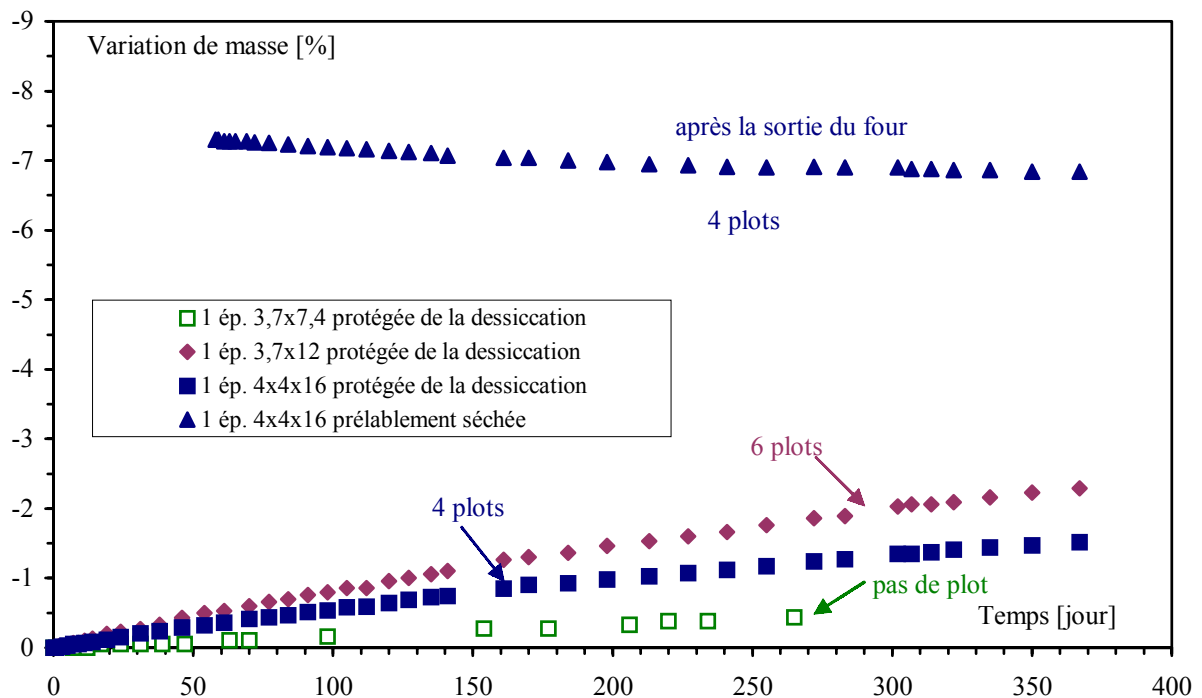


Figure 2.5 : Variation de masse des éprouvettes protégées du mortier05, en fonction des plots collés sur leur surface.

Par ailleurs, le fait que nous n'ayons pas collé de plot sur les surfaces des éprouvettes du mortier08 a raccourci la durée de séchage avant la mise en place des éprouvettes pour les mesures. De plus, le nombre d'éprouvettes testé du mortier08 par rapport à celui du mortier05 étant plus faible, cette durée du séchage subi par les éprouvettes du mortier08 a été un peu plus court. La figure 2.6 montre que la variation de masse des éprouvettes protégées du mortier08 est alors négligeable en l'absence des plots. Cette figure confirme que la source principale de perte et de reprise d'eau constatée sur les éprouvettes du mortier05 est bien la présence des plots.

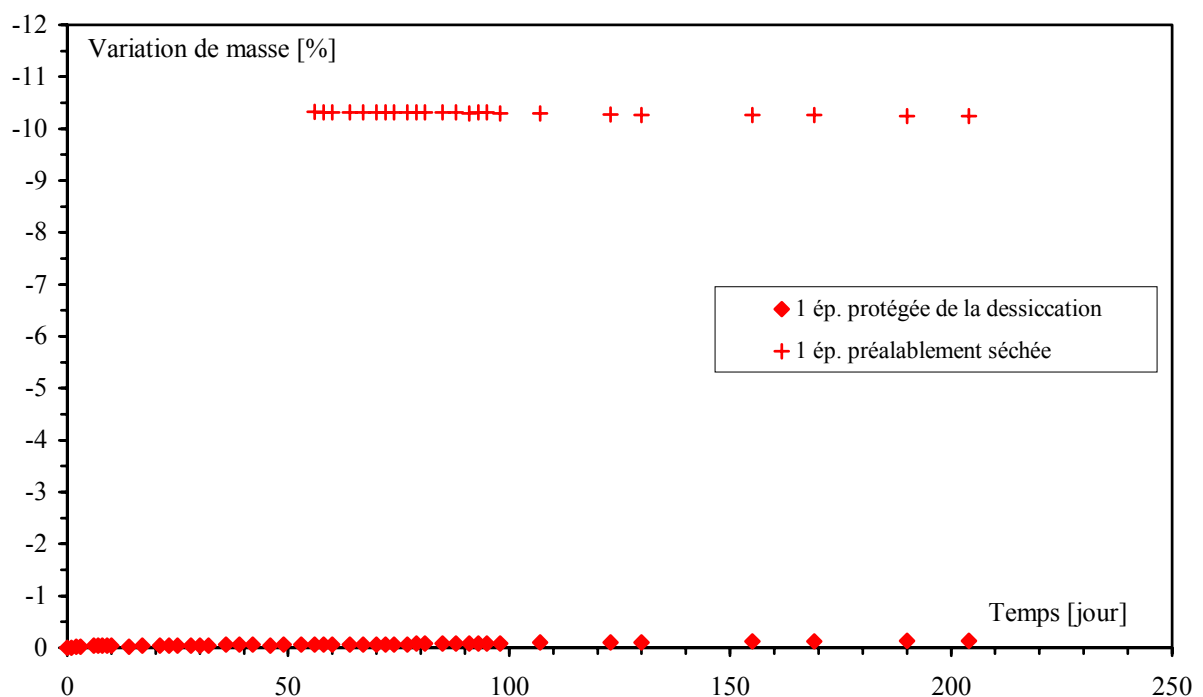


Figure 2.6 : Variation de masse des éprouvettes 4x4x16 protégées du mortier08 sans collage de plot.

## **2.2 Dispositifs expérimentaux et principes des mesures**

### **2.2.1 Mesure des déformations différées**

#### **2.2.1.1 Mesure du retrait**

Le retrait a été mesuré à la fois sur éprouvettes cylindriques et prismatiques. Le retrait des éprouvettes cylindriques est obtenu à partir des plots collés sur leur surface latérale (figure 2.7), ceci étant imposé par leur conception et leur obtention (§ 2.1.3). Le retrait des éprouvettes prismatiques est mesuré par le biais des plots de surfaces latérales et de ceux des surfaces extrêmes (figure 2.7). Les plots des extrémités des éprouvettes 4x4x16 cm<sup>3</sup> sont mis en place, rappelons-le, avant le coulage, contrairement aux plots collés sur les surfaces latérales. Les éprouvettes prismatiques nous permettront ainsi de comparer les deux types de mesures. De plus, nous pourrons vérifier s'il y a un effet d'échelle par la comparaison du retrait des éprouvettes cylindriques et prismatiques en dessiccation dans la salle contrôlée et dans le four. Cet effet, s'il existe, devrait être faible car la géométrie des deux types d'éprouvettes est très proche.

Les éprouvettes prismatiques sont munies de plots sur deux de leurs surfaces. La disposition des plots de surface des éprouvettes cylindriques a été guidée par les essais de fluage. En effet, dans le but de compenser le non-parallélisme des surfaces supérieure et inférieure dû au défaut géométrique du montage d'usinage de la rectifieuse, et de moyennner ainsi la mesure, nous avons collé des plots régulièrement à 120° par rapport à la génératrice (figure 2.7). Naturellement, la même disposition des plots est respectée pour les éprouvettes cylindriques de retrait. Par ailleurs, aussi bien pour les éprouvettes prismatiques que cylindriques, les plots sont collés de façon à ce qu'ils soient à égale distance de la surface supérieure et inférieure de l'éprouvette. Le raccourcissement de l'éprouvette est mesuré par un extensomètre électronique (de précision 1 µm) ayant une base de mesure de 10 cm (figure 2.8.a) tandis que le rapprochement des surfaces supérieure et inférieure est mesuré par un déformètre classique (de précision 1 µm) de base de mesure de 16 cm (figure 2.8.b).

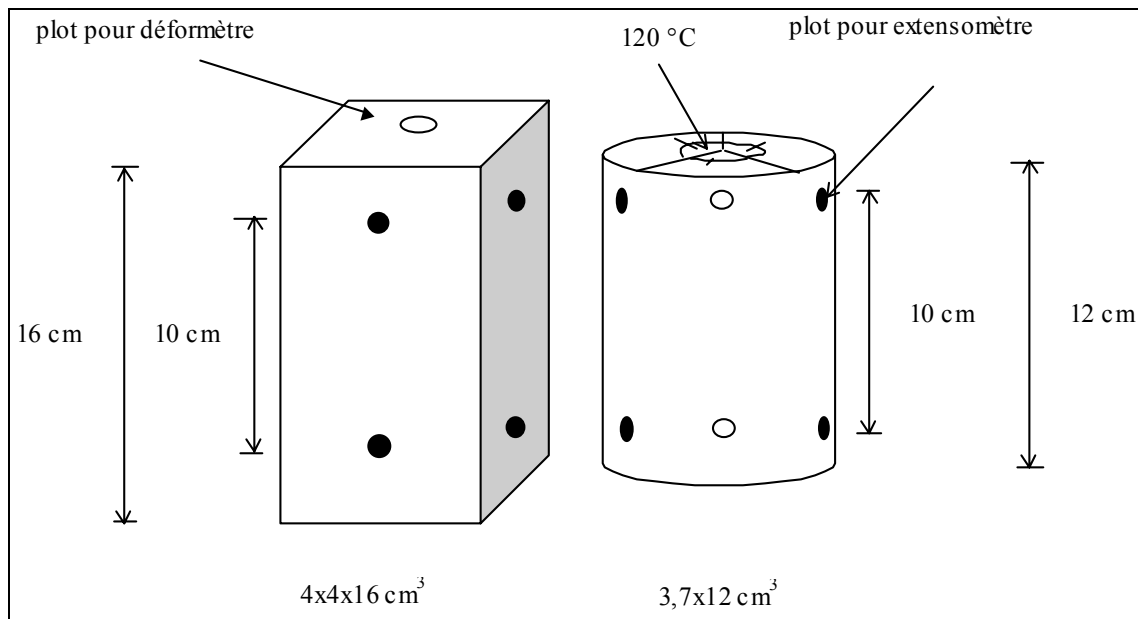


Figure 2.7 : Représentation schématique des éprouvettes d'essais.

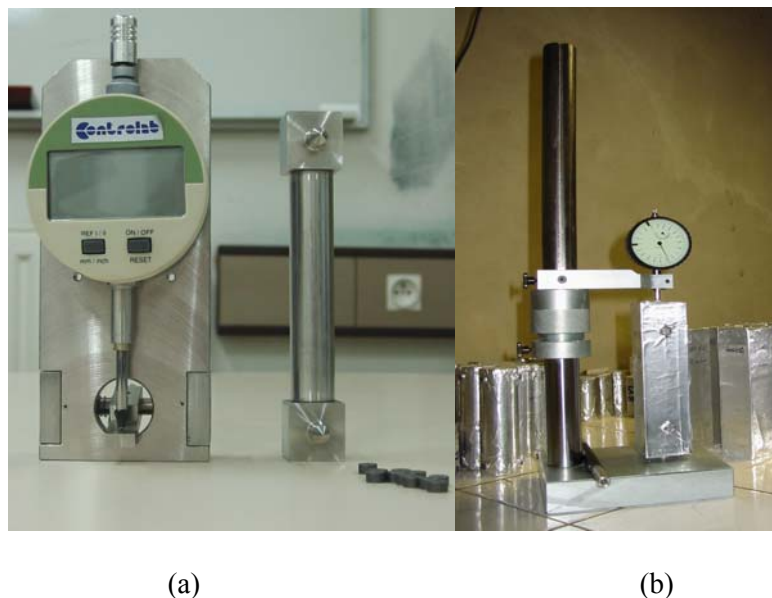


Figure 2.8 : a) extensomètre électronique b) déformètre.

### 2.2.1.2 Mesure du fluage

La figure 2.9 montre l'ensemble des bâtis de fluage mis au point au laboratoire permettant de solliciter en même temps les déformations sur 12 éprouvettes. Le principe de montage est très classique. Celui-ci consiste en six bâtis reliés par une nourrice à une pompe manuelle de type Enerpac, de capacité 70 MPa. Chaque bâti est composé de trois plateaux reliés entre eux par

trois tirants : un plateau inférieur par lequel l'effort constant est appliqué, un plateau médian et un plateau supérieur. Deux éprouvettes sont placées dans chaque bâti et séparées par le plateau médian de mouvement libre. Les effets de flexion sont corrigés, en jouant sur les plateaux supérieur et inférieur afin que ces plateaux puissent être en contact parfait avec les surfaces extrêmes de l'éprouvette. Ensuite, le mouvement du plateau supérieur est bloqué à l'aide des écrous serrés sur les tirants. L'effort appliqué par la pompe manuelle est transmis sur les éprouvettes par le plateau inférieur. Précisons qu'une évolution des bâtis est en cours avec un système de rotulage permettant une compensation automatique de la flexion. Nous avons mesuré le fluage du mortier05 uniquement, pour une contrainte appliquée égale à 50 % de la contrainte à la rupture, déterminée sur des éprouvettes saturées en eau, après six mois de maturation dans l'eau, soit 24 MPa.

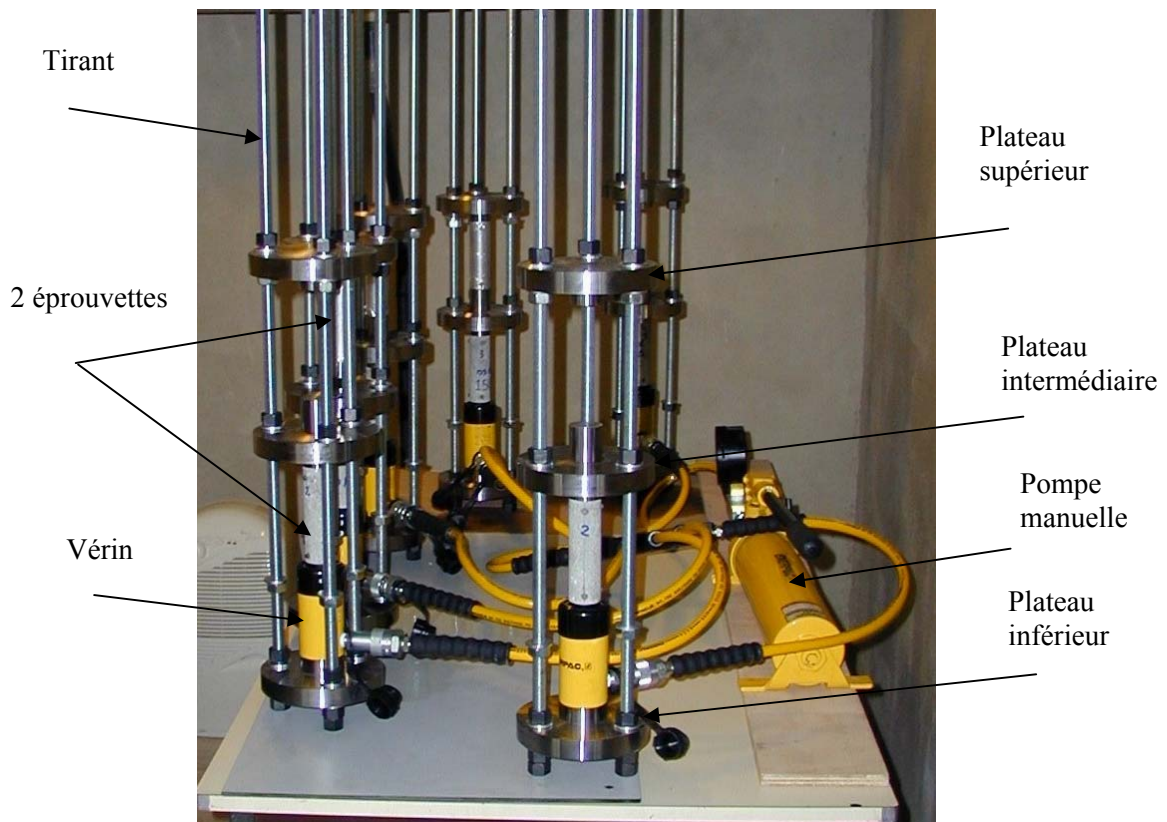


Figure 2.9 : Bâtis de fluage.

### 2.2.1.3 Définition des déformations

Nous détaillons, à l'aide de la figure 2.10, l'ensemble des déformations mises en jeu lors des essais de retrait, de fluage et de recouvrance que nous avons effectués. Sur cette figure, les



déformations sont négatives en cas de raccourcissement et positives en cas d'allongement. Ceci sera respecté tout au long de cette étude. Nous rappelons que lors des essais de retrait et de fluage, quel que soit le mode de conservation, nous pouvons uniquement mesurer certaines déformations : retrait endogène, déformation totale sous chargement en condition endogène, retrait total en dessiccation et déformation totale sous chargement en dessiccation. A partir de ces déformations, nous obtenons d'autres grandeurs telles que le retrait de dessiccation, le fluage propre et de dessiccation en supposant le découplage possible, ce qui est largement admis dans la littérature.

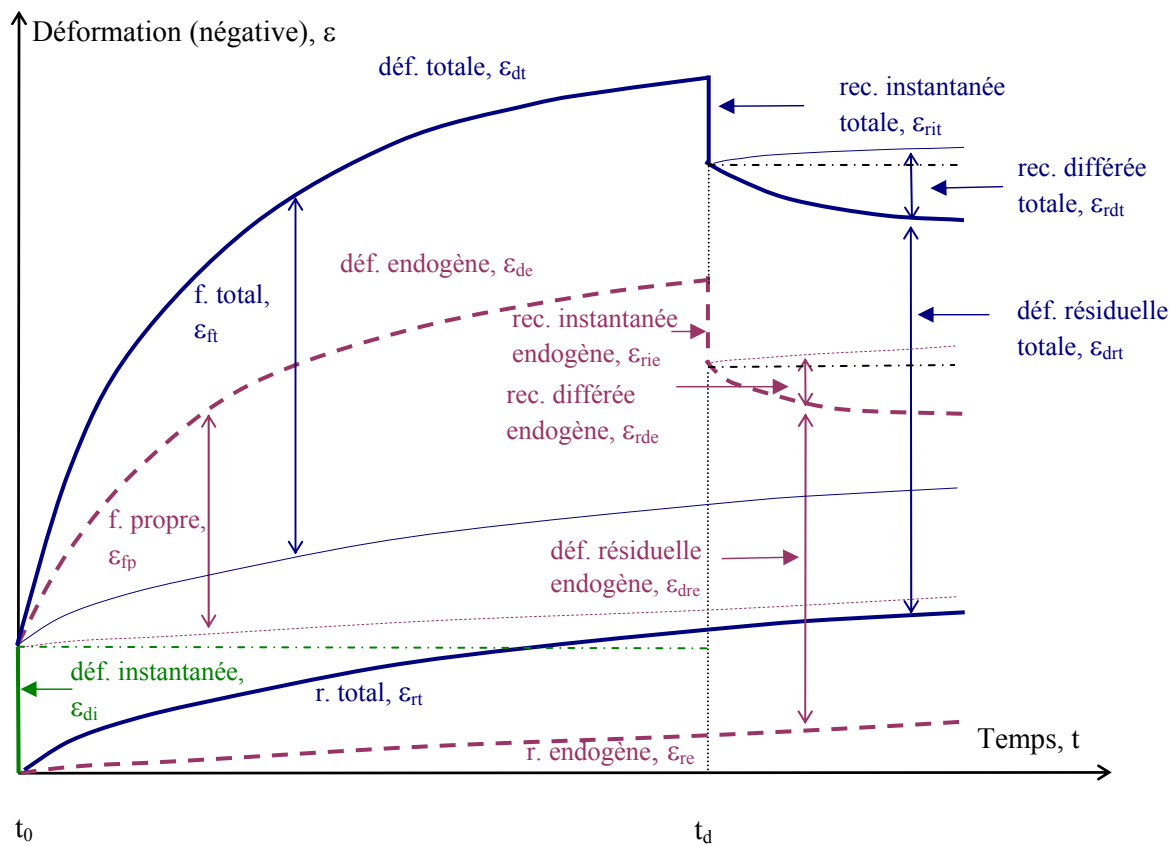


Figure 2.10 : Déformations de retrait, de fluage et de recouvrance des matériaux à matrice cimentaire en fonction du temps.

En condition endogène (absence d'échange hygrométrique avec le milieu ambiant), nous mesurons un retrait endogène ( $\epsilon_{re}$ ) lorsque l'éprouvette n'est pas chargée et une déformation totale ( $\epsilon_{de}$ ), somme d'une déformation instantanée ( $\epsilon_{di}$ ), du fluage propre ( $\epsilon_{fp}$ ) et du retrait endogène ( $\epsilon_{re}$ ) lorsque l'éprouvette subit un chargement constant à partir d'un instant  $t_0$ . Ces déformations sont liées par l'expression :

$$\varepsilon_{fp}(t) = \varepsilon_{de}(t) - \varepsilon_{di}(t_0) - \varepsilon_{re}(t) \quad (2.1)$$

Dans le cas de la dessiccation, deux éprouvettes supplémentaires sont nécessaires, l'une pour la mesure de la déformation totale ( $\varepsilon_{dt}$ ) et l'autre pour la mesure du retrait total ( $\varepsilon_{rt}$ ) permettant de déterminer le retrait de dessiccation ( $\varepsilon_{rd}$ ) et le fluage de dessiccation ( $\varepsilon_{fd}$ ) :

$$\varepsilon_{ft}(t) = \varepsilon_{dt}(t) - \varepsilon_{di}(t_0) - \varepsilon_{rt}(t) \quad (2.2)$$

et :

$$\varepsilon_{rd}(t) = \varepsilon_{rt}(t) - \varepsilon_{re}(t) \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{fd}(t) = \varepsilon_{ft}(t) - \varepsilon_{fp}(t) \quad (2.4)$$

Si la phase de chargement est suivie d'un déchargement (à un instant  $t_d$ ), on obtient cette fois-ci une recouvrance, somme d'une recouvrance instantanée et d'une recouvrance différée. Cette recouvrance n'étant pas totale, on mesure une déformation résiduelle, donnée respectivement en condition endogène ( $\varepsilon_{dre}$ ) et de dessiccation ( $\varepsilon_{drt}$ ) par les relations suivantes en supposant le découplage possible :

$$\varepsilon_{dre}(t) = \varepsilon_{de}(t_d^-) + \varepsilon_{rie}(t_d) + \varepsilon_{rde}(t - t_d) - \varepsilon_{re}(t - t_d) \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{drt}(t) = \varepsilon_{dt}(t_d^-) + \varepsilon_{rit}(t_d) + \varepsilon_{rdt}(t - t_d) - \varepsilon_{rt}(t - t_d) \quad (2.6)$$

où  $\varepsilon_{de}(t_d^-)$ ,  $\varepsilon_{rie}(t_d)$ ,  $\varepsilon_{rde}(t - t_d)$  et  $\varepsilon_{re}(t - t_d)$  sont respectivement la déformation avant le déchargement, la recouvrance instantanée (valeur positive), la recouvrance différée (valeur positive) et le retrait en condition endogène, et où  $\varepsilon_{dt}(t_d^-)$ ,  $\varepsilon_{rit}(t_d)$ ,  $\varepsilon_{rdt}(t - t_d)$  et  $\varepsilon_{rt}(t - t_d)$  sont respectivement la déformation avant le déchargement, la recouvrance instantanée (valeur positive), la recouvrance différée (valeur positive) et le retrait en condition de dessiccation.

La différence entre la déformation résiduelle en condition de dessiccation et celle en condition endogène représente, à l'image du fluage de dessiccation, la déformation résiduelle due à la dessiccation.

## 2.2.2 Essais mécaniques à court terme : compressions uniaxiale, triaxiale et hydrostatique

### 2.2.2.1 Dispositifs expérimentaux

La figure 2.11 montre l'appareillage nécessaire pour mener à bien l'ensemble des essais mécaniques :

- une presse hydraulique de type Instron<sup>®</sup> et de capacité 500 kN, soit pour un diamètre de 3,7 cm, 465 MPa,
- une cellule triaxiale de capacité maximale 60 MPa de confinement,
- une pompe Gilson<sup>®</sup>, de capacité maximale de 60 MPa, avec son module manométrique qui contrôle les limites inférieure et supérieure de la pression tout en affichant la pression instantanée de la pompe.

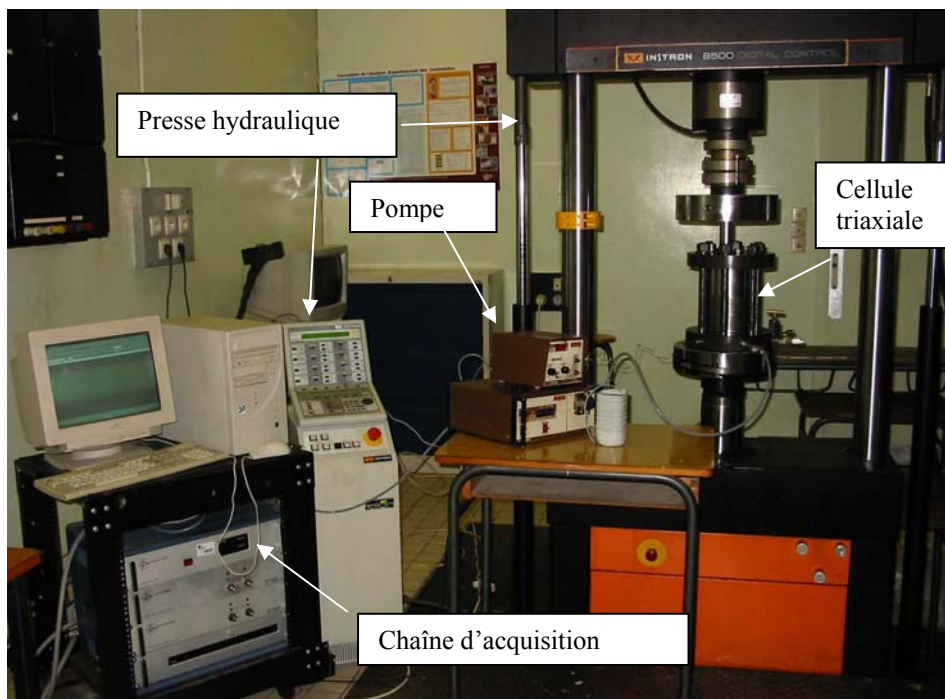


Figure 2.11 : Ensemble de dispositifs d'essais mécaniques.

### 2.2.2.2 Préparation des éprouvettes

Chaque éprouvette d'essai mécanique est munie de 4 jauges d'extensométrie (strain gage cement, KFG-10-120-C1-11, Kyowa<sup>®</sup>) : 2 jauges longitudinales disposées à 180° et 2 jauges transversales disposées à 180° à mi-hauteur de l'éprouvette (figure 2.12), afin de mesurer les déformations longitudinales et transversales de l'éprouvette. Avant le collage des jauges, en raison de la rugosité et du bullage de nos matériaux et de la protection des jauges contre le fluide interne des éprouvettes, un traitement de surface était nécessaire. Ainsi, une couche d'adhérence est réalisée par application d'une résine pour jauges (PC-12, Kyowa<sup>®</sup>) sur toute la partie médiane, de longueur égale à la moitié de celle de l'éprouvette. De plus, les vides situés sur toutes les surfaces de l'éprouvette sont également remplis de cette résine. Dans le cas des éprouvettes protégées de la dessiccation, nous appliquons la résine après avoir séché légèrement la surface latérale des éprouvettes. Après le séchage de la résine, celle-ci est rendue rugueuse à l'aide de papier abrasif afin de réduire au maximum son épaisseur sans pour autant atteindre les grains. Ensuite, les jauges sont collées à l'aide d'une colle instantanée (strain gage cement, CC-33, Kyowa<sup>®</sup>) sur cette surface et câblées par soudage. Les fils de câbles assurent la liaison avec la chaîne de mesure permettant de mesurer les déformations transversales et longitudinales de l'éprouvette. Enfin, les jauges sont protégées par un vernis (M coat A, Vishay-Micromesures). L'éprouvette ainsi préparée est prête à l'essai. Précisons qu'à partir de cette opération de collage des jauges jusqu'au moment des essais, la perte d'eau des éprouvettes protégées de la dessiccation du mortier<sup>05</sup>, mesurée sur des éprouvettes témoins, était d'environ 0,5 g. Cette perte d'eau correspond à environ 3,6 % de la perte d'eau totale obtenue sur les éprouvettes séchées dans le four à 60 °C.

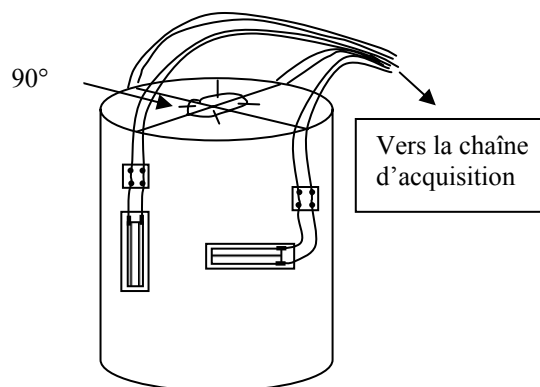


Figure 2.12 : Principe d'installation des jauges et câblage.

### 2.2.2.3 Compression simple avec cycles de chargement-déchargement

#### 2.2.2.3.1 Déroulement des essais

L'éprouvette instrumentée est placée entre les appuis de la machine ; celui du haut est rotulé, celui du bas est fixe (figure 2.13). Auparavant, les contacts avec les surfaces extrêmes de l'éprouvette sont huilés afin de réduire le frottement. Ensuite, l'éprouvette est sollicitée en déplacement contrôlé à vitesse constante de  $2 \mu\text{m/s}$  par des cycles de chargement-déchargement jusqu'à la rupture. La vitesse de déformation est choisie de manière à limiter les effets dynamiques et à avoir un essai « rapide ». Dans le même temps, les déformations de l'éprouvette et la force appliquée sont enregistrées à l'aide des jauges et du capteur de force (de la presse) reliées à la chaîne d'acquisition. Les essais sont menés avec cycles de chargement-déchargement afin de suivre l'évolution des propriétés élastiques du matériau en fonction de son endommagement. Les cycles de chargement-déchargement sont effectués en fonction de la force (donc de la contrainte) appliquée à l'éprouvette. L'évolution de la contrainte en fonction du temps pendant tous les essais de compression (à part les essais préliminaires) est celle présentée sur la figure 2.14 : l'éprouvette est d'abord sollicitée par trois cycles de chargement-déchargement jusqu'à 9 MPa (retour à 1 MPa), ensuite amenée à rupture par incréments successifs de 9MPa. Pour les cycles, la contrainte est ramenée à 5 MPa. La sollicitation des éprouvettes par trois cycles initiaux de chargement-déchargement jusqu'à 9 MPa est réalisée dans le but de se conformer aux recommandations de la RILEM pour la détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson initiaux [RILEM 72].

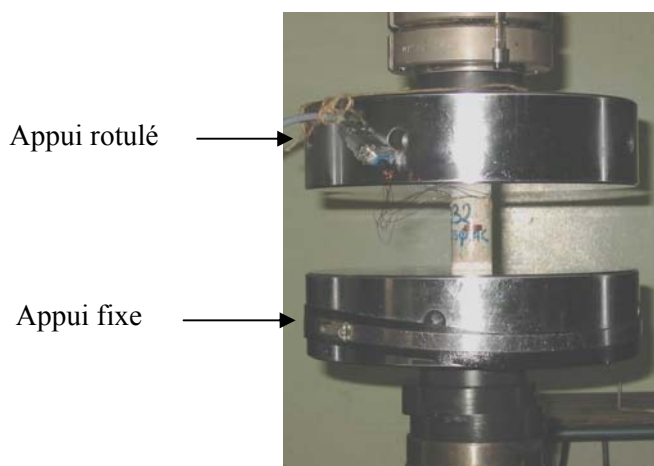


Figure 2.13 : Essais de compression simple.

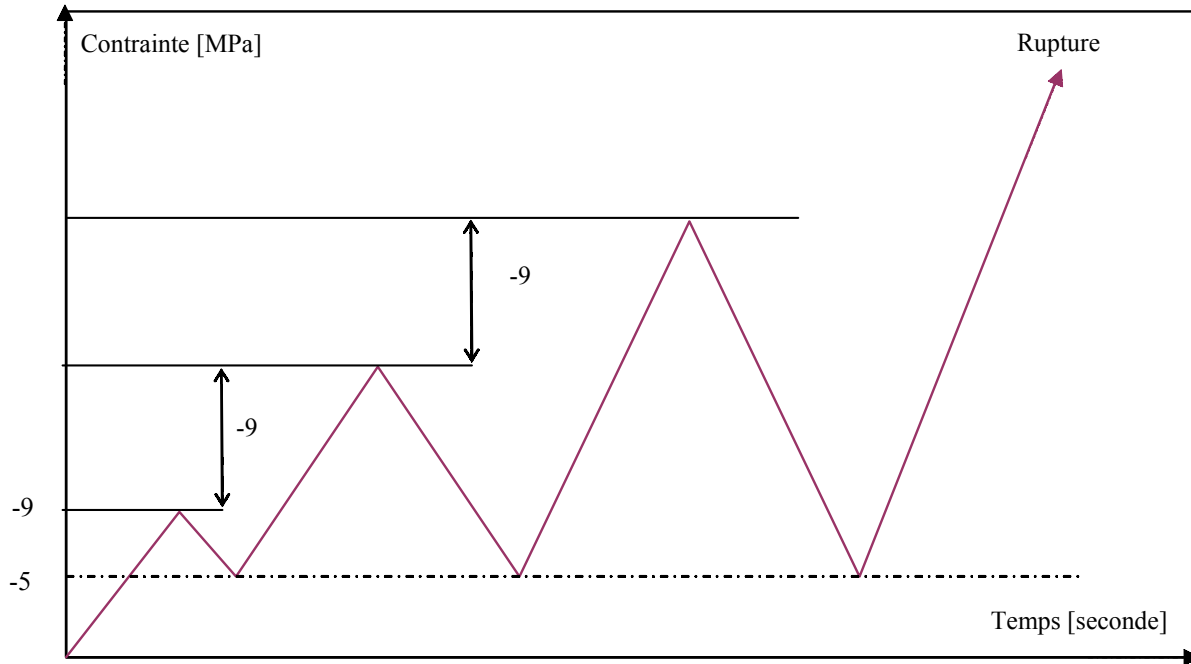


Figure 2.14 : Pilotage des essais de compression simple.

#### 2.2.2.3.2 Problème du défaut de parallélisme et solution

Lors des essais préliminaires réalisés sur mortier05, nous avons constaté que les réponses des jauges longitudinales et latérales ne se superposaient pas. Ceci est dû aux défauts de parallélisme des surfaces extrêmes de l'éprouvette et au manque de rotulage du plateau supérieur dû à une disproportion des dimensions plateau/éprouvette. Nous présentons sur la figure 2.15, la réponse des deux jauges longitudinales obtenue avec appui du bas fixe et appui du haut rotulé. L'éprouvette est soumise à un effet de flexion parasite. Par conséquent, nous observons des déformations initiales, totales et irréversibles différentes. Il était alors important de remédier à ce problème pour obtenir des essais de bonne qualité. Nous avons conçu une rotule spéciale de même diamètre que l'éprouvette, placée entre le plateau supérieur de la machine et l'éprouvette, afin d'assurer une application parfaite des efforts de la machine et de prévenir les imperfections dues aux défauts de parallélisme des deux surfaces de l'éprouvette (figure 2.16). Dans ce cas, l'effort de la machine peut être appliqué en rendant fixe ou rotulé l'appui du haut. La figure 2.17 témoigne de l'amélioration apportée par cette rotule dont l'utilisation permet de minimiser cet effet parasite et d'obtenir des réponses de jauges parfaitement superposées. Par conséquent, tous les essais de compression simple et de compression triaxiale seront réalisés avec cette rotule spéciale.

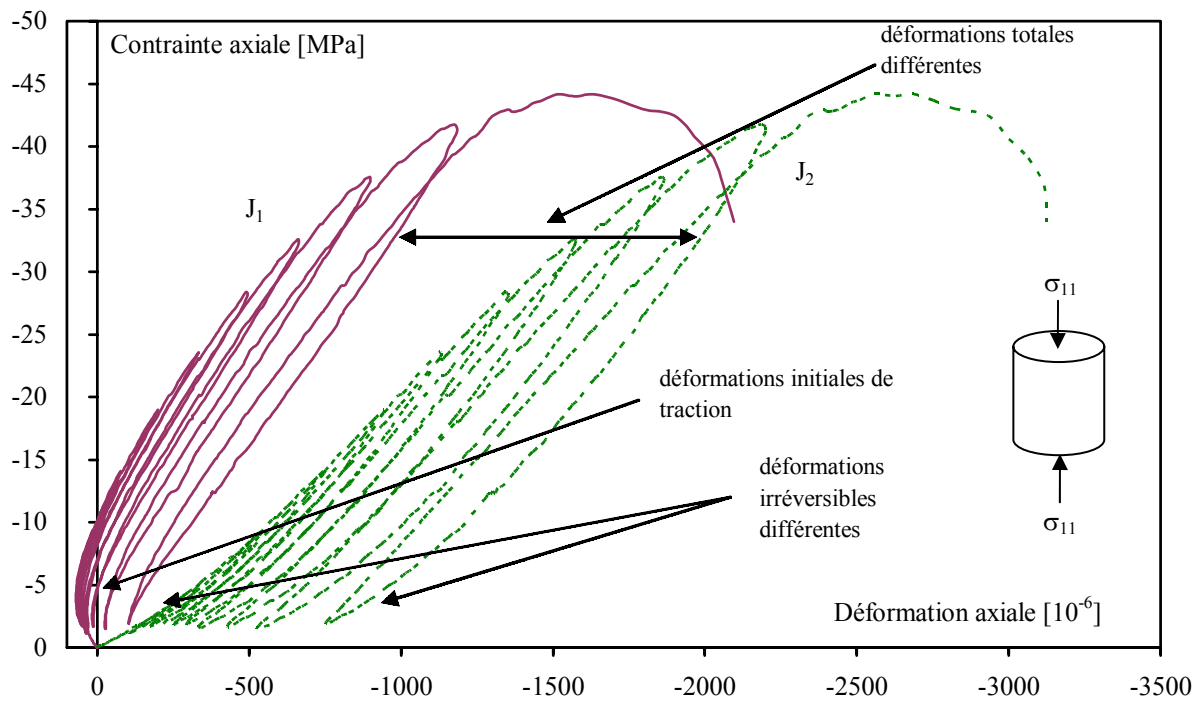


Figure 2.15 : Effet du défaut de parallélisme des surfaces extrêmes et du rattrapage insuffisant de la rotule de la presse sur la réponse des jauges longitudinales.

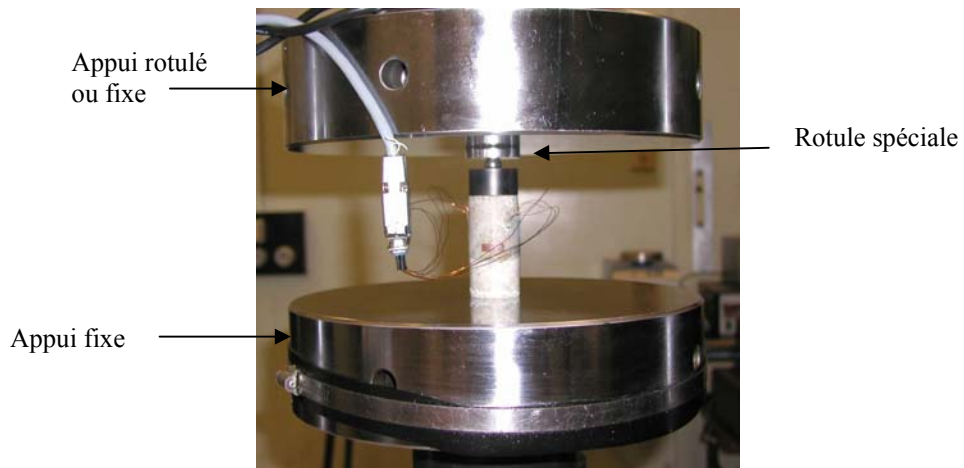


Figure 2.16 : Essais de compression simple avec la rotule spéciale.

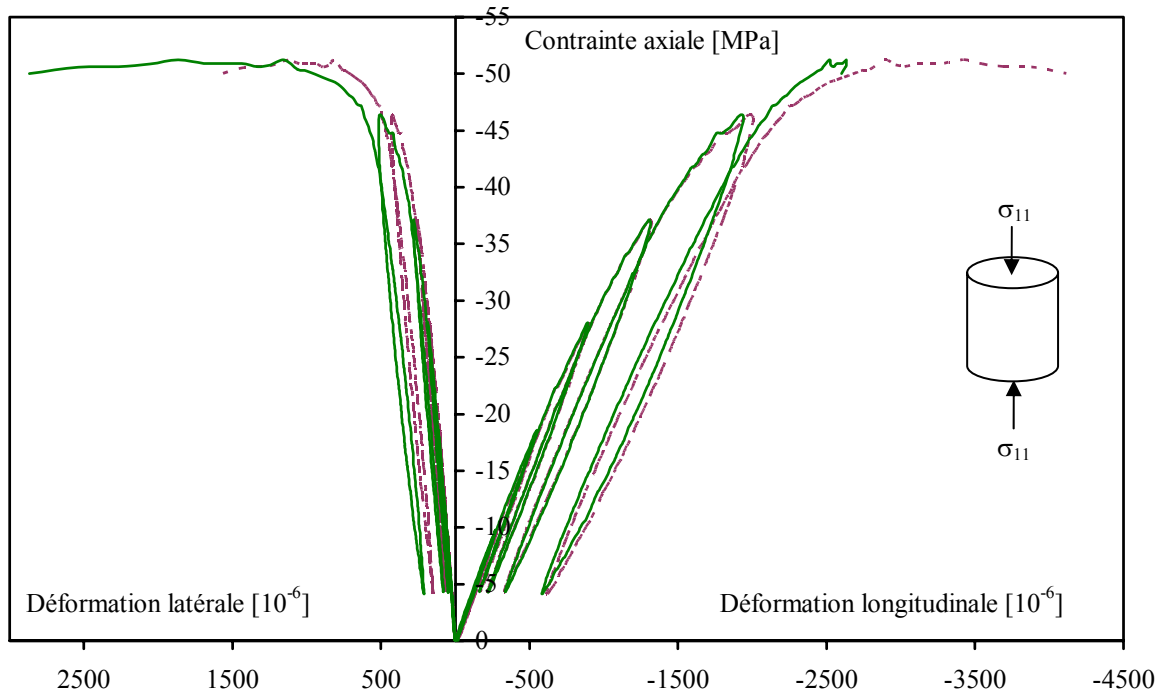


Figure 2.17 : Amélioration apportée, par la rotule spéciale, sur la réponse des jauges.

### 2.2.2.3.3 Dépouillement des essais

Connaissant les déformations longitudinales et latérales à partir des essais, nous pouvons déterminer le module d'Young et le coefficient de Poisson initiaux, ainsi que leurs évolutions en fonction du chargement appliqué et du mode de conservation. Le module d'Young initial est déterminé conformément aux recommandations de la RILEM, comme étant le module sécant après trois cycles charge-décharge pour une contrainte maximale de 9 MPa. Le coefficient de Poisson initial correspond alors au rapport entre la déformation latérale atteinte après ces 3 cycles, divisée par la déformation axiale au même stade :

$$E = \frac{\Delta\sigma_{11}}{\Delta\varepsilon_{11}} \quad (2.7)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_{22}(=\Delta\varepsilon_{33})}{\Delta\varepsilon_{11}} \quad (2.8)$$

La figure 2.18 illustre la détermination de ces coefficients et leurs évolutions. Sur cette figure, les déformations sont présentées en valeurs moyennes, étant donnée la parfaite superposition



des jauges, obtenue pour tous les essais. La figure 2.18 montre que le module d'Young et le coefficient de Poisson augmentent en fonction du chargement avant le pic. Cependant, le coefficient de Poisson représente l'état de dégradation mécanique du matériau dans le sens où ce coefficient dépend de la déformation latérale, qui est considérée comme indicatrice de l'état de fissuration. Aussi, nous étudierons l'évolution de ce coefficient en fonction de la contrainte axiale. La valeur de la contrainte axiale, à chaque cycle de charge-décharge, pour laquelle le coefficient de Poisson est obtenu, correspond à la valeur lue à l'intersection (figure 2.18). Le calcul des coefficients élastiques est mené de façon très précise par agrandissement des réponses des jauges afin d'obtenir les meilleures pentes correspondant à chaque cycle de charge-décharge. Nous étendons cette détermination des modules et leur évolution au cas triaxial.

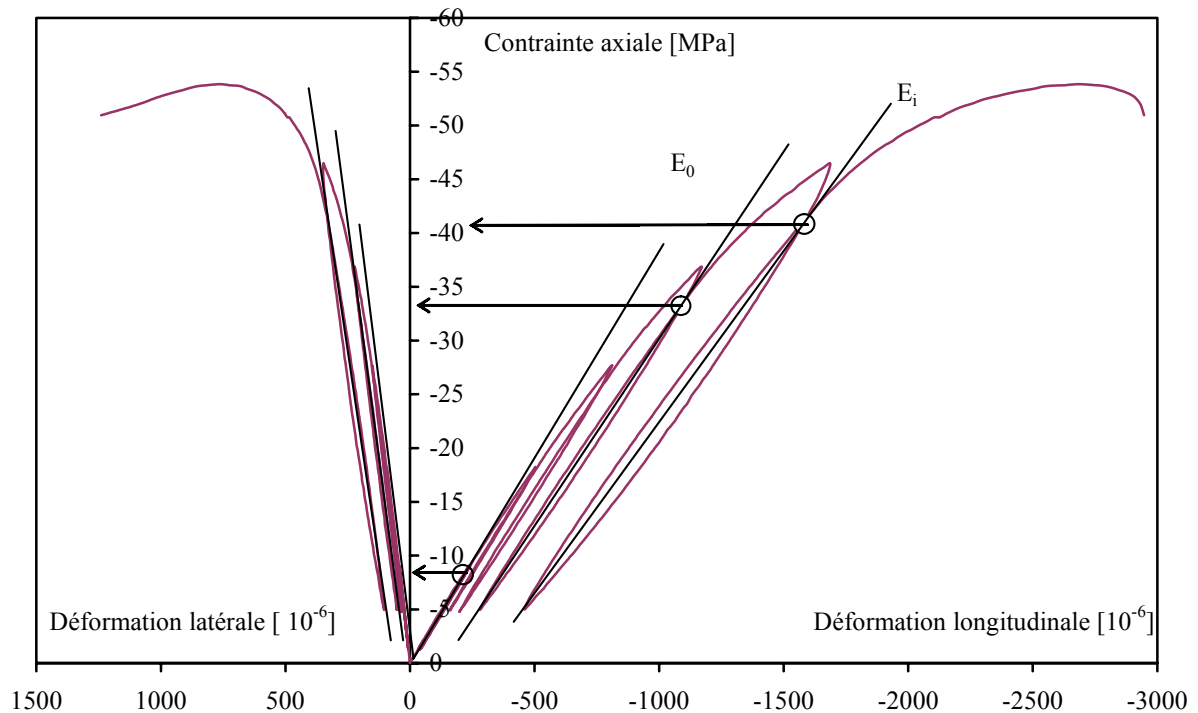


Figure 2.18 : Détermination des coefficients élastiques et leurs évolutions.

Par ailleurs, nous observons sur les figures 2.17 et 2.18 des boucles d'hystérésis, dues à la viscosité du matériau [Mazars 82] et au frottement entre les lèvres de fissures [Ramtani 90]. Le comportement en compression de ce mortier est de type élasto-plastique endommageable.

## **2.2.2.4 Compressions triaxiale déviatorique et hydrostatique avec cycles de chargement-déchargement**

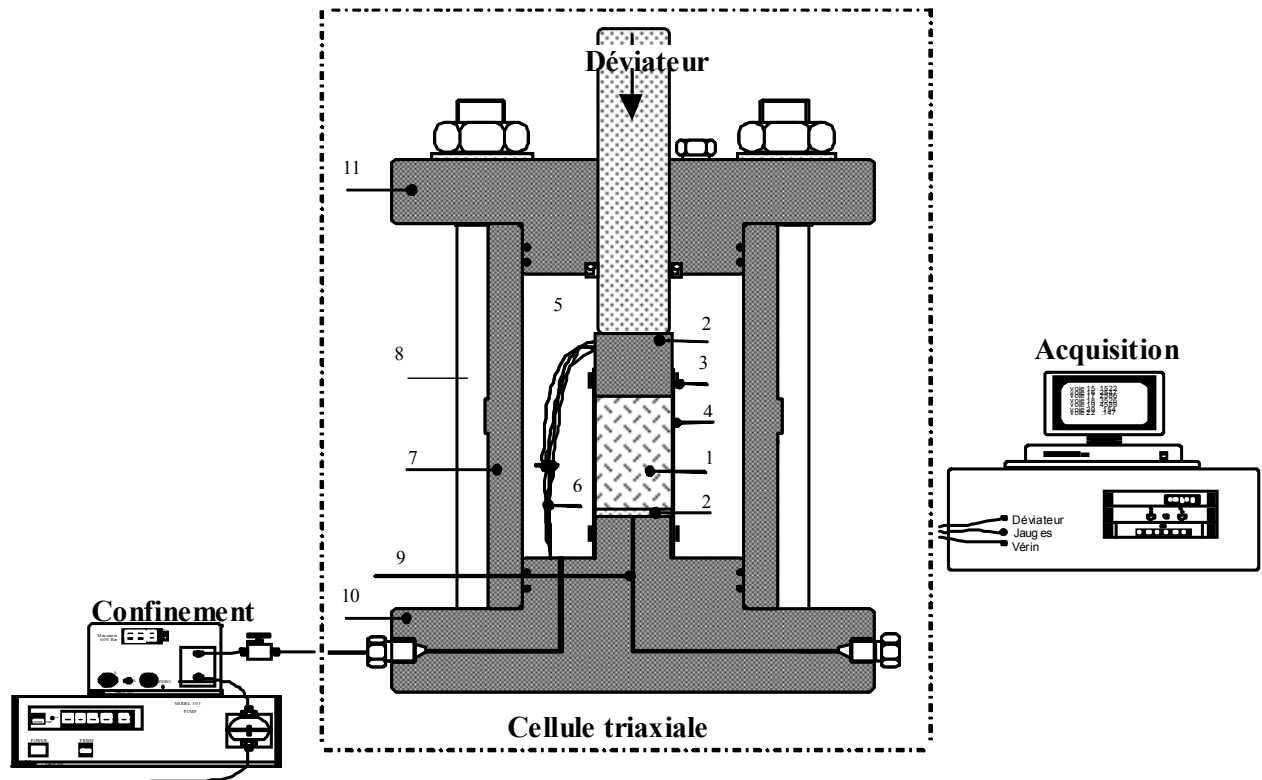
### 2.2.2.4.1 Déroulement des essais

La même presse est utilisée pour les essais de compression déviatorique et hydrostatique, avec en plus, une cellule triaxiale et une pompe Gilson<sup>®</sup> pour l'injection de l'huile de confinement (figures 2.11 et 2.19).

Les éprouvettes d'essai de compression triaxiale sont préparées de la même manière que celles de compression simple. Néanmoins, dans la conception initiale de la cellule triaxiale, le contact entre l'éprouvette et le piston de la cellule par lequel l'effort de la presse est transmis à l'éprouvette, est assuré par une rondelle d'acier (repère 2, figure 2.19). La présence de celle-ci est obligatoire pour étanchéifier l'éprouvette. Etant donné le problème causé par les défauts de parallélisme des éprouvettes, nous l'avons remplacée par la rotule spéciale pour l'essai de compression triaxiale déviatorique : la partie inférieure de la rotule est mise de façon minutieuse sur l'éprouvette instrumentée et une couche de résine époxydique (Sikaflex<sup>®</sup> 11FC<sup>+</sup>) est appliquée sur l'ensemble (figure 2.20). Ensuite, après séchage de la résine, cet ensemble est mis dans une jaquette caoutchoutique, le tout placé dans la cellule triaxiale sur l'embase inférieure. L'étanchéité de l'éprouvette est assurée par deux colliers de serrage. La partie supérieure de la rotule et la bille sont installées entre la partie inférieure solidarisée à l'éprouvette et le piston.

#### a) Essai déviatorique

L'essai de compression triaxiale déviatorique se déroule comme suit : après avoir installé l'éprouvette dans la cellule triaxiale, nous plaçons celle-ci entre les appuis de la presse. Ensuite, la pression de confinement est appliquée par l'injection de l'huile hydraulique jusqu'à la pression désirée, les appuis de la presse étant naturellement bloqués pendant cette phase de confinement. Puis, le chargement cyclique est réalisé comme en compression simple cyclique et avec la même vitesse de déplacement, jusqu'à la rupture. Les déformations de l'éprouvette et la force exercée sur celle-ci sont continuellement enregistrées. Lorsqu'il s'agit des essais hydrostatiques uniquement, le principe est le même sauf que la charge est appliquée uniquement par la pompe d'injection, la presse ne sert qu'à bloquer le piston de la cellule triaxiale par le biais de son plateau supérieur.



- |                           |  |
|---------------------------|--|
| (1) éprouvette            | (7) fût  |
| (2) rondelle d'acier      | (8) tirant                                       |
| (3) collier de serrage    | (9) circuit de fluide pour essais poromécaniques |
| (4) jaquette              | (10) embase inférieure                           |
| (5) fluide de confinement | (11) embase supérieure                           |
| (6) fils de jauges        |  |

Figure 2.19 : Dispositifs d'essais de compression triaxiale [Meziani 99].

Un essai de compression triaxiale est difficile à réaliser du fait d'une dégradation possible des câbles de jauges et/ou d'une fuite possible de l'huile dans l'éprouvette qui, si elle a lieu, faussera complètement le résultat de l'essai. La fuite peut être due soit au percement de la jaquette qui, lui-même, est dû au remplissage insuffisant des vides de l'éprouvette, soit à un mauvais serrage des colliers. La dégradation des câbles de jauges peut résulter d'un serrage excessif du collier supérieur. Il est ainsi nécessaire de prendre soin de ces deux aspects lors des essais triaxiaux. Ce qui nécessite d'une part, l'application d'une couche de résine époxydique dans le but d'empêcher la dégradation des câbles de jauges et de réduire au maximum le risque de percement de la jaquette, et, d'autre part un serrage raisonnable des deux colliers de serrage.

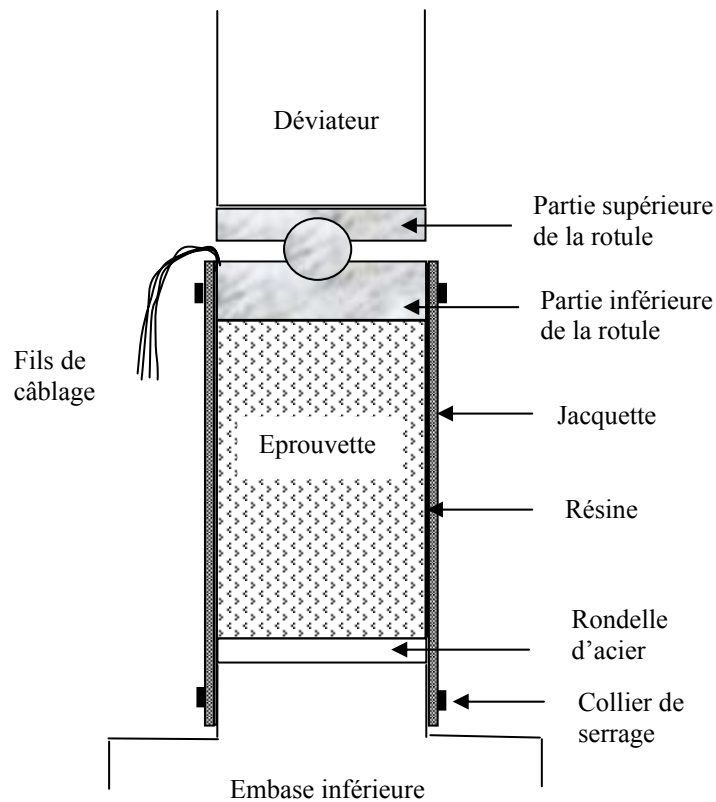


Figure 2.20 : Installation de la rotule spéciale dans la cellule triaxiale.

Nous présentons sur la figure 2.21 trois essais préliminaires de compression déviatorique réalisés sur les éprouvettes saturées du mortier05 afin de déterminer la pression de confinement à adopter. A la fin de ces essais, nous avons constaté que la rupture de l'éprouvette, au confinement 50 MPa, n'était pas atteinte, contrairement aux deux autres. Par ailleurs, nous observons pour ce confinement, qu'au début du chargement déviatorique, la déformation latérale est légèrement négative, contrairement au cas des confinements de 15 et 20 MPa, ce qui traduit un comportement compactant du matériau ; cette déformation devient positive dès que le déviateur de contrainte atteint une valeur suffisante. Ce type de comportement compactant est également constaté par d'autres auteurs [Palaniswamy 72,74] sur pâte de ciment, mortier et béton. La figure 2.21 montre, de plus, que la raideur augmente avec l'augmentation du confinement.

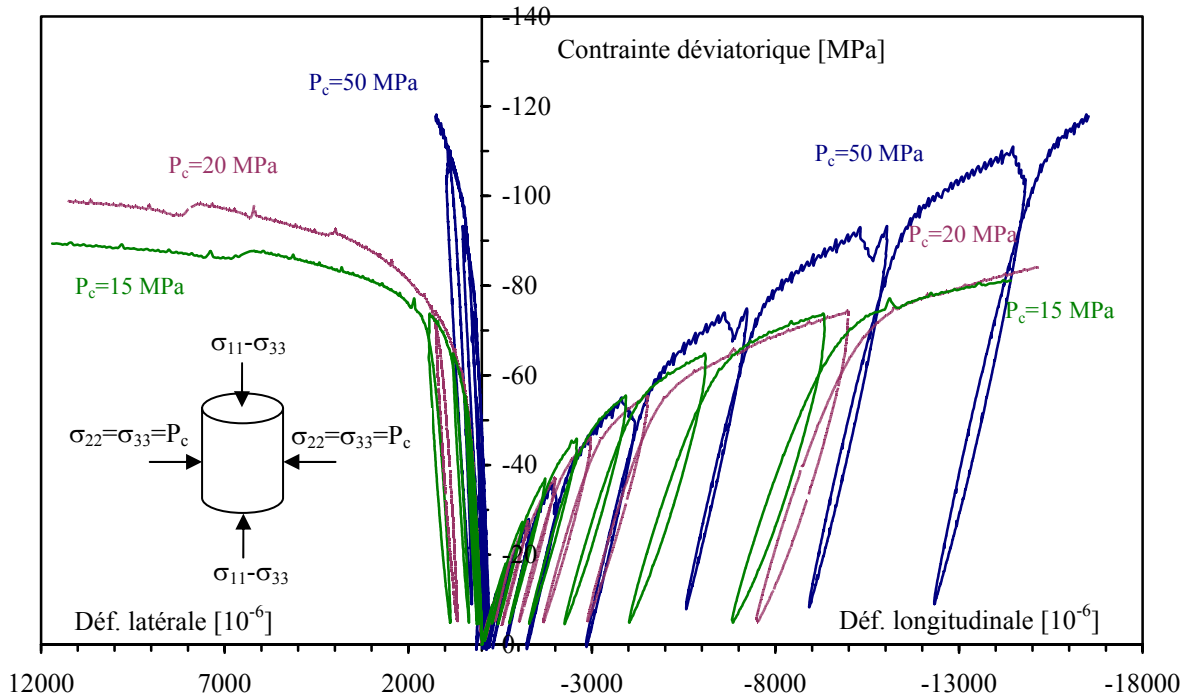


Figure 2.21 : Evolution des déformations latérale et longitudinale en fonction de la contrainte déviatorique ( $\sigma_{11}-\sigma_{33}$ ) pour différentes pressions de confinements ( $P_c$ ).

Par ailleurs, le comportement du mortier normal testé passe du mode fragile (à 15 et 20 MPa de pression de confinement) au mode ductile (à 50 MPa de confinement). Cette transition du mode fragile au mode ductile peut être mise en évidence par l'étude de l'état de contrainte à la rupture en décomposant le tenseur de contrainte en une partie sphérique et une partie déviatorique [Palaniswamy 72,74]. Cette décomposition s'écrit sous la forme indicelle :

$$\sigma_{ij} = \sigma_0 \delta_{ij} + s_{ij} \tag{2.9}$$

où  $\sigma_0$  est la contrainte moyenne et est égale à  $\frac{1}{3}\sigma_{ii}$ , et où  $s_{ij}$  désigne les composantes du tenseur déviatorique. Ainsi, lorsque la composante maximum de contrainte déviatorique est supérieure à celle de la contrainte hydrostatique, la rupture a eu lieu par mode fragile ; sinon la rupture est ductile. L'application de ce calcul simple sur les trois essais de la figure 2.21 montre que la rupture est fragile pour les confinements de 15 et 20 MPa.

Nous n'opterons donc pas pour le confinement de 50 MPa lors des essais de compression triaxiale. Par ailleurs, il n'y a pas de différence fondamentale entre le confinement de 15 et de

20 MPa. Cependant, notre objectif étant de montrer l'influence de la microfissuration induite par le séchage sur le comportement mécanique multiaxial des mortiers, nous choisissons de réaliser nos essais triaxiaux à pression de confinement égale à 15 MPa, afin de privilégier le phénomène de microfissuration comme pilote du processus de rupture du matériau.

#### b) Essai hydrostatique

Nous étudierons également l'évolution du comportement hydrostatique en fonction du séchage afin de voir l'influence du séchage sur l'isotropie et la déformation volumique des deux mortiers. Cette étude du comportement hydrostatique est complétée par des essais cycliques jusqu'à 60 MPa réalisés uniquement sur le mortier05. La figure 2.22 montre, à titre d'exemple, l'évolution des réponses des 4 jauges de déformation, pendant la phase hydrostatatique des essais de compression triaxiale, en fonction de la pression de confinement pour les deux mortiers d'étude à l'état saturé.

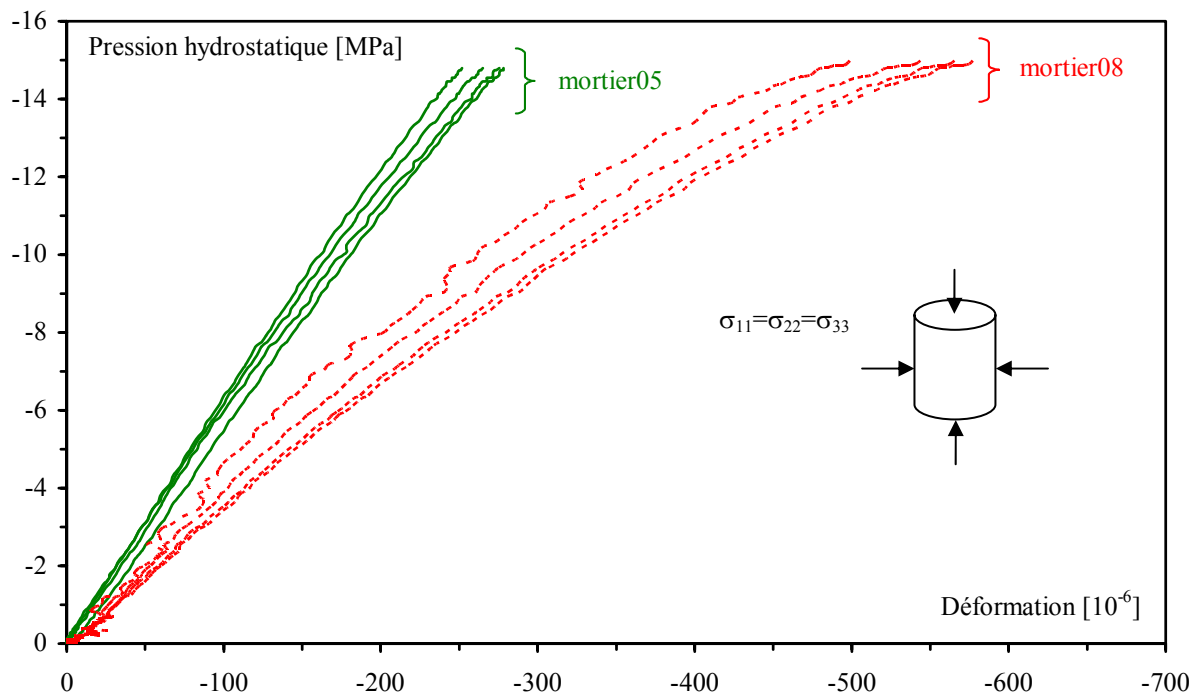


Figure 2.22 : Essais hydrostatiques à 15 MPa sur une éprouvette de mortier05 et une éprouvette de mortier08 saturées.

On peut constater que pour chacun des deux mortiers, la réponse des jauges longitudinales et transversales est similaire. Elle témoigne de l'isotropie de ces deux mortiers avant la dessiccation. Par ailleurs, le mortier08 se déforme logiquement plus que le mortier05 en raison de sa plus grande porosité. Le comportement de ce mortier08 devient, comme nous

allons le voir dans le troisième chapitre (§ 3.2.6), élasto-plastique dans cette phase hydrostatique.

#### 2.2.2.4.2 Dépouillement des essais

Comme nous l'avons précisé, le principe de dépouillement des essais de compression triaxiale déviatorique est le même que celui des essais de compression simple, le module d'Young et le coefficient de Poisson sont obtenus par :

$$E = \frac{\Delta(\sigma_{11} - \sigma_{33})}{\Delta\varepsilon_{11}} \quad (2.10)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_{22}(=\varepsilon_{33})}{\Delta\varepsilon_{11}} \quad (2.11)$$

Quant au dépouillement de l'essai hydrostatique ( $\sigma_{11} = \sigma_{22} = \sigma_{33}$ ), nous savons que cet essai relie la pression hydrostatique, la déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) et le coefficient d'incompressibilité ( $K_{in}$ ) en vertu de la loi de Hooke :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{ii} = \frac{1}{E}[(1 + \nu)\sigma_{ii} - \nu\sigma_{kk}\delta_{ii}] = \frac{\sigma_{ii}(1 - 2\nu)}{E} = \frac{1}{K_{in}}\sigma_0 \quad (2.12)$$

La pente de la courbe pression hydrostatique/déformation volumique représente donc le coefficient d'incompressibilité. Celui-ci est obtenu dans la phase hydrostatique des essais déviatoriques. Le coefficient d'incompressibilité et la déformation volumique vont nous renseigner, comme le module d'Young et le coefficient de Poisson, sur l'état de fissuration dû au séchage au sein du matériau. Par ailleurs, le coefficient d'incompressibilité peut également être déterminé indirectement en connaissant le module d'Young et le coefficient de Poisson à partir d'un essai de compression simple ou de compression déviatorique. Par conséquent, nous pouvons vérifier la qualité de la détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson initiaux obtenus avec les essais de compression simple et de compression déviatorique, en comparant le coefficient d'incompressibilité calculé avec ces deux types d'essais, à celui mesuré directement à partir de l'essai hydrostatique.

## 2.2.3 Mesure de la porosité et des perméabilités

### 2.2.3.1 Porosité - détermination

La porosité des mortiers a été estimée grâce à la connaissance de la masse saturée sous vide et de la masse sèche. Elle est mesurée sur au moins 4 rondelles (2 rondelles de la partie supérieure et 2 rondelles de la partie inférieure des éprouvettes, afin de prendre en considération la variabilité des mortiers) à partir desquelles la moyenne est obtenue. Les rondelles d'éprouvettes (de diamètre 3,7 cm et de hauteur 2 cm) sont sorties du bac d'eau après six mois de maturation. A ce stade, nous pouvons considérer que ces rondelles sont saturées d'eau. Cependant, nous avons voulu nous en assurer. Aussi, ces rondelles sont plongées dans l'eau, sous vide, et leur masse ( $m_{sat}$ ) est régulièrement enregistrée avec une balance de précision 0,1 g. Nous n'avons constaté aucune reprise d'eau même après 5 jours sous vide, temps largement suffisant pour constater une reprise de poids éventuelle des rondelles. Les rondelles étaient donc bien saturées avant leur mise sous vide. Connaissant la masse sèche de chaque rondelle ( $m_{sec}$ ) obtenue à la suite du séjour de ces rondelles dans le four à 60 °C jusqu'à poids constant, il nous est possible de calculer le volume des vides ouverts  $V_v$ , en connaissant la masse volumique de l'eau :

$$V_v = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{\rho_{eau}} \quad (2.13)$$

Il nous reste à déterminer le volume apparent de chaque rondelle ( $V_a$ ), afin d'estimer la porosité ouverte. Le volume apparent de chaque rondelle a été déterminé par le calcul direct à partir des dimensions des rondelles. Celui-ci a été également déterminé par le pycnomètre afin d'évaluer l'effet possible de non-parallélisme des surfaces extrêmes des rondelles : sa valeur était similaire par ces deux manières d'obtention. Ainsi, la porosité ( $\phi$ ) est calculée:

$$\phi = \frac{V_v}{V_a} \quad (2.14)$$

Nous avons dû également estimer la porosité par le processus inverse, à savoir, par la saturation (à l'éthanol et à l'eau) et le séchage jusqu'à poids constant des rondelles préalablement séchées. Comme nous allons le voir dans le troisième chapitre, la valeur de la



porosité ainsi déterminée diffère de celle déterminée à partir de l'état initialement saturé des rondelles (après la sortie de cuve thermostatée).

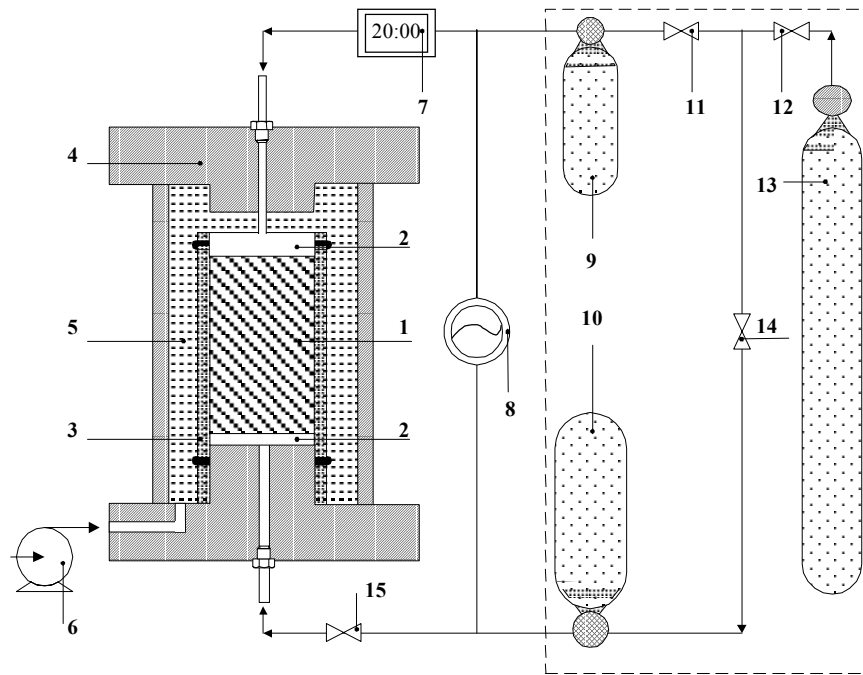
### **2.2.3.2 Perméabilité au gaz par la technique de Pulse test**

#### 2.2.3.2.1 Dispositif expérimental et mise en œuvre de l'essai

La technique de pulse-test consiste à soumettre l'éprouvette à un confinement (nécessairement supérieur à la pression d'injection) et à une pression d'injection statique ( $P_i$ ) de gaz sur ses faces amont et aval. Ensuite, une faible surpression ( $\Delta P_1$ ) est exercée sur une des faces et l'évolution de la différence de pression est enregistrée au cours du temps. L'analyse de  $\Delta P_1(t)$  permet, à l'aide de techniques de dépouillement numérique ou analytique simplifiées, de déterminer la perméabilité du matériau. L'avantage de cette méthode est le gain de temps qu'elle procure durant la phase d'essai. Cette méthode de mesure de perméabilité est indirecte : on considère la mesure en régime permanent comme exacte dans le sens où la perméabilité est déduite directement de la connaissance du débit d'injection.

Le banc d'essai est présenté sur la figure 2.23. Il comprend une cellule de perméabilité de capacité maximale de 60 MPa, une pompe Gilson<sup>®</sup> et un circuit de gaz. La cellule de perméabilité, identique qu'il s'agisse d'une injection de gaz ou de liquide, permet d'effectuer la mesure de la perméabilité en écoulement axial. Le circuit de gaz est composé :

- d'un réservoir d'alimentation en gaz (Argon U d'une pureté supérieure à 99% assimilé à un gaz parfait),
- d'un manomètre détenteur haute pression,
- de deux réservoirs tampons,
- d'un manomètre digital permettant la mesure de la pression statique,
- d'un transmetteur et d'un indicateur de pression différentielle permettant d'exercer et de mesurer la différence de pression entre les deux faces de l'éprouvette.



- |                                      |   |
|--------------------------------------|---|
| (1) éprouvette                       | (7) manomètre digital                                     |
| (2) flasque de drainage              | (8) transmetteur et indicateur de pression différentielle |
| (3) jaquette                         | (9) et (10) deux réservoirs tampon                        |
| (4) cellule de perméabilité          | (11), (12), (14) et (15) vannes de contrôle               |
| (5) fluide de confinement            | (13) réservoir d'alimentation en gaz                      |
| (6) pompe génératrice de confinement |   |

Figure 2.23 : Dispositif de mesure de perméabilité au gaz : essai par pulse test [Dana 99].

L'éprouvette, avec ses flasques de drainage qui permettent une répartition uniforme du gaz, est placée sur l'embase inférieure de la cellule. Le tout est ensuite enduit d'une couche de silicone (Rubson<sup>®</sup>) ou de résine (Sikaflex<sup>®</sup> 11FC<sup>+</sup>) afin de prévenir un perçage éventuel de la jaquette (lorsque le fluide injecté est de l'éthanol, l'utilisation du Sikaflex<sup>®</sup> 11FC<sup>+</sup> est proscrit car celui-ci se décolle au contact de l'éthanol et peut boucher les flasques de drainage). On pourra normalement se contenter d'appliquer la couche protectrice uniquement sur la surface latérale des éprouvettes puisqu'elles ne sont pas munies de jauges et ne servent qu'à la mesure de la perméabilité. Une fois la résine séchée, une jaquette caoutchoutique est placée sur l'ensemble et fixée à l'aide de deux colliers sur l'embase inférieure et le flasque de drainage supérieur. L'étanchéité latérale est maintenue par l'application de la pression de confinement agissant sur la jaquette.

L'éprouvette est d'abord soumise à une pression de confinement de 6 MPa. Ensuite, le gaz est injecté à une pression statique  $P_1=2$  MPa. Les deux réservoirs sont ainsi à la même pression et sont reliés par l'ouverture des vannes 11,14 et 15. Après une attente de 3 heures nécessaire à l'équilibrage des pressions, les deux circuits d'injection sont isolés par la fermeture des vannes 11 et 15. Une légère surpression d'injection  $\Delta P_1=0,05$  MPa est exercée dans le réservoir tampon 10. Après 20 minutes d'attente pour l'équilibrage de la pression dans le réservoir tampon et la tuyauterie, la vanne 15 est ouverte pour laisser diffuser le gaz à travers l'éprouvette. Nous pouvons alors suivre l'évolution de  $\Delta P(t) = P_2(t) - P_1(t)$  avec l'indicateur de pression différentielle. La figure 2.24 donne la représentation schématique de ce principe.

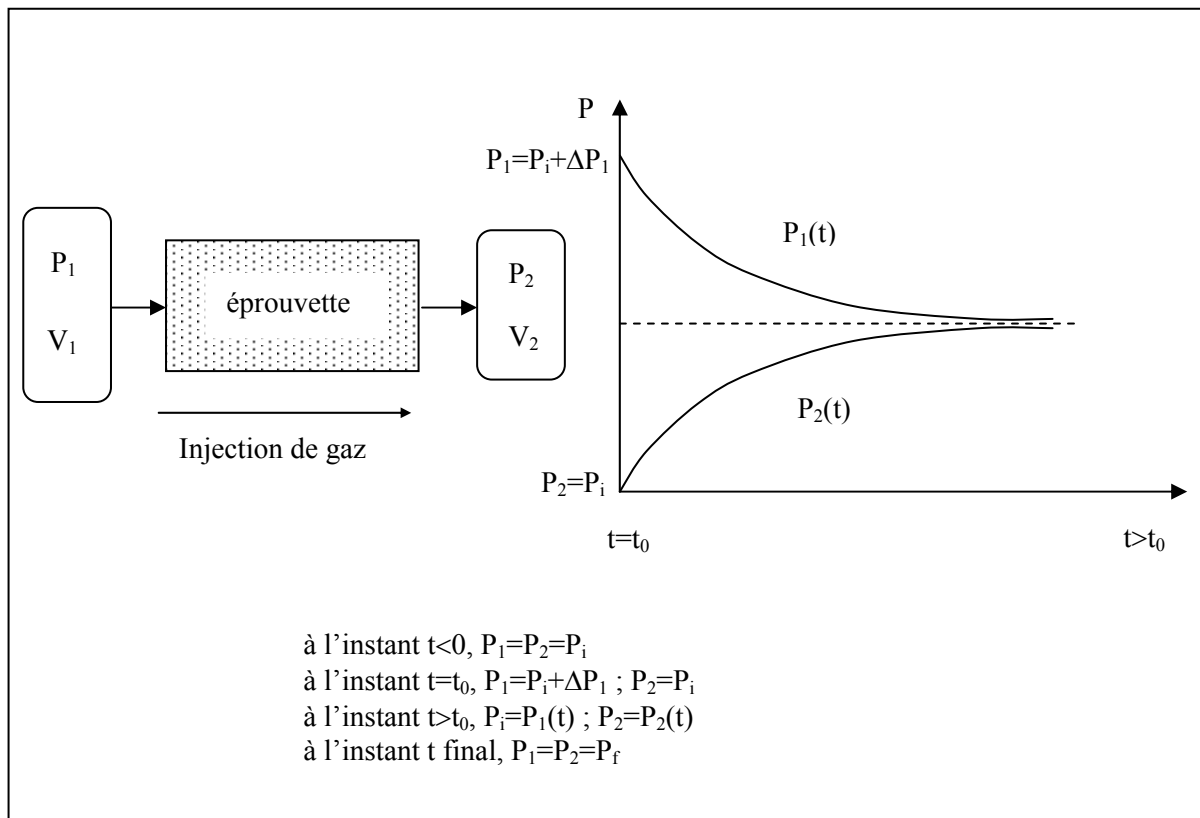


Figure 2.24 : Présentation schématique de l'essai de perméabilité au gaz et des conditions aux limites.

### 2.2.3.2.2 Dépouillement de l'essai

Nous supposons que l'écoulement de gaz est régi par la loi de Darcy. L'écoulement est suffisamment lent pour être considéré comme laminaire. La méthode analytique simplifiée dont l'efficacité a été mise en évidence par d'autres études [Dana 99, Skoczylas 03] est adoptée pour le calcul de la perméabilité. L'hypothèse de base de cette méthode consiste à

supposer que le régime transitoire est une succession de régimes permanents établis. Ainsi, l'évolution du différentiel de pression s'écrit [Dana 99, Skoczylas 03] :

$$\Delta P(t) = P_1(t) - P_2(t) = \Delta P_1(t=0)e^{-ct} \quad \text{avec} \quad c = -\frac{K_a S}{L\mu} P_f \left[ \frac{1}{V_1} + \frac{1}{V_2} \right] \quad (2.15)$$

où  $K_a$  est la perméabilité apparente au gaz [ $\text{m}^2$ ],  $S$  est la surface de la section transversale [ $\text{m}^2$ ],  $L$  est la longueur de l'éprouvette [ $\text{m}$ ],  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide injecté [ $\text{Pa}\cdot\text{s}$ ],  $V_1$  et  $V_2$  sont les volumes des deux réservoirs tampons [ $\text{m}^3$ ] et où  $P_f$  est la pression d'équilibre [ $\text{Pa}$ ] (voir également la figure 2.24). La perméabilité au gaz sera donc calculée à partir de cette relation qui nécessite la connaissance du paramètre  $c$ . Celui-ci est obtenu en comparant la chute de pression théorique donnée par l'équation 2.15 avec la chute réelle mesurée expérimentalement. Un exemple d'obtention du paramètre  $c$  à partir de la courbe exponentielle expérimentale et la déduction de la perméabilité sont présentés sur la figure 2.25.

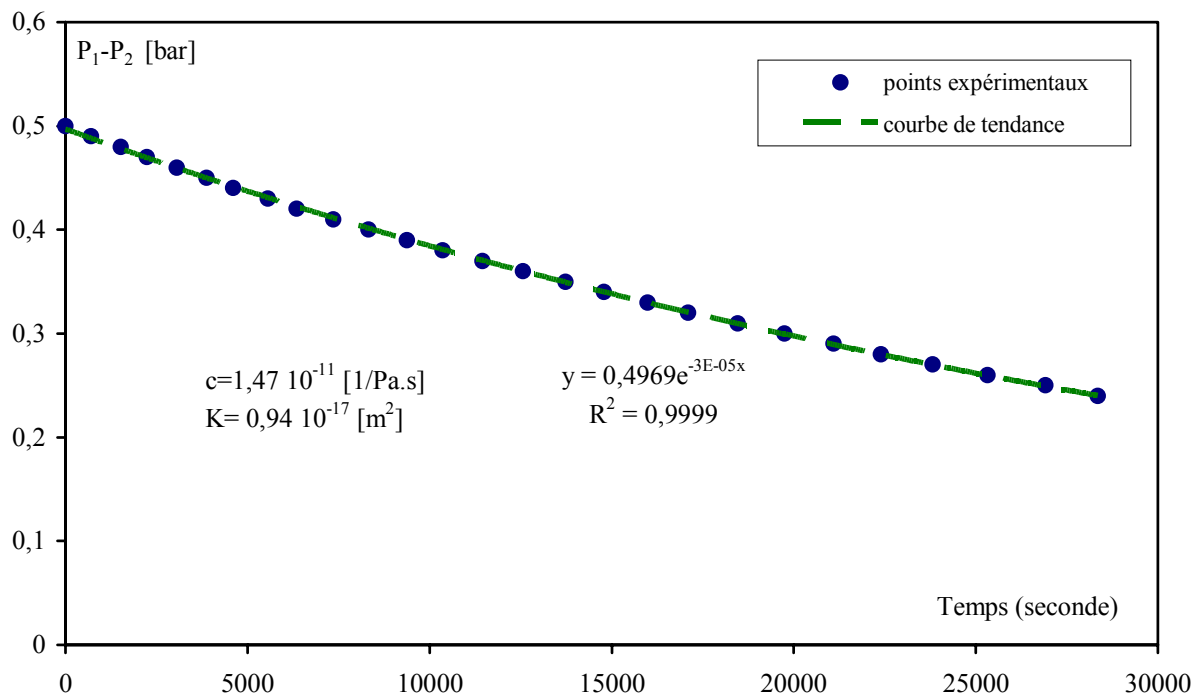


Figure 2.25 : Exemple de la détermination de la perméabilité au gaz à partir du coefficient  $c$ .

### 2.2.3.3 Perméabilité au liquide

#### 2.2.3.3.1 Dispositif expérimental et mise en œuvre de l'essai

Cette méthode consiste à mesurer directement le débit de fluide qui traverse l'éprouvette une fois le régime permanent établi. Elle est donc qualifiée d'exacte.

Le banc d'essai est semblable à celui de la perméabilité au gaz à l'exception du circuit d'injection (figure 2.26). Il est constitué d'une cellule de confinement, d'une pompe Gilson<sup>®</sup> pour le confinement et d'un circuit d'injection. Celui-ci comprend un système de capillaires calibrés de 3 mm de diamètre servant à la mesure du débit du fluide injecté et d'une pompe pour l'injection de ce fluide dans l'éprouvette.

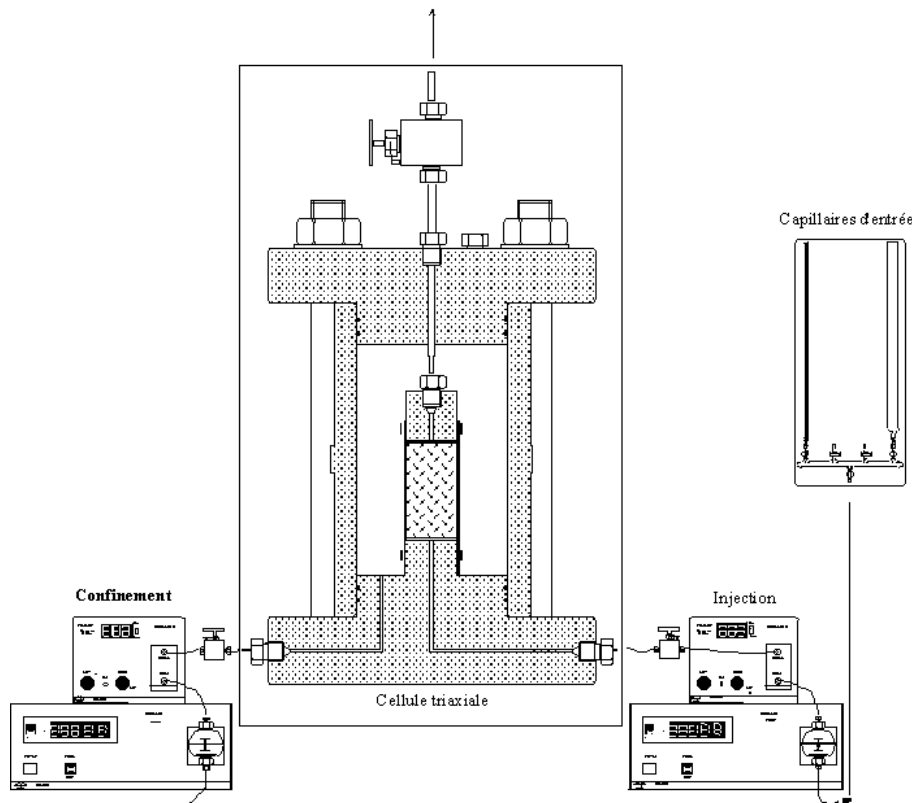


Figure 2.26 : Dispositif expérimental de la perméabilité au liquide [Meziani 95].

L'éprouvette est placée dans la cellule et soumise à une pression de confinement de 6MPa. Ensuite, le liquide est injecté en amont de l'éprouvette, à partir des capillaires, à une pression constante de  $P_i=1,5$  MPa à l'aide de la pompe d'injection. La sortie du liquide a lieu par l'embase supérieure, qui permet de maintenir la face supérieure de l'éprouvette à la pression

atmosphérique. Le liquide est injecté jusqu'à l'installation du régime permanent. Nous supposons le régime permanent atteint lorsque le débit d'injection devient constant. Des essais préliminaires ont montré que celui-ci est atteint en moins de 12 heures pour le mortier05.

### 2.2.3.3.2 Dépouillement de l'essai

Une fois celui-ci établi, connaissant les conditions aux limites qui sont celles présentées sur la figure 2.27 et le débit d'injection mesuré à l'entrée de l'éprouvette grâce aux capillaires, la perméabilité est obtenue en appliquant directement la loi de Darcy.

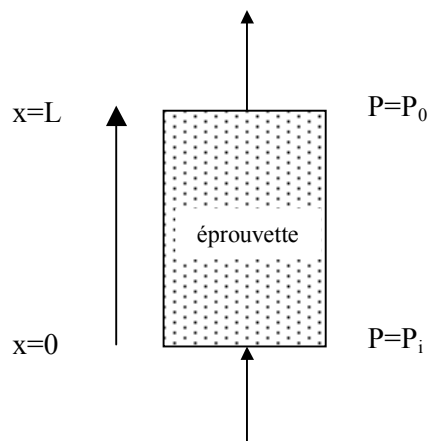


Figure 27 : Conditions aux limites des essais de perméabilité au liquide.

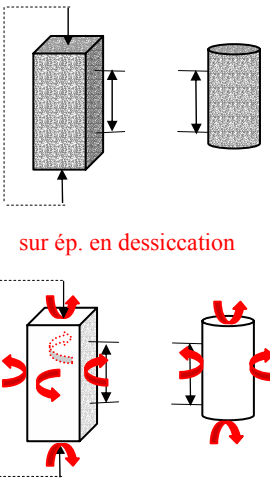
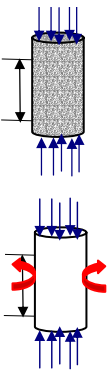
$$K_i = \frac{\mu Q}{S} \frac{L}{(P_i - P_0)} \quad (2.16)$$

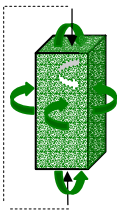
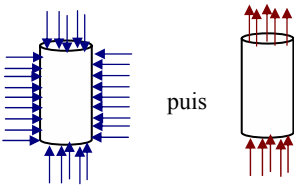
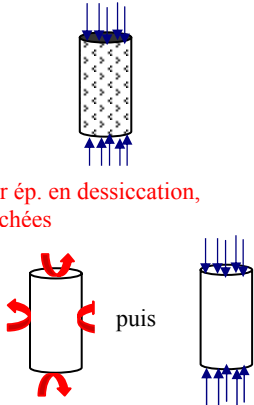
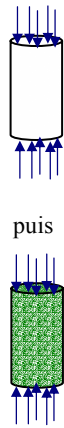
où  $K_i$  est la perméabilité au liquide intrinsèque [ $m^2$ ],  $Q$  le débit du liquide percolant [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ],  $S$  la surface de la section transversale [ $m^2$ ],  $L$  la longueur de l'éprouvette [ $m$ ],  $\mu$  la viscosité dynamique du fluide injecté [ $Pa \cdot s$ ], et où  $P_i$  et  $P_0$  sont respectivement la pression d'injection et la pression de sortie (pression atmosphérique) [ $Pa$ ].

Six mesures de débit, donc six mesures de perméabilité, chacune d'une durée de 20 minutes, sont effectuées. La perméabilité intrinsèque moyenne est déterminée à partir de ces 6 mesures. La salle dans laquelle se déroulent les essais de perméabilité est maintenue à une température constante de  $21 \pm 1^\circ C$  afin d'éviter l'influence des fluctuations de température sur le confinement et la viscosité des fluides d'injection utilisés, et par conséquent sur la mesure.

### 2.3 Synthèse

Le tableau suivant récapitule de manière exhaustive la campagne expérimentale menée suivant le type d'essai réalisé, la préparation des éprouvettes (après carottage et rectification), leurs sollicitations, les mesures effectuées et le nombre d'essais effectués hormis les préliminaires.

Type d'essais	Préparation	Sollicitations (hydrique et/ou mécanique)	Mesures	Nb. d'essais
Porosité $\phi 3,7 \times 2 \text{ cm}^3$			- du poids à l'état saturé (à l'eau, à l'éthanol) et à l'état sec.	18
Retrait (sur ép. saturées en eau, en dessiccation), Gonflement (sur ép. séchées) $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ , $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$	- collage des plots sur les surfaces latérales (uniquement pour mortier05), - application des couches d'aluminium sur les éprouvettes initialement saturées et sur celles préalablement séchées.	<b>sollicitation hydrique</b> sur ép. saturées, séchées 	- des déformations différées longitudinales surfacades et par rapprochement des surfaces extrêmes, - de la perte et du gain de poids.	33
Fluage et recouvrance uniaxial $\phi 3,7 \times 12 \text{ cm}^3$ (sur mortier05)		<b>sollicitation hydrique et mécanique</b> sur ép. saturées, séchées 	- des déformations différées longitudinales surfacades.	12

<p>Gonflement 4x4x16cm<sup>3</sup> (sur mortier05)</p>		<p><b>sollicitation hydrique</b></p> <p>sur ép. initialement séchées</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- des déformations différées longitudinales (dues à l'absorption d'éthanol, d'eau) par rapprochement des surfaces extrêmes,</li> <li>- du gain de poids.</li> </ul>	3
<p>Perméabilité (6 MPa de confinement) φ3,7x5 cm<sup>3</sup> (sur mortier05)</p>	<p>- application d'une couche de résine.</p>	<p><b>sollicitation mécanique puis injection</b></p> <p>sur ép. séchées</p> <p>Injection du fluide</p> 	<p>avant et après fluage :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- du débit de l'éthanol injecté à pression constante,</li> <li>- de la différence de pression de l'argon en amont et en aval de l'éprouvette au cours du temps, à la suite d'une légère surpression générée.</li> </ul>	13
<p>Compression uniaxiale cyclique φ3,7x7,4 cm<sup>3</sup></p>	<p>- application des couches d'aluminium sur les éprouvettes initialement saturées et sur celles préalablement séchées, puis,</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- décollage des couches d'aluminium,</li> <li>- surfacage,</li> <li>- collage des jauges, câblages et applic. de vernis.</li> </ul>	<p><b>sollicitation hydrique puis mécanique</b></p> <p>sur ép. saturées</p>  <p>sur ép. en dessiccation, séchées</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- des déformations longitudinales et transversales,</li> <li>- de l'effort de la machine,</li> <li>- de la perte en poids.</li> </ul>	45
<p>Compression uniaxiale cyclique φ3,7x7,4 cm<sup>3</sup> (sur mortier05)</p>		<p><b>sollicitation hydrique puis mécanique</b></p> <p>sur ép. séchées</p>  <p>puis</p> <p>sur ép. re-saturées à l'éthanol</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- du gain de poids,</li> <li>- idem que la compression uniaxiale cyclique.</li> </ul>	2



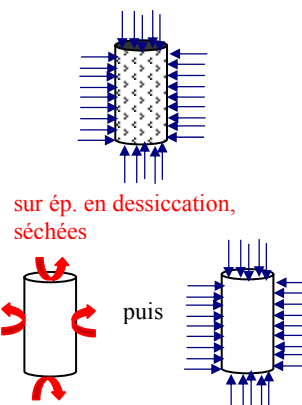
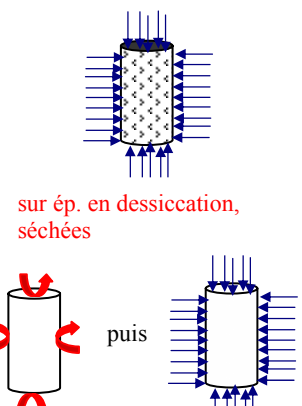
<p>Compression triaxiale cyclique (15 MPa de confinement)  <math>\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3</math></p>	<p>- idem que compression uniaxiale cyclique,  - application d'une couche de résine.</p>	<p><b>sollicitation hydrique puis mécanique</b>  sur ép. saturées</p>  <p>sur ép. en dessiccation, séchées</p>	<p>- de la pression hydrostatique,  - idem que la compression uniaxiale cyclique.</p>	<p>25</p>
<p>Compression hydrostatique cyclique  <math>\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3</math>  (sur mortier05)</p>		<p><b>sollicitation hydrique puis mécanique</b>  sur ép. saturées</p>  <p>sur ép. en dessiccation, séchées</p>	<p>- de la pression hydrostatique,  - des déformations longitudinales et transversales.</p>	<p>3</p>

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif de la campagne expérimentale.

## 2.4 Conclusions

La campagne expérimentale est menée sur deux mortiers. Un sable normalisé est utilisé pour leur mise en oeuvre permettant ainsi de reproduire facilement ce type de matériau. L'un des mortiers a un rapport  $E/C=0,5$  (mortier normal). Celui-ci est donc un matériau standard et sera la référence pour toute comparaison. L'autre a un rapport  $E/C=0,8$ , choix délibéré que nous avons fait afin de mettre en évidence plus facilement les effets de séchage sur un matériau de faibles caractéristiques mécaniques. Les éprouvettes d'essais sont soit prismatiques soit cylindriques. Les éprouvettes cylindriques sont obtenues par carottage, tronçonnage et rectification à partir d'une seule poutre. Leurs dimensions sont choisies de façon à obtenir rapidement la variation des paramètres pertinents en fonction du séchage. Les essais sont menés en fonction du temps de séchage et du mode de conservation. A la suite d'une maturation de 6 mois dans l'eau, les éprouvettes sont séparées en trois séries : une série d'éprouvettes protégées de la dessiccation, une série d'éprouvettes laissées en dessiccation et une troisième série d'éprouvettes préalablement séchées à  $60\text{ }^{\circ}\text{C}$  jusqu'à poids constant et protégées ensuite de la reprise d'eau. La protection est assurée par de l'aluminium autocollant.

Les retraites du mortier05 sont mesurés à la fois sur des éprouvettes cylindriques et prismatiques. Les premières sont munies de plots de mesure sur leur surface latérale tandis que les secondes sont munies de plots sur leurs surfaces latérales et extrêmes. Les éprouvettes prismatiques nous permettront ainsi de confronter la mesure du retrait à la surface (par extensomètre électronique) et par rapprochement des surfaces extrêmes (par déformètre). Par ailleurs, la comparaison des mesures de surface sur ces deux types d'éprouvettes montrera, s'il existe, un effet d'échelle. La contrainte pour les essais de fluage du mortier05 est choisie égale à 50 % de la contrainte à la rupture correspondant à 24 MPa. La perméabilité des éprouvettes fluées est mesurée à la fois à l'argon et à l'éthanol pour apprécier qualitativement l'état de microfissuration due au fluage.

Nous avons mesuré une perte en poids des éprouvettes saturées et un gain de poids des éprouvettes séchées, toutes deux étant protégées par deux couches d'aluminium. Cette perte ou ce gain de poids a lieu au niveau des plots de la surface latérale. Cette constatation nous a conduit, pour le second mortier de l'étude, le mortier08, pour lequel les mesures des déformations différées se limitent uniquement aux retraites des éprouvettes prismatiques, à ne pas coller de plot sur les surfaces des éprouvettes.

Tous les essais de compression uniaxiale et triaxiale cyclique sont réalisés avec une rotule conçue spécialement afin d'assurer une application parfaite des efforts de la presse et de prévenir les imperfections éventuelles dues au non-parallélisme des deux surfaces. Par ailleurs, le module d'Young initial des essais de compression uniaxiale est déterminé en respectant les recommandations de la RILEM, le coefficient de Poisson étant alors déterminé selon la même logique. Ce mode d'obtention des paramètres est étendu au cas triaxial.

Une étude préliminaire nous a permis d'adopter un confinement de 15 MPa pour les essais de compression triaxiale afin de privilégier la microfissuration, et en particulier celle due au séchage, comme pilote du processus de rupture du matériau. De plus, l'isotropie initiale des deux mortiers est mise en évidence. D'autre part, à partir de la phase de compression hydrostatique, les évolutions du coefficient de compressibilité et de la déformation volumique (en fonction du séchage) seront étudiées. La comparaison des coefficients de compressibilité initiaux obtenus par différents essais nous permettront d'évaluer la qualité des résultats des essais.

Nous allons présenter, dans le chapitre suivant, les résultats obtenus afin d'étudier les effets de la dessiccation, et nous les analyserons au fur et à mesure.

### Quelques points marquants...

Dans ce chapitre nous proposons le cadre de l'étude expérimentale et la manière dont celle-ci est menée. Les principales remarques sont les suivantes :

- un mortier de  $E/C=0,5$  (mortier normal) et un mortier de  $E/C=0,8$  sont coulés. La nature des constituants de ces mortiers est la même. Leur niveau de maturité, bien qu'élevé (6 mois dans l'eau), n'est pas strictement le même, du fait du degré d'hydratation lié au rapport  $E/C$ ,
- différents types d'essais sont réalisés :
  - mesure de la perméabilité (sur le mortier05) et de la porosité pour l'estimation des propriétés de transport,
  - mesure du retrait (et du gonflement sur le mortier05),
  - mesure du fluage (et de la recouvrance), de la perméabilité des éprouvettes fluées à l'exception de celles du fluage propre, sur le mortier05,
  - essais de compression uniaxiale et triaxiale déviatorique (complétés utilement par des essais de compression hydrostatique jusqu'à 60 MPa uniquement sur le mortier05), les essais étant réalisés avec des cycles de chargement-déchargement. Une même méthodologie expérimentale est utilisée pour l'obtention des paramètres caractérisant le matériau (module d'Young, coefficient de Poisson et son évolution, coefficient d'incompressibilité et déformation volumique),

et enfin,

- tous ces essais sont réalisés en fonction des modes de conservation :
  - une série d'éprouvettes saturées en eau,
  - une série d'éprouvettes en dessiccation ( dans une ambiance d'humidité relative =  $45\pm 5$  % et de température =  $21\pm 1$ °C),
  - une série d'éprouvettes préalablement séchées à 60 °C jusqu'à poids constant, considérés comme étant à l'état sec.

## **Chapitre 3 : Présentation et analyse des résultats expérimentaux**

## **Introduction**

Après avoir exposé, dans les chapitres précédents, le cadre détaillé de l'étude expérimentale pour la mesure des paramètres pertinents permettant de faire ressortir l'influence de la dessiccation, nous présentons ici les résultats de cette étude, dont le but principal est l'identification des couplages existant entre la dessiccation et le comportement mécanique multiaxial. Par ailleurs, la création d'une base de données sur le comportement mécanique des deux mortiers de maturité élevée pourra être effectuée en compilant les résultats présentés dans ce chapitre.

L'analyse des résultats est présentée en deux parties. Dans la première partie, les résultats de porosité, de variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et du fluage sont exposés et discutés. En outre, des mesures de perméabilité après fluage sont présentées et analysées.

La seconde partie de ce chapitre est consacrée à l'analyse des résultats expérimentaux sur le couplage comportement mécanique à court terme – séchage et retrait de dessiccation, obtenus sur deux mortiers en fonction du mode de conservation. Par ailleurs, une étude préliminaire visant à mettre en évidence l'influence possible d'un effet poromécanique sur le couplage existant entre ce comportement et le séchage et le retrait de dessiccation est également proposée.

Enfin, les principales conclusions de cette étude expérimentale, mettant en évidence l'influence du séchage sur le comportement mécanique multiaxial des mortiers et de la microfissuration induite, sont énoncées.

### 3.1 Propriétés de transport et comportement différé

La dispersion sur les matériaux cimentaires nécessite d'effectuer plusieurs essais du même type afin de dégager une valeur ou une tendance générale moyenne des grandeurs recherchées. Ce principe a été respecté, autant que possible, tout au long de ce travail. Cependant, par souci de clarté, nous trouvons plus judicieux de présenter les courbes moyennes qui « allègeront » la présentation des résultats. A titre d'exemple, le résultat individuel de trois éprouvettes de  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  en dessiccation, à partir desquelles la moyenne de l'évolution des déformations différées sera obtenue, est présenté sur la figure 3.1. On remarque que la tendance générale de l'évolution du retrait total obtenu sur toutes les éprouvettes est la même. Les résultats peuvent donc être présentés par une courbe moyenne, plus représentative de la tendance générale. Dans la suite, nous ne présenterons que les courbes moyennes.

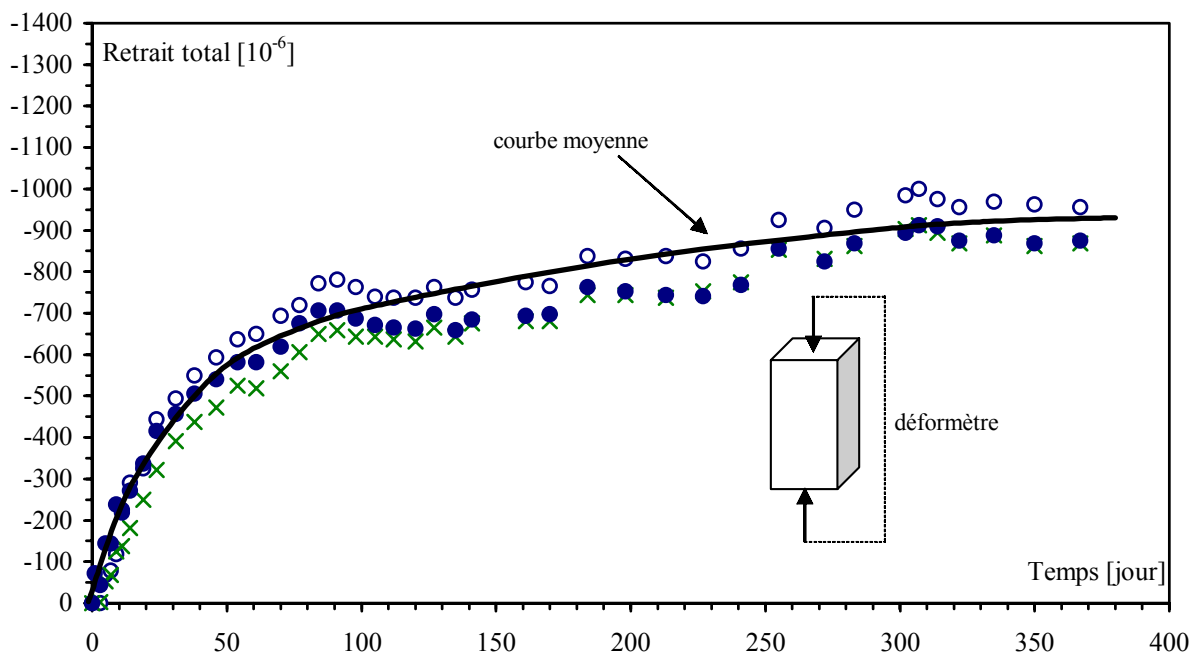


Figure 3.1 : Evolution, en fonction du temps, du retrait total mesuré par déformètre sur 3 éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  du mortier05 en dessiccation ( $H_r = 45 \% \pm 5\%$ ,  $T = 21 \pm 1^\circ\text{C}$ ), après 6 mois de conservation dans l'eau.

D'autre part, malgré toutes les précautions prises, des fluctuations légères de température et d'humidité relative dans la salle en ambiance contrôlée, où sont mises toutes les éprouvettes d'essais, ont été constatées (variations de température de  $\pm 1^\circ\text{C}$  et d'humidité de  $\pm 5\%$ ).

Aucune correction de la répercussion de ces fluctuations sur les mesures n'a été faite afin de ne pas introduire d'erreur dans l'allure générale des courbes et pour éviter ainsi toute interprétation erronée des résultats. Les variations d'ambiance constatées sont toutefois très acceptables et sont identiques à celles couramment rapportées dans la littérature.

### 3.1.1 Mesure de la porosité à l'eau du mortier05 et du mortier08

Le tableau 3.1 rassemble les valeurs de porosité mesurées sur le mortier05 et le mortier08. Ces porosités sont obtenues par séchage au four, directement après la sortie de l'eau, des rondelles d'éprouvettes, et après que nous nous soyons assurés que ces rondelles étaient bien saturées. Le principe de détermination de ces porosités est donné au paragraphe 2.2.3.1.

<b>Porosité [%]</b>				
<b>Mortiers\ No. d'ép.</b>	1	2	3	<b>Moyenne</b>
<b>05</b>	17,7	18,7	-	<b>18,2</b>
<b>08</b>	25,4	26,6	26,5	<b>26,2</b>

Tableau 3.1 : Porosité des deux mortiers.

Comme attendu, la porosité du mortier08 est nettement supérieure à celle du mortier05, principalement à cause du rapport E/C qui augmente la porosité capillaire, la porosité des hydrates étant peu affectée par ce rapport. On constate, de plus, que ces mesures sont peu dispersées, montrant qu'après maturation, la porosité obtenue sur ces deux mortiers varie peu d'une éprouvette à l'autre. Cette faible dispersion a également été observée quant au suivi de la perte en poids : pour un mortier donné, les évolutions de la perte en poids de toutes les éprouvettes subissant un même type de dessiccation (dans l'ambiance contrôlée ou dans le four), dont nous présentons les valeurs moyennes sur les figures 3.3 et 3.10, étaient similaires. De même, des mesures de perméabilité effectuées sur le mortier05 (§ 3.1.5.2) ont aussi montré des valeurs peu dispersées. Toutes ces constatations nous permettent alors de considérer que les propriétés de transport (perméation et diffusion) sont sensiblement identiques d'une éprouvette à l'autre, et ce, pour chaque mortier étudié. Elles confirment aussi le bien fondé de la mise en oeuvre et de l'obtention des éprouvettes de l'étude (§ 2.1). Le processus de séchage de chaque éprouvette peut donc être considéré comme identique, à géométrie constante. Nous pourrions donc comparer l'évolution des propriétés mécaniques d'une éprouvette à l'autre en fonction du temps de séchage. Notons toutefois que les mesures



de la porosité, de la perte en poids et de la perméabilité intègrent la fissuration induite par le séchage. Celui-ci induit une microfissuration qui faciliterait le départ d'eau en augmentant la connectivité du réseau poreux ouvert initial, c'est-à-dire avant la dessiccation.

La comparaison des résultats -obtenus sur ces 2 mortiers- de l'évolution du comportement mécanique en fonction du séchage est intéressante, car ce sont 2 matériaux cimentaires ayant des propriétés mécaniques et de transport très différentes, mais représentant 2 classes classiques de matériaux utilisés dans la construction : le mortier05, dont les performances se situent aux alentours de 50 MPa en compression uniaxiale, peut être qualifié de matériau performant, alors que le mortier08, dont la résistance est de l'ordre de 25 MPa, est un matériau cimentaire de performance très moyenne.

### **3.1.2 Retraits du mortier05**

#### **3.1.2.1 Retrait endogène**

La figure 3.2 illustre l'évolution du retrait moyen des éprouvettes de  $4 \times 4 \times 16$  et de  $\phi 3,7 \times 12$  cm<sup>3</sup> protégées de la dessiccation en fonction du temps et du mode de mesure (les méthodes de mesure sont précisées au paragraphe 2.2.1), tandis que la figure 3.3 donne l'évolution de la perte en poids de ces éprouvettes prismatiques et cylindriques en fonction du temps. Cette dernière figure présente également la variation de masse des éprouvettes en dessiccation et préalablement séchées, sur lesquelles nous revenons dans les sections suivantes. Par ailleurs, elle montre, comme nous l'avons relevé dans le deuxième chapitre (§ 2.1.4.2), que les éprouvettes protégées de la dessiccation subissent une perte en poids, d'autant plus élevée que le nombre de plots collés sur les surfaces latérales est important. Cette perte en poids va logiquement influencer le retrait mesuré. En effet, la figure 3.2 montre que plus le nombre de plots est élevé, plus le retrait mesuré en condition « semi-endogène » est important. Par ailleurs, elle met en évidence l'influence du moyen de mesure. On constate que le retrait endogène des éprouvettes prismatiques est stabilisé jusqu'à environ 120 jours, à une valeur de 100  $\mu\text{m}/\text{m}$ , et progresse à nouveau avec le temps. Dans cette deuxième phase, le retrait mesuré par extensomètre en surface des éprouvettes est bien inférieur à celui mesuré par déformètre. Cette différence provient très probablement de la microfissuration induite en surface qui contrebalance la déformation de retrait, donc qui minimise la déformation mesurée en surface.

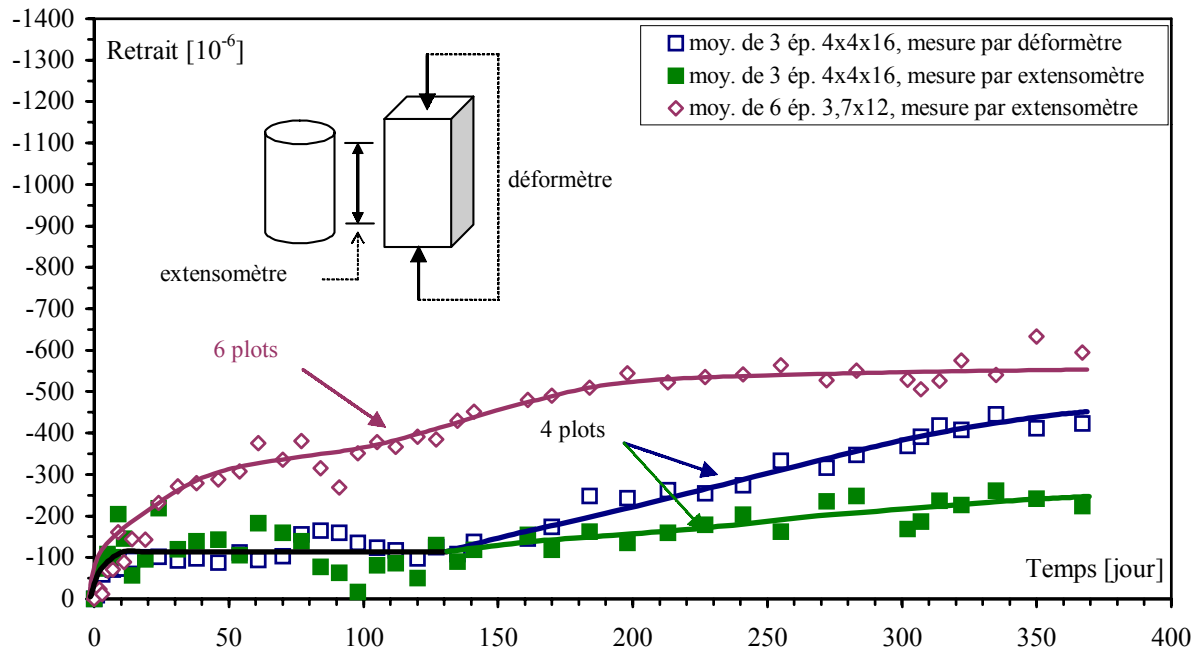


Figure 3.2 : Evolution, en fonction du temps, du retrait moyen mesuré par extensomètre et déformètre des éprouvettes prismatiques et cylindriques protégées de la dessiccation, après 6 mois de conservation dans l'eau.

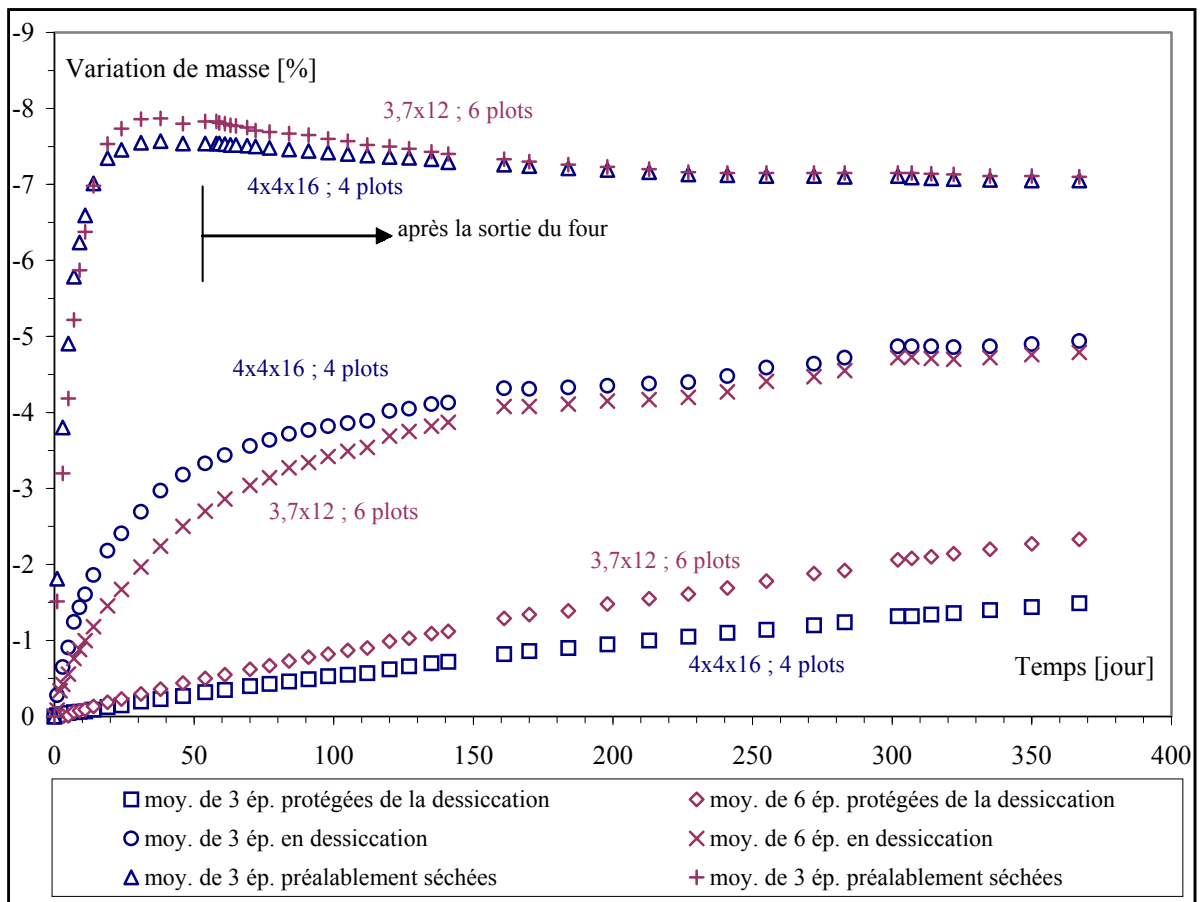


Figure 3.3 : Variation moyenne de la masse des éprouvettes de 4x4x16 cm<sup>3</sup> et de  $\phi$ 3,7x12 cm<sup>3</sup> en fonction du mode de conservation et du temps, après 6 mois de conservation dans l'eau.

L'obtention d'une perte en poids sur les éprouvettes protégées de dessiccation ne nous permet toutefois pas de savoir si les déformations mesurées en condition endogène proviennent uniquement de cette perte en eau, ou bien si le mortier05 a réellement un retrait endogène après six mois de maturation dans l'eau. Par ailleurs, même si ce retrait endogène existe, il doit atteindre une stabilisation au bout d'un certain temps. L'étude du mortier08, pour laquelle pratiquement aucune perte ou reprise d'eau n'est constatée (figure 3.10), montre qu'un retrait endogène est bien mesuré et qu'il tend vers une stabilisation (figure 3.12). Le mortier05 a également un retrait endogène qui atteint une stabilisation avant de ré-augmenter. Il nous faut maintenant déterminer l'évolution du retrait endogène à prendre en considération dans la suite de l'étude. Etant donné que nous n'avons pas de mesure réelle de ce retrait endogène du mortier05, la détermination du retrait endogène doit être effectuée par les mesures pour lesquelles l'influence du séchage serait nulle. Les mesures sur les éprouvettes prismatiques sont moins influencées par la perte en poids du fait du plus petit nombre de plots. Par ailleurs, le temps pendant lequel le retrait en condition « semi-endogène » est stable (jusqu'à 120 jours) est influencé par le temps nécessaire pour que le séchage, provoqué par les plots, puisse être mesurable. Ainsi, nous supposerons que le retrait endogène n'existe que jusqu'au palier, et au-delà les déformations sont dues en grande partie au séchage par les plots, tel que cela est présenté sur la figure 3.4. Dans la suite, lorsque le retrait de dessiccation sera mentionné, il aura été déduit à partir du retrait endogène mesuré avec déformètre jusqu'au palier de stabilisation, pour éviter les effets de la microfissuration induite en surface par le séchage au niveau des plots. Nous montrons également sur cette figure le gonflement subi par les éprouvettes préalablement séchées et dû à la présence des plots surfaciques, et revenons sur ce gonflement dans le paragraphe 3.1.2.5.

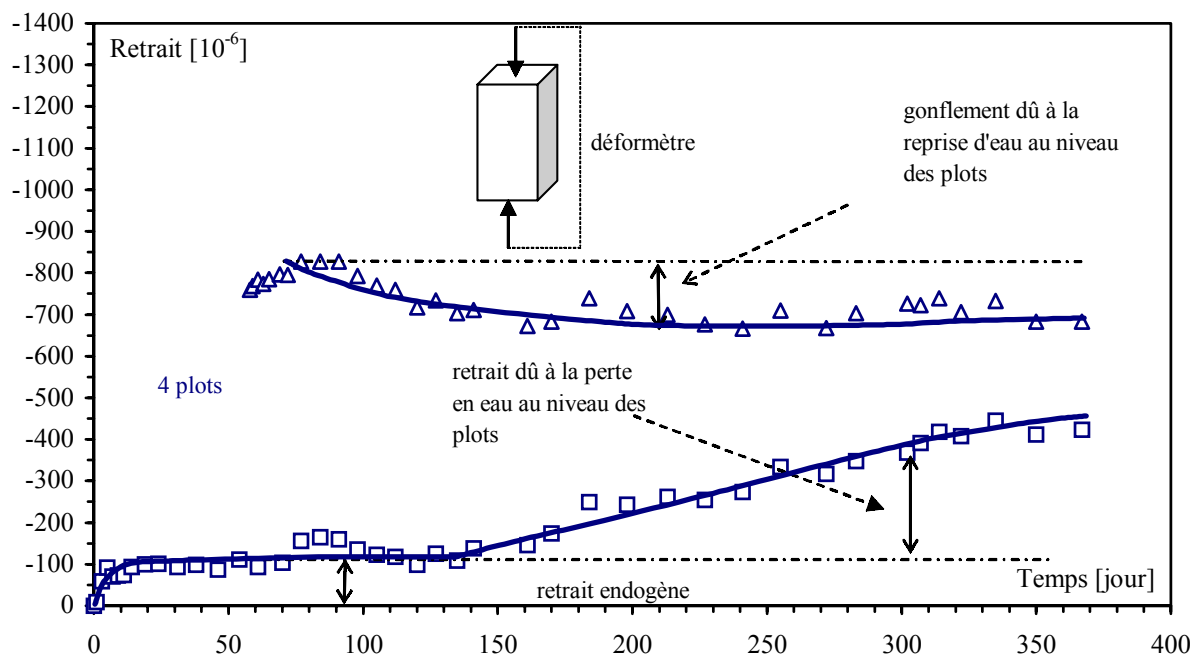


Figure 3.4 : Illustration schématique de l'effet des plots et du retrait endogène considéré.

### 3.1.2.2 Retrait des éprouvettes en dessiccation

La figure 3.5 présente le retrait total obtenu par extensomètre et déformètre des éprouvettes prismatiques et cylindriques en dessiccation, la perte en poids moyenne de ces éprouvettes étant donnée sur la figure 3.3. Précisons que ce retrait est dû principalement à l'évaporation de l'eau des pores capillaires. En effet, l'humidité relative de la salle à ambiance contrôlée est de  $45 \pm 5$  %, et Baroghel-Bouny [Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00] a constaté expérimentalement que lorsque l'humidité relative est inférieure à 44 %, l'équilibre hygrométrique se déplace vers la porosité des C-S-H. Ainsi l'auteur, de même qu'Acker [Acker 88, 91], attribue principalement le retrait mesuré pour une humidité relative supérieure à 44 % au mécanisme de retrait par dépression capillaire. De plus, la modélisation de ce mécanisme permet de prévoir aisément le retrait de dessiccation et ses conséquences sur le comportement mécanique [Acker 88, 91, Burlion 00, Carmeliet 00, Bourgeois 02]. Pour notre part, nous considérons donc que le mécanisme dominant, au cours des essais que nous menons en ambiance contrôlée, est la dépression capillaire. La figure 3.5 montre qu'au début du séchage, le retrait mesuré par extensomètre est globalement le même pour les deux types d'éprouvettes, et qu'après 40 jours de séchage, le retrait des éprouvettes cylindriques devient supérieur à celui des éprouvettes prismatiques. En première approximation, on peut penser que cet écart est dû à un effet d'échelle entre ces deux types d'éprouvettes. Cependant, nous constatons sur la figure 3.3 que

les pertes en poids de ces derniers sont très semblables, mais les éprouvettes cylindriques ont une cinétique de séchage plus faible au départ. Ceci provient du fait que la surface externe des éprouvettes cylindriques est plus petite que celle des éprouvettes prismatiques : ceci conduit alors à une évaporation surfacique plus grande dans le cas des prismes, d'où une microfissuration surfacique plus grande et un retrait mesuré plus faible. Notons, de plus, que dans cette différence de retrait mesurée sur les deux types d'éprouvettes, peut également intervenir l'influence de la variabilité du mortier d'étude.

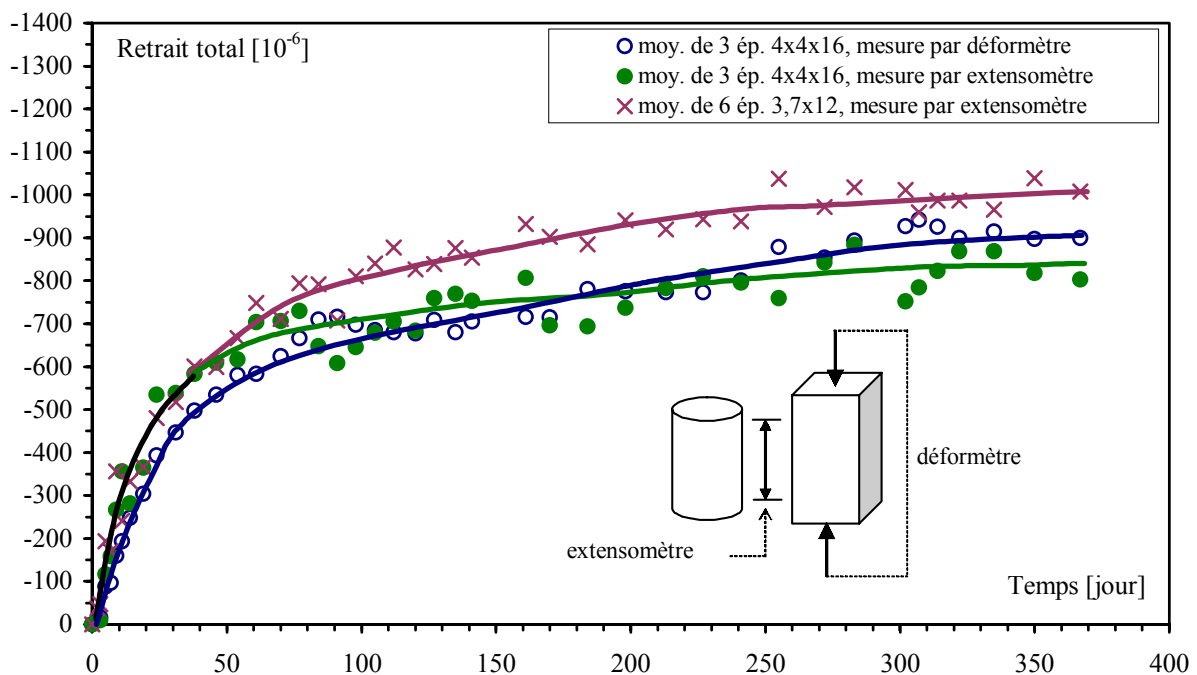


Figure 3.5 : Evolution, en fonction temps, du retrait total moyen mesuré par extensomètre et déformètre, après 6 mois de conservation dans l'eau des éprouvettes prismatiques et cylindriques en dessiccation ( $H_r = 45 \pm 5 \%$ ,  $T = 21 \pm 1 \text{ } ^\circ\text{C}$ ).

Par ailleurs, sur la figure 3.5, nous constatons de légères différences entre les mesures de retrait obtenues par déformètre et par extensomètre des éprouvettes en dessiccation, même si leur tendance est assez proche. Rappelons que la mesure par extensomètre donne les déformations mesurées à partir de la surface latérale tandis que la mesure par déformètre donne celles mesurées par rapprochement des surfaces extrêmes. Dans un premier temps, le retrait mesuré par extensomètre est plus élevé que celui par déformètre, et cette évolution s'inverse ensuite, après 185 jours de séchage environ. La différence entre la mesure par déformètre et la mesure par extensomètre traduit simplement l'influence du caractère non uniforme du séchage sur les mesures. Les surfaces supérieure et inférieure de l'éprouvette

deviennent donc d'abord convexes puis concaves, et peuvent être considérées comme des surfaces où les autocontraintes sont nulles. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ces surfaces où les autocontraintes sont nulles. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne de ces surfaces pour se rapprocher de la partie centrale de l'éprouvette, apparaît l'effet de structure [L'Hermite 78, Bazant<sup>2</sup> 82, Wittmann 82, 85, Torrenti 87, Acker 88, 91, Baroghel-Bouny 94, Neville 00, Munoz 00, Benboudjema 02], d'autant plus important que l'on est proche de la partie centrale de l'éprouvette (et si l'on avait mesuré, dans cette partie centrale, le retrait sur la surface et au cœur, les deux mesures auraient donné des valeurs similaires [Benboudjema 02]). Ainsi, le schéma des contraintes, induites par l'effet de structure généré par la dessiccation, est tel que l'illustre la figure 3.6. Du fait d'une décroissance rapide de la teneur en eau de la zone externe de l'éprouvette au début de séchage, cette zone a tendance à se contracter plus que le cœur (étape 1 de la figure 3.6). N'étant pas libre, le retrait donne naissance aux contraintes de traction en surface et de compression au cœur. L'excès de traction en surface conduit, de même que la présence des granulats [Hearn 99, Bisschop 01], à une microfissuration. Cette microfissuration est d'ailleurs une des causes du ralentissement de la croissance du retrait; l'autre cause étant une baisse de plus en plus importante de la teneur en eau de la zone externe de l'éprouvette, donc une baisse des gradients hydriques. Ensuite, ayant une teneur en eau plus élevée que la zone externe, le cœur a tendance à se contracter plus que la zone externe (étape 2 de la figure 3.6) par rapport à l'état intermédiaire (la fin de l'étape 1), d'où des contraintes de compression en surface et de traction au cœur. Il faut noter que les résultats des mesures de retrait par déformètre et extensomètre sur des éprouvettes prismatiques nous permettent de retrouver exactement la forme de la surface libre (convexe puis concave) qui serait obtenue si le retrait était libre dans la partie centrale de l'éprouvette (figure 3.6).

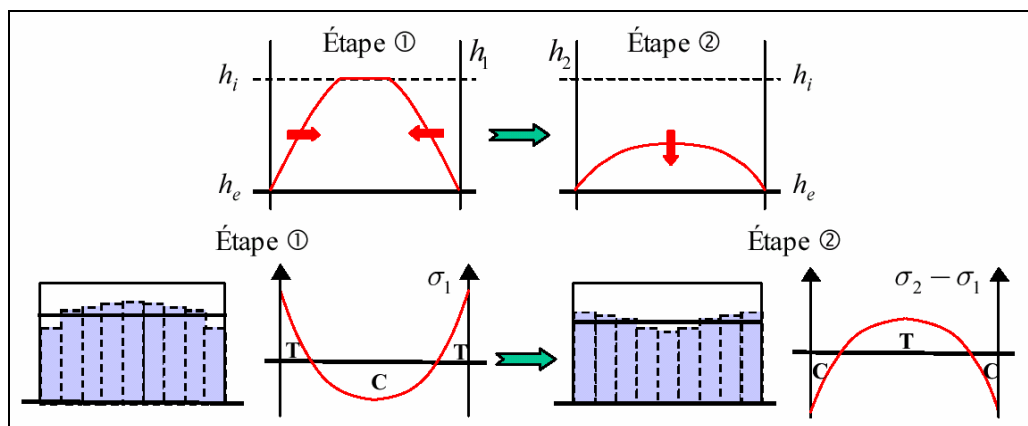


Figure 3.6 : Evolution des profils d'humidité relative dans le sens longitudinal d'une éprouvette en dessiccation, et variation des déformations et des contraintes en résultant [Benboudjema 02].

### 3.1.2.3 Relation entre le retrait de dessiccation et la perte en poids

La figure 3.7 présente l'évolution du retrait de dessiccation mesuré à la fois par extensomètre et par déformètre, en fonction de la perte en poids des éprouvettes prismatiques. Les résultats du retrait de dessiccation obtenus par les deux méthodes de mesure sont classiques, et nous constatons trois phases caractéristiques [Granger 94, Torrenti 97, Khelidj 98, Benboudjema 02] : la première, qui correspond à une perte de poids avec une faible mesure de retrait, est due à l'évaporation rapide de l'eau à la surface de l'éprouvette couplée à une microfissuration surfacique induite, qui s'oppose à la contraction du prisme, appelée également zone dormante [Benboudjema 02] ; dans la deuxième phase, le retrait de dessiccation est proportionnel à la perte en poids : la contraction du squelette solide est provoquée principalement par la dépression capillaire. Enfin, la dernière phase présente une évolution de la perte en poids sans retrait. Cette dernière phase peut s'expliquer soit par le fait que la contraction de la matrice cimentaire devient infime par épuisement de l'eau évaporable, soit par le passage d'un comportement linéaire à un comportement non linéaire sous contrainte hydrique [Meftah 00, Benboudjema 02]. Ce phénomène peut également être dû à l'apparition de microfissures supplémentaires, générées par la dessiccation [Khelidj 98, Bisschop 01] et à la présence de granulats [Bisschop 01]. Les microfissures ainsi formées s'opposent au retrait et facilitent la dessiccation [Bazant 86, Khelidj 98]. Notons que ces trois phases se retrouvent également dans le cas de la dessiccation des argiles [Colina 00], où la dernière phase est interprétée par les auteurs comme étant due à un niveau suffisant d'écrouissage de la matrice, permettant au matériau de résister au surplus de contrainte généré par l'augmentation de dépression capillaire due au séchage.

Cette figure est également intéressante pour une analyse quantitative : étant donnée que la mesure par extensomètre traduit plus vite et de façon plus précise l'évolution de la zone externe de l'éprouvette par rapport à la mesure par déformètre, la première et la troisième phases sont détectées plus vite sur les mesures par extensomètre. En outre, la figure 3.7 montre également que la diminution des gradients d'humidité en fin de séchage (figure 3.3) n'implique pas une uniformisation des déformations sur les surfaces supérieure et inférieure de l'éprouvette. Enfin, pendant toute la durée des expériences de retrait, il n'a pas été observé d'augmentation de masse des éprouvettes pouvant être provoquée par le phénomène de carbonatation [Pihlajavaara 77, 82, Baroghel-Bouny 94].

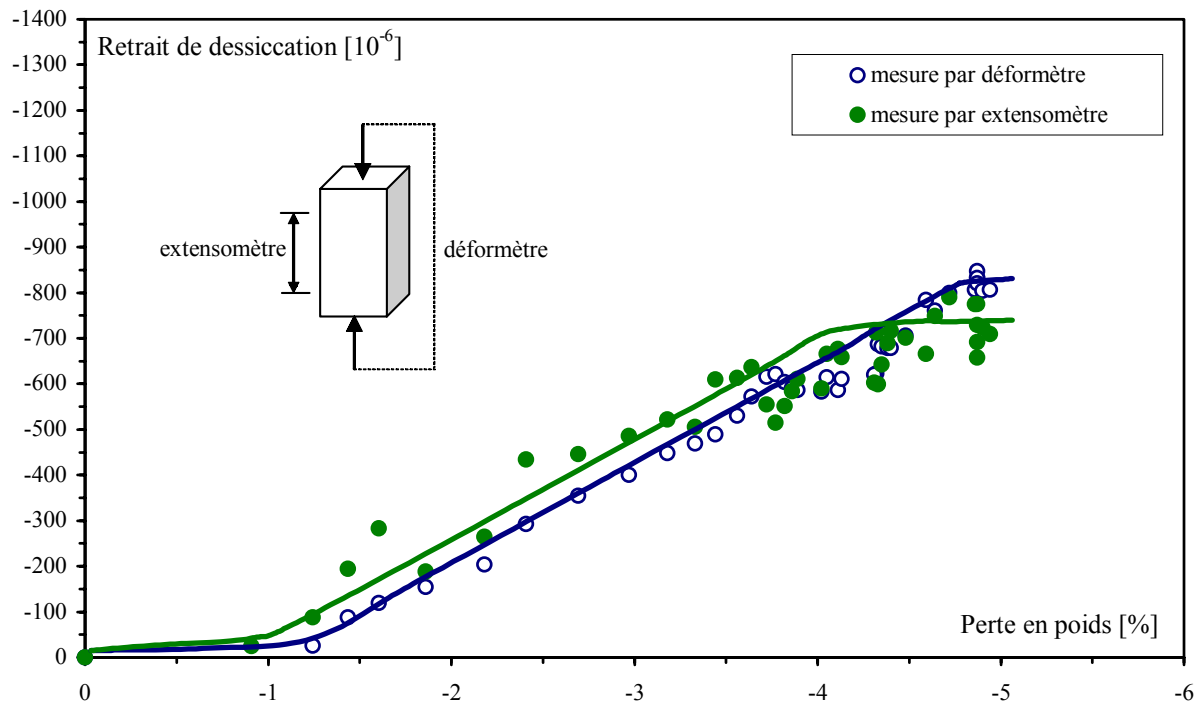


Figure 3.7: Evolution du retrait de dessiccation moyen des éprouvettes 4x4x16 cm<sup>3</sup> mesuré par déformètre et par extensomètre en fonction de la perte en poids, après 6 mois de conservation des éprouvettes dans l'eau.

### 3.1.2.4 Retrait des éprouvettes soumises au séchage rapide dans le four

L'évolution du retrait et de la perte en poids étant suivie lors du séchage dans le four à 60°C jusqu'à poids constant, il est possible d'estimer le coefficient de dilatation thermique après que la perte en poids et le retrait se soient stabilisés, et d'en déduire le retrait total dû au séchage rapide.

Connaissant la température du four où les éprouvettes sont mises pour séchage, la température ambiante où sont remises ces éprouvettes séchées et la déformation mesurée pour ces deux températures, le coefficient de dilatation thermique peut être obtenu à partir de la relation suivante :

$$\alpha_t = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta T} \quad (3.1)$$

où  $\Delta T$  représente l'écart entre la température du four (60 °C) et celle de l'air ambiant contrôlé (21°C) et où  $\Delta \varepsilon$  représente la variation de longueur entre ces deux températures.



Le tableau 3.2 présente les coefficients de dilatation thermique moyens calculés à partir de 3 éprouvettes, en fonction de la géométrie des éprouvettes. Rappelons que n'ayant pas la possibilité de mesurer le retrait directement dans le four, préférable pour l'obtention d'une valeur exacte [Ben Amor 96], nous mesurons le retrait à 60°C dans la salle à la sortie du four ; le coefficient de dilatation thermique est donc un peu sous estimé. Cependant, il est possible de comparer les coefficients de dilatation thermique obtenus. Nous constatons que le coefficient de dilatation thermique calculé pour les éprouvettes 4x4x16 cm<sup>3</sup> à l'aide de l'extensomètre (mesure des déformations en surface du barreau) est supérieur à celui obtenu par le déformètre (mesure des déformations au centre du barreau). Par ailleurs, nous ne constatons pas d'écart entre le coefficient de dilatation thermique mesuré sur les éprouvettes cylindriques et prismatiques. Notons que cette détermination prend en compte la microfissuration induite par le séchage dans le four, car l'estimation des coefficients de dilatation thermique se fait en fin de cycle de séchage, afin que le retrait de dessiccation n'influence pas sur l'évaluation du coefficient de dilatation. Une procédure plus complexe aurait été nécessaire afin d'évaluer complètement le coefficient de dilatation thermique en fonction de l'humidité interne de l'éprouvette.

Type d'ép.	Moy. de mesure	$\alpha_t$ [ $10^{-5}$ 1/°C]
4x4x16	extensomètre	1,03
	déformètre	0,87
φ3,7x12	extensomètre	1,03

Tableau 3.2 : Coefficients de dilatation thermique moyens obtenus en fonction du type d'éprouvettes du mortier05.

Connaissant le retrait thermique, le retrait total dû uniquement au séchage (rapide) peut être ainsi déterminé:

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{total} - \Delta\varepsilon \quad (3.2)$$

où  $\varepsilon_{total}$  est le retrait total mesuré sous température de 60 °C, qui comprend à la fois le retrait de dessiccation, le retrait endogène et l'allongement de l'éprouvette dû à la dilatation thermique, et où  $\varepsilon_{rt}$  est le retrait total après déduction de cet allongement.

En considérant que le coefficient de dilatation thermique est constant durant toute la phase de séchage (hypothèse simplificatrice qui demande à être validée), il est possible de tracer l'évolution du retrait total en fonction du temps après déduction de l'effet thermique. La figure 3.8 traduit cette évolution, et montre, de plus, qu'il n'y a pas d'effet d'échelle entre les deux géométries d'éprouvettes. Par ailleurs, du fait de la cinétique importante du séchage, il est possible de considérer que le retrait total mesuré correspond au retrait de dessiccation. La valeur asymptotique du retrait de dessiccation obtenue en fin du cycle de séchage rapide peut donc être considérée, en première approximation, comme étant la valeur du retrait de dessiccation correspondant au départ total de l'eau libre. Nous avons mesuré, après la réalisation de toute la campagne expérimentale présentée dans ce chapitre, l'humidité relative régnant dans le four après le départ total de l'eau libre : une quinzaine d'éprouvettes saturées en eau a été mise dans le four à 60 °C et l'humidité relative dans le four a été mesurée après atteinte du poids constant des éprouvettes. Cette humidité relative dans le four était de l'ordre de 10 %. Ceci montre que les éprouvettes préalablement séchées dans le four ont une humidité relative de 10 %.

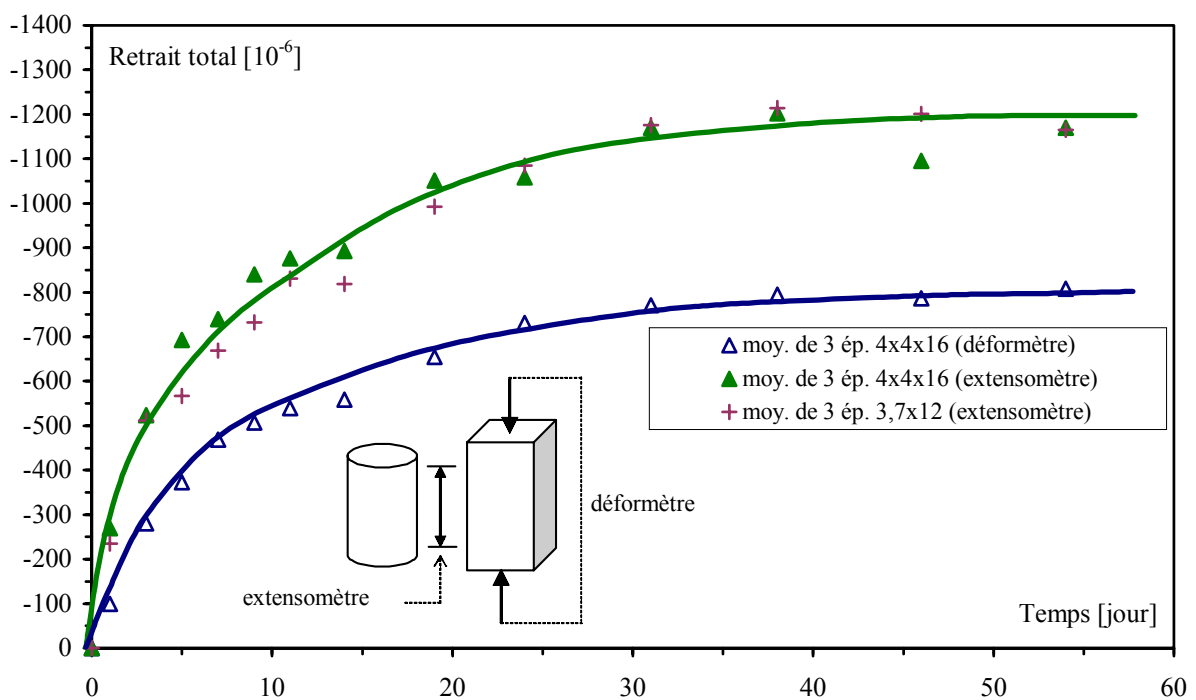


Figure 3.8 : Evolution des retraits totaux mesurés sur des éprouvettes cylindriques et prismatiques du mortier05 sous une température constante de 60 °C, en fonction du temps et du mode de mesure, après leur conservation dans l'eau pendant 6 mois.

La figure 3.8 montre, encore une fois, que le retrait mesuré par déformètre et celui mesuré par extensomètre en dessiccation rapide ne sont pas égaux. De plus, la forme des surfaces supérieure et inférieure reste toujours convexe, contrairement au cas du retrait de dessiccation. Du fait de l'effet de structure, dès que l'on s'éloigne des surfaces extrêmes convexes (surfaces libres), la peau séchante tend à se contracter très rapidement sur le cœur, d'où la création de fortes contraintes de traction en peau et de fortes contraintes de compression en cœur. Par la suite, lorsque le cœur de l'éprouvette est soumis à une baisse de l'humidité relative, le séchage et le retrait de dessiccation de la partie externe de l'éprouvette ont déjà eu lieu. Le séchage du cœur implique une contraction de celui-ci, alors que la surface externe ne subit plus de variations dimensionnelles propres dues au séchage, mais est « entraînée » par la contraction du cœur. A l'inverse de ce qui se passe en début de séchage, le cœur est mis en traction tandis que la peau est de nouveau comprimée comme cela était le cas pour les éprouvettes en dessiccation en l'ambiance contrôlée. Cependant, la mise en traction du cœur ne suffirait pas à inverser la forme convexe des surfaces extrêmes.

#### **3.1.2.5 Gonflement des éprouvettes préalablement séchées dans le four**

Comme nous l'avons précisé dans le chapitre 2 (§ 2.1.4.1), il est nécessaire de s'intéresser à l'évolution des déformations des éprouvettes préalablement séchées. En effet, nous voulions par exemple effectuer des essais de fluage sur éprouvettes préalablement séchées. Il fallait donc savoir si ces éprouvettes pourtant protégées par de l'aluminium reprennent de l'eau (par adsorption), et si oui, quelle est la portée de cette adsorption sur les déformations sous fluage (présentée plus loin, § 3.1.5.1). A la suite du séchage préalable jusqu'à poids constant, les éprouvettes sont mises dans des sacs étanches afin de les ramener à la température de la salle contrôlée ( $21 \pm 1^\circ\text{C}$ ). Les mesures des déformations différées sur ces éprouvettes ne contiennent donc pas d'effet thermique. Après leur protection par de l'aluminium, elles sont placées dans l'ambiance contrôlée et leurs déformations sont mesurées. La figure 3.9 présente l'évolution des déformations des éprouvettes cylindriques et prismatiques en fonction du temps, tandis que la variation de leur masse est donnée sur la figure 3.3. On constate sur la figure 3.3 qu'il y a une reprise d'eau, en grande partie au niveau des plots (de l'extérieur de l'éprouvette vers l'intérieur) pratiquement dès leur mise en ambiance contrôlée pour les deux types d'éprouvette. Elle est légèrement plus importante pour les éprouvettes cylindriques du fait que celles-ci ont 6 plots collés sur leur surface, contre 4 sur les éprouvettes prismatiques. La conséquence de cette reprise d'eau est le gonflement. La figure 3.9 montre que la valeur du gonflement mesurée par déformètre est supérieure à celle mesurée par extensomètre sur les

éprouvettes prismatiques préalablement séchées, indiquant ainsi que la forme convexe initiale des surfaces extrêmes tend à devenir concave. Ceci est logique car la reprise d'eau ou l'adsorption, de l'extérieur de l'éprouvette vers l'intérieur, a également lieu de façon non uniforme, comme la dessiccation. On devrait donc assister à la création, dans la zone centrale de l'éprouvette, de contraintes qui seront exactement l'inverse de ce que l'on a constaté lors du séchage dans le four. Rappelons également que le gonflement sera d'autant plus grand que le mortier est microfissuré après séchage au four. Par ailleurs, la légère augmentation de la reprise d'eau des éprouvettes cylindriques conduit à un gonflement légèrement plus élevé.

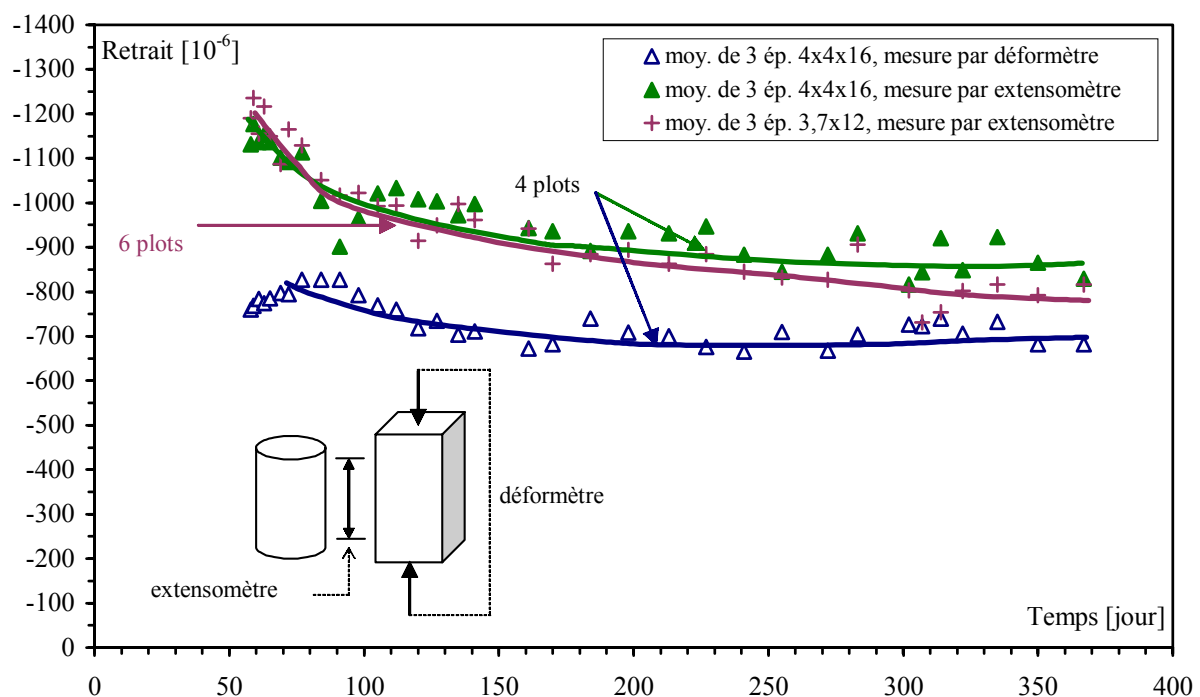


Figure 3.9 : Evolution, en fonction du temps et du mode de mesure, du gonflement des éprouvettes prismatiques et cylindriques préalablement séchées après 6 mois de conservation dans l'eau et placées ensuite dans la salle contrôlée ( $H_r = 45 \pm 5 \%$ ,  $T = 21 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ ).

### 3.1.3 Comparaison des retraits du mortier05 et du mortier08

#### 3.1.3.1 Influence de la composition sur la perte en poids et son évolution

Nous rappelons que le fait d'avoir mesuré une perte en poids des éprouvettes protégées de la dessiccation et un gain de poids des éprouvettes préalablement séchées du mortier05 (§ 2.1.4.2), nous a conduit, pour l'étude du mortier08, à n'utiliser que des éprouvettes

prismatiques qui permettent de mesurer les retraits par le biais des plots ancrés sur leurs surfaces supérieure et inférieure lors du coulage, et à ne pas coller de plots sur les faces latérales. De plus, nous avons appliqué, cette fois-ci, quatre couches d'aluminium autocollant au lieu de deux, afin de prévenir toute perte en eau des éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ . Comme illustré par la figure 3.10, nous n'enregistrons presque plus de perte ou de reprise de poids.

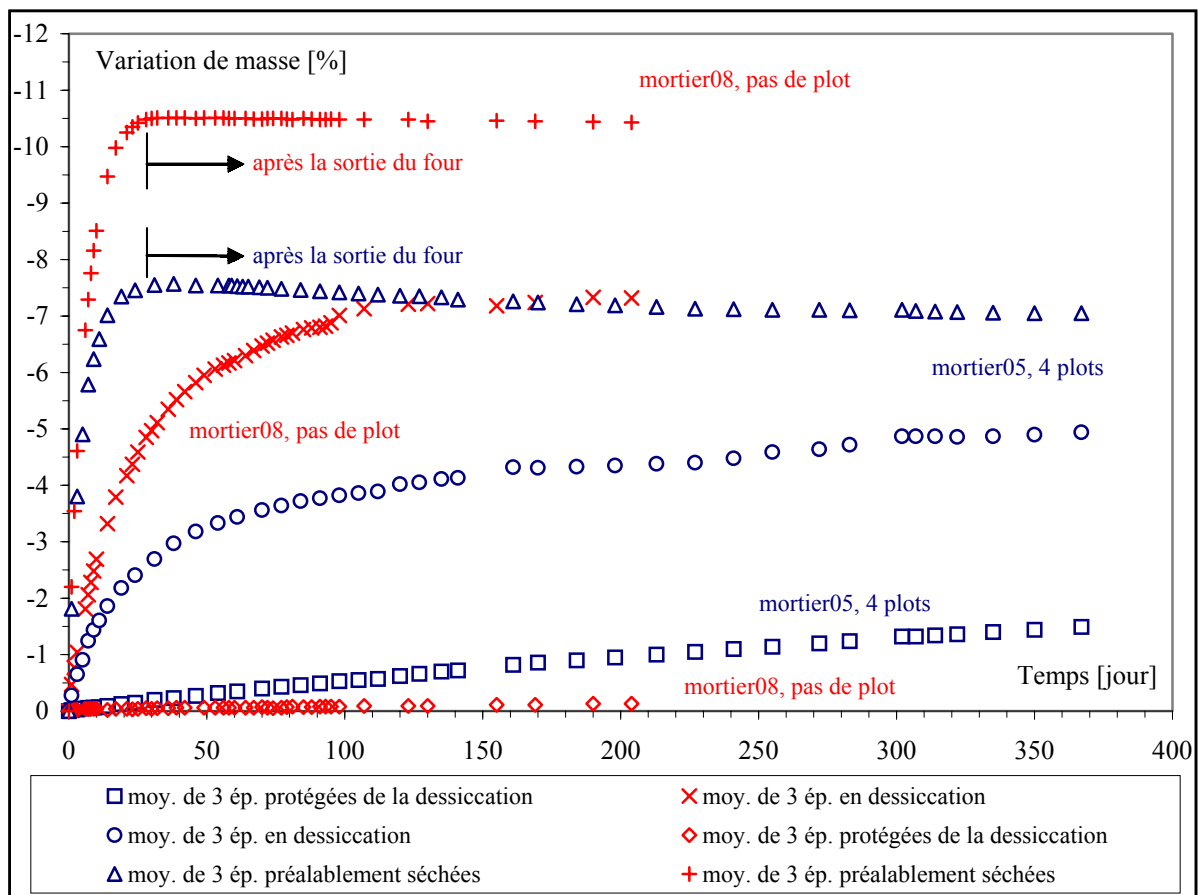


Figure 3.10 : Comparaison de la variation de masse des éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  des deux mortiers en fonction du mode de conservation et du temps, après leur conservation dans l'eau pendant 6 mois.

L'augmentation du rapport E/C qui accroît la porosité ouverte et connectée, a deux conséquences : il détermine d'une part la quantité d'eau évaporable et, d'autre part, la vitesse à laquelle cette eau peut atteindre la surface séchant. C'est ce que nous observons sur la figure 3.10 : la cinétique de perte en poids des éprouvettes en dessiccation ou en séchage rapide dans le four du mortier08 est plus rapide. Par ailleurs, le temps d'atteinte du poids constant lors du séchage dans le four est similaire pour les deux mortiers, tandis que lors du séchage dans l'atmosphère contrôlée, les éprouvettes du mortier08 atteignent une asymptote plus

rapidement que le mortier05. Le fait d'obtenir le poids constant à même durée de séchage dans le four provient de l'application d'une température élevée, donc d'un gradient hydrique important.

### 3.1.3.2 Influence de la composition sur les retraits et leur évolution

#### 3.1.3.2.1 Dessiccation rapide dans le four

Comme pour le mortier05, nous avons suivi l'évolution du retrait total des éprouvettes préalablement séchées du mortier08. En utilisant le même processus que celui du mortier05, nous obtenons le coefficient de dilatation thermique que nous supposons constant en fonction de l'humidité relative des éprouvettes. Ensuite, nous déduisons le retrait total que l'on peut assimiler au retrait de dessiccation du fait de la cinétique très rapide du séchage. Le tableau 3.3 présente le coefficient de dilatation moyen de 3 éprouvettes des deux mortiers. La figure 3.11 présente l'évolution du retrait total de ces deux mortiers en fonction du temps, l'évolution de la perte en poids étant donnée sur la figure 3.10. Nous constatons que le coefficient de dilatation thermique du mortier08 est plus élevé que celui du mortier05. Ceci est dû principalement à une porosité plus élevée (tableau 3.1) et à un pourcentage de granulats plus faible (tableau 2.2) du mortier08 par rapport au mortier05 (tableau 3.1, tableau 2.1). La figure 3.11 montre que la valeur asymptotique obtenue sur le mortier08 est bien supérieure à celle du mortier05 et provient de différents phénomènes. D'une part, la quantité d'eau évaporable est plus importante et celle de granulats est plus faible (à volume constant) pour le mortier08 (voir aussi figure 1.17). D'autre part, la compressibilité est plus importante pour le mortier08. En effet, les essais de compression hydrostatique que nous avons effectués sur ces deux mortiers (figures 3.37 et 3.44) montrent qu'à l'état saturé, l'incompressibilité du mortier05 est de l'ordre de 20000 MPa et celle du mortier08 est de l'ordre de 12000 MPa.

Mortiers	Type d'ép.	Moy. de mesure	$\alpha_t$ [ $10^{-5}$ 1/°C]
05	4x4x16	déformètre	0,87
08	4x4x16	déformètre	0,97

Tableau 3.3 : Comparaison des coefficients thermiques des deux mortiers.

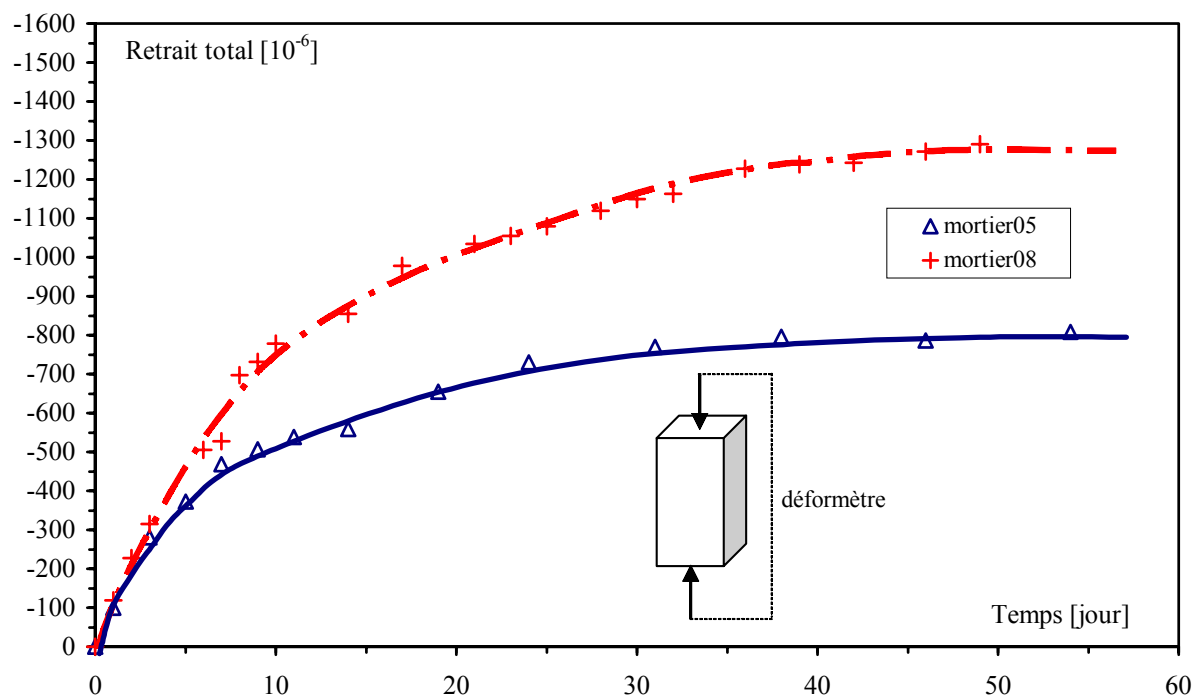


Figure 3.11 : Comparaison, en fonction du temps, des retraits totaux moyens de 3 éprouvettes 4x4x16 cm<sup>3</sup> des deux mortiers sous une température de 60 °C, après 6 mois de conservation dans l'eau.

### 3.1.3.2.2 Dessiccation en atmosphère contrôlée

La figure 3.12 présente la comparaison des retraits du mortier05 et du mortier08, leur variation de masse étant présentée sur la figure 3.10. Comme attendu, le retrait total des éprouvettes en dessiccation et celui des éprouvettes préalablement séchées (voir également figure 3.11) du mortier08 sont supérieurs à ceux du mortier05. La cinétique et l'amplitude du retrait des éprouvettes en dessiccation libre dans le cas du mortier08 sont plus importantes et atteignent plus rapidement une asymptote que dans le cas du mortier05. De plus, comme pour le mortier05, le retrait total des éprouvettes en dessiccation est du même ordre de grandeur que celui des éprouvettes préalablement séchées, tout en étant légèrement supérieur. D'autre part, les éprouvettes préalablement séchées au four du mortier08 ne subissent plus de gonflement après séchage, puisqu'il n'y a plus de reprise d'eau.

Nous mesurons un retrait endogène non négligeable pour le mortier08 qui est, de plus, supérieur à celui du mortier05 (si l'on considère ce dernier jusqu'au palier de stabilisation), et ce malgré une conservation de six mois dans l'eau. Il est souvent indiqué que lorsque le rapport E/C devient supérieur à 0,42, toute l'eau n'est pas consommée par l'hydratation et les petits capillaires ne sont jamais asséchés par l'hydratation. L'intensité du retrait endogène

reste alors modérée. Cependant, la littérature montre que ce retrait peut ne pas être négligeable. Il peut atteindre  $100$  à  $150 \cdot 10^{-6}$  et  $250$  à  $700 \cdot 10^{-6}$  respectivement pour des bétons et des pâtes de ciment ayant des E/C supérieurs à  $0,43$ . Au bout de six mois environ, soit la durée de conservation dans l'eau de nos éprouvettes, ce retrait endogène est globalement négligeable [Le Roy 96, Baroghel-Bouny<sup>1</sup> 00, Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00]. Ceci n'est pas le cas de la présente étude pour laquelle nous mesurons un retrait endogène non négligeable même après 6 mois de conservation dans l'eau.

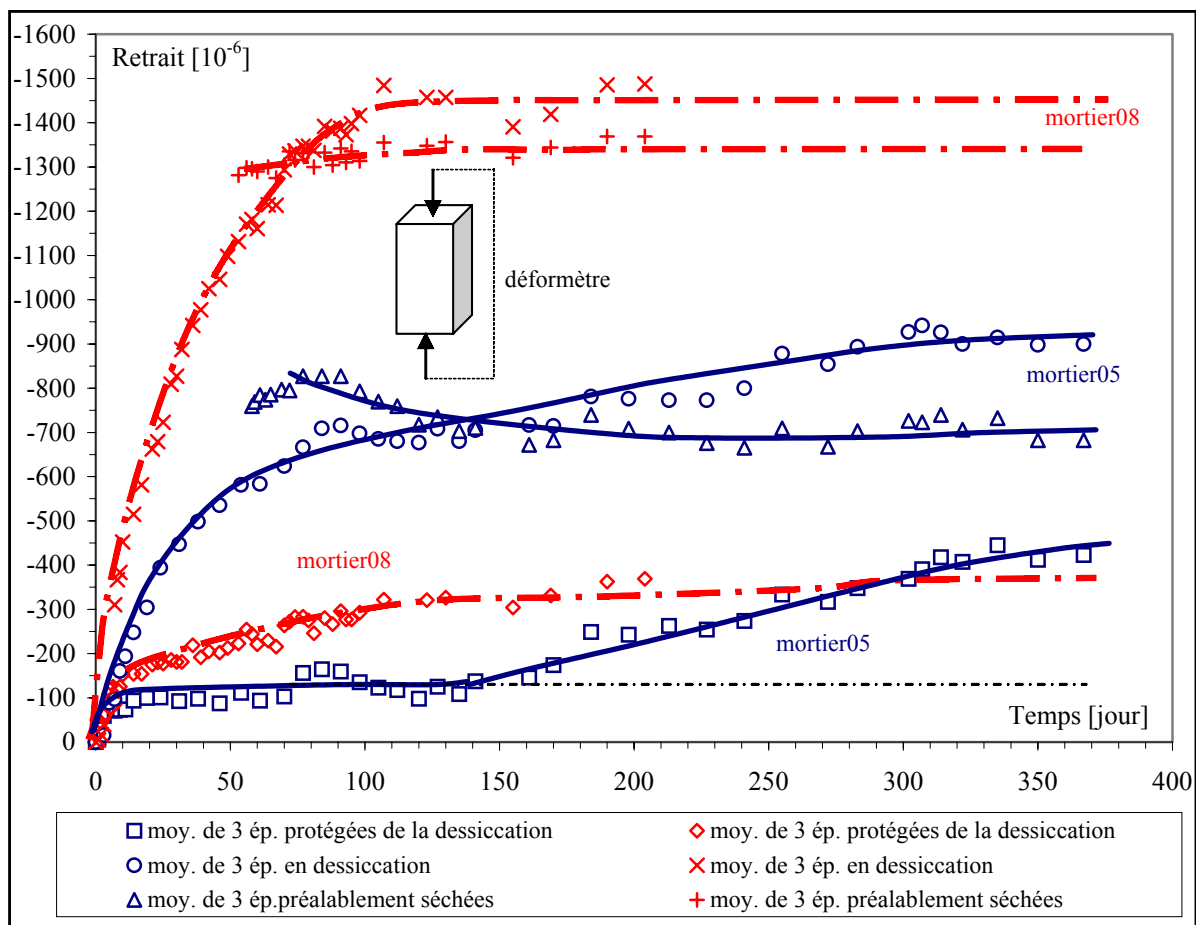


Figure 3.12 : Comparaison des retraits des éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  des deux mortiers en fonction du mode de conservation et du temps, après 6 mois de conservation dans l'eau.

Nous savons que l'hydratation se poursuit très longtemps, par exemple la résistance à la compression uniaxiale des éprouvettes conservées dans l'eau peut augmenter jusqu'à 20 ans [Wood 91]. Cette augmentation est d'autant plus importante que le rapport E/C est faible. Le degré d'hydratation après six mois de conservation dans l'eau est, du fait d'un E/C plus élevé, plus important pour le mortier08 que pour le mortier05. Celui-ci a donc moins de ciment



hydraté. Mais la continuation de l'hydratation (l'arrivée de l'eau vers les grains non hydratés) est plus « facile » pour le mortier08, même après six mois, car son réseau poreux est toujours continu et ses propriétés de transport sont plus grandes [Powers 59]. Sachant que le volume de pâte du mortier08 est supérieur à celui du mortier05 (obtenu, rappelons-le, principalement par diminution du volume des granulats), cette continuation possible de l'hydratation conduirait à un retrait par autodessiccation (par dépression capillaire) plus important du mortier08. Par ailleurs, comme précisé précédemment, afin de pouvoir appliquer des couches d'aluminium, les surfaces des éprouvettes ont été légèrement séchées (§ 2.1.4.2) ; cette opération a engendré une faible perte d'eau surfacique des deux mortiers. Cette perte d'eau pourrait aussi provoquer un retrait des deux mortiers par dépression capillaire après l'application des couches d'aluminium. De plus, il se peut également qu'un effet de fluage sous contraintes d'origine hydrique dues à l'autodessiccation et au séchage surfacique [Ulm 98, 99] apparaisse et conduise à une déformation différée plus importante. Ainsi, la combinaison de l'autodessiccation, de la dessiccation surfacique initiale et du fluage sous contrainte hydrique, qui ont une même conséquence, conduiraient probablement à observer une déformation différée plus importante, appelée ici retrait endogène, du mortier08. Dans la suite, le retrait de dessiccation sera considéré comme étant la différence entre le retrait total et ce retrait endogène.

### **3.1.3.3 Influence de la composition sur la relation retrait de dessiccation – perte en poids**

Nous comparons sur la figure 3.13, le retrait de dessiccation des deux mortiers en fonction de la perte en eau. Les trois phases observées pour le mortier05 sont présentes pour le mortier08. Par ailleurs, durant la deuxième phase pendant laquelle les deux mortiers ont des pentes semblables, le mortier08 subit plus de retrait de dessiccation que le mortier05.

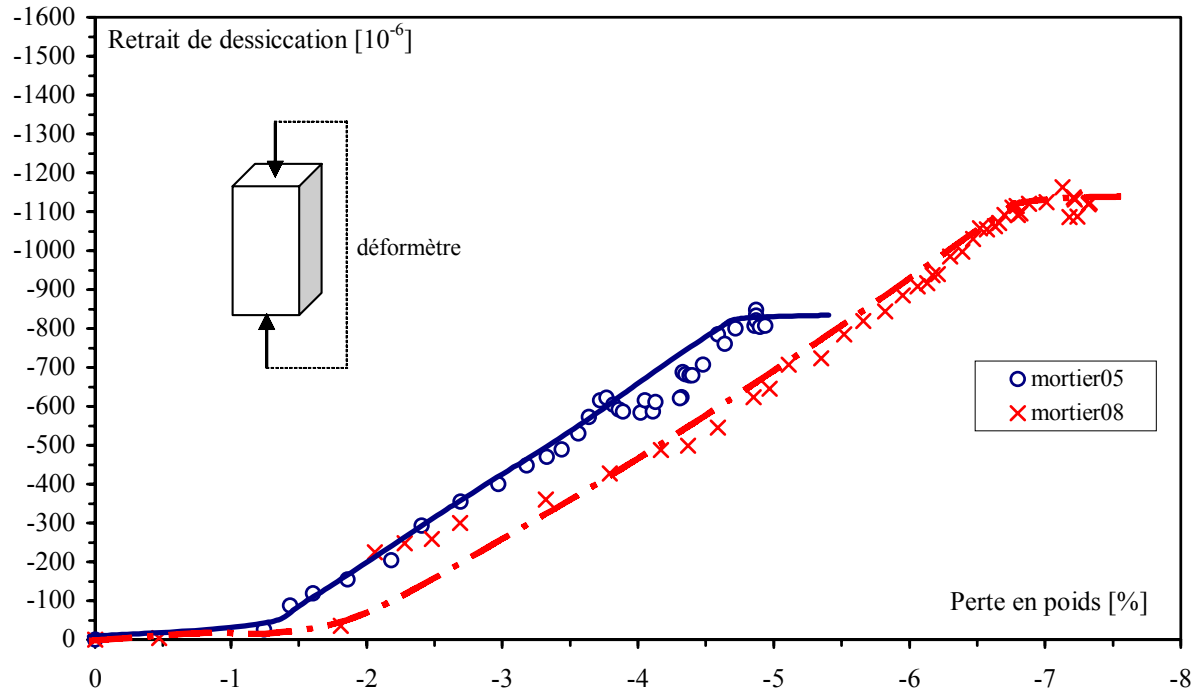


Figure 3.13 : Comparaison des retraits de dessiccation moyens des deux mortiers en fonction de la perte en poids, après 6 mois de conservation des éprouvettes dans l'eau.

Nous pouvons considérer, en première approximation, que la perte en poids des éprouvettes séchées au four correspond à la quantité d'eau libre pouvant s'évaporer de l'éprouvette. Lorsque nous comparons le retrait de dessiccation des deux mortiers en fonction de la perte en poids relative ( $[\text{perte en poids des éprouvettes en dessiccation} / \text{perte en poids des éprouvettes séchées à } 60 \text{ } ^\circ\text{C jusqu'à poids constant}] * 100$ ), nous constatons que la première et la troisième phases ont lieu pour des taux de perte en poids relativement proches pour les deux mortiers, de 15 et de 65 % (figure 3.14). Rappelons que les deux mortiers se différencient principalement par leur volume d'eau de gâchage c'est-à-dire par leur rapport E/C, et par leur volume de granulats. Ces deux paramètres influencent le retrait mesuré (voir les figures 1.17 et 1.18). Il semble ainsi que les pourcentages de la perte en poids relative, pour lesquels les trois phases habituellement observées sont détectées, dépendent peu de la composition. Cependant, cette constatation suppose que le ciment utilisé soit de qualité et de pourcentage volumique semblable, que la taille des granulats conditionnant une partie de la microfissuration induite par la dessiccation et la qualité de ces granulats soient identiques, et que la comparaison soit effectuée pour une même géométrie de l'éprouvette –i.e. du rapport de la surface soumise au séchage au volume de l'éprouvette-.

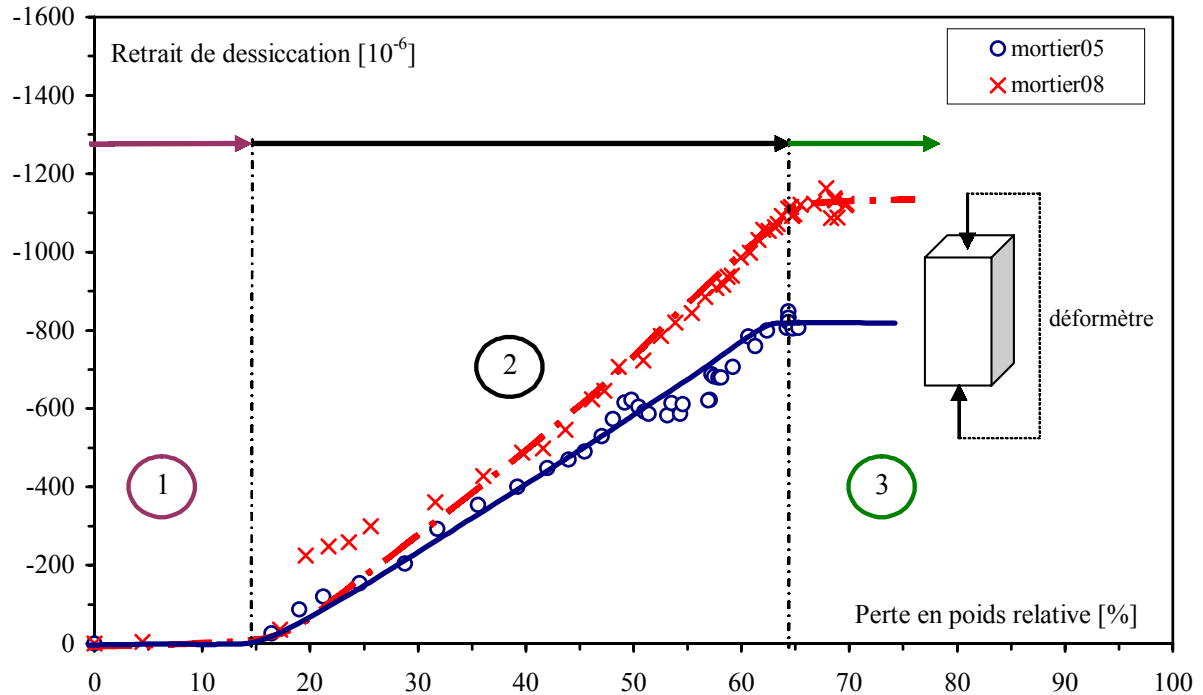


Figure 3.14 : Comparaison des retraits de dessiccation moyens des deux mortiers en fonction de la perte en poids relative :  $(\text{perte en poids des éprouvettes en dessiccation} / \text{perte en poids des éprouvettes séchées à } 60 \text{ } ^\circ\text{C jusqu'à poids constant}) * 100$ .

Sur la figure 3.14, on constate par ailleurs que la pente de l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en eau relative diffère d'un mortier à l'autre : elle est plus importante pour le mortier08. Ceci peut s'expliquer par une susceptibilité plus grande à la contraction de la matrice du mortier08 par rapport à celle du mortier05. En effet, nous savons que la porosité du mortier08 est plus grande que celle du mortier05 (26,2 % contre 18,2 %), et que, de plus, le mortier08 contient moins de granulats que le mortier05 (50 % contre 58 % en volume). Ainsi, du fait de la porosité capillaire plus grande et du volume de granulats plus faible, la compressibilité matricielle du mortier08 est plus grande pour un même taux d'eau évaporable. Cette compressibilité plus grande du mortier08 par rapport au mortier05 a été également mise en évidence par les essais hydrostatiques (figures 3.37 et 3.44). Notons par ailleurs que pour un même taux d'eau évaporable donné, la dépression capillaire générée dans le mortier08 sera plus faible à cause d'une porosité capillaire plus grande, mais l'humidité relative imposée à ces mortiers étant de 45 %, selon la loi de Kelvin (équation 1.1) la dépression capillaire finale générée est la même pour les deux mortiers.

### 3.1.4 Gonflement du mortier05

Le gonflement par resaturation à l'éthanol et à l'eau du mortier05, préalablement séché jusqu'à poids constant, a été également étudié. L'étude du gonflement à l'éthanol a été principalement effectuée en vue de l'étude de l'effet poromécanique menée à l'aide de l'éthanol comme fluide interstitiel (§ 3.2.5.4), tout en sachant que les interactions éthanol/ciment sont quasi-nulles. C'est d'ailleurs pour cette raison que ce liquide est utilisé pour la mesure de la perméabilité au laboratoire. La mesure du gonflement à l'eau permettra, d'une part, de mieux situer celle du gonflement à l'éthanol et, d'autre part, d'analyser les changements microstructuraux générés par l'absorption d'eau.

Les figures 3.15 et 3.16 montrent respectivement l'évolution du gain de poids rapporté au gain de poids maximum (pour une porosité totale de 18,2 %) et celle du gonflement dû à l'absorption d'eau et d'éthanol en fonction du temps d'éprouvettes préalablement séchées. L'absorption est très rapide au début : environ 80 % de l'eau et 60 % de l'éthanol sont absorbés après un jour seulement, sur la totalité de la quantité absorbable. Cette augmentation très rapide de gain de poids est due à la succion capillaire qui remplit un grand nombre de pores dès le premier jour, alors que l'augmentation qui suit est régie par la cinétique de la redistribution dans les pores du gel des CSH [Beddoe 99]. Notons que cette cinétique très rapide est en partie due à l'effet de microfissuration produit par le séchage qui augmente la connectivité du réseau poreux ainsi que les propriétés de transport du matériau. Après environ 170 jours, la quantité d'éthanol absorbée et remplissant le volume des vides rejoint celle de l'eau. L'évolution de l'absorption de l'éthanol est plus lente que celle de l'eau. Ceci réside probablement dans le fait que la taille des molécules d'éthanol (d'environ 4,5 Å) est plus grande que celle des molécules d'eau (2,7 Å), et que l'éthanol pénètre l'éprouvette plus difficilement surtout dans les pores des CSH. Une constatation similaire, par rapport au rôle de la taille des molécules, est également rapportée par Mills [Mills 60]. De plus, il peut y avoir aussi un effet de tension de surface qui est plus faible pour l'éthanol que pour l'eau. Cependant les gonflements dus à l'éthanol et à l'eau diffèrent considérablement. Le gonflement provoqué par l'éthanol est faible ( $200 \cdot 10^{-6}$ ) et se stabilise après environ 40 jours. Ceci confirme la faible interaction que l'éthanol peut avoir avec un matériau cimentaire par rapport à l'eau. Le gonflement dû à l'absorption d'eau est élevé et continue d'augmenter même après 170 jours alors que le gain de poids est pratiquement constant après 40 jours.

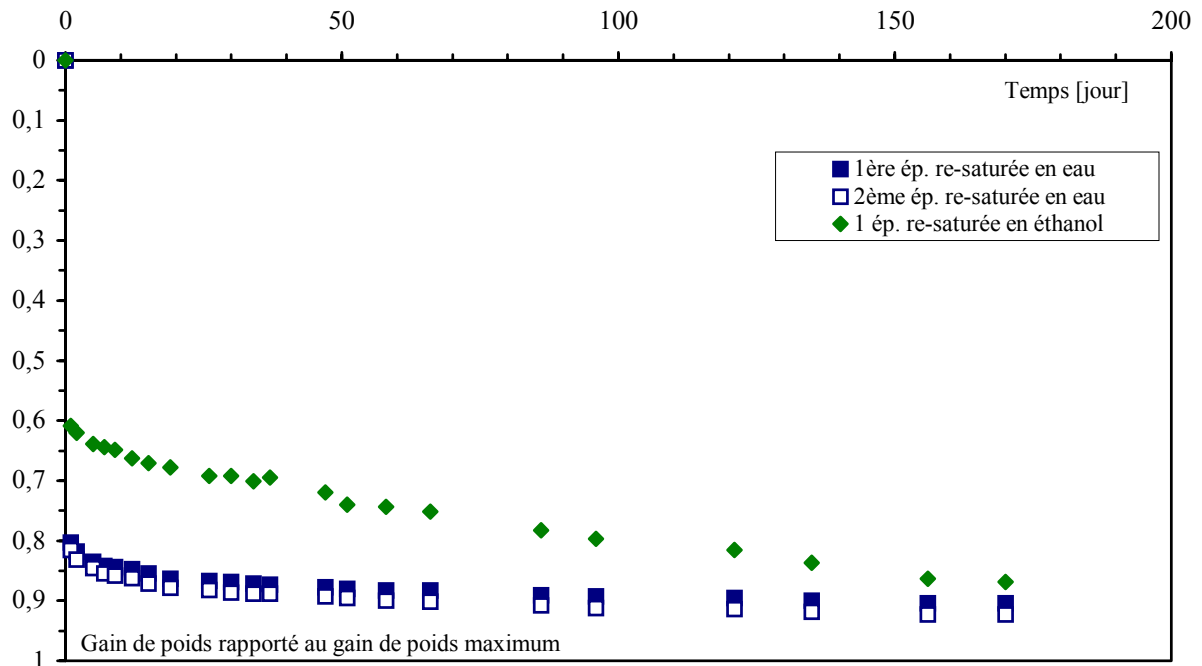


Figure 3.15 : Evolution, en fonction du temps, du gain de poids en eau et en éthanol par rapport au gain de poids maximum ( $= \frac{\Delta m}{\rho \phi V_a}$  : où  $\rho$  est la masse volumique,  $\phi$  est la porosité et  $V_a$  est le volume apparent) des éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  préalablement séchées du mortier05.

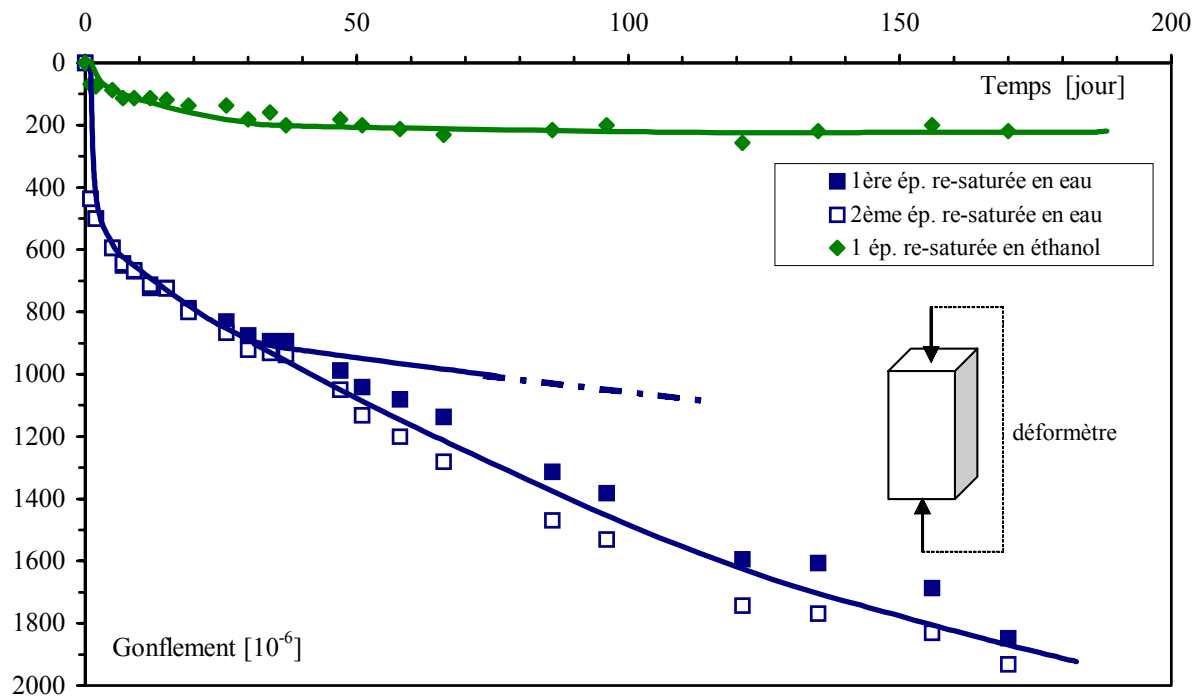


Figure 3.16 : Evolution, en fonction du temps, du gonflement à l'eau et à l'éthanol des éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  préalablement séchées du mortier05.

Une absorption à l'eau plus rapide et un gonflement à la fois plus rapide et plus important sont constatés sur des éprouvettes cylindriques creuses de pâtes de ciment ayant une maturité élevée (conservation des éprouvettes pendant trois mois dans de l'eau saturée en  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) [Beddoe 99]. L'obtention d'une valeur plus élevée du gonflement à l'eau de la pâte de ciment par rapport à un mortier (ou un béton) provient du rôle que jouent les granulats qui limitent le gonflement (comme ils limitent le retrait). C'est aussi probablement ces mêmes granulats qui sont à l'origine d'une resaturation et d'une augmentation du gonflement progressives du mortier dans le temps. En effet, le gonflement de pâtes de ciment peut atteindre une valeur de  $2500 \text{ à } 2700 \cdot 10^{-6}$  au troisième jour de resaturation, lorsque l'absorption finale est atteinte [Beddoe 99].

Le gonflement par absorption d'eau des éprouvettes préalablement séchées de mortier<sup>05</sup> est supérieur au retrait total final mesuré sur ces mêmes éprouvettes après dessiccation. Ceci est dû, pour une part, au fait que le séchage rapide au four provoque une microfissuration importante, conduisant, dans la phase d'absorption, à une valeur plus élevée du gonflement du matériau endommagé. Le gonflement dû à la diminution des tensions superficielles, à l'augmentation des pressions de disjonction [Wittmann 82, Beddoe 99] et à la diminution de la dépression capillaire est donc favorisé par la microfissuration préalablement induite. Une autre part de ce gonflement peut s'expliquer par la reprise de l'hydratation et la formation de produits secondaires, facilitée par la microfissuration induite lors du séchage et donc par l'augmentation de la surface de contact entre l'eau et la pâte de ciment. Nous constatons par exemple sur la figure 3.16 que la pente de la courbe de gonflement à l'eau des deux éprouvettes « se relève ». Ceci pourrait provenir de la formation des produits secondaires expansifs qui devient prépondérante et conduit à une augmentation du gonflement. Des investigations supplémentaires seront nécessaires pour identifier finement les raisons de ce changement de pente constaté.

Beddoe et Lippok [Beddoe 99] ont mis en évidence les contraintes hydriques pouvant être générées par le gonflement lorsque celui-ci est mécaniquement empêché. Ils ont observé que la contrainte d'origine hydrique, due à l'absorption d'eau, augmente d'abord très rapidement, puis croît progressivement jusqu'à trois jours. Ces auteurs ont mesuré une contrainte de l'ordre de 8 MPa, provoquée par la fraction volumique de la pâte de ciment (effet de porosité capillaire déduit) lorsque le gonflement est empêché à 80 %. Ils rapportent que cette contrainte hydrique est créée par la variation de la tension superficielle à hauteur de 70 %, les

30 % restant résultant de la pression de disjonction (en supposant prépondérants ces deux mécanismes). La contrainte hydrique est influencée par la porosité capillaire et la relaxation des contraintes de chargement dans le matériau. Ces deux paramètres conduisent à mesurer une contrainte plus faible. Lorsque la relaxation est absente la contrainte hydrique générée peut atteindre 12 MPa au lieu de 8 MPa. On peut se demander quelle sera la valeur de cette contrainte hydrique pour un mortier. Il est constaté que l'addition du sable, pour un rapport  $E/C=0,6$ , n'augmente que faiblement la porosité ouverte [Buil 92]. Cependant, il se crée des pores de diamètre plus important. Ainsi, à volume de pâte constant par exemple, du fait de la présence du sable et de l'augmentation de la taille des pores, la contrainte hydrique pouvant être générée sera plus faible que celle générée par la pâte de ciment seule.

### **3.1.5 Fluage du mortier05 et influence sur la perméabilité**

#### **3.1.5.1 Fluage propre, fluage de dessiccation**

Après l'évaluation des déformations différées de retrait, les effets d'un fluage sous une contrainte constante égale à 50 % de la résistance à la rupture des éprouvettes saturées (soit 24 MPa), après 6 mois de conservation dans l'eau, ont été étudiés sur le mortier05 en fonction du mode de conservation. Puis les éprouvettes protégées de la dessiccation et celles en dessiccation furent déchargées à 300 jours, le déchargement des éprouvettes séchées au four étant effectué après 250 jours. La figure 3.17 illustre les évolutions des déformations totales mesurées, en fonction du mode de conservation : la courbe du bas représente les déformations des éprouvettes préalablement séchées, la courbe médiane représente les déformations des éprouvettes protégées de la dessiccation et la courbe du haut représente celles des éprouvettes en dessiccation. La figure 3.18 présente les mêmes évolutions avec déduction des déformations différées sans charge (§ 2.2.1.3) mesurées sur des éprouvettes de même géométrie. Bien que ces deux figures semblent suggérer qu'il y a une stabilisation des déformations différées après environ 300 jours, la présentation des courbes dans une échelle semi-logarithmique montrerait probablement que cela n'est pas le cas.

Rappelons que les plots collés en surface des éprouvettes (même configuration pour les éprouvettes en retrait et en fluage) ont joué un rôle non négligeable dans l'étanchéité des protections en aluminium. On constate par exemple sur la figure 3.17 qu'une fois déchargées, les éprouvettes préalablement séchées ont une valeur de déformation légèrement supérieure à zéro. Ceci est dû au gonflement par adsorption d'eau. La réponse de ces éprouvettes prend

l'allure de la courbe du bas présentée sur la figure 3.18 lorsque la part de gonflement est déduite (précisons que contrairement au retrait, le gonflement doit être ajouté aux déformations pour connaître la valeur du fluage propre des éprouvettes préalablement séchées). Cependant, cette réponse suppose que le gonflement dû à l'adsorption est libre. Or, comme nous venons de le voir (§ 3.1.4), ce gonflement est partiellement empêché par le chargement constant. Les déformations différées imputables au fluage des éprouvettes préalablement séchées auront donc l'allure d'une courbe intermédiaire entre les courbes des figures 3.17 et 3.18, correspondant aux éprouvettes séchées. En tout état de cause, le fluage propre des matériaux secs où toute l'eau libre a été enlevée, reste très faible voire négligeable. Rappelons également que le fluage propre (celui obtenu sur les éprouvettes initialement saturées en eau) ne représente pas non plus tout à fait le fluage propre réel de ce mortier, du fait, cette fois-ci, d'une faible perte en eau (au niveau des plots) qui a pour effet l'augmentation du retrait et de la déformation totale ; ces augmentations, mesurées en condition endogène, sont dues à un faible fluage de dessiccation. Par conséquent, le fluage propre mesuré ici est entaché d'une légère surestimation. Cette même remarque est valable pour la déformation résiduelle. Ainsi, le fluage de dessiccation et la déformation résiduelle de dessiccation sont légèrement sous-estimés. Toutefois, l'allure générale des courbes en fonction du mode de conservation est en parfaite concordance avec la littérature [Troxell 58, Pihlajaavara 74, Brooks 77, Bazant 76, Bazant<sup>2</sup> 82, Baron<sup>1</sup> 82, Abiar 86, Granger 95, Acker 97] : le fluage propre des éprouvettes saturées et protégées de la dessiccation est très supérieur au fluage des éprouvettes séchées, et le fluage subi par les éprouvettes en dessiccation est bien supérieur au fluage propre. Par ailleurs, les déformations résiduelles enregistrées après recouvrance évoluent également en fonction des modes de conservation : elles sont plus élevées pour les éprouvettes en dessiccation et plus faibles pour les éprouvettes séchées, celles mesurées pour les éprouvettes protégées de la dessiccation se trouvant entre les deux premières courbes.

L'origine des phénomènes impliqués dans le cas du fluage propre se trouverait donc dans un mécanisme à court terme lié à un mouvement d'eau libre et d'eau adsorbée (adsorption libre) dans l'espace capillaire [Wittmann 82, Guénot 97, Ulm 98,99, Benboudjema 02] et un mécanisme à long terme lié au glissement des feuillettes de CSH [Wittmann 82, Guénot 97, Bazant 97, Ulm 98,99, Benboudjema 02], en plus d'un troisième mécanisme lié à la présence des granulats [Wittmann 82, Guénot 97]. Lorsque les éprouvettes sont préalablement séchées,



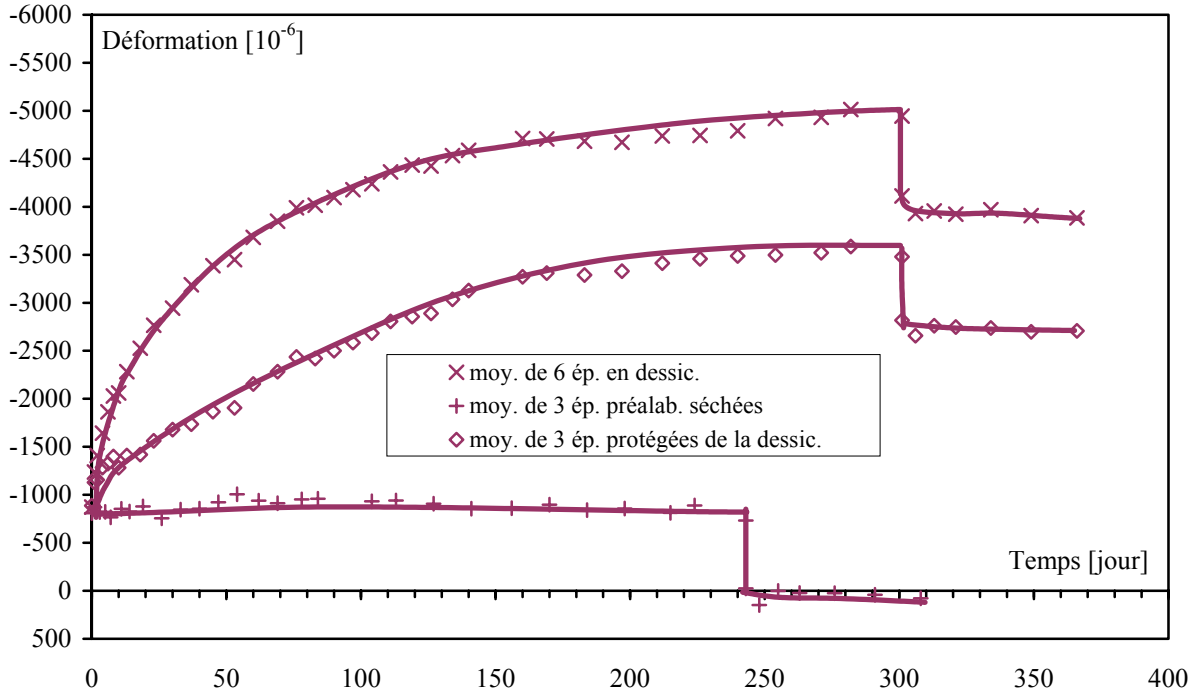


Figure 3.17 : Evolution des déformations des éprouvettes du mortier05 en fonction du mode de conservation et du temps sous un chargement constant de 24 MPa suivi d'un déchargement, après une conservation de 6 mois dans l'eau.

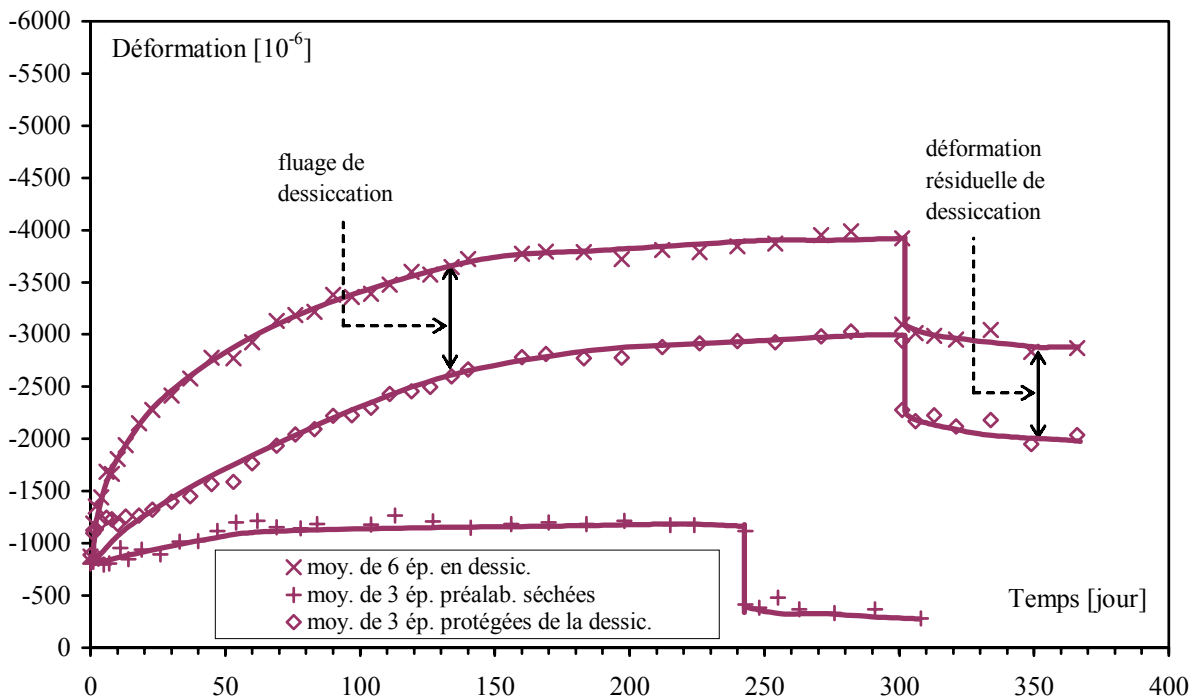


Figure 3.18 : Evolution des déformations de la figure 3.17 après déduction des déformations dues aux retraits et au gonflement.

le fluage propre est négligeable. En effet, à la température de séchage de 60 °C, une grande quantité d'eau évaporable a été enlevée, ce qui se traduit par un très faible fluage. Ce résultat montre le rôle essentiel joué par l'eau interstitielle dans le processus de déformation observé pendant le chargement et après le déchargement. L'influence des deux premiers mécanismes est fortement réduite par le séchage préalable. La mise sous chargement et le séchage simultanés conduisent donc à mesurer des déformations plus importantes. Bien que l'origine des phénomènes physiques causant des déformations supplémentaires par rapport au fluage propre soit encore mal connue [Benboudjema 02], elle est attribuée à un effet de structure [Wittmann 80, 82, 85, Acker 88, 97, Torrenti 87, Granger 95, Munoz 00] et à un effet de couplage contrainte mécanique-dessiccation [Bazant 85, Granger 95, Acker 97, Munoz 00]. Cette augmentation supplémentaire, appelée également effet Pickett (voir en général [Pickett 56, Ulm 01]) est de nouveau mise en évidence sur la figure 3.19 où sont reportées les évolutions du retrait total en dessiccation, du fluage propre, de la somme algébrique du retrait total en dessiccation et du fluage propre, et de l'ensemble des déformations mesurées en dessiccation (déformations instantanées étant déduites). Nous reviendrons à la fin de ce chapitre sur l'effet Pickett qui peut trouver, au moins pour une part, son origine dans l'endommagement induit par la dessiccation (§ 3.2.4.2).

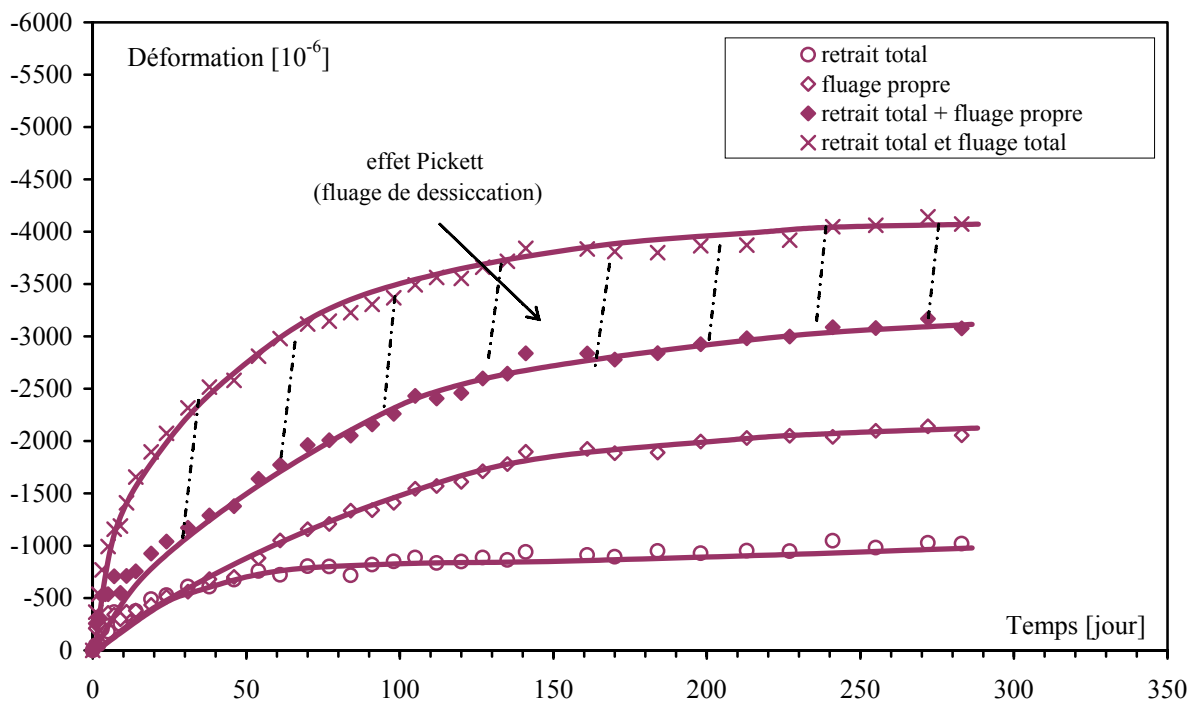


Figure 3.19 : Mise en évidence de l'effet Pickett (fluage de dessiccation).

### 3.1.5.2 Mesure des perméabilités à l'argon et à l'éthanol avant et après fluage

L'état de microfissuration des éprouvettes ayant flué a été estimé par la mesure de la perméabilité au gaz (argon) et au liquide (éthanol) après leur déchargement et une période de recouvrance de 65 jours (figures 3.17 et 3.18). Les mesures de perméabilité sont effectuées sur les éprouvettes séchées au four et soumises au fluage, et sur celles de fluage en dessiccation, en prenant comme valeurs de comparaison les valeurs de perméabilité obtenues sur des éprouvettes séchées sans fluage. Le tableau 3.4 récapitule les valeurs de perméabilité mesurées. Les valeurs de perméabilité après fluage sont toujours obtenues sur des éprouvettes qui sont séchées avant la mesure. En d'autres termes, les éprouvettes séchées ont un état de microfissuration initial avant fluage (dû au séchage rapide dans le four) et un état de microfissuration final après fluage, déchargement et séchage au four. Notons qu'une partie des microfissures induites par le fluage va se refermer au cours du déchargement. De la même manière, les éprouvettes en dessiccation ont un état de microfissuration initial nul (microfissuration avant séchage) car elles sont saturées initialement, et un état de microfissuration final qui sera la somme de la microfissuration après le déchargement et de la microfissuration supplémentaire, causée par le séchage au four, pour la mesure de la perméabilité. Rappelons que les essais de perméabilité sont réalisés avec une pression de confinement de 6 MPa ; une partie des microfissures est donc également refermée pendant le déroulement des essais de perméabilité, mais il est possible de comparer les valeurs obtenues car le processus expérimental est rigoureusement le même : les différences pourront donc être imputées à la microfissuration d'origine hydrique et de fluage.

Nous pouvons remarquer que les mesures de perméabilité sont un peu plus dispersées après fluage et qu'il existe toujours un écart de l'ordre de  $40 \pm 10$  % entre la perméabilité à l'éthanol et la perméabilité à l'argon. La différence entre la perméabilité au liquide et au gaz peut provenir de l'effet de glissement aux parois (effet Klinkenberg). En effet, ainsi que la mesure du gonflement par absorption d'éthanol l'a montré (figures 3.15 et 3.16), l'éthanol est pratiquement inerte envers les matériaux cimentaires, la mesure effectuée avec ce liquide est donc intrinsèque. Cependant, il se peut également qu'une part de cette différence puisse s'expliquer par la différence de la taille des molécules d'argon et d'éthanol.

Le tableau 3.4 montre que l'application d'une contrainte de fluage (égale à 50 % de la résistance à la rupture des éprouvettes saturées ayant 6 mois de maturation) a augmenté la

perméabilité des éprouvettes préalablement séchées d'environ 40 %, la perméabilité des éprouvettes en dessiccation restant globalement constante malgré une déformation résiduelle très importante (figures 3.17 et 3.18).

		N° d'ép.	Argon [ $10^{-17}$ m <sup>2</sup> ]	Ethanol [ $10^{-17}$ m <sup>2</sup> ]
<b>Perméabilité avant fluage</b> (éprouvettes séchées)		1	0,94	0,63
		2	1,01	0,66
		3	-	0,54
		<b>moyenne</b>	<b>0,98</b>	<b>0,61</b>
		<b>variation [%]</b>	<b>4</b>	<b>11</b>
<b>Perméabilité après fluage</b> (éprouvettes séchées)	éprouvettes séchées puis fluées	4	1,47	0,96
		5	1,23	0,80
		<b>moyenne</b>	<b>1,35</b>	<b>0,88</b>
		<b>variation [%]</b>	<b>9</b>	<b>9</b>
éprouvettes de fluage de dessiccation	6	1,14	0,70	
	7	0,88	0,69	
	<b>moyenne</b>	<b>1,01</b>	<b>0,70</b>	
	<b>variation [%]</b>	<b>13</b>	<b>1,5</b>	

Tableau 3.4 : Comparaison de la perméabilité sans fluage avec la perméabilité après fluage.

L'augmentation de la perméabilité des éprouvettes après fluage peut résulter de l'augmentation de la largeur des microfissures dues au séchage et de la création de nouvelles microfissures qui favorisent la connection des premières. Rappelons cependant que cette augmentation de perméabilité ne signifie pas un écart important dans l'absolu. Ce niveau de différence, même plus important, qu'il soit mesuré avec ou sans application d'un chargement avant l'essai, est très souvent obtenu et attribué à la variabilité du matériau. Ainsi, à part Kermani [Kermani 91], des chercheurs ne constatent pas de variation de perméabilité jusqu'à l'application d'une contrainte de compression égale à environ 60 - 70 % de la contrainte à la rupture (§ 1.2.4.2). Il est rapporté que même après un chargement de compression uniaxiale provoquant une déformation d'environ  $3000 \cdot 10^{-6}$ , sur éprouvettes préalablement séchées ou humides, on ne constate pas de variation de perméabilité [Hearn 99]. Toutefois, la variabilité maximale de nos mesures est faible, de 13 %, et peut être attribuée à l'application d'un séchage préalable aux éprouvettes avant les mesures [Hearn 99]. Précisons que nous avons calculé cette variabilité ou la variation comme suit pour un groupe d'éprouvettes données (éprouvettes séchées, séchées puis fluées, éprouvettes de fluage de dessiccation) : nous avons d'abord calculé l'écart maximum en valeur absolue entre la valeur moyenne des éprouvettes

et la valeur individuelle des éprouvettes, puis avons divisé cet écart par la valeur moyenne des éprouvettes. Ainsi, la différence de 40 % entre les perméabilités avant et après fluage est due à la microfissuration induite par le fluage. En ce qui concerne la perméabilité des éprouvettes de fluage en dessiccation, qui, globalement, varie peu par rapport à celle mesurée sur des éprouvettes préalablement séchées, nous savons qu'une éprouvette sous chargement constant en ambiance contrôlée a une microfissuration de peu moins importante qu'une même éprouvette sans chargement. Les éprouvettes de fluage de dessiccation ont donc certainement une microfissuration moins importante que des éprouvettes préalablement séchées (non soumises au fluage). Mais comme les éprouvettes de fluage de dessiccation sont séchées pour la mesure de la perméabilité, une microfissuration supplémentaire est ainsi créée (moins importante que celle des éprouvettes préalablement séchées, car leur teneur en eau initiale est beaucoup plus faible). La somme de la microfissuration ouverte et connectée lors de l'essai de fluage et de celle qui est due à un séchage dans le four, pour la mesure de la perméabilité, serait alors du même ordre de grandeur que la microfissuration des éprouvettes préalablement séchées non soumises au fluage.

### **3.2 Evolution du comportement mécanique sous chargement à court terme en fonction de la dessiccation**

Nous présentons ici les résultats obtenus pour les différents types d'essais mécaniques à court terme en fonction du mode de conservation sur les deux mortiers. A chaque étape de la dessiccation, trois essais de compression uniaxiale sont réalisés le même jour. Parallèlement, des essais de compression uniaxiale sont effectués sur des éprouvettes protégées du départ d'eau, donc saturées. Enfin, trois essais de compression ont été réalisés sur les éprouvettes préalablement séchées au four jusqu'à poids constant, pour simuler un départ total de l'eau libre du mortier. C'est avec cette même logique que les essais de compression triaxiale déviatorique avec une pression de confinement de 15 MPa furent réalisés sur deux éprouvettes le même jour. En outre, la phase hydrostatique des essais de compression triaxiale nous permettra d'analyser l'influence du séchage en réponse sphérique. Celle-ci est complétée par des essais hydrostatiques dont le confinement atteint 60 MPa, sur le mortier05 uniquement. De nouveau, hormis les résistances uniaxiale et triaxiale déviatorique, les résultats sont présentés en valeur moyenne pour alléger la présentation des courbes. Afin de permettre au modélisateur de comparer les comportements expérimentaux et numériques, les courbes de tous les essais de compression uniaxiale et de compression triaxiale servant à l'étude du comportement mécanique à court terme sont jointes en annexe 1 de ce document.

#### **3.2.1 Résistance aux compressions uniaxiale et triaxiale déviatorique du mortier05**

##### **3.2.1.1 Résistance uniaxiale**

Les évolutions de la résistance uniaxiale en fonction du temps de séchage et en fonction de la perte en poids sont représentées respectivement sur la figure 3.20 et la figure 3.22. Le temps zéro correspond au début du séchage, c'est à dire après que les éprouvettes soient restées six mois dans l'eau. Les résultats des essais de compression uniaxiale en fonction du temps de séchage montrent clairement l'effet de la dessiccation sur la résistance maximale (figure 3.20) : elle augmente d'environ 21 % en partant de la valeur obtenue pour les éprouvettes protégées de la dessiccation pour atteindre celle des éprouvettes préalablement séchées au four. L'essentiel de l'augmentation de cette résistance uniaxiale se produit au bout de trente jours de séchage, ce qui correspond à une perte en poids d'environ 2,5 % (figure 3.22). Par ailleurs, des essais effectués sur des éprouvettes « témoins » protégées du départ d'eau, dans le but de nous assurer que des effets parasites dus à la maturation ne faussent pas les résultats,

montrent que la résistance ne varie pas pendant toute la durée de la campagne d'essais. Notons également que les dispersions obtenues sur les éprouvettes préalablement séchées sont très faibles, alors qu'elles sont plus importantes pour les éprouvettes contenant encore beaucoup d'eau.

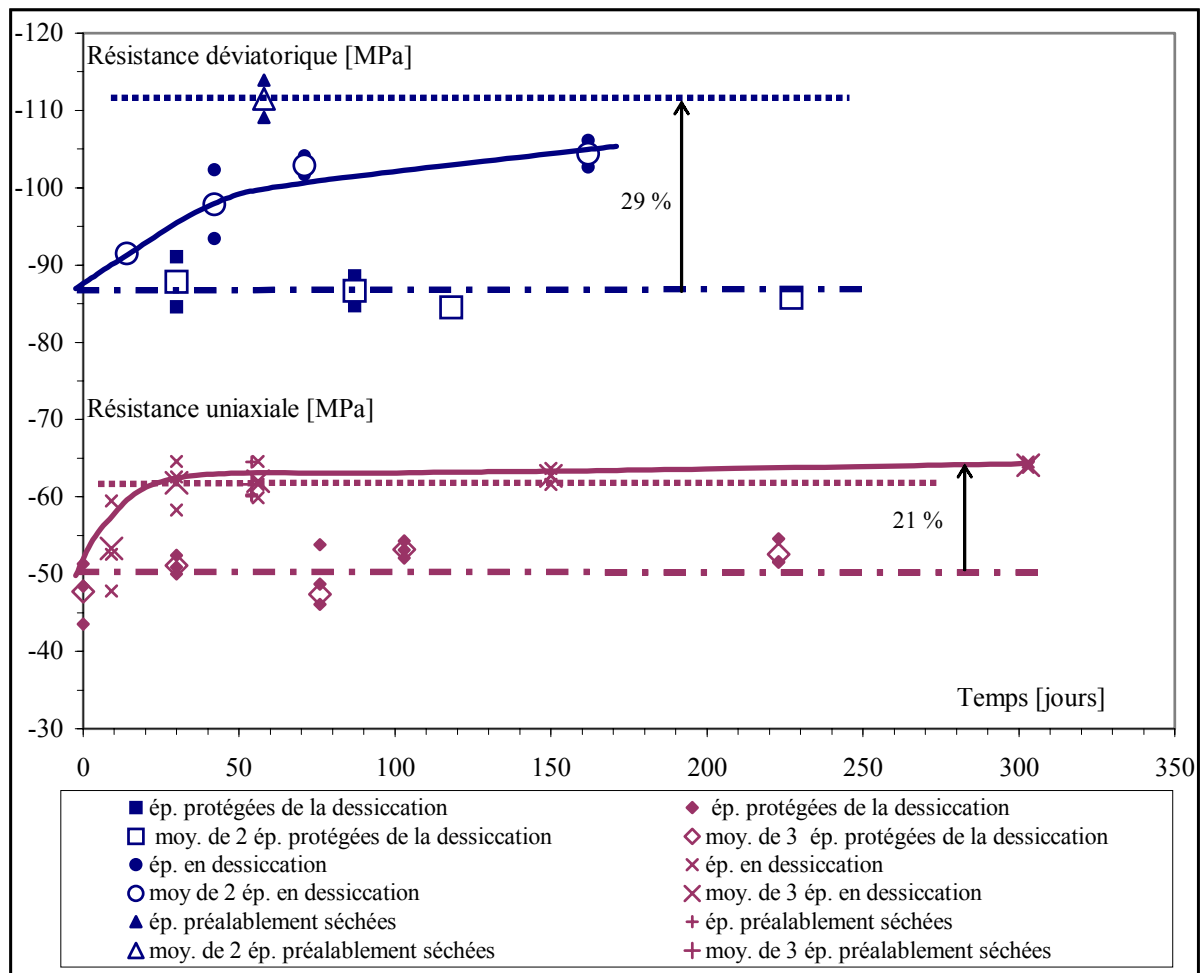


Figure 3.20 : Evolution des résistances uniaxiale et triaxiale déviatorique (à 15 MPa de confinement) à la rupture du mortier05 en fonction du temps de séchage et du mode de conservation, après 6 mois de conservation dans l'eau.

L'évolution de la résistance uniaxiale en fonction de la dessiccation que nous obtenons diffère complètement de celle obtenue par Pihlajavaara [Pihlajavaara 74], Wittmann (cité par Torrenti [Torrenti 87]) et Torrenti [Torrenti 87] qui constatent une diminution puis une augmentation de la résistance uniaxiale pour une humidité relative variant de 100 à 0 % (§ 1.2.2.1). Cependant, l'augmentation de la résistance uniaxiale par dessiccation est aussi constatée par d'autres auteurs [Gilkey 37, Price 51, Butcher 58, Mills 60, Brooks 77, Okajima 80, Popovics 86, Bartlett 94, Dantec 96]. Parmi ceux-ci, Price [Price 51], ainsi que Brooks et

Neville [Brooks 77], avait constaté de plus que la dessiccation, bien qu'augmentant la résistance dans un premier temps, la fait chuter ensuite, sans atteindre une valeur égale à celle des éprouvettes saturées en eau (figure 1.8 du Chapitre 1), ce que nous n'observons pas sur le mortier05. Nous verrons dans la suite que cette décroissance est également constatée sur le mortier08 et nous proposerons une explication de cette différence d'évolution au cours du séchage.

L'augmentation de la résistance uniaxiale des éprouvettes laissées dans l'air ambiant contrôlé peut être attribuée à deux phénomènes concomitants : le premier est l'effet de la dépression capillaire, qui peut être considérée comme isotrope. Celle-ci provoque une mise en compression du squelette solide conduisant à une « précontrainte » du mortier qui devient plus résistant. Il y aura donc augmentation de la résistance à la compression, même sans gradient hydrique. Notons que la diminution de la pression de disjonction peut également conduire à une augmentation de la résistance uniaxiale [Benboudjema 02]. Le second phénomène est lié aux gradients hydriques qui se créent dans l'éprouvette au cours de la dessiccation [Popovics 86, Torrenti 87, Bartlett 94] : les bords de l'éprouvette se contractent et provoquent un confinement de son cœur, mais également une microfissuration par excès de traction dans la zone surfacique de l'éprouvette. La figure 3.21 illustre schématiquement les contraintes développées dans une éprouvette cylindrique pour les directions transversale et longitudinale. Précisons que la microfissuration résultant de ces contraintes de traction est plus importante sur la surface latérale que sur les surfaces extrêmes [Burlion 02]. En effet, l'eau évaporable a moins de chemin à parcourir pour atteindre la surface latérale. Cette contrainte de confinement hydrique induit donc une augmentation de la capacité portante du mortier : l'éprouvette est « auto-frettée ». La diminution de cet auto-frettage au cours du séchage ne produit aucun effet sur l'évolution de la résistance uniaxiale. Par ailleurs, la dépression capillaire semble être le moteur essentiel de l'augmentation de la résistance uniaxiale provoquée par la précontrainte de l'éprouvette. En effet, la résistance des éprouvettes en dessiccation dans l'ambiance contrôlée atteint celle des éprouvettes préalablement séchées après une perte en poids de 2,5 %. Quel(s) que soi(en)t le (ou les) mécanisme(s) à l'origine du retrait de dessiccation, ils conduisent à une augmentation de la résistance uniaxiale sous l'effet d'un séchage. La microfissuration d'origine hydrique a donc ici un faible rôle sur la valeur de la résistance en compression uniaxiale. Par contre, celle-ci aura une influence sur l'évolution des propriétés élastiques en conditionnant l'évolution de



l'endommagement d'origine mécanique, comme cela a déjà été constaté sur un béton [Burlion 00, Bourgeois 02].

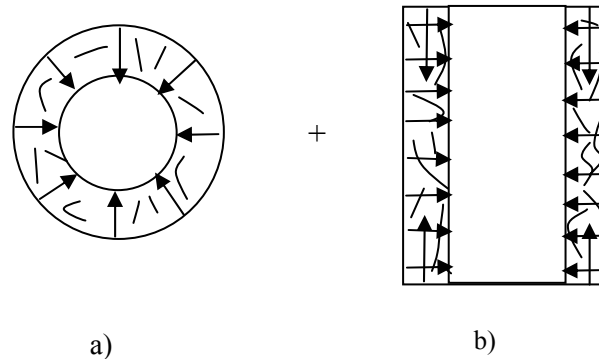


Figure 3.21 : Contraintes hydriques induites par la dessiccation : a) contraintes latérales (coupe transversale), b) contraintes longitudinales (coupe longitudinale).

Par ailleurs, l'état de saturation des éprouvettes au moment de l'essai va également influencer l'évolution de la résistance uniaxiale. En effet, la compression des éprouvettes saturées en eau, compte tenu de la faible perméabilité de ce type de matériau, met en surpression le fluide interstitiel. Localement, et par effet de couplage, cette surpression interstitielle, comme nous allons le voir dans le paragraphe 3.2.4.3, a un effet moteur sur la propagation et l'ouverture des microfissures dues à la charge axiale. Plus l'éprouvette sèche et plus l'influence de surpression interstitielle diminue.

### 3.2.1.2 Résistance déviatoire

Les évolutions de la résistance déviatorique du mortier<sup>05</sup> en fonction du temps de séchage et en fonction de la perte en poids sont également présentées respectivement sur la figure 3.20 et la figure 3.22. Les phénomènes mis en jeu pour le cas uniaxial le sont également pour le cas triaxial avec, de plus, une pression de confinement qui conduit à une augmentation de la résistance déviatorique par rapport à la résistance uniaxiale pour un même état de saturation. Comme pour les essais de compression uniaxiale, la résistance déviatorique des éprouvettes protégées de la dessiccation ne varie pas. L'auto-frettage et l'effet de la dépression capillaire conduisent aussi à une augmentation de la résistance déviatorique.

Contrairement au cas uniaxial [Burlion<sup>1</sup> 03, Yurtdas<sup>2</sup> 04, Yurtdas 03], les éprouvettes en dessiccation n'atteignent pas la résistance triaxiale des éprouvettes séchées au four [Yurtdas<sup>1</sup> 04], car l'eau libre, restant dans l'éprouvette au cours de la dessiccation, aura, dans le cas

triaxial, un rôle plus important que dans le cas uniaxial, par une mise en surpression plus importante. Pour obtenir une augmentation de la résistance égale à celle des éprouvettes séchées, il faudrait provoquer un départ d'eau plus important.

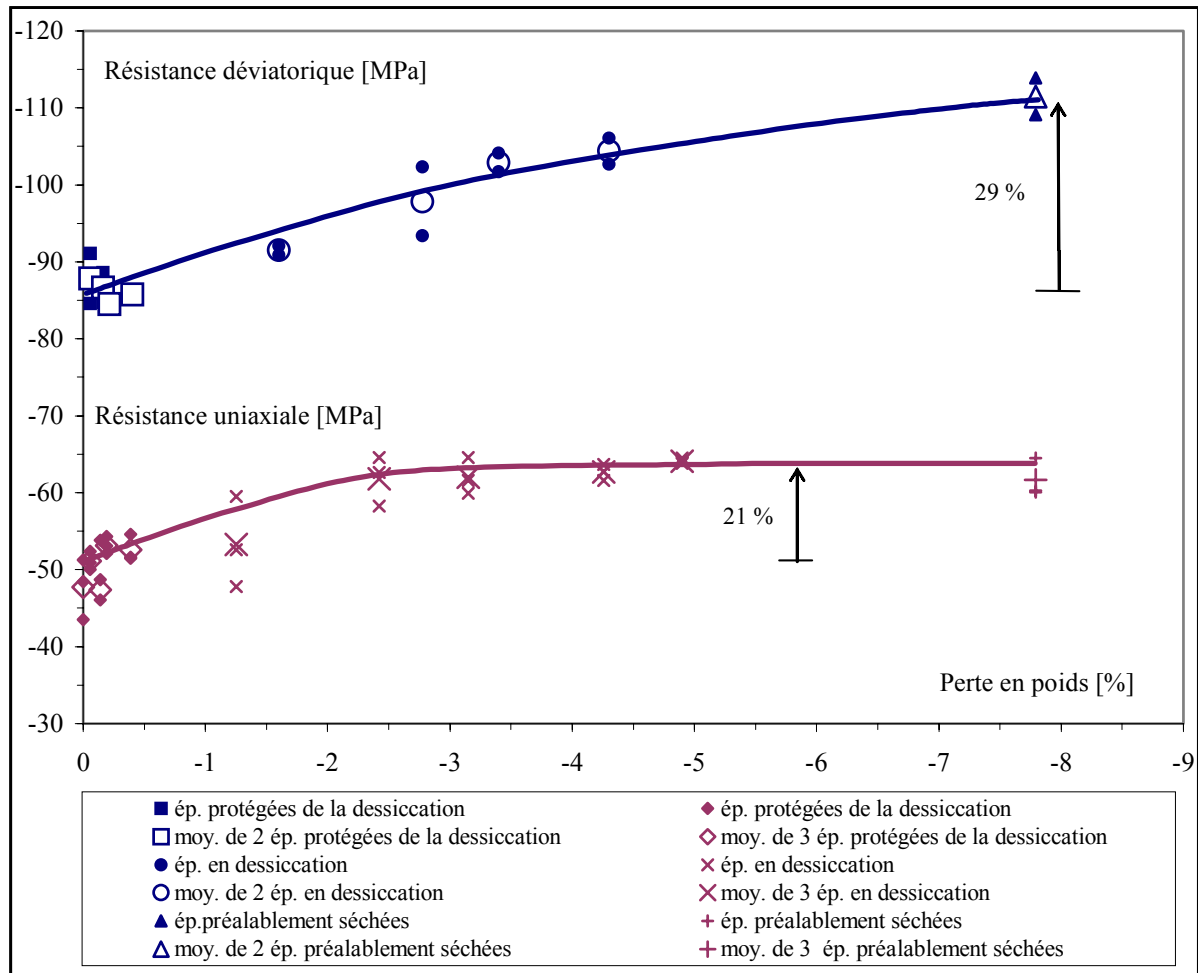


Figure 3.22 : Evolution des résistances uniaxiale et triaxiale déviatorique (à 15 MPa de confinement) à la rupture du mortier05 en fonction de la perte en poids, après 6 mois de conservation dans l'eau.

On constate que l'augmentation de la résistance est plus importante dans le cas des essais déviatoriques (29 %) qu'uniaxiaux (21 %). Différents phénomènes peuvent être à l'origine de cette augmentation plus importante. La surpression interstitielle dépendant de la saturation est plus élevée dans le cas triaxial (voir aussi 3.2.4.3). Ceci conduit à une initiation et à une propagation plus rapide des microfissures, donc à une rupture plus prompte des éprouvettes en compression triaxiale. Akroyd [Akroyd 61] avait aussi constaté que le confinement augmentait plus la résistance des éprouvettes séchées que celle des éprouvettes humides, et avait attribué cette différence à la mise en pression du fluide interstitiel. D'autre part,

l'application d'un confinement ralentit l'effet de la microfissuration induite par le séchage. De plus, la succion générée par le séchage peut être supposée isotrope dans le matériau, ce qui impliquera une « précontrainte triaxiale », ayant un rôle plus bénéfique dans le cas d'une sollicitation mécanique de compression triaxiale : les processus d'endommagement et de rupture du matériau seront aussi retardés par cette succion.

### **3.2.2 Comparaison des résistances du mortier05 et du mortier08 : effet de la nature de la matrice cimentaire**

#### **3.2.2.1 Programme expérimental pour le mortier08**

Le choix de ce mortier (§ 2.1.1) a été fait dans un souci d'obtenir un matériau dont les propriétés de transport sont élevées, et dont les résistances mécaniques sont faibles et comparables à celles d'un béton ordinaire. Après analyse de la campagne expérimentale faite sur le mortier05, quelques simplifications ont été apportées pour l'étude du mortier08, afin de réduire le nombre d'essais à réaliser [He 02]: pour ce mortier de E/C très élevé, nous n'avons pas jugé nécessaire de suivre dans le temps la résistance des éprouvettes protégées de la dessiccation, car nous avons montré, sur le mortier05, que celle-ci ne variait pas et que ce matériau a, après 6 mois de cure dans l'eau, une maturité mécanique optimale. Une seule détermination des résistances uniaxiale et triaxiale sur les éprouvettes saturées et les éprouvettes séchées au four est donc effectuée par trois essais de compression uniaxiale et deux essais de compression triaxiale. Par ailleurs, des essais préliminaires nous ont permis de déterminer la valeur maximale de la perte en poids lors d'un séchage au four : celle-ci est d'environ 12 % pour le mortier08. Deux temps de séchage intermédiaires entre l'état saturé et l'état sec sont donc étudiés correspondant à environ 1/3 du séchage (4 % de perte en poids) et 2/3 du séchage (8 % de perte en poids). A chaque étape de séchage, une détermination complète est effectuée (trois essais de compression simple et deux essais de compression triaxiale). Notons que pour le mortier05, des temps de séchage très courts avaient été adoptés afin de mettre en évidence de façon complète le rôle du séchage sur le comportement mécanique.

#### **3.2.2.2 Comparaison des résistances des deux mortiers**

Nous comparons, sur les figures 3.23 et 3.24, les résistances obtenues pour le mortier05 avec celles obtenues pour le mortier08 en fonction de la perte en poids. La figure 3.23 présente les évolutions des résistances uniaxiales des deux mortiers en fonction de leur perte en poids. La

figure 3.24 présente les évolutions des résistances déviatoriques, pour un confinement de 15 MPa, en fonction de la perte en poids pour les deux mortiers. On constate que le mortier08 a des résistances moins élevées que le mortier05. Rappelons que le premier mortier diffère du second principalement par son pourcentage volumique d'eau de gâchage plus élevé (36 % contre 26 %, et donc par sa porosité plus importante) et par son pourcentage volumique de granulats moins élevé (50 % contre 58 %). D'après la bibliographie, la variation du volume de granulats dans la fourchette de 20 à 60 % n'influence pas la résistance à la compression uniaxiale (figure 1.10). Ainsi, les valeurs faibles des résistances du mortier08 par comparaison avec le mortier05, pour les trois modes de conservation, proviennent principalement de sa porosité plus élevée et donc de sa matrice de qualité plus faible.

Ces deux figures montrent, par ailleurs, des différences importantes dans l'évolution des résistances du mortier08 en comparaison avec celles du mortier05 : nous remarquons, sur la figure 3.23, une augmentation de 32 % puis une décroissance d'environ 32 % de la résistance uniaxiale. Dans un premier temps, l'augmentation de la résistance uniaxiale (résultant des gradients hydriques qui engendrent le confinement du cœur par la zone externe et des dépressions capillaires) l'emporte sur la microfissuration d'origine hydrique créée en parallèle. Ensuite, cette microfissuration devenant très importante, la résistance uniaxiale décroît pour rejoindre sa valeur initiale. Ce retour à la valeur initiale de résistance est sans doute une coïncidence. La microfissuration d'origine hydrique du mortier08 semble plus importante que celle du mortier05, certainement parce que sa matrice a une résistance à la traction plus faible. On constate, sur la figure 3.24, que l'évolution de la résistance déviatorique du mortier08 est similaire à celle de sa résistance uniaxiale en fonction de la perte en poids. Toutefois, la décroissance de la résistance déviatorique est moins importante du fait du confinement appliqué.

La comparaison des résistances des deux mortiers met clairement en évidence que l'effet rigidifiant qui provient de la dépression capillaire et des gradients hydriques est « en compétition » avec la microfissuration induite par ces mêmes gradients hydriques et par la différence de rigidité des constituants du matériau. Ces deux effets s'opposent et selon la prépondérance de l'un par rapport à l'autre, l'évolution des courbes de résistance sera différente. Dans le cas du mortier05 (ou pour un séchage faible du mortier08), il semble que l'effet rigidifiant est et reste prépondérant devant celui de microfissuration, alors que dans le cas du mortier08, la microfissuration d'origine hydrique devient le pilote de l'évolution des

résistances en fin de séchage, du fait de la nature plus fragile de sa matrice. Cette compétition au niveau des phénomènes peut expliquer, au moins en partie, les disparités rencontrées dans la littérature (§ 1.2.2), où différentes évolutions de résistances sont rencontrées. En fonction du type de ciment utilisé et de rapport E/C, il est probable que ces deux effets aient eu des influences différentes. Il apparaît ainsi que plus la qualité de la pâte sera faible, plus l'influence de la microfissuration d'origine hydrique sera importante ; plus la qualité de la pâte sera élevée, plus l'effet de succion sera prépondérant (pour des rapports E/C supérieurs à 0,42).

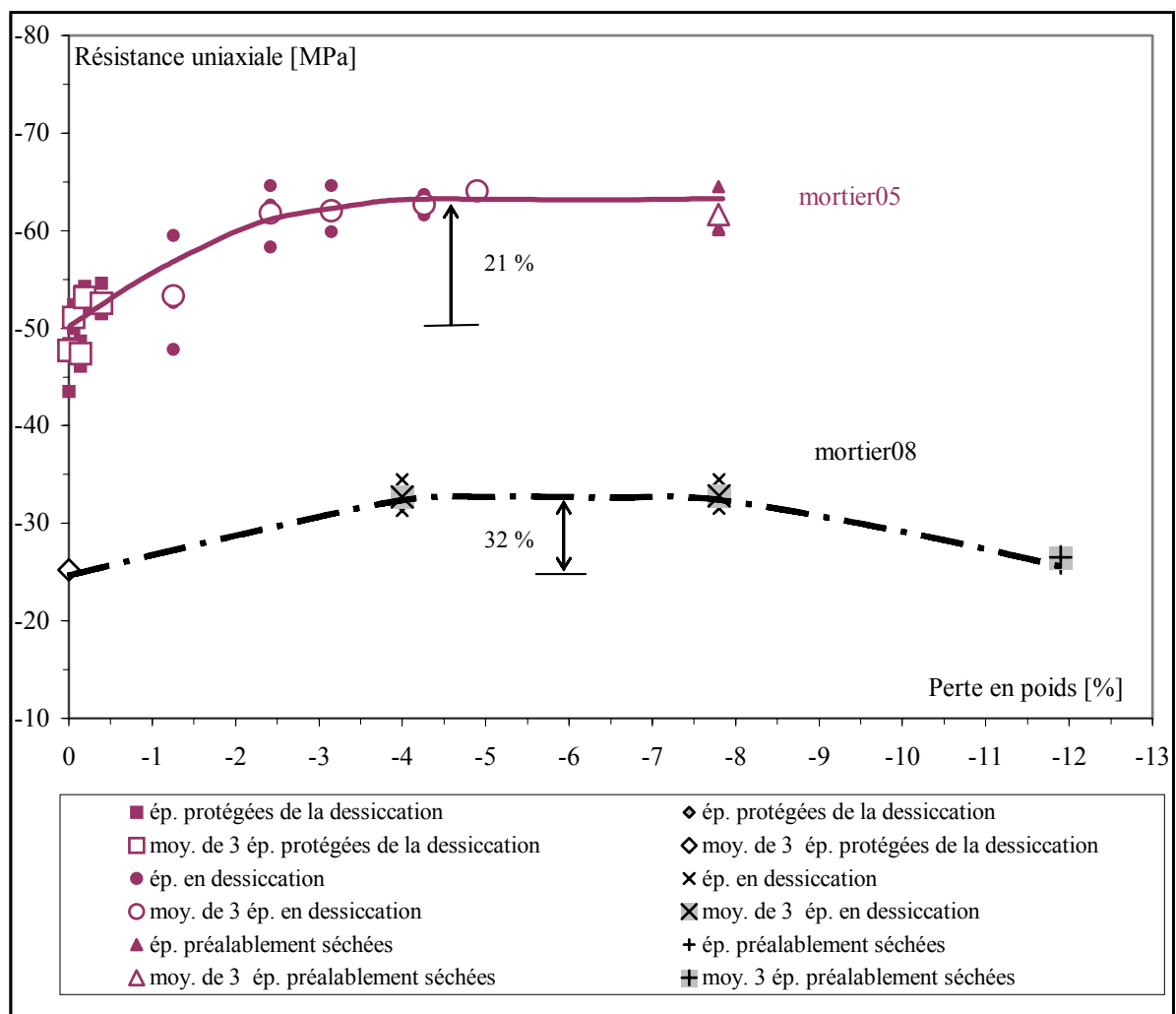


Figure 3.23 : Comparaison des résistances uniaxiales des deux mortiers en fonction de la perte en poids, après 6 mois de maturation dans l'eau.

Par ailleurs, bien que les évolutions des résistances du mortier08 diffèrent de celles du mortier05, on remarque également que la résistance déviatorique du mortier08 augmente plus que sa résistance uniaxiale. Les phénomènes à l'origine de cette augmentation plus importante

sont les mêmes que ceux impliqués dans le cas du mortier05 (§ 3.2.1.2). Ces mêmes phénomènes expliquent sans doute aussi l'amplification des résistances avec l'augmentation du rapport E/C (précisons qu'une telle amplification est également rapportée par Pihlajavaara [Pihlajavaara 74]). A l'état saturé, la compression va conduire à une mise en pression du fluide interstitiel, qui, du fait de la nature plus fragile de la matrice cimentaire, conduira à amplifier la microfissuration d'origine mécanique. Cette nature fragile a également pour conséquence une contraction plus importante, lors de la dessiccation, qui contribue à cette amplification. Notons par contre que l'amplification est influencée par la microfissuration induite en fin de séchage, et est complètement gouvernée par cette microfissuration lorsque le confinement est absent (figures 3.23 et 3.24).

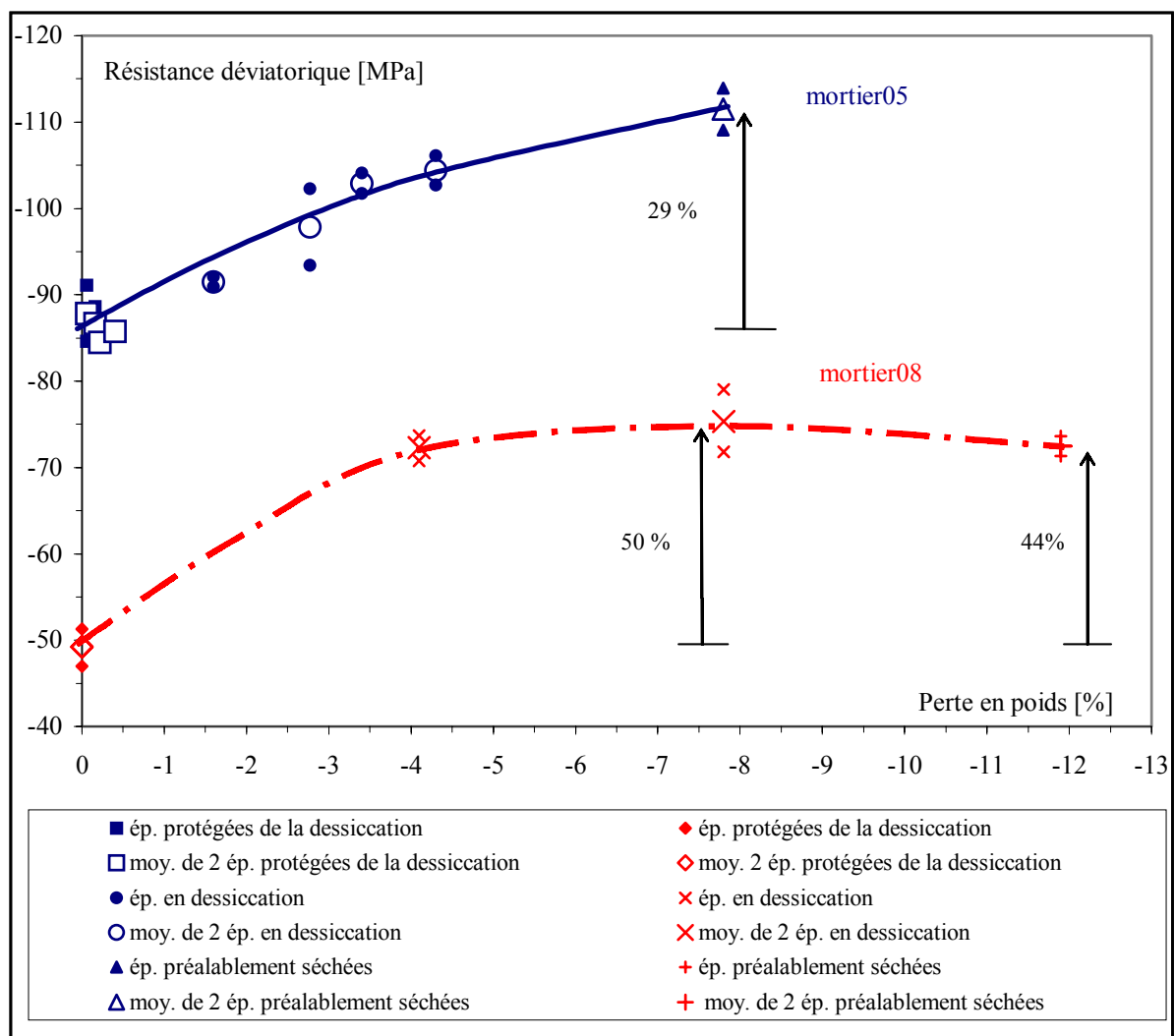


Figure 3.24 : Comparaison des résistances déviatoriques (à 15 MPa de confinement) des deux mortiers en fonction de la perte en poids, après 6 mois de maturation dans l'eau.

Enfin, la comparaison des composantes hydrostatiques et déviatoriques du tenseur de contrainte, comme nous l'avons réalisée dans le chapitre 2 (§ 2.2.2.4.1), montre que la rupture de toutes ces éprouvettes est de type fragile. Par ailleurs, lors de la rupture des éprouvettes, nous avons généralement constaté des bandes de cisaillement résultant du mode I + mode II (annexe 2). Ceci signifie que, dans le cas de la compression simple, il y a eu du fretage dont l'effet est d'augmenter la résistance. Ainsi, les valeurs des essais de compression uniaxiale sont un peu sur-estimées. Ceci n'est très probablement pas le cas des éprouvettes testées en compression triaxiale. En effet, à 15 MPa de confinement, ce fretage, même s'il existe, devrait être faible. Ces bandes sont donc principalement dues au comportement du matériau sous un confinement de 15 MPa. Rappelons, de plus, que nous n'avons pas constaté de différence importante quant à l'angle du plan de rupture qui, en principe, augmente avec le confinement [Rutland 97] (§ 1.2.1.2.1).

### **3.2.3 Coefficients élastiques initiaux du mortier05**

Afin de caractériser plus finement l'effet de la microfissuration d'origine hydrique, nous avons choisi d'étudier en détail l'évolution des propriétés élastiques du matériau au cours du séchage. Les figures 3.25 et 3.26 montrent respectivement l'évolution des modules d'Young et des coefficients de Poisson initiaux en fonction de la perte en poids. Les valeurs obtenues par compression uniaxiale et triaxiale, selon la procédure décrite au chapitre 2 (§ 2.2.2.3.3 & 2.2.2.4.2), sont portées sur le même graphique et présentent les mêmes tendances.

Le module d'Young et le coefficient de Poisson initiaux des éprouvettes soumises à la dessiccation sont bornés par une limite supérieure (valeur des éprouvettes saturées) et une limite inférieure (valeur des éprouvettes à l'état sec). A l'intérieur de ces bornes, le module d'Young des éprouvettes mises en dessiccation reste d'abord constant, et diminue ensuite pour tendre vers la valeur atteinte par les éprouvettes séchées au four (15 %). Cette évolution du module d'Young diffère de celle obtenue par Wittmann (cité par [Torrenti 87]) et Torrenti [Torrenti 87] qui constatent dans un premier temps une diminution de module avec la diminution de l'humidité relative, uniforme dans l'éprouvette au moment de l'essai, jusqu'à environ 40 %, ensuite une augmentation de ce module jusqu'à 0% d'humidité. Par contre, les résultats du module d'Young présentés ici concordent avec ceux rapportés par Brooks et Neville [Brooks 77], Okajima et al. [Okajima 80], [Toutlemonde 95] et Burlion et al. [Burlion 00, Burlion<sup>1</sup> 03] : leurs résultats montrent, comme les nôtres, qu'un endommagement par microfissuration est induit. La figure 3.26 illustre que, de manière analogue au module

d'Young, le coefficient de Poisson initial des éprouvettes de mortier reste constant dans un premier temps et diminue d'environ 25 % par la suite. Les décroissances des paramètres élastiques du matériau ont lieu à environ 48 jours et correspondent à 3 % de perte en poids environ.

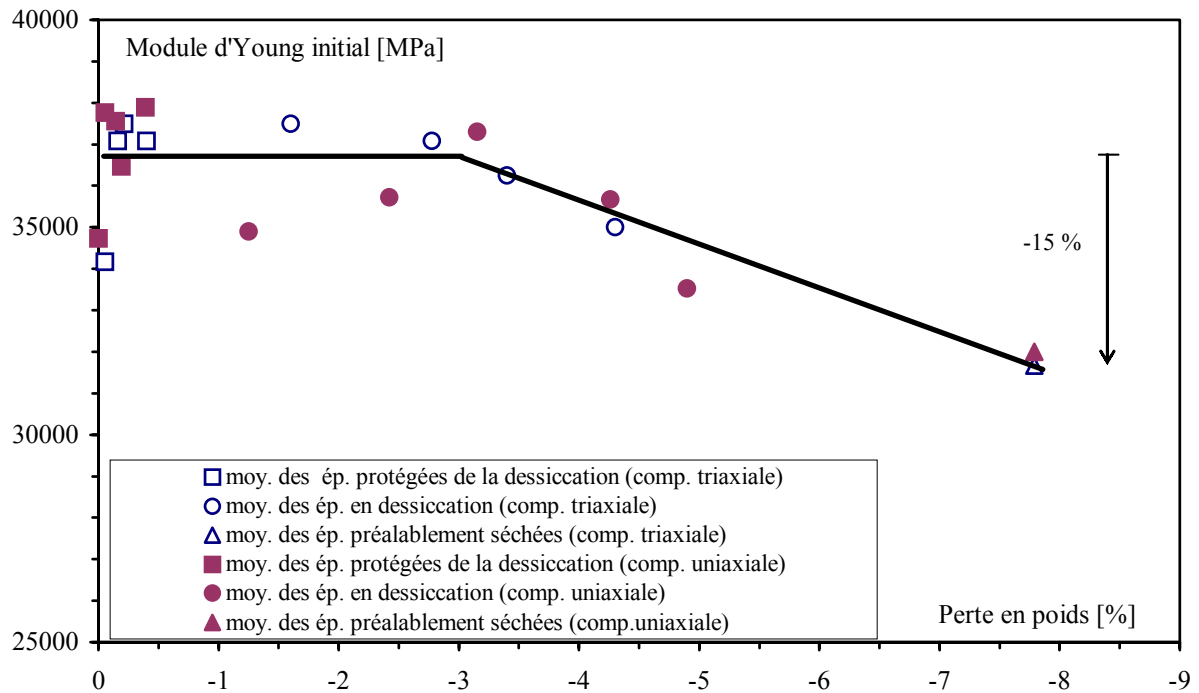


Figure 3.25 : Evolution du module d'Young en fonction de la perte en poids du mortier05.

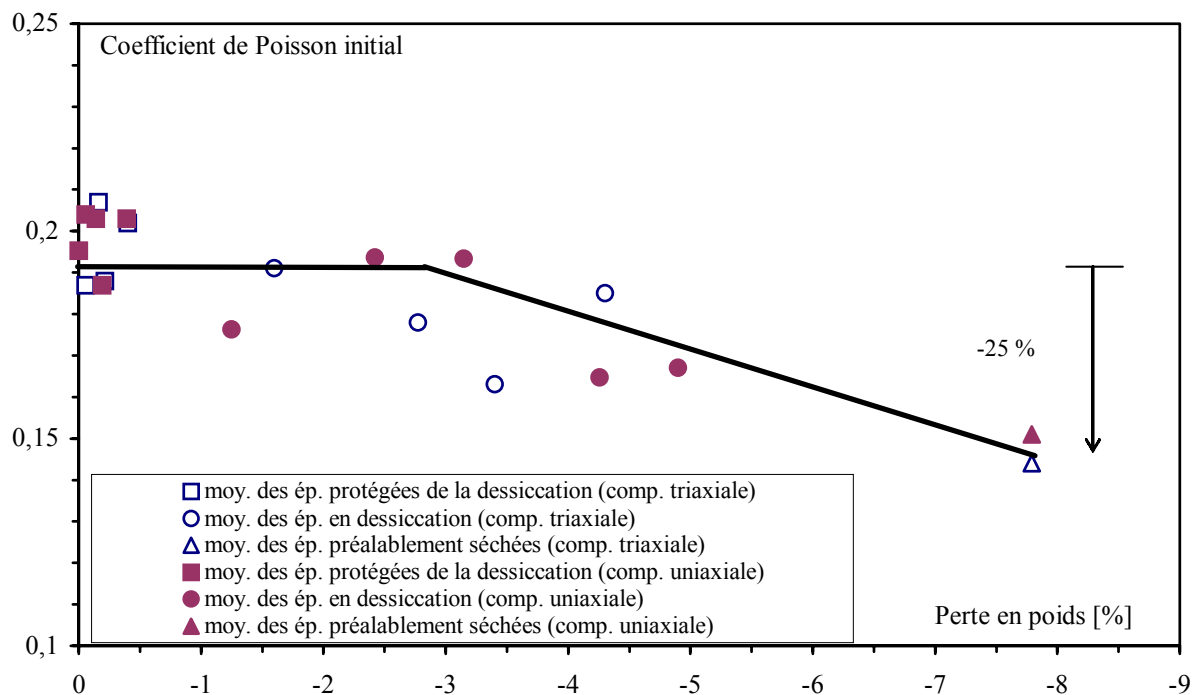


Figure 3.26 : Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la perte en poids du mortier05.



La dépression capillaire et les gradients hydriques dans les éprouvettes en dessiccation conduisent à deux effets distincts : le premier est un effet de structure évoqué précédemment et une précontrainte du matériau, et le second correspond à la microfissuration induite par la dessiccation. Une compression triaxiale est donc induite du fait du retrait différentiel entre les bords et le cœur de l'éprouvette (figure 3.21). Les mesures effectuées sont alors celles des raideurs élastiques apparentes, car les champs d'humidité et de contrainte dans l'éprouvette ne sont pas homogènes. Sachant cela, nous appellerons tout de même dans la suite module d'Young et coefficient de Poisson les coefficients élastiques mesurés. Notons, par ailleurs, que beaucoup d'essais mécaniques de la littérature (hormis ceux qui se préoccupent du phénomène de séchage) sont aussi des essais réalisés sur des éprouvettes-structures : les conditions hydriques sont souvent mal connues et l'application des efforts sur l'éprouvette conduit, de plus, à un frettage qui engendre un champ de contrainte hétérogène dans l'éprouvette. Les mesures réalisées sont alors globales et donnent des informations sur le comportement de l'éprouvette-structure. Le front de séchage évolue depuis les bords de l'éprouvette vers l'intérieur de celle-ci. L'éprouvette se comportera comme une « succession de matériaux » en parallèle, en ayant en surface un matériau plus microfissuré qu'au cœur. L'information obtenue permettra de caractériser l'évolution de cette « multicouche » sous l'effet du séchage. Un des moyens d'obtenir l'évolution réelle des propriétés élastiques du matériau sous l'effet du séchage serait de procéder par analyse inverse : à partir d'une loi de comportement endommageable pour le mortier et de calculs numériques par éléments finis de l'évolution de la raideur d'une éprouvette-structure en dessiccation, il serait possible de déterminer les évolutions, en fonction du séchage, du module et du coefficient de Poisson permettant de reproduire les évolutions globales mesurées.

Le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du matériau diminuent sous l'effet de la microfissuration. Après un départ d'eau suffisant, pour avoir une microfissuration importante, les raideurs apparentes diminuent et s'approchent de celles des éprouvettes séchées au four dont la microfissuration est plus développée. La valeur de la perte en poids à partir de laquelle il y a décroissance des caractéristiques élastiques du matériau est à mettre en relation avec celle à partir de laquelle il n'y a plus d'augmentation du retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids (troisième phase des figures 3.13 et 3.14) : la microfissuration induite par le séchage devient suffisante à la fois pour contrebalancer le retrait de dessiccation et pour endommager hydriquement le mortier de manière irréversible. Cet aspect peut être important dans le cas par exemple de la construction d'une centrale nucléaire où la mise en précontrainte

se fait après 3 ans de construction : le séchage du béton entraînera des variations des propriétés élastiques du matériau qui peuvent induire, par exemple, des surplus de déformation par rapport aux calculs. Par ailleurs, pour le calcul prédictif du fluage résultant par exemple d'une mise en précontrainte, la question se pose de savoir quel coefficient de Poisson initial il faut prendre ; quelle sera son évolution en fonction du séchage, et quelle sera l'influence de cette variation sur le coefficient de Poisson de fluage?

### **3.2.4 Evolution comparée des coefficients élastiques du mortier08 et du mortier05**

#### **3.2.4.1 Coefficients élastiques initiaux du mortier08**

Les figures 3.27 et 3.28 montrent respectivement l'évolution du module d'Young et du coefficient de Poisson initiaux des éprouvettes de mortier08 testées en compression uniaxiale et triaxiale en fonction de la perte en poids. La décroissance du module d'Young, déjà observée sur le mortier05, existe également pour le mortier08. Après une période de 91 jours (qui correspond à une perte en poids de 7,8 %) pendant laquelle le module n'évolue pas, celui-ci chute pour rejoindre la valeur des éprouvettes séchées au four. De plus, cette décroissance de 18 % correspond, comme cela était le cas pour le mortier05, à la perte en poids au-delà de laquelle on ne constate plus d'augmentation du retrait de dessiccation. Cependant, la décroissance du coefficient de Poisson que nous avons constatée sur le mortier05 n'est plus observée pour le mortier08. En effet, aucune tendance nette ne peut être dégagée de la figure 3.28.

On constate par ailleurs que pour un même squelette granulaire et une même géométrie d'éprouvette, la microfissuration induite par le séchage du mortier08 est légèrement plus importante que pour le mortier05, correspondant à une décroissance de module d'Young plus importante (18 % contre 15 %). Ceci provient d'une qualité de pâte de ciment plus faible du mortier08. Toutefois, cette décroissance du module d'Young n'intervient qu'à partir d'une perte en poids de 8 % dans le cas du mortier08, alors qu'elle est de 3 % dans le cas du mortier05. Précisons que ceci est relatif et que cette décroissance correspond, dans les deux cas, à environ 60-65 % du départ de l'eau évaporable (figures 3.14 et 3.29).

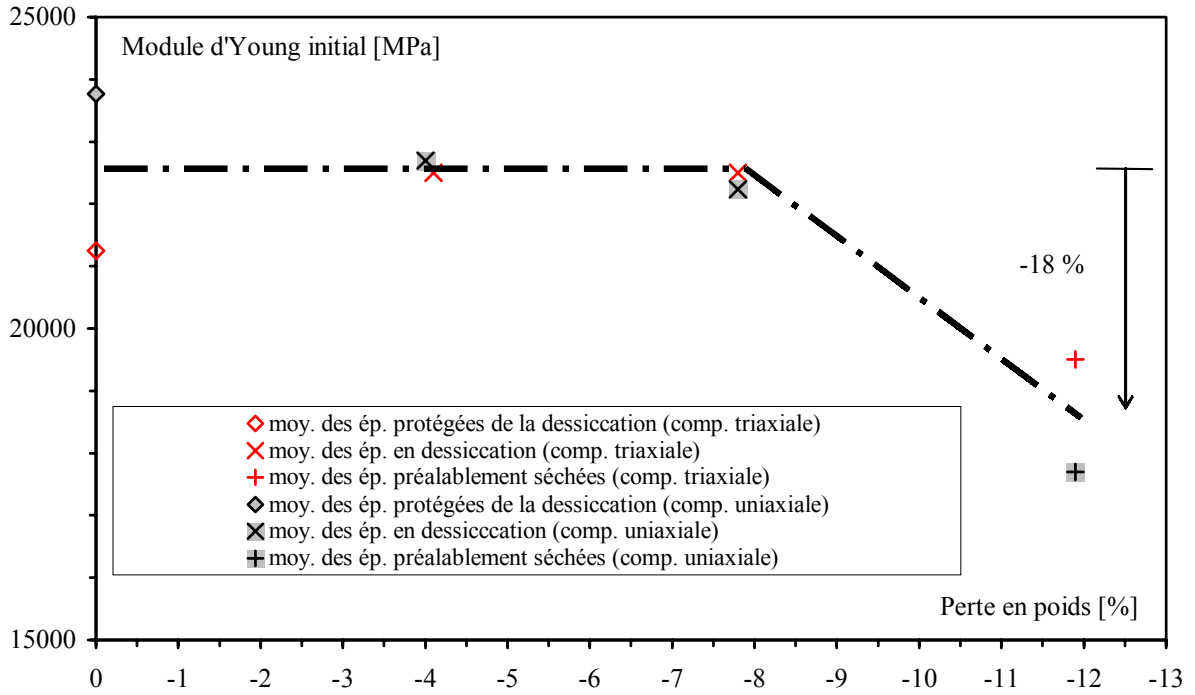


Figure 3.27 : Evolution du module d'Young en fonction de la perte en poids du mortier08.

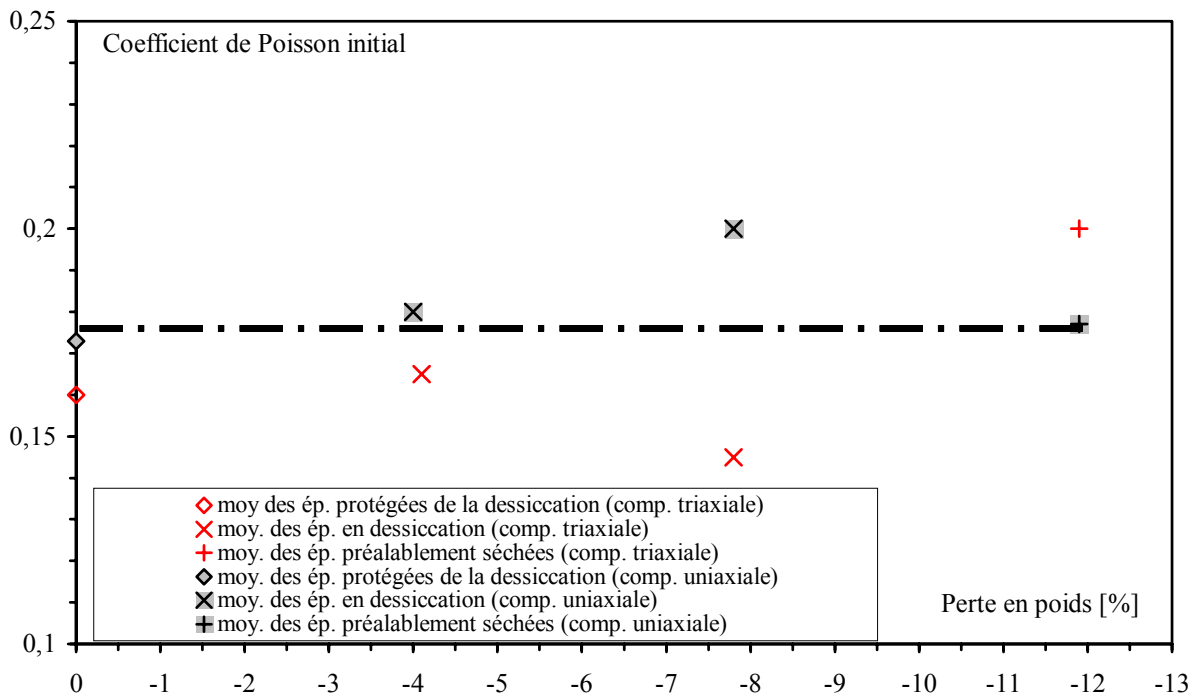
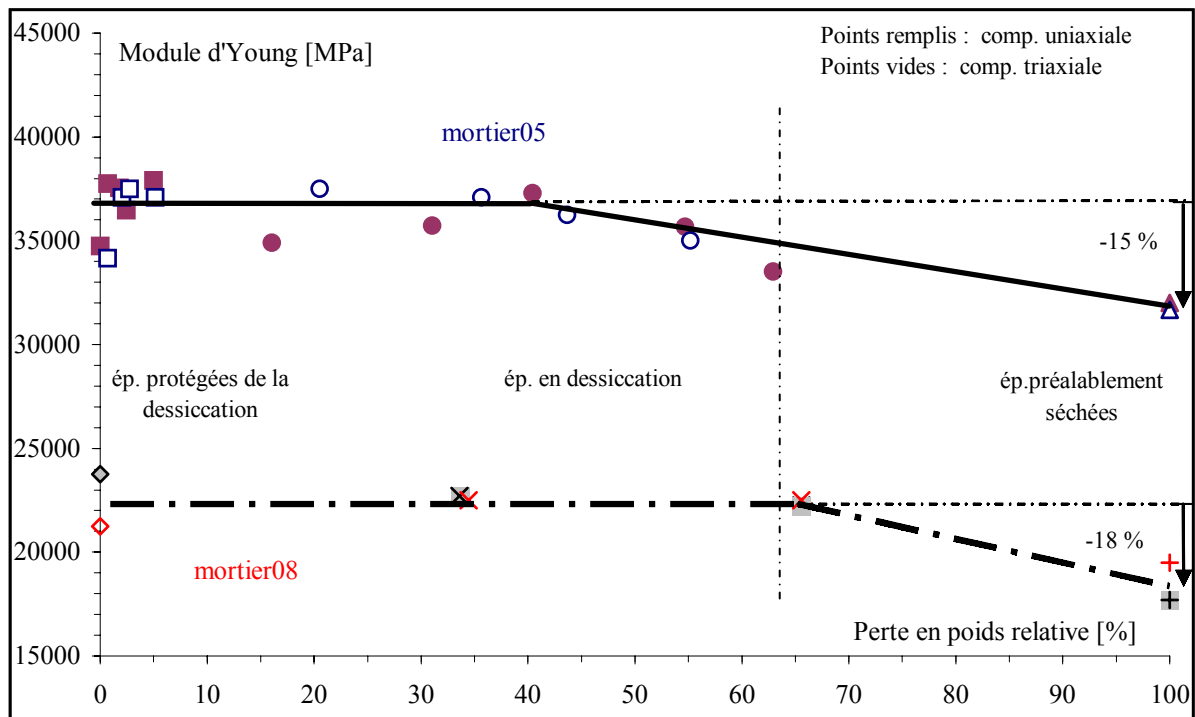


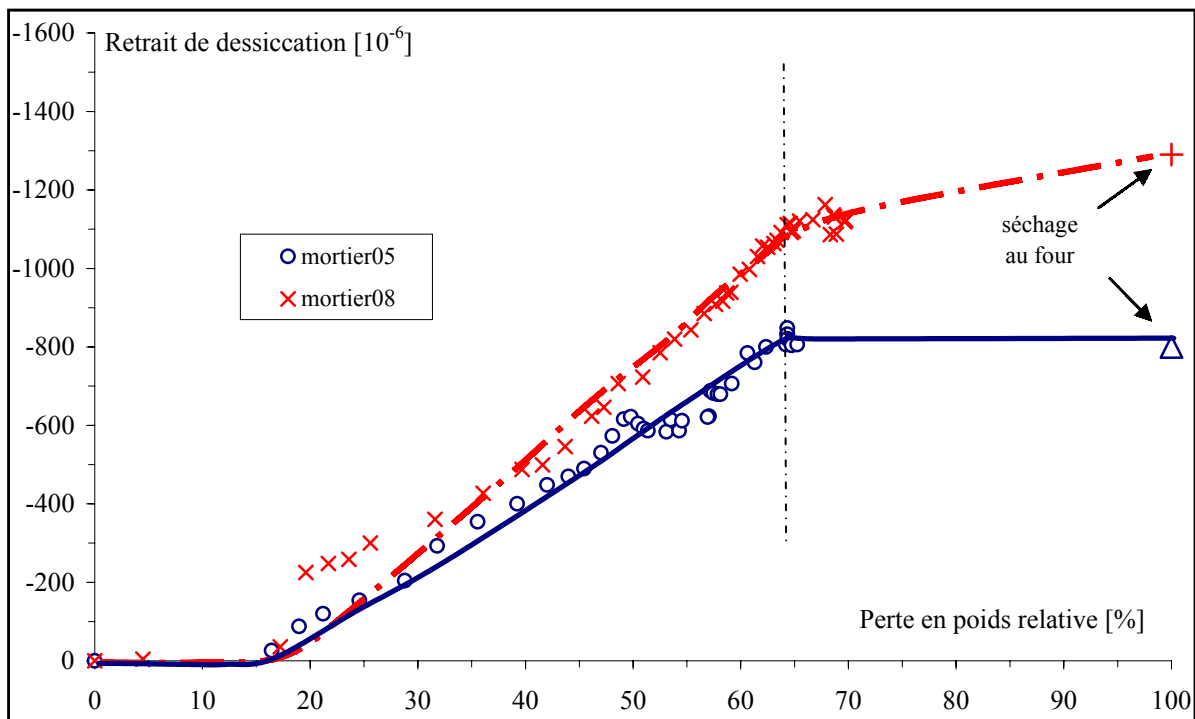
Figure 3.28 : Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la perte en poids du mortier08.

### **3.2.4.2 Relation entre le module d'Young initial et le retrait de dessiccation : microfissuration**

Les évolutions des modules d'Young et des retraits de dessiccation des deux mortiers sont mises en relation sur les figures 3.29.a et 3.29.b afin de mieux visualiser le rôle de la microfissuration induite par le séchage sur la mesure du retrait de dessiccation. Le dernier point (correspondant à la plus forte perte en masse) des courbes de la figure 3.29.b correspond aux valeurs de retrait des éprouvettes préalablement séchées au four (dilatation thermique déduite). Les évolutions du module d'élasticité et du retrait de dessiccation des deux mortiers sont présentées ici en fonction de la perte en poids relative définie dans la section 3.1.3.3. On constate que la troisième phase de l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids relative des deux mortiers correspond à la phase de décroissance de leur module d'élasticité. Si l'on considère que la variation du module d'Young constitue un bon indicateur de l'état de microfissuration du matériau, alors, à l'inverse de ce que rapporte Granger [Granger 95] qui considère que cette troisième phase correspond à une phase de re-fermeture de fissures, on peut supposer que la diminution du module d'Young, liée à une augmentation de la densité de la microfissuration, vient contrebalancer la progression du retrait de dessiccation. Notons qu'il est probable qu'un autre effet s'ajoute à celui-ci comme par exemple le passage d'un comportement linéaire à un comportement non-linéaire de la matrice cimentaire sous contrainte hydrique [Meftah 00, Benboudjema 02]. Ces constatations pourraient expliquer également une part du fluage de dessiccation comme étant due à la diminution des caractéristiques élastiques du matériau cimentaire [Shaan 83]. La vérification de cette hypothèse demande des investigations expérimentales ultérieures.



(a)



(b)

Figure 3.29 : Comparaison du module d'Young (a) et du retrait de dessiccation mesuré par déformètre (b) des mortiers 05 et 08 en fonction de la perte en poids relative.

### 3.2.4.3 Evolution du coefficient de Poisson en fonction de la contrainte mécanique appliquée

La variation du coefficient de Poisson en fonction de la contrainte appliquée jusqu'à la rupture a également été étudiée afin de mieux comprendre l'évolution de la microfissuration sous l'effet des contraintes mécaniques, en fonction du mode de conservation. Les figures 3.30, 3.31 et 3.32 montrent respectivement la variation du coefficient de Poisson d'éprouvettes protégées de la dessiccation, laissées en dessiccation et séchées au four, en fonction de la contrainte de compression uniaxiale, de la contrainte déviatorique du mortier05 et de la contrainte déviatorique du mortier08 atteintes lors des cycles de chargement déchargement. Les essais de compression uniaxiale du mortier08 n'ont pas permis d'observer la variation du coefficient de Poisson en raison de la faible résistance uniaxiale de ce mortier et donc du nombre insuffisant de cycles chargement-déchargement.

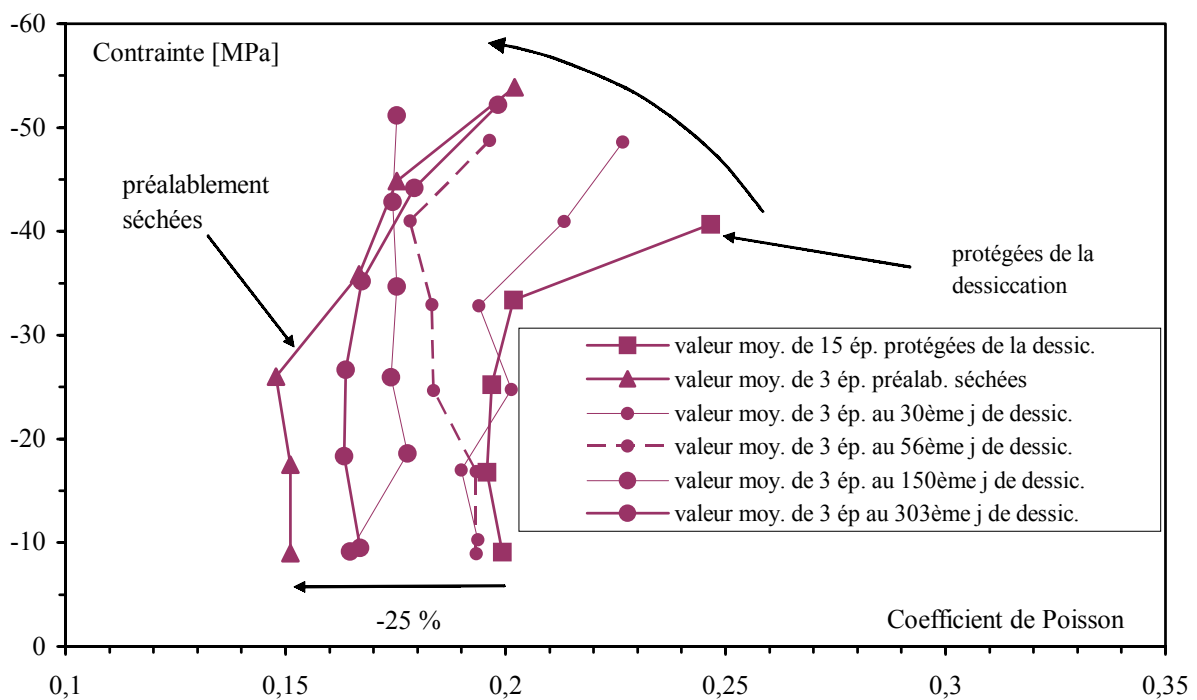


Figure 3.30 : Evolution du coefficient de Poisson du mortier05 en fonction de la contrainte uniaxiale appliquée.

Nous constatons, sur la figure 3.30, que le coefficient de Poisson, constant pour de faibles contraintes, augmente ensuite en fonction de la contrainte appliquée. Cette augmentation a lieu vers 33 MPa pour les éprouvettes saturées en eau, et autour de 26 MPa pour les éprouvettes séchées au four : ce seuil est appelé « contrainte initiale » [Shah 68] pour laquelle

le coefficient de Poisson croît continuellement. L'origine de l'augmentation du coefficient est liée à une forte microfissuration autour des granulats [Shah 68]. Du fait de la microfissuration induite par le séchage, l'influence de la microfissuration d'origine mécanique se ressent pour une contrainte appliquée plus faible. D'autre part, l'évolution du coefficient de Poisson en fonction de la contrainte appliquée varie : pour les éprouvettes saturées, après le seuil de contrainte, l'augmentation est très rapide. Ceci est dû aux différents effets liés à l'eau : l'application du chargement met l'eau interstitielle sous pression, ce qui induit une surpression latérale. Cette eau, dont la présence a aussi pour conséquence de diminuer les forces de cohésion dans l'éprouvette, joue également un rôle lubrifiant. Pour les éprouvettes séchées au four, cette évolution après le seuil de contrainte est plus lente, et résulte principalement de la microfissuration d'origine mécanique. Pour les éprouvettes en dessiccation, les évolutions vont globalement de celle des éprouvettes saturées vers l'évolution des éprouvettes séchées au four, en minimisant progressivement les différents effets de l'eau.

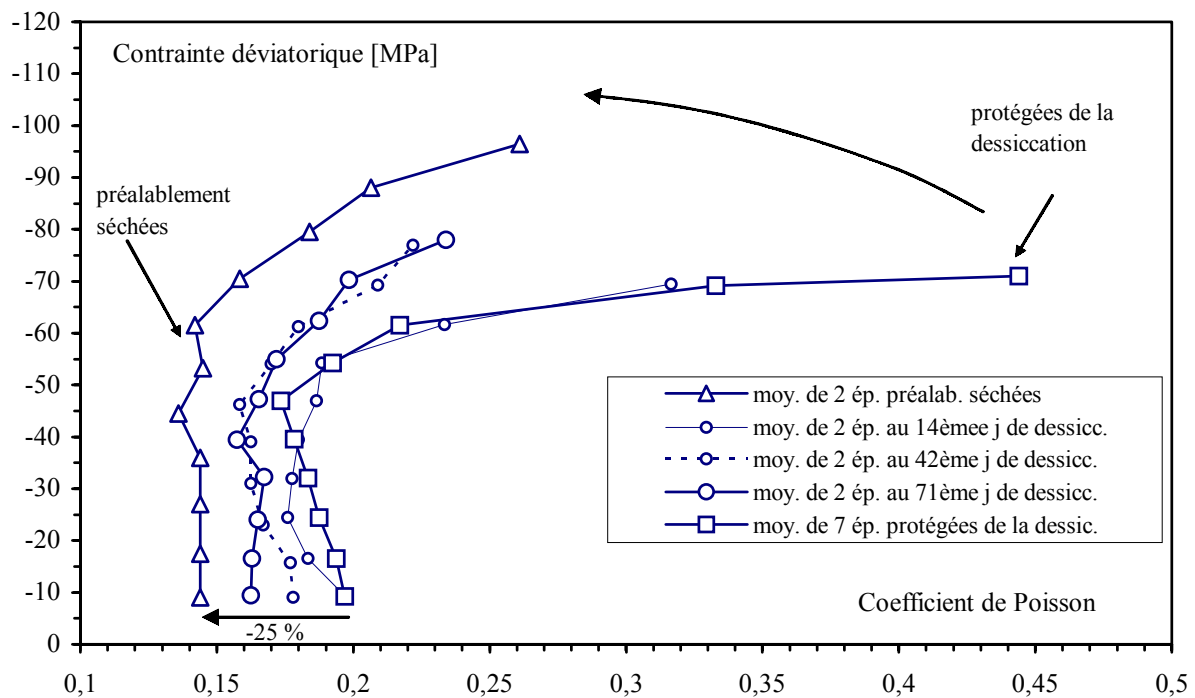


Figure 3.31 : Evolution du coefficient de Poisson du mortier05 en fonction de la contrainte déviatorique appliquée.

Dans le cas des essais de compression triaxiale sur le mortier05 (figure 3.31), ce phénomène existe également, mais la divergence est obtenue d'abord pour les éprouvettes saturées en eau vers 54 MPa et ensuite pour les éprouvettes séchées au four autour de 62 MPa. L'effet du

confinement mécanique conduit à ralentir les effets de la microfissuration induite par le séchage. Le comportement élasto-plastique endommageable évolue : plus l'éprouvette sèche, moins la plasticité est active et plus l'effet de microfissuration est prépondérant. L'effet de surpression interstitielle joue alors le rôle d'une « contre-pression » de confinement, qui diminue ainsi le seuil en contrainte.

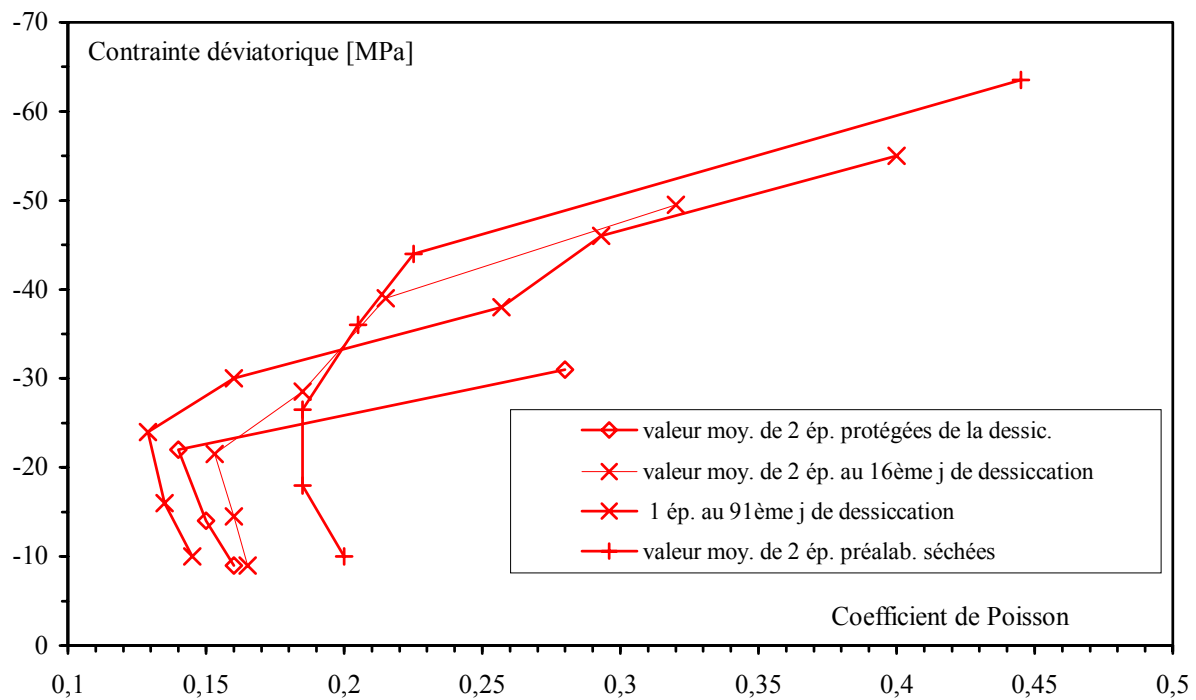


Figure 3.32 : Evolution du coefficient de Poisson du mortier08 en fonction de la contrainte déviatorique appliquée.

En faisant abstraction de la valeur initiale du coefficient de Poisson du mortier08 qui, comme nous l'avons vu au 3.2.4.1, ne nous a pas permis de dégager son évolution en fonction de la dessiccation, nous constatons sur la figure 3.32 que son évolution en fonction de la contrainte déviatorique est similaire à celle que nous observons sur le mortier05 (figure 3.31), avec un seuil plus faible lié à la nature de la pâte de ciment : 22 MPa pour les éprouvettes protégées de la dessiccation et 30 MPa pour les éprouvettes préalablement séchées. Les évolutions des éprouvettes en dessiccation sont de nouveau bornées par celles des éprouvettes protégées et par celles des éprouvettes préalablement séchées. En outre, nous constatons, sur la figure 3.32, une diminution du coefficient de Poisson pour les premiers cycles de chargement-déchargement, avant que celui-ci ne ré-augmente jusqu'à la rupture. Nous attribuons ceci aux mouvements d'eau dans le réseau capillaire et à un comportement compactant du mortier08 avec les cycles de chargement - déchargement. Cette diminution est aussi observée pour les



éprouvettes saturées en eau du mortier05 (figures 3.30 et 3.31) de manière moins prononcée car le volume des vides est moins important.

### 3.2.5 Effet poromécanique sur les propriétés élastiques et la résistance : étude sur le mortier05

La poromécanique stipule que le milieu poreux est constitué de deux milieux continus : un squelette déformable et un fluide remplissant les vides connectés de ce squelette. Lorsqu'un matériau poreux est soumis à un chargement mécanique, une partie de celui-ci est repris par le fluide interstitiel, l'autre étant repris par la matrice. Il est alors légitime de poser la question de l'influence de la saturation sur la réponse mécanique du matériau. Cet effet viendrait se superposer à ceux dus à la dessiccation. En première approximation, nous pouvons étudier cet effet en considérant les coefficients élastiques des éprouvettes saturées à l'eau et des éprouvettes séchées. En effet, l'essai de compression simple à l'état sec pourrait être considéré comme un essai drainé. Compte tenu de la faible perméabilité des matériaux à matrice cimentaire, un essai de compression simple à l'état saturé se rapprocherait, à court terme, d'un essai non drainé. Nous pouvons en première approximation évaluer cet effet à l'aide des valeurs de la littérature. Nous rappelons ci-dessous les relations entre les paramètres drainés et non drainés, fournies par la théorie de la poroélasticité linéaire isotrope [Charlez 91] :

$$\nu_u = \frac{3\nu_b + (1 - 2\nu_b)\alpha B}{3 - (1 - 2\nu_b)\alpha B} \quad (3.3)$$

$$E_u = \frac{3E_b}{3 - (1 - 2\nu_b)\alpha B} \quad (3.4)$$

$$K_u = \frac{K_b}{1 - \alpha B} \quad (3.5)$$

avec

$$\alpha = 1 - \frac{K_b}{K_s} \quad \text{et} \quad B = \frac{\Delta P_i}{\Delta P_c} \quad (3.6)$$

Dans ces équations  $E_b$ ,  $\nu_b$ ,  $K_b$  et  $E_u$ ,  $\nu_u$ ,  $K_u$  sont respectivement le module d'Young, le coefficient de Poisson et le module d'incompressibilité en conditions drainées et non drainées,

$\alpha$  est le coefficient de Biot,  $K_s$  est le module d'incompressibilité de la matrice (solide et sa porosité occluse),  $B$  est le coefficient de Skempton,  $P_i$  est la pression interstitielle et  $P_c$  est la pression de confinement. Le coefficient de Biot représente dans quelle proportion le squelette est « soulagé » par la pression interstitielle, tandis que le coefficient de Skempton relie linéairement la pression interstitielle et la pression de confinement lors d'un essai de compression hydrostatique non drainé (aucune variation de masse pendant l'essai) et représente donc la surpression provoquée par l'augmentation du confinement.

Afin de pouvoir évaluer l'effet poromécanique sur le mortier05, il faut connaître la valeur du coefficient de Skempton ( $B$ ) et de celui de Biot ( $\alpha$ ). N'ayant pas à notre disposition ces valeurs, nous allons nous servir de celles de Loosveldt [Loosveldt 02] :  $B \approx 0,2$  et  $\alpha \approx 0,6$  obtenues sur un mortier de  $E/C=0,4$ , de porosité moyenne 14,3 %. Précisons que l'auteur a obtenu ces deux coefficients sur des éprouvettes séchées à 60 °C jusqu'à poids constant. Ces deux coefficients intègrent l'effet de la microfissuration, comme c'est le cas des coefficients élastiques du mortier05. Par ailleurs, ils ont été obtenus en utilisant l'éthanol comme fluide interstitiel. Or, nous allons utiliser ces deux coefficients pour analyser l'effet poromécanique possible sur les coefficients élastiques obtenus sur un matériau cimentaire dont le fluide interstitiel est l'eau. Nous devons corriger l'effet d'incompressibilité du fluide interstitiel dont dépend le coefficient de Skempton : l'incompressibilité de l'éthanol est de 800 MPa et celle de l'eau est de 2000 MPa environ. La correction, en adoptant l'eau comme fluide interstitiel (sur le mortier de Loosveldt [Loosveldt 02] avec les coefficients ( $K_b$ ,  $K_s$ ) et la porosité qu'elle a obtenus), nous donne  $B=0,4$ . Nous estimerons ainsi  $B$  et  $\alpha$  à respectivement 0,4 et 0,6. Dans la suite, nous utiliserons, par souci de simplicité, les mêmes symboles des grandeurs exprimées par les relations 3.3 - 3.5 sachant toutefois que ces grandeurs sont estimées et non obtenues par essais poromécaniques réels.

En considérant le module d'Young et le coefficient de Poisson des éprouvettes séchées, qui sont respectivement égaux à 32000 MPa (figure 3.25) et 0,15 (figure 3.26), comme le coefficient élastique de l'état drainé, nous trouvons les coefficients non drainés à partir des relations 3.3 et 3.4 :

$$\nu_u \approx 0,22$$

et

$$E_u \approx 33900 \text{ MPa}$$

Nous avons également à notre disposition des essais hydrostatiques qui peuvent servir pour l'étude de l'effet poromécanique. Le coefficient d'incompressibilité des éprouvettes séchées est de 16300 MPa (figure 3.37). On obtient donc par la relation 3.5, le coefficient d'incompressibilité non drainé :

$$K_u \approx 21400 \text{ MPa.}$$

La comparaison de ces trois paramètres estimés avec ceux mesurés sur les éprouvettes saturées en eau  $E_u = 37000 \text{ MPa}$  (figure 3.25),  $\nu_u = 0,19$  (figure 3.26) et  $K_u = 20000 \text{ MPa}$  (figure 3.37), montre un respect des ordres de grandeurs permettant de soupçonner un éventuel effet poromécanique. La démarche présentée ci-après est destinée à confirmer ou non cet effet.

### 3.2.5.1 Démarche suivie

L'idée de cette approche était de solliciter une éprouvette préalablement séchée en compression uniaxiale dans le domaine élastique, de la resaturer avec un liquide inerte, puis de la solliciter à nouveau. Le liquide utilisé est l'éthanol dont l'interaction avec le mortier (§ 3.1.4), est faible par comparaison avec l'eau. La comparaison des coefficients élastiques obtenus sur l'éprouvette séchée et sur cette même éprouvette resaturée à l'éthanol, permettra de conclure. Par ailleurs, une étude préliminaire a montré que l'éthanol réagit avec la colle des jauges. Nous avons dû enlever les jauges de mesure pour en recoller de nouvelles après la resaturation à l'éthanol. Cette opération de recollage de jauges a provoqué une légère évaporation surfacique de l'éthanol déterminée grâce à une éprouvette « témoin » et correspond à 0,7 g, soit 8,1 % de l'éthanol absorbé. De plus, étant donné que la re-saturation naturelle n'était pas immédiate (figure 3.15), surtout à l'éthanol, nous avons décidé d'effectuer une re-saturation à l'éthanol sous vide. Ainsi, pour une analyse plus fine, nous avons trouvé utile d'évaluer les porosités, à l'éthanol et à l'eau, sous vide, mesurées séquentiellement sur quatre rondelles de mortier05 préalablement séchées. Les rondelles sont d'abord resaturées à l'éthanol, puis elles sont séchées et la porosité est déterminée. A la fin du séchage, aucune quantité résiduelle d'éthanol n'est restée dans les rondelles. Ensuite, les rondelles sont resaturées à l'eau et la porosité à l'eau est calculée une fois après resaturation et

une seconde fois après séchage afin de voir si la reprise de l'hydratation peut avoir une influence dans l'évaluation de la porosité au cours de la resaturation. La resaturation, aussi bien à l'éthanol qu'à l'eau, est supposée atteinte si la masse ne varie pas pendant trois jours (ce qui correspond à 12 jours sous vide au total). Une très légère différence de porosité à l'eau a été observée (la porosité passe de 15,3 % après resaturation, à 14,7 % après un nouveau séchage). Le tableau suivant présente la porosité calculée à partir de la masse resaturante.

<b>Porosité [%]</b>			
<b>Fluides de sat.\No. d'ép.</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>moyenne</b>
éthanol	13,3	14,2	13,8
eau	14,9	15,6	15,3

Tableau 3.5 : Porosité à l'éthanol et à l'eau du mortier05, obtenue à partir de la masse resaturante.

On constate que la porosité obtenue directement après séchage des rondelles gardées dans l'eau pendant six mois (18,2 %, tableau 3.1) est supérieure à la porosité à l'eau obtenue suite à la re-saturation des éprouvettes préalablement séchées (tableau 3.5). L'eau non évaporable (eau chimiquement liée) des éprouvettes portées jusqu'à 70°C n'est vraisemblablement pas touchée par le séchage [Baroghel-Bouny 94], il ne peut donc y avoir un processus de séchage irréversible à une température de 60°C. Cette diminution de porosité peut être due à plusieurs phénomènes : une re-saturation incomplète des rondelles, une reprise de l'hydratation des éprouvettes préalablement séchées (comme la mesure de la porosité après re-saturation et après re-séchage le laisse entendre), l'air piégé dans ces dernières et la variabilité du matériau. Par ailleurs, le tableau 3.5 montre également que la porosité à l'éthanol est inférieure à la porosité à l'eau. Ceci peut s'expliquer, comme nous l'avons précisé au paragraphe 3.1.4, par la taille des molécules d'éthanol plus importante que celle de l'eau. Quoi qu'il en soit, la règle de saturation adoptée pour l'essai mécanique sur éprouvette re-saturée à l'éthanol était la même que celle qui a permis d'obtenir les valeurs du tableau 3.5.

### **3.2.5.2 Résultats**

L'éprouvette cylindrique de dimension 74 mm de hauteur pour un diamètre de 37 mm, préalablement séchée, a été sollicitée en compression uniaxiale jusqu'à 9 MPa par trois cycles de chargement - déchargement, et les coefficients élastiques initiaux en sont déduits. Cette même éprouvette est ensuite re-saturée sous vide avec de l'éthanol puis sollicitée en

compression uniaxiale. La rupture est atteinte avec des cycles de chargement - déchargement : les coefficients élastiques initiaux et leurs évolutions sont ainsi obtenus afin de pouvoir les comparer à ceux obtenus sur les éprouvettes séchées au four et saturées en eau.

L'état de resaturation de l'éprouvette d'essai est connu à partir de l'éprouvette « témoin ». Sa porosité mesurée à l'éthanol était de 12,3 %, lorsque l'éprouvette de test était prête à l'essai (contre 18,2 % de la porosité à l'eau), ce qui implique que l'ensemble de la porosité n'était pas re-saturée ; il est possible de considérer que la majorité de la macroporosité l'était, et que seule la microporosité non-accessible à l'éthanol compte tenu du temps de saturation et de la taille de la molécule ne l'était pas. La figure 3.33 montre la réponse moyenne des jauges longitudinales et latérales de l'éprouvette à l'état sec, puis re-saturée à l'éthanol, en fonction de la contrainte appliquée. Les coefficients élastiques ne varient pas avec la re-saturation à l'éthanol, ce qui suggère qu'il n'y a pas d'effet poromécanique sur les coefficients élastiques initiaux.

L'éprouvette n'était donc pas complètement re-saturée à l'éthanol au moment de l'essai, mais s'il y avait un effet poromécanique, on devrait surtout avoir des valeurs de coefficients élastiques initiaux plus proches de ceux des éprouvettes saturées que de celles des éprouvettes sèches (figures 3.25 et 3.26), or ce n'est pas le cas ici. Cependant, l'éthanol est plus compressible et plus évaporable que l'eau. De plus, les microfissures dues au séchage dans la zone externe de l'éprouvette peuvent faciliter ses mouvements et limiter les surpressions interstitielles. Notons par ailleurs que l'interaction éthanol/matrice est très faible par rapport à celle eau/matrice (figure 3.16), d'où une perméabilité plus importante à l'éthanol. Il en résulte qu'une partie de l'effet poromécanique pourrait être masquée par ces phénomènes.

La comparaison de l'évolution du coefficient de Poisson de l'éprouvette re-saturée à l'éthanol vis-à-vis de celle des éprouvettes préalablement séchées et de celle des éprouvettes protégées de la dessiccation est présentée sur la figure 3.34 en fonction de la contrainte atteinte à chaque cycle de chargement-déchargement. L'évolution du coefficient de Poisson de l'éprouvette re-saturée à l'éthanol est en parfaite concordance, à la fois quantitativement et en variation, avec celle des éprouvettes sèches. L'éprouvette re-saturée à l'éthanol rompt cependant à une contrainte de 54 MPa, valeur très proche de la contrainte de rupture des éprouvettes saturées en eau (50 MPa, figures 3.20 et 3.22). La contrainte à la rupture d'une deuxième éprouvette

re-saturée à l'éthanol, et non munie de jauges, donc légèrement « plus » re-saturée que l'éprouvette instrumentée, fut de 48 MPa.

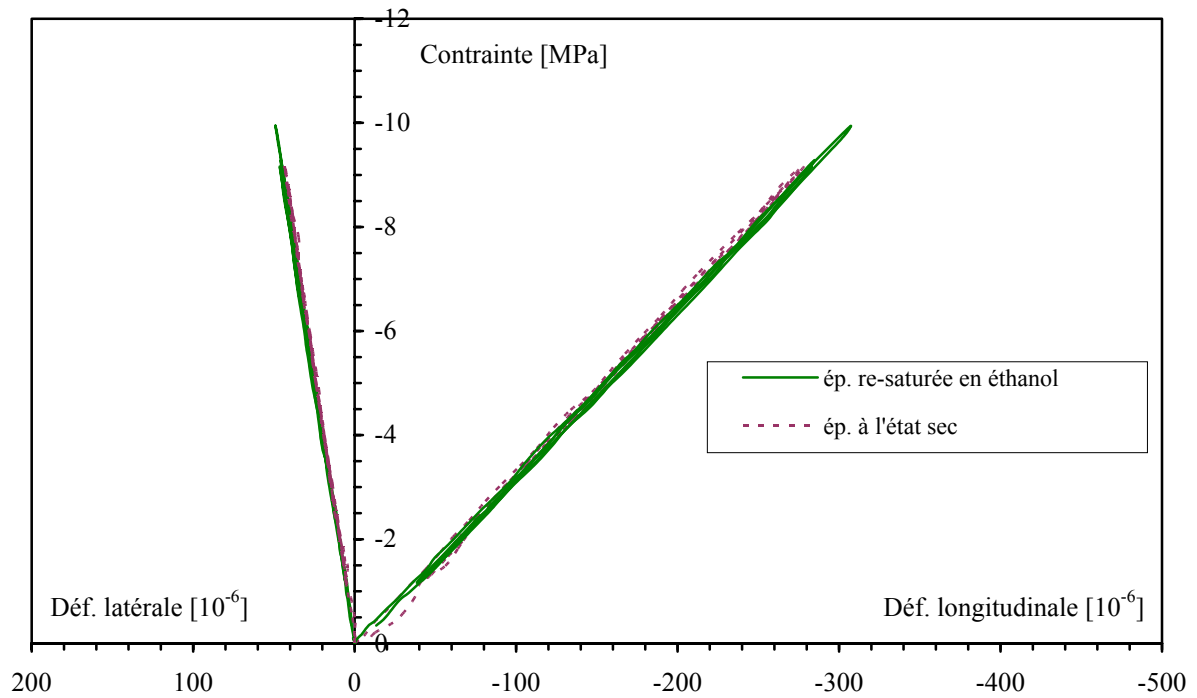


Figure 3.33 : Réponse de la moyenne des jauges longitudinales et latérales d'une seule éprouvette comprimée à l'état sec et à l'état re-saturé à l'éthanol.

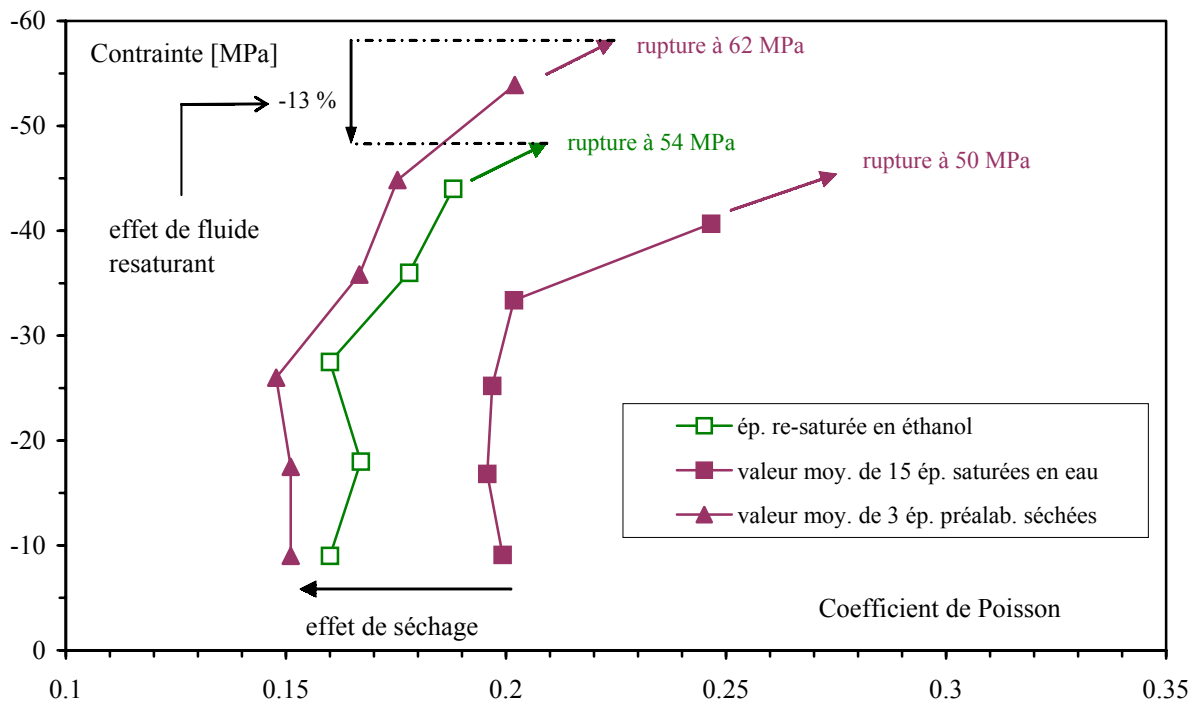


Figure 3.34 : Comparaison de l'évolution du coefficient de Poisson de l'éprouvette re-saturée en éthanol avec les évolutions des éprouvettes saturées en eau et séchées.

Il apparaît ainsi que, même si les coefficients élastiques et leurs évolutions ne semblent pas être influencés par la re-saturation à l'éthanol, la résistance à la rupture est en revanche très influencée : elle diminue d'environ 13 % par rapport aux éprouvettes à l'état sec. Ceci confirme de nouveau le rôle joué par le fluide interstitiel dans le processus de rupture (voir aussi 3.2.4.3). De plus, il s'agirait d'un effet de surpressions interstitielles locales capables d'être le moteur de la microfissuration, plutôt que d'un effet global du couplage fluide – squelette (dans ce dernier cas, on aurait dû constater une variation des coefficients élastiques). A cela, d'autres phénomènes peuvent s'ajouter, tels que la diminution de l'effet de succion générée lors du séchage et un effet lubrificateur. Ainsi, la rupture est atteinte pour une contrainte de compression plus faible. Toutefois, il faut également effectuer des essais de compression triaxiale hydrostatique et déviatorique, en prenant en compte différents rapports E/C avec un fluide inerte dont la taille des molécules s'approche le plus possible de celle des molécules d'eau, afin de mieux cerner l'influence de la saturation.

Cependant, l'étude de ces éprouvettes re-saturées à l'éthanol montre, encore une fois, le rôle de la dessiccation sur l'évaluation des paramètres poromécaniques d'un matériau à matrice cimentaire. Il faut donc prendre toutes les précautions nécessaires afin que cette évaluation ne soit pas entachée d'erreurs provenant de la création de microfissures d'origine hydrique.

Rappelons qu'une diminution de la résistance par re-saturation à l'éthanol est également mesurée par Mills [Mills 60] qui constate que la valeur de cette résistance reste légèrement supérieure (4 %) à celle des éprouvettes ne subissant pas de séchage. Ceci est dû à une re-saturation incomplète à l'éthanol et aux faibles liaisons que ce liquide a avec les matériaux cimentaires. Dans notre cas, cette légère supériorité est de 2 %. Lorsque le fluide de resaturation utilisé est de l'eau, on constate que la valeur de la résistance tombe en dessous de celle des éprouvettes n'ayant pas subi de séchage [Walker 57, Mills 60, Okajima 80], ce qui traduit l'effet de la microfissuration induite. Ainsi, en toute logique, la re-saturation à l'eau de nos éprouvettes préalablement séchées conduirait à une décroissance plus importante de la résistance uniaxiale et du module d'Young, et à une augmentation du coefficient de Poisson.

### **3.2.6 Compression triaxiale hydrostatique du mortier05**

#### **3.2.6.1 Evolution des déformations volumiques pour une pression hydrostatique de 15 MPa**

Nous nous sommes intéressés à l'évolution des déformations volumiques, en fonction du séchage, en phase hydrostatique (15 MPa) des essais triaxiaux. Auparavant, nous avons vérifié l'évolution de l'isotropie du matériau en fonction de la dessiccation. La figure 3.35 montre la réponse d'une éprouvette en dessiccation et d'une éprouvette préalablement séchée du mortier05, chacune ayant 4 jauges sur leur surface latérale (2 longitudinales et 2 latérales). Cette figure illustre que l'isotropie, au moins transversalement, est conservée après la microfissuration induite par le séchage : la microfissuration obtenue après endommagement hydrique est bien distribuée et peu orientée sur la surface latérale des éprouvettes, du fait que les gradients hydriques sont perpendiculaires aux directions de mesure. Elle montre de plus que le comportement du mortier dans cette phase hydrostatique est élastique. Par ailleurs, on peut admettre, en première approche, qu'aussi bien les éprouvettes en dessiccation que celles préalablement séchées restent isotropes. Les déformations volumiques ainsi obtenues en fin de chargement hydrostatique sont portées sur la figure 3.36 en fonction de la perte en poids des éprouvettes cylindriques. Pour une même pression hydrostatique, la déformation volumique augmente d'environ 15 % en partant des valeurs obtenues pour les éprouvettes protégées de la dessiccation pour atteindre celles des éprouvettes séchées jusqu'à poids constant. Cette augmentation peut être attribuée, d'une part, à l'effet de contrainte effective – i.e. la transition d'un comportement non drainé à un comportement drainé- et, d'autre part, à la re-fermeture des microfissures d'origine hydrique qui conduisent à une plus grande compressibilité du matériau. On note que, de manière analogue au module d'Young ou au coefficient de Poisson, la déformation volumique présente un palier pour de faibles pertes en poids, puis une augmentation progressive à partir de 3 % de perte en poids ; ceci confirme le rôle prépondérant de la microfissuration d'origine hydrique (à partir d'un seuil de perte en poids) sur le comportement mécanique multiaxial du mortier05.



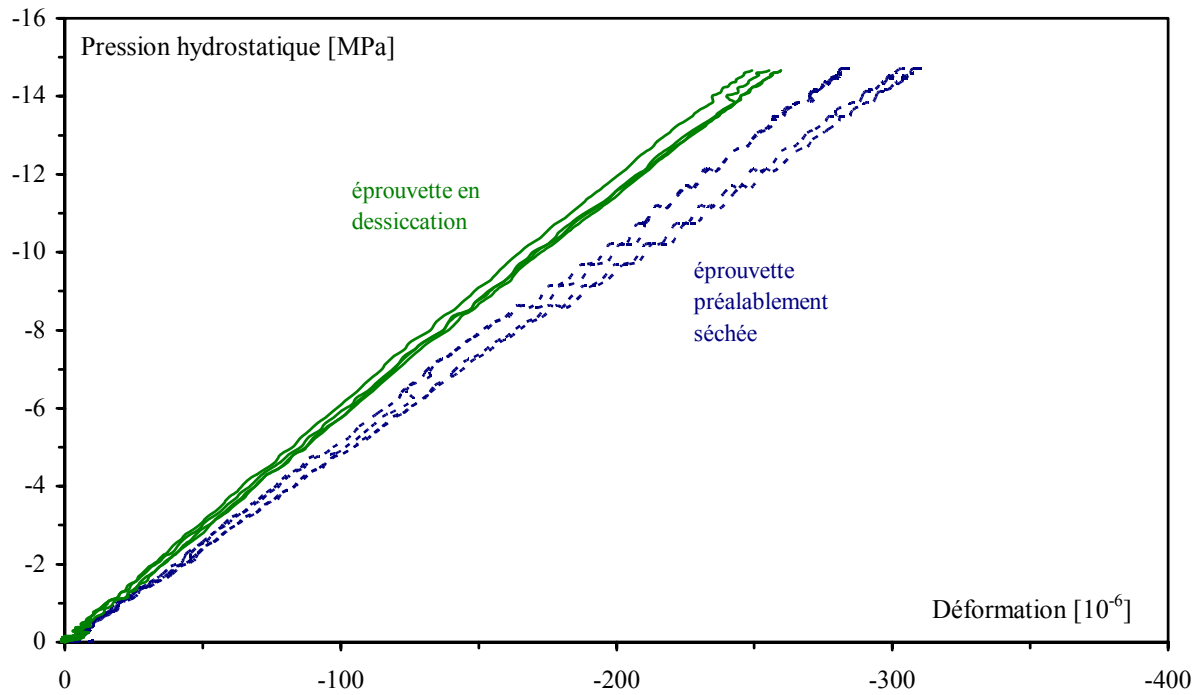


Figure 3.35 : Essai hydrostatique sur deux éprouvettes de mortier05 munies de 2 jauges longitudinales et 2 jauges latérales : une éprouvette en dessiccation depuis 71 jours et une autre préalablement séchée jusqu'à poids constant.

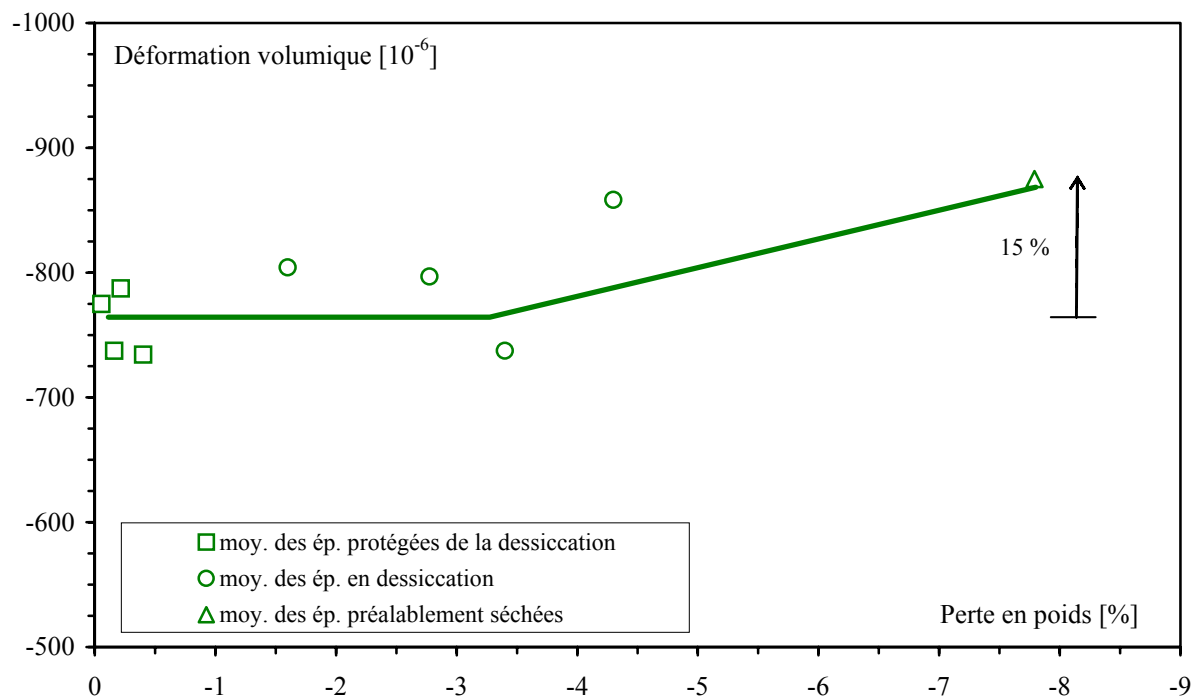


Figure 3.36 : Evolution des déformations volumiques à 15 MPa de confinement en fonction de la perte en poids du mortier05.

### 3.2.6.2 Evolution du coefficient d'incompressibilité

La variation du coefficient d'incompressibilité obtenu par des essais hydrostatiques (essais directs) et celle que l'on peut calculer à partir des coefficients élastiques initiaux des essais de compression uniaxiale et triaxiale (essais indirects) sont comparées sur la figure 3.37 en fonction de la perte en poids, pour le mortier05. Cette figure montre que l'évolution du module d'incompressibilité obtenu par différentes méthodes est très similaire : on retrouve le palier constant jusqu'à la perte en poids de 3 % environ, suivi de la décroissance progressive. L'endommagement d'origine hydrique induit donc une microfissuration au sein du matériau, conduisant à une réduction des propriétés élastiques multiaxiales du mortier étudié. De plus, cette figure illustre également la bonne qualité des résultats obtenus, en montrant que ceux-ci, même déduits par des méthodes différentes, conduisent aux mêmes évolutions, ce qui traduit la très bonne reproductibilité des résultats et leur généralisation possible.

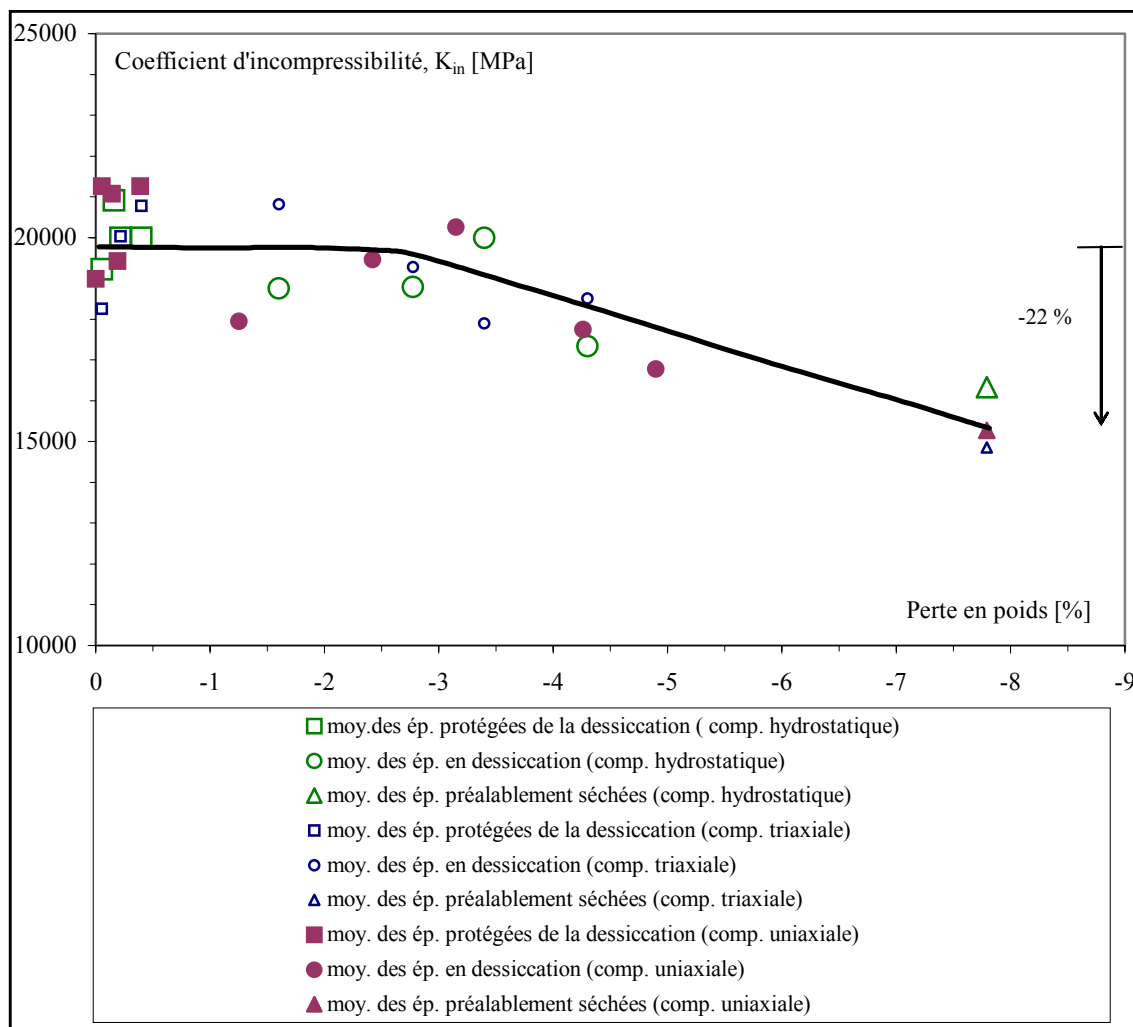


Figure 3.37 : Comparaison des coefficients d'incompressibilité moyens obtenus par des essais de compression hydrostatique, de compression uniaxiale et triaxiale sur le mortier05.

### 3.2.6.3 Compression hydrostatique à 60 MPa

Nous avons effectué, sur le mortier05, trois essais de compression hydrostatique supplémentaires en fonction de la perte en poids et avec cycles de chargement-déchargement dans le but d'étudier le comportement hydrostatique à fort confinement. Les trois essais hydrostatiques réalisés et présentés sur les figures 3.38, 3.39 et 3.40 donnent respectivement l'évolution des déformations volumiques moyennes en fonction de la contrainte hydrostatique d'une éprouvette saturée en eau, d'une autre en dessiccation jusqu'à une perte en poids de 4,3% et d'une dernière préalablement séchée. La pression de confinement, limitée à 60 MPa, ne permet d'observer qu'une partie du comportement élasto-plastique du mortier05 en compression hydrostatique. Des pressions hydrostatiques beaucoup plus élevées seraient nécessaires pour le caractériser complètement. Ces essais hydrostatiques confirment le rôle de la microfissuration d'origine hydrique. En effet, si on compare les déformations volumiques atteintes à 60 MPa, pour un comportement supposé linéaire, on constate une augmentation traduisant l'augmentation de l'endommagement due à la microfissuration. Cette déformation volumique est de l'ordre de  $2900 \cdot 10^{-6}$  pour l'éprouvette saturée alors qu'elle est de l'ordre de 3500 et de  $3600 \cdot 10^{-6}$  respectivement pour l'éprouvette en dessiccation et pour celle qui est séchée.

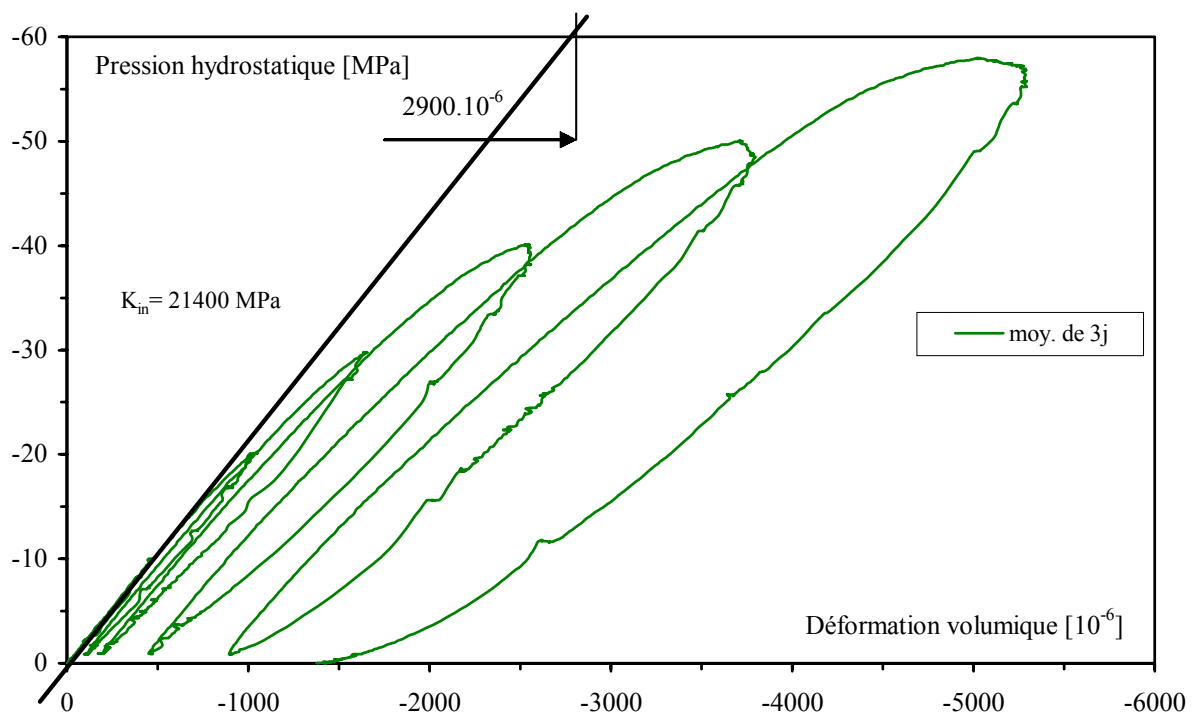


Figure 3.38 : Evolution des déformations volumiques en fonction de la contrainte hydrostatique d'une éprouvette protégée de la dessiccation du mortier05.

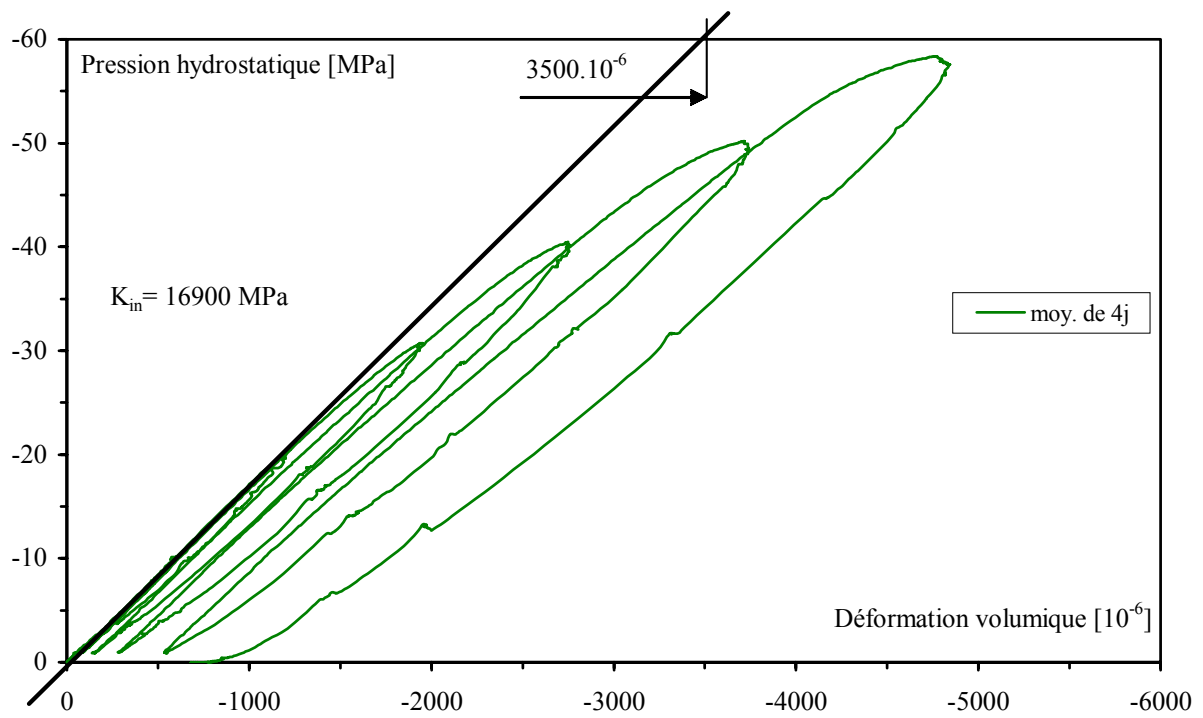


Figure 3.39 : Evolution des déformations volumiques en fonction de la contrainte hydrostatique d'une éprouvette en dessiccation du mortier05.

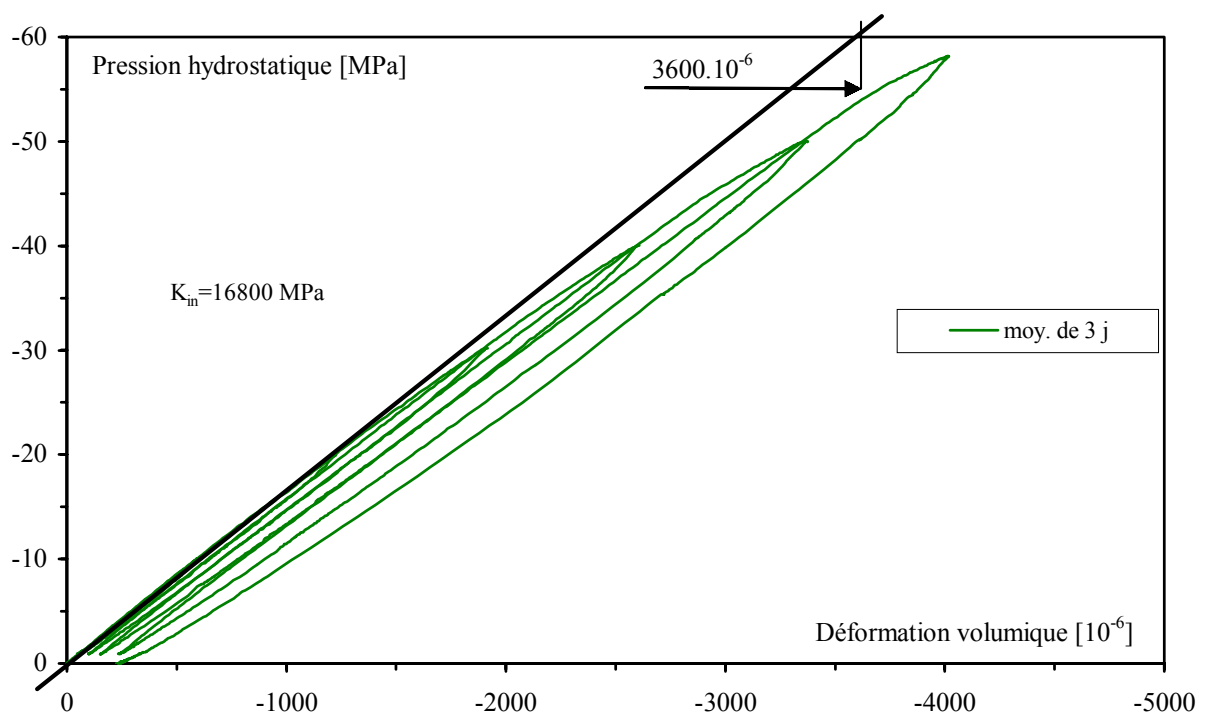


Figure 3.40 : Evolution des déformations volumiques en fonction de la contrainte hydrostatique d'une éprouvette préalablement séchée jusqu'à poids constant du mortier05.

De plus, plus l'éprouvette contient d'eau, plus son comportement est de type élasto-plastique (figure 3.38). Plus l'éprouvette est sèche, plus son comportement en compression hydrostatique est de type élastique endommageable avec un coefficient de compressibilité initial plus faible, et peu de déformation plastique (figures 3.39 et 3.40). Le comportement mécanique multiaxial passe donc d'un comportement élasto-plastique à un comportement élasto-plastique endommageable au cours du départ de l'eau [Yurtdas<sup>1</sup> 04]. Cette constatation a également été faite sur un béton en cours de dessiccation et sous sollicitation uniaxiale [Burlion 00, Burlion<sup>1</sup> 03]. Pour les éprouvettes saturées en eau (figure 3.38), l'eau contenue dans la porosité peut avoir plusieurs effets : le premier est un effet de contrainte effective, le second est lié à une diminution des frottements à l'intérieur du matériau conduisant à augmenter la plastification des éprouvettes saturées. Plus le départ d'eau sera important, moins le mécanisme de plastification sera actif. Ce phénomène est à prendre en compte dans une modélisation prédictive.

Par ailleurs, les trois essais hydrostatiques montrent que les boucles d'hystérésis, dues à la viscosité [Mazars 82] et au frottement interne [Ramtani 90] du matériau, dépendent de la quantité d'eau présente dans l'éprouvette : plus l'éprouvette sèche, plus l'ouverture des boucles est faible et moins les déformations plastiques sont importantes. Ceci provient du fait qu'avec le séchage, la quantité d'eau et donc ses mouvements dans la structure poreuse de la pâte de ciment diminuent [Mazars 82]. En outre, le mécanisme de frottement interne est moins facile quand l'eau est en défaut, ceci limite la dissipation par frottement. La diminution de l'ouverture des boucles d'hystérésis avec le séchage est également observée pour les essais de compression uniaxiale ou triaxiale. De plus, la ductilité du matériau diminue avec le séchage.

### **3.2.7 Evolution comparée des déformations volumiques et du coefficient d'incompressibilité du mortier08 et du mortier05**

Nous comparons, sur la figure 3.41, les réponses des jauges d'une éprouvette en dessiccation et d'une autre préalablement séchée du mortier08 dans la phase hydrostatique des essais déviatoires, comme nous l'avons effectué pour le mortier05. Cette figure montre que la microfissuration induite par le séchage sur la surface latérale est également diffuse et peu orientée pour le mortier08.

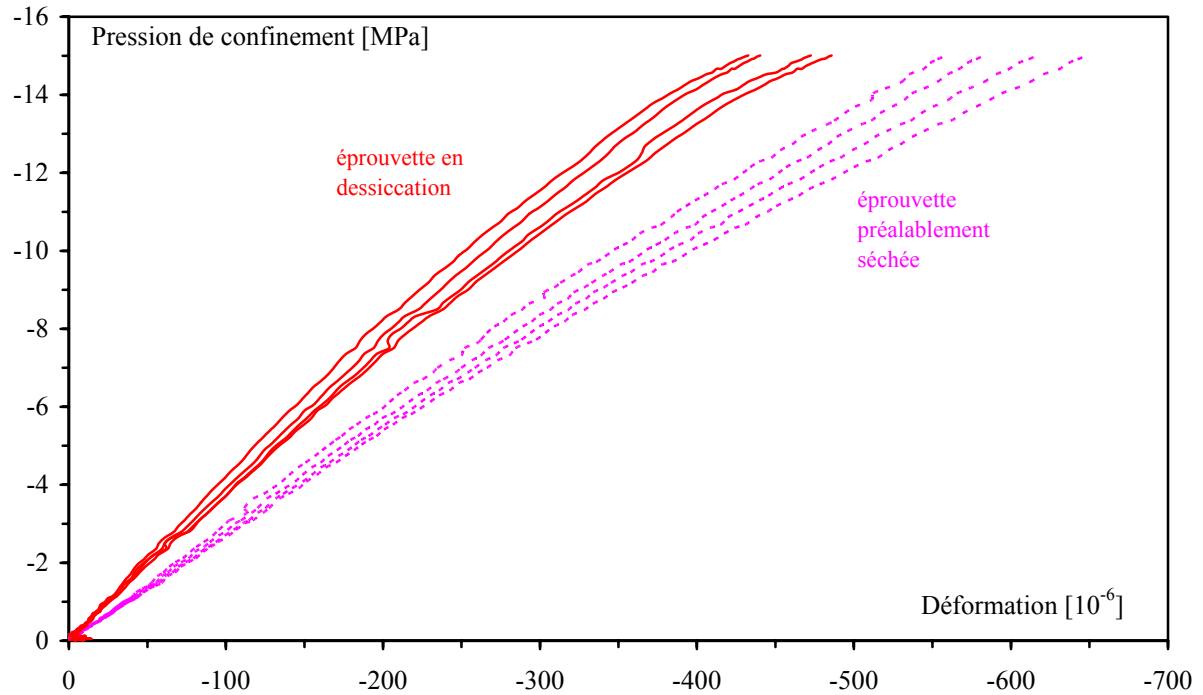


Figure 3.41 : Essai hydrostatique sur deux éprouvettes du mortier08 munies de 2 jauges longitudinales et 2 jauges latérales : une éprouvette en dessiccation depuis 16 jours et une préalablement séchée.

Cependant, le comportement du mortier08 dans cette phase hydrostatique est élasto-plastique contrairement au comportement du mortier05 pour lequel le comportement reste élastique. Ceci est illustré sur la figure 3.42 où sont portées l'évolution des déformations volumiques d'une éprouvette saturée en eau du mortier05 et l'évolution des déformations volumiques de l'éprouvette en dessiccation de la figure 3.41 en fonction de la contrainte hydrostatique. Le déchargement de l'éprouvette saturée du mortier05 conduit à une déformation résiduelle quasi nulle alors que l'éprouvette en dessiccation depuis 16 jours du mortier08, a une déformation résiduelle non négligeable. Cette déformation résiduelle sera, comme nous l'avons vu au paragraphe 3.2.6.3, d'autant plus importante que la teneur en eau de l'éprouvette sera élevée. La figure 3.42 montre, de plus, que l'ouverture des boucles d'hystérésis dépend du rapport  $E/C$  : plus ce rapport est élevé, plus l'ouverture des boucles est importante. Ceci est tout à fait logique, car l'augmentation du rapport  $E/C$  conduit à obtenir un matériau de résistance plus faible. Cette augmentation de l'ouverture des boucles d'hystérésis avec le rapport  $E/C$  est également constatée sur les essais de compression uniaxiale et triaxiale du mortier08.

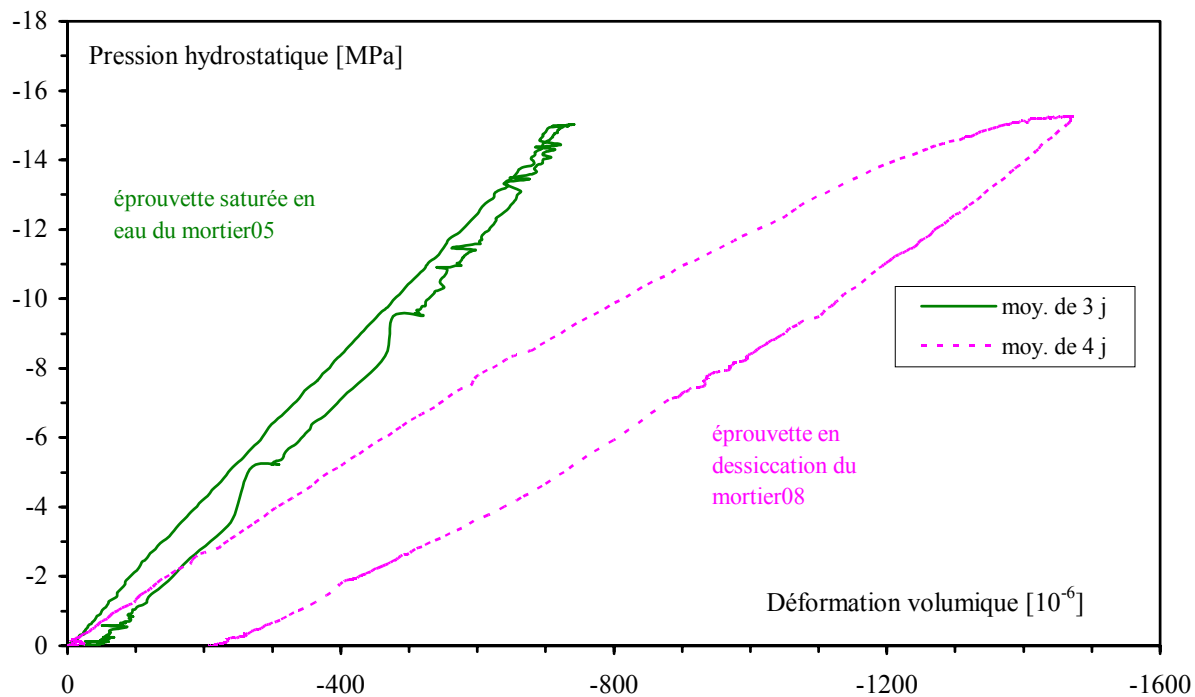


Figure 3.42 : Comparaison du comportement hydrostatique d'une éprouvette saturée en eau du mortier05 et d'une éprouvette en dessiccation depuis 16 jours (de la figure 3.41) du mortier08.

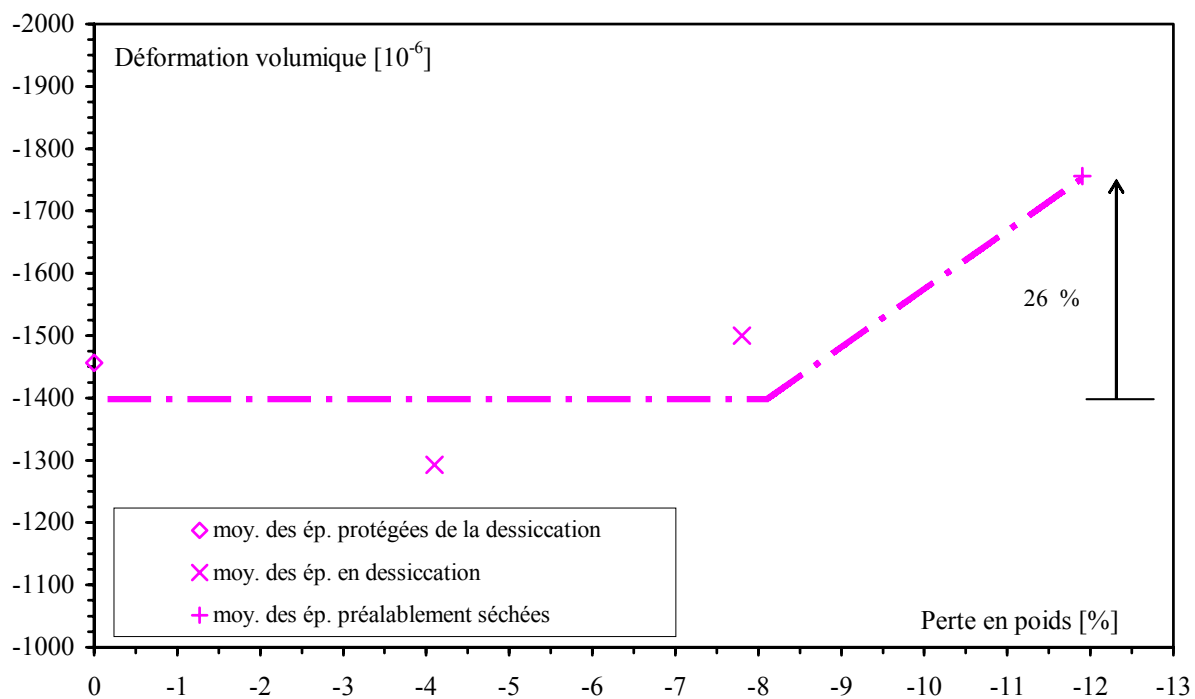


Figure 3.43 : Evolution des déformations volumiques en fonction de la perte en poids du mortier08.

Les figures 3.43 et 3.44 donnent respectivement l'évolution des déformations volumiques atteintes à 15 MPa de pression hydrostatique et celle du coefficient d'incompressibilité en fonction de la perte en poids du mortier08, à partir des essais directs (essais hydrostatiques) et indirects (essais de compression uniaxiale et triaxiale). Les remarques faites pour le mortier05 restent également valables pour le mortier08. Cependant, la dessiccation cause une augmentation plus importante des déformations volumiques pour le mortier08, ce qui peut être expliqué par une compaction plus importante de la porosité, alors que la diminution du coefficient d'incompressibilité des deux mortiers est proche.

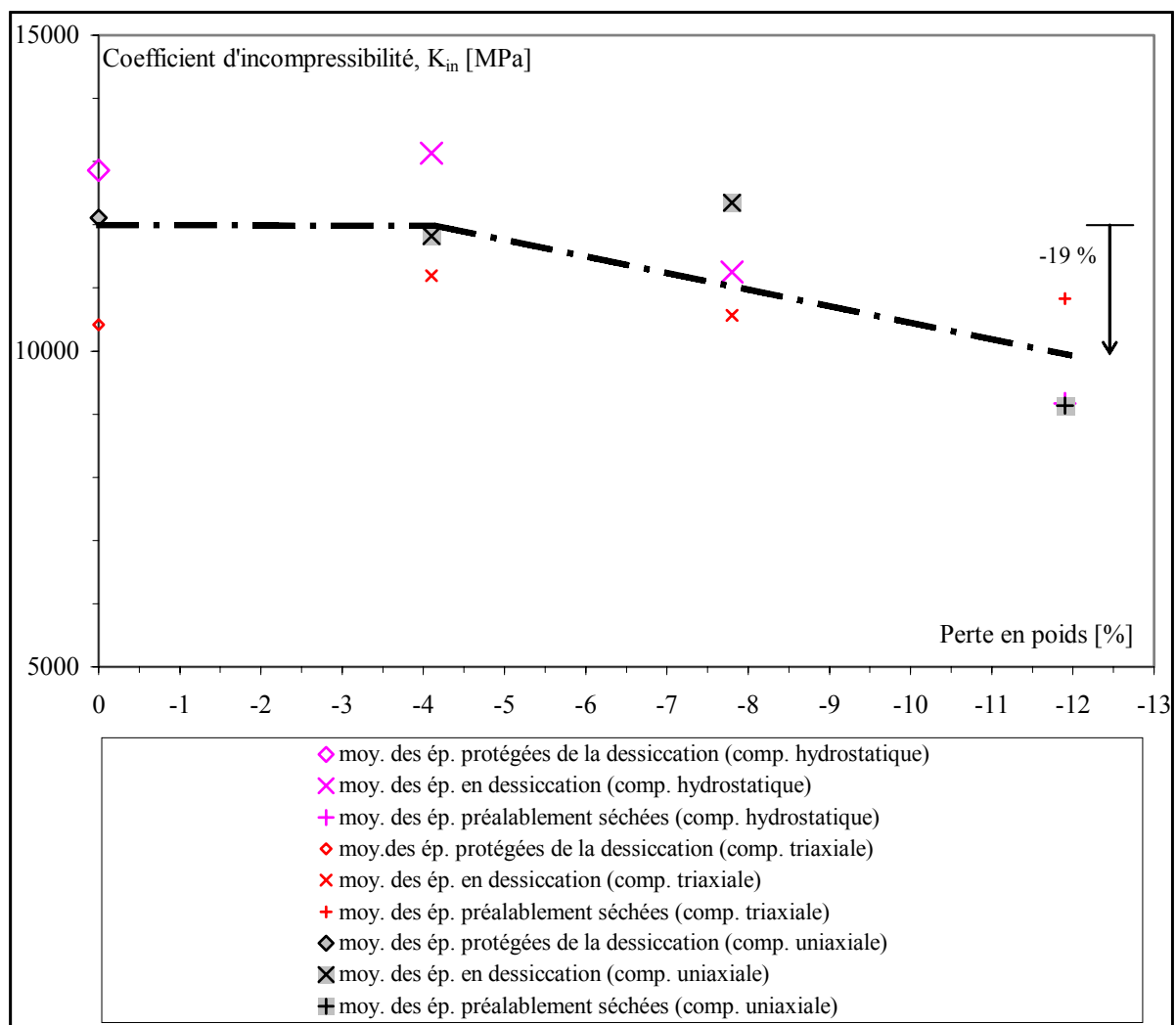


Figure 3.44 : Comparaison des coefficients d'incompressibilité moyens obtenus par des essais de compression hydrostatique, de compression uniaxiale et triaxiale sur le mortier08.



### 3.2.8 Influence du séchage sur les limites d'élasticité et de rupture

Comme nous l'avons vu tout au long de ce chapitre, la dessiccation agit sur les limites d'élasticité et de rupture des matériaux à matrice cimentaire. Elle influence donc les différents critères exprimés en limite d'élasticité ou en limite de rupture de ces matériaux. Pour l'illustrer, nous nous sommes servis du critère de Drucker-Prager [Drücker 52, Chen 85]. Par souci de simplicité, ce critère est également utilisé pour la surface de rupture, bien qu'il soit prévu pour la limite élastique. Ce critère est exprimé par la relation suivante :

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (3.7)$$

où,  $J_2$  est le deuxième invariant du tenseur déviatorique des contraintes et  $I_1$  est le premier invariant du tenseur des contraintes.  $\alpha$  et  $k$  sont les constantes de Drucker-Prager et sont liées respectivement au frottement interne et à la cohésion (résistance intrinsèque au cisaillement). En fait, ce critère n'est autre que le critère de von Mises modifié afin de prendre en considération l'effet de la contrainte moyenne (pression hydrostatique) sur la résistance au cisaillement. Il a montré sa robustesse dans la modélisation du comportement des géomatériaux, en particulier des bétons.

Nous avons déterminé les surfaces limites élastiques des deux mortiers à l'aide des courbes contrainte – coefficient de Poisson présentées sur les figures 3.30, 3.31 et 3.32. Le point à partir duquel le coefficient de Poisson commence à augmenter est considéré comme la limite élastique : au-delà de cette limite, des déformations irréversibles apparaissent. Cependant, comme précisé auparavant, le faible nombre de cycles de chargement-déchargement des essais de compression uniaxiale du mortier08 ne nous a pas permis de tracer la courbe contrainte- coefficient de Poisson. Nous avons déterminé la limite élastique de ces essais directement à l'aide de leur courbe contrainte - déformation. Un exemple en est donné sur la figure 3.45. Nous déterminons cette limite par la déviation de la réponse de la moyenne des jauges latérales, et non de celle des jauges longitudinales, afin de rester cohérents.

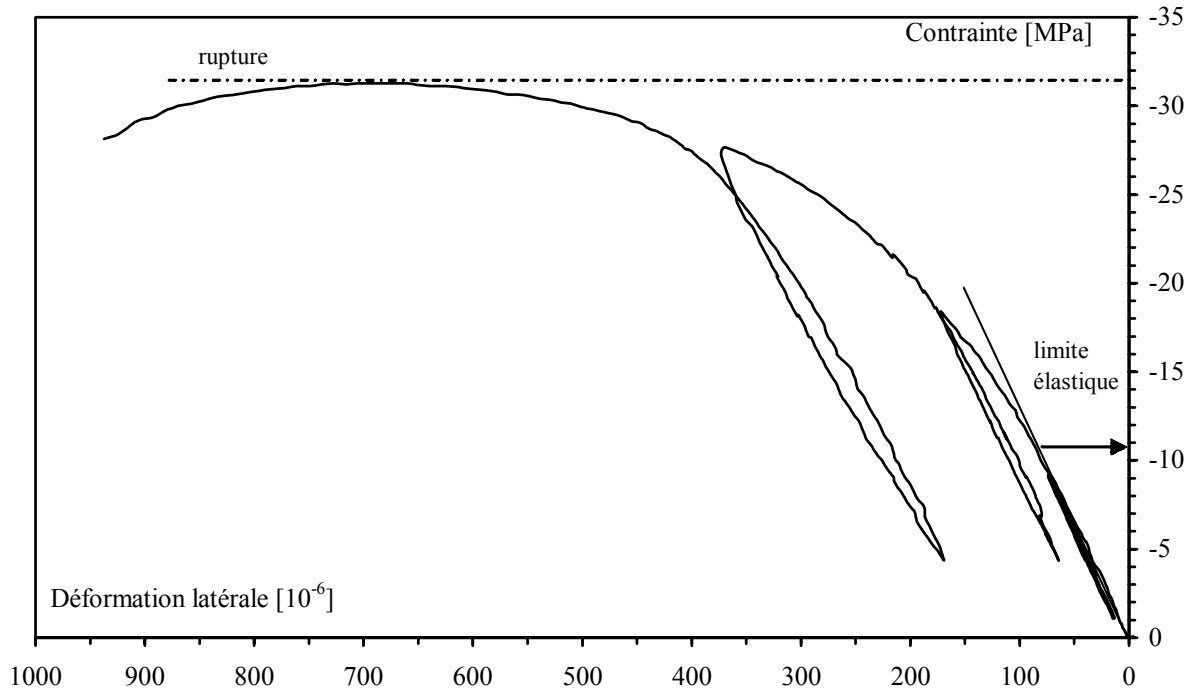


Figure 3.45 : Exemple de détermination de la limite élastique du mortier08 en compression uniaxiale.

Les figures 3.46 et 3.47 présentent, dans l'espace  $\sqrt{J_2} - I_1/3$ , respectivement les limites d'élasticité et de rupture du mortier05 et du mortier08 en fonction du mode de conservation. Pour les éprouvettes en dessiccation portées sur ces deux graphiques, une perte en poids de l'ordre de 4 à 5 % avait été mesurée. La nécessité de réaliser des essais avec plusieurs confinements afin d'interpréter de façon plus juste l'influence du séchage sur ces critères est évidente. Cependant, cela permet, dans une première approche, de constater l'influence de la dessiccation sur les limites d'élasticité et de rupture : le séchage et le rapport E/C font varier les constantes du matériau dont les valeurs calculées sont portées dans le tableau 3.6.

L'augmentation du rapport E/C provoque une translation des limites élastique et de rupture vers les faibles contraintes : la cohésion ( $k$ ) du matériau est diminuée par l'augmentation de la quantité d'eau, tandis que l'angle de frottement ( $\alpha$ ) semble sensiblement le même entre les deux mortiers, que ce soit à l'état saturé, en dessiccation ou à l'état sec (figures 3.46 et 3.47, tableau 3.6).

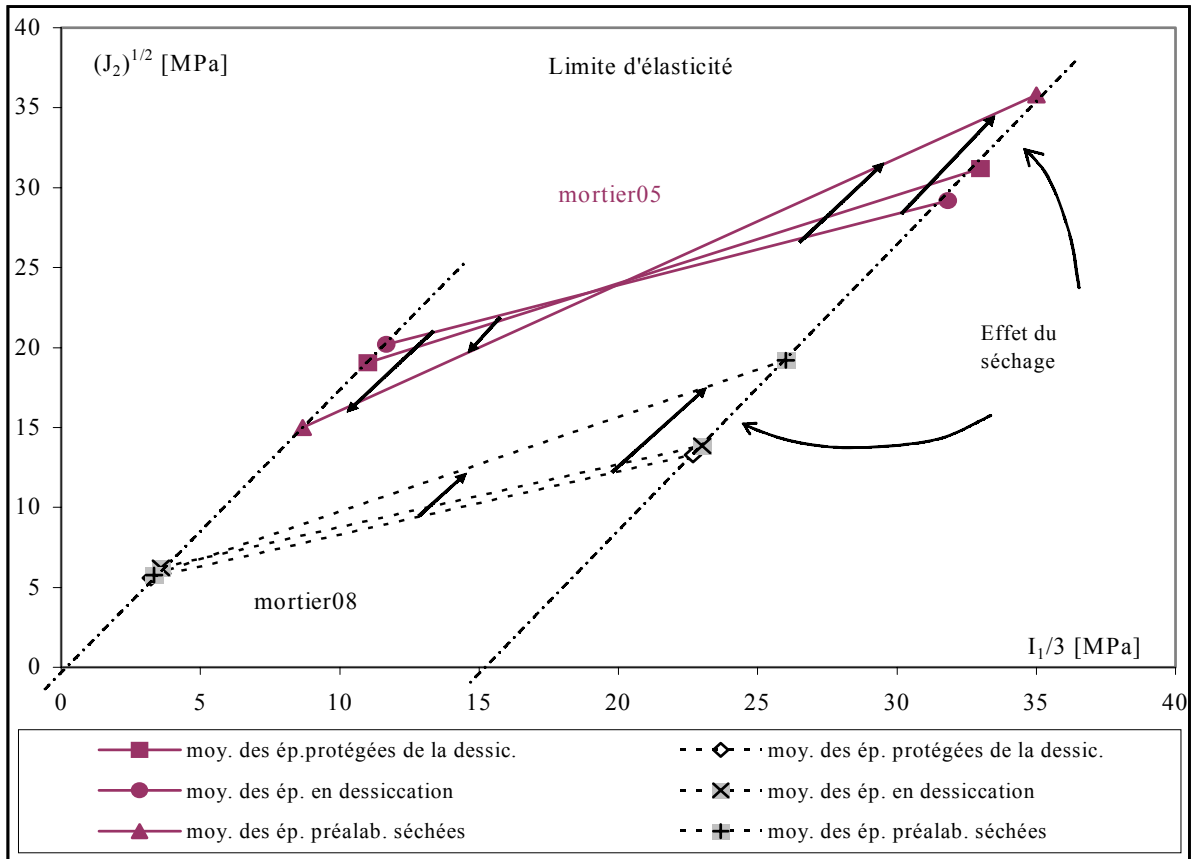


Figure 3.46 : Influence du séchage sur la limite d'élasticité.

Pour la limite d'élasticité (figure 3.46, tableau 3.6), on constate que le séchage provoque, pour les deux mortiers, une augmentation de l'angle de frottement traduisant la perte de ductilité des matériaux au cours du séchage. Par ailleurs, la cohésion diminue avec le séchage, de manière plus drastique dans le cas du mortier 05.

Pour la limite de rupture (figure 3.47, tableau 3.6), on constate de manière analogue à la limite d'élasticité que l'angle de frottement équivalent augmente avec le séchage, pour les deux mortiers. De plus, le séchage s'accompagne globalement d'un décalage de la surface de rupture vers les contraintes supérieures, ce qui montre comment les dépressions capillaires générées au cours du départ de l'eau libre influent sur le comportement à rupture.

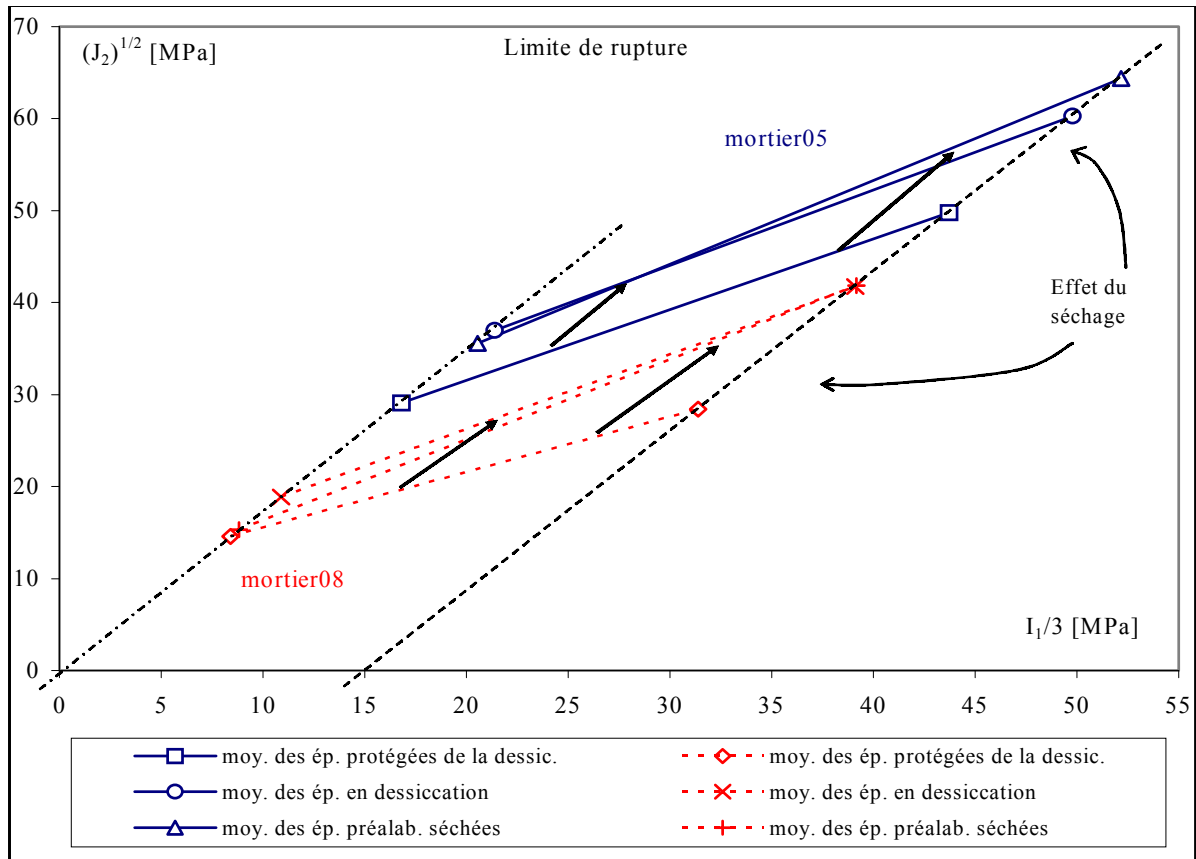


Figure 3.47 : Influence du séchage sur la limite de rupture.

Mortiers	Conservations	Limites	Constantes de Drucker-Prager	
			$k$ [MPa]	$\alpha$
05	protec. de la dessic.	élastique	12,99	0,18
	en dessic.		15,02	0,15
	préalablem. séchées		8,15	0,26
	protec. de la dessic.	de rupture	16,20	0,26
	en dessic.		19,46	0,27
	préalablem. séchées		16,88	0,30
08	protec. de la dessic.	élastique	4,31	0,13
	en dessic.		4,80	0,13
	préalablem. séchées		3,80	0,20
	protec. de dessic.	de rupture	9,49	0,20
	en dessic.		10,04	0,27
	préalablem. séchées		7,57	0,29

Tableau 3.6 : Valeurs des constantes de Drucker-Prager pour les limites élastiques et de rupture en fonction du mode de conservation et du rapport E/C.

### 3.3 Conclusions

La campagne expérimentale menée dans cette étude a permis de mettre en évidence l'influence du séchage sur le comportement mécanique multiaxial de deux mortiers représentatifs, pour l'un, d'un matériau cimentaire de bonne qualité (mortier05) et pour l'autre, d'un matériau cimentaire très ordinaire (mortier08). Dans une première partie, les résultats expérimentaux obtenus en terme de retrait de dessiccation, de fluage de dessiccation, de gonflement par re-saturation, de propriétés de transport ont été détaillés. Dans une seconde partie, les évolutions des caractéristiques mécaniques des mortiers au cours du séchage ont été mises en évidence.

La mesure du retrait de dessiccation, dans l'air ambiant contrôlé, par extensomètre (en surface) et déformètre (rapprochement des surfaces extrêmes) sur le mortier05 nous a permis de voir comment évolue la forme de la surface libre (où les contraintes sont nulles) proche des surfaces extrêmes de l'éprouvette qui est d'abord convexe puis concave. Cette constatation confirme l'évolution des contraintes générées par l'effet de structure dans la partie centrale de l'éprouvette : d'abord contrainte de traction en peau et de compression au cœur puis contrainte de traction au cœur et de compression en peau. Cependant, pour les éprouvettes séchées au four à 60 °C, la forme de la surface libre obtenue à l'aide des deux types de mesure reste toujours convexe et due sans doute à un séchage intense qui ne permettrait pas aux contraintes de traction générée au cœur d'inverser la forme de la surface libre. Comme on s'y attendait, les mesures par extensomètre sur éprouvettes prismatiques et cylindriques en dessiccation dans l'ambiance contrôlée ou dans le four ne révèlent pas d'effet d'échelle. Le retrait de dessiccation en ambiance contrôlée et le retrait total après séchage au four du mortier08 sont (logiquement) supérieurs à ceux du mortier05. Les résultats du retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids sont en parfaite concordance avec ceux de la littérature. Trois phases caractéristiques sont constatées : une première phase dite dormante où la perte en poids évolue sans retrait de dessiccation, du fait d'une microfissuration surfacique ; une deuxième phase où il existe une proportionnalité entre retrait de dessiccation et perte en poids du fait des dépressions capillaires (et peut-être aussi de la variation des pressions disjonctives) ; enfin, une troisième phase où, de nouveau, le retrait de dessiccation n'augmente plus significativement alors que la perte en poids se poursuit. Nous avons par ailleurs constaté que le passage vers cette troisième phase correspond à la diminution du module d'Young des mortiers sous l'effet de la dessiccation. Nous attribuons alors le fait de

l'absence d'un retrait non significatif de la troisième phase à la microfissuration d'origine hydrique qui vient contrebalancer l'augmentation du retrait de dessiccation. Le gonflement à l'eau des éprouvettes préalablement séchées du mortier05 s'avère, comme il était attendu, supérieur à son retrait total. Le gonflement dû à l'absorption d'éthanol reste très faible par rapport au gonflement à l'eau. Les essais de fluage et de recouvrance ont permis encore une fois de montrer le rôle primordial joué par l'eau interstitielle dans les mécanismes de déformations différés. Ainsi, lorsque les éprouvettes sont préalablement séchées, leur fluage propre est très faible, voire négligeable. Les essais de perméabilité à l'éthanol et à l'argon montrent que la perméabilité des éprouvettes séchées puis soumises au fluage augmente d'environ 40 %, alors que celle des éprouvettes d'abord en fluage de dessiccation puis séchées reste globalement inchangée par rapport à la perméabilité des éprouvettes séchées non fluées.

La dessiccation, en partant d'un état saturé pour rejoindre un état sec, influence considérablement le comportement mécanique à court terme. Pour le mortier05, la résistance uniaxiale augmente de 21 %, tandis que la résistance déviatorique augmente de 29 %, les résistances du matériau à l'état saturé n'ayant pas varié pendant la durée des essais. Pour le mortier08, la résistance à la compression uniaxiale augmente d'abord de 32 % pour revenir ensuite à sa valeur initiale, correspondant aux éprouvettes saturées, tandis que la résistance déviatorique augmente de 50 % avec ensuite une légère décroissance (de 6%). La nature de la pâte de ciment joue un rôle essentiel dans l'évolution des résistances au cours du séchage : si la pâte est de bonne qualité (mortier05), les résistances uniaxiale et triaxiale augmentent avec le séchage sous l'effet de la dépression capillaire et des gradients hydriques ; si la qualité de la pâte est faible, l'effet compétitif entre l'augmentation de la microfissuration d'origine hydrique et l'augmentation de dépression capillaire et des gradients hydriques bascule en faveur des effets de la microfissuration, qui devient alors le pilote du processus de rupture. Parallèlement, les propriétés élastiques se détériorent au cours du séchage : le module d'élasticité initial diminue de 15 % pour le mortier05 et de 18 % pour le mortier08. Le coefficient de Poisson du mortier05 diminue de 25 %. Par contre, aucune tendance nette n'est apparue pour l'évolution du coefficient de Poisson du mortier08. L'étude sur le mortier05 d'un effet poromécanique, ou plutôt de l'effet de saturation sur la décroissance des coefficients élastiques, montre que les coefficients élastiques initiaux ne semblent pas être affectés par cet effet. Des essais complémentaires seraient nécessaires pour une analyse plus détaillée de l'effet de saturation. Cependant, cet effet existe bien dans le processus de rupture.

Le fluide interstitiel utilisé dans cette étude était de l'éthanol dont l'interaction avec le matériau cimentaire a une intensité faible comme cela a été confirmé par la mesure du gonflement dû à son absorption. L'évolution de la déformation volumique atteinte après une compression hydrostatique de 15 MPa et du module d'incompressibilité des deux mortiers traduisent également l'endommagement hydrique généré par le séchage avant toute sollicitation mécanique. Notons que toutes ces notions telles que la résistance, le module d'Young, le coefficient de Poisson, la déformation volumique, l'incompressibilité, doivent être prises avec prudence, car hormis les deux cas limites (éprouvettes saturées et sèches), les éprouvettes subissent un séchage non-uniforme qui implique de les étudier comme des éprouvettes-structures. D'autres effets de la dessiccation ont été révélés : le matériau passe d'un comportement élasto-plastique à un comportement élasto-plastique endommageable au cours du séchage, et devient moins ductile avec le séchage. Par ailleurs, l'ouverture des boucles d'hystérésis diminue avec le séchage et la diminution du rapport E/C, traduisant ainsi la diminution du rôle de l'eau sur le comportement mécanique. La dessiccation et le rapport E/C influencent les limites d'élasticité et de rupture. Il est alors important que le modélisateur prenne en compte le couplage du comportement mécanique, du séchage et du retrait de dessiccation en liaison avec le rapport E/C, afin d'obtenir une modélisation prédictive fiable. Par ailleurs, le fait d'avoir constaté que la chute des modules d'Young initiaux des deux mortiers coïncide avec le passage de la deuxième à la troisième phase du retrait de dessiccation, tracé en fonction de la perte en poids, suscite la question suivante : pouvons-nous expliquer une partie de l'effet de Pickett en fluage de dessiccation par la diminution des caractéristiques élastiques du matériau ? Cette question requiert de plus amples investigations.

### Quelques points marquants...

L'objectif premier de ce travail expérimental était d'évaluer, par une étude transversale, l'effet du séchage sur le comportement mécanique de deux mortiers de maturité élevée. Nous avons donc réalisé une campagne expérimentale comprenant plusieurs dizaines d'essais. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- pour les déformations différées :
  - le retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids des mortiers présente les 3 phases caractéristiques : nous attribuons la dernière phase à l'effet de microfissuration induite par le séchage qui conduit à contrebalancer les déformations de retrait,
  - la perméabilité d'éprouvettes préalablement séchées puis sollicitées en fluage augmente de 40 %, traduisant une augmentation de la microfissuration par le fluage,
  - la perméabilité des éprouvettes en fluage de dessiccation puis séchées pour la mesure reste très semblable à celle mesurée sur éprouvettes séchées avant chargement,
- pour le couplage séchage – comportement mécanique :
  - pour le mortier de  $E/C = 0,5$ , au cours du séchage
    - la résistance uniaxiale augmente de 21 %,
    - la résistance déviatorique ( $P_c = 15$  MPa) augmente de 29 %,
    - le module d'élasticité initial décroît de 15 %,
    - le coefficient de Poisson initial décroît de 25 %,
    - la déformation volumique sous chargement hydrostatique de 15 MPa augmente de 15 %.
  - pour le mortier de  $E/C = 0,8$ , au cours du séchage
    - la résistance uniaxiale augmente de 32 % pour 4 à 8 % de perte en poids, puis décroît de nouveau de 32 %,
    - la résistance déviatorique ( $P_c = 15$  MPa) augmente de 50 %, puis diminue légèrement après 8 % de perte en eau,
    - le module d'élasticité initial chute de 18 %,
    - aucune variation notable du coefficient de Poisson n'est observée,
    - la déformation volumique sous chargement hydrostatique de 15 MPa augmente de 26 %.
- pour l'étude de l'effet poromécanique par comparaison du comportement d'éprouvettes séchées et d'éprouvettes préalablement séchées puis re-saturées à l'éthanol :
  - l'effet de saturation ne semble pas avoir d'influence sur la diminution des propriétés élastiques du matériau,
  - l'effet de saturation sur la diminution de la résistance a été confirmé.



## **Conclusions générales et perspectives**

Ce travail de thèse avait pour but principal d'étudier les effets de la dessiccation des matériaux à matrice cimentaire sur le comportement mécanique. Un mortier de rapport  $E/C=0,5$  et un deuxième mortier de rapport  $E/C=0,8$  ont été volontairement choisis pour mener cette étude. Par ailleurs, l'analyse bibliographique nous a conduit à adopter une cure humide de 6 mois avant de débiter la campagne expérimentale. Ces deux mortiers, de constituants de nature identique, ont été alors conservés pendant 6 mois dans une eau à une température de  $20 \pm 1^\circ\text{C}$  et saturée en chaux. La campagne expérimentale a été menée en fonction du mode de conservation et des paramètres aptes à caractériser l'influence de la dessiccation. Les trois modes de conservation étaient les suivants : protection contre la dessiccation par des couches d'aluminium autocollant des éprouvettes saturées en eau, mise en dessiccation des éprouvettes saturées dans une ambiance d'air contrôlé (d'humidité relative =  $45 \pm 5 \%$  et de température =  $21 \pm 1^\circ\text{C}$ ) et enfin protection contre la dessiccation par des couches d'aluminium autocollant d'éprouvettes préalablement séchées à  $60^\circ\text{C}$  jusqu'à poids constant. Le séchage à  $60^\circ\text{C}$  jusqu'à poids constant correspond à  $10 \%$  d'humidité relative. Ces trois types de conservation nous ont donc permis d'évaluer l'influence de la dessiccation sur les deux mortiers pour une large gamme d'humidité relative.

La variation du retrait de dessiccation en fonction de la perte en poids montre trois phases caractéristiques pour les deux mortiers : une première phase dormante correspondant à une perte en poids sans retrait significatif et due à l'évaporation surfacique de l'eau induisant une microfissuration surfacique ; une deuxième phase où le retrait de dessiccation augmente linéairement en fonction de la perte en poids du fait des dépressions capillaires (et peut-être également de la variation des pressions disjonctives) ; enfin, une troisième phase où, de nouveau, une perte en poids sans retrait de dessiccation significatif est constatée. Nous avons remarqué que le début de cette troisième phase coïncide avec le début d'une décroissance du module d'Young obtenue sur des essais de compression multiaxiale. Sachant que la diminution du module est liée à la microfissuration induite par dessiccation, nous pensons alors que cette troisième phase est engendrée par la microfissuration d'origine hydrique qui contrebalance l'augmentation du retrait de dessiccation. Par ailleurs, la comparaison de l'évolution des retraits des éprouvettes en dessiccation dans l'air ambiant contrôlé et celle des éprouvettes séchées au four montre naturellement que l'augmentation du rapport  $E/C$  et la diminution du volume de granulats ont pour conséquence un accroissement du retrait et de sa cinétique : la quantité d'eau évaporable est augmentée et l'empêchement du retrait dû à la quantité des granulats en présence est diminué. De plus, pour les deux mortiers, le passage des

phases a lieu pour une même perte en poids relative (définie par rapport à la perte en poids des éprouvettes préalablement séchées à 60 °C jusqu'à poids constant).

Les essais de fluage propre et de dessiccation montrent clairement que les mécanismes mis en jeu dans les déformations macroscopiques mesurées dépendent de la présence ou non d'eau interstitielle : plus l'éprouvette contient d'eau, plus son fluage propre est important. La mise en fluage de dessiccation conduit à mesurer une déformation supérieure au fluage propre. Par ailleurs, l'existence d'une coïncidence entre la diminution du module d'Young et la troisième phase du retrait de dessiccation pourrait également expliquer une part de ce fluage de dessiccation. Des investigations ultérieures devraient permettre de répondre à cette constatation. L'influence de la microfissuration induite par la dessiccation et le fluage est étudiée au moyen de mesures de perméabilité à l'éthanol et à l'argon, effectuées après avoir séché les éprouvettes. Les résultats montrent que la perméabilité des éprouvettes d'abord en fluage de dessiccation puis séchées n'évolue pas, alors que celle des éprouvettes préalablement séchées et ensuite soumises au fluage augmente par rapport aux éprouvettes séchées non fluées. L'augmentation de la perméabilité s'explique par la microfissuration supplémentaire induite par l'application d'un chargement mécanique. Quant à la non-évolution de la perméabilité des éprouvettes d'abord en fluage de dessiccation puis séchées, elle montre simplement que la microfissuration ouverte et connectée induite par le fluage reste inférieure à celle uniquement induite par le séchage dans le four.

Les essais mécaniques tels que compression uniaxiale, compression triaxiale déviatorique et hydrostatique ont permis de comprendre comment la dessiccation influence le comportement mécanique et comment ce comportement mécanique évolue en fonction du rapport E/C. Nous avons pu ainsi répondre, du moins en partie, à certaines questions soulevées à partir des données de la littérature. Les résistances uniaxiale et triaxiale déviatorique de mortier05 augmentent avec la dessiccation. Cette augmentation est plus importante dans le cas des essais déviatoriques. L'évolution des résistances uniaxiales et triaxiales du mortier08 diffère de celle du mortier05 : elle augmente d'abord et diminue ensuite. Cette diminution est moins importante pour les essais de compression triaxiale.

La différence d'évolution d'un mortier à l'autre est à relier à la nature du liant. Rappelons d'abord les différents phénomènes ayant lieu lors de la dessiccation : la dessiccation conduit à l'apparition d'une dépression capillaire (notons qu'il peut y avoir également une diminution

des pressions de disjonction) et des gradients hydriques. Il semble bien que l'effet généré par variation de l'énergie superficielle reste secondaire car, par exemple, la résistance uniaxiale des éprouvettes du mortier05 en dessiccation à une humidité relative de 45 % atteint la même valeur que celle des éprouvettes préalablement séchées au four. Les gradients hydriques et les granulats conduisent en même temps à une microfissuration par dépassement de la résistance à la traction. Il y a donc une compétition entre la rigidification et la microfissuration induite par la dessiccation. Par ailleurs, du fait de cette dessiccation non-uniforme qui implique des contraintes générées non-uniformes dans le volume, les paramètres caractéristiques obtenus seront apparents. Le paramètre régulateur de cette compétition dans le cas de nos essais est la nature de la pâte de ciment : lorsque la pâte est de bonne qualité (mortier05), les résistances uniaxiale et triaxiale augmentent avec le séchage ; lorsque cette qualité est faible (mortier08), l'effet de la microfissuration induite devient le mécanisme prépondérant qui régit le processus de rupture.

Par ailleurs, l'augmentation plus importante de la résistance triaxiale par rapport à la résistance uniaxiale du mortier05 en fonction de la dessiccation est due à des effets distincts. D'une part, les surpressions interstitielles, dont l'effet évolue en fonction de la quantité d'eau présente dans l'éprouvette, sont plus importantes en compression triaxiale qu'uniaxiale : la sollicitation triaxiale conduit plus rapidement à un excès de résistance à la traction de l'éprouvette, donc à sa rupture. D'autre part, l'effet de la microfissuration hydrique induite est retardé par la présence du confinement. De plus, la précontrainte due à la succion est plus mobilisée en sollicitation triaxiale. Ces différents effets régissent également l'augmentation plus importante de la résistance triaxiale du mortier08 par comparaison avec sa résistance uniaxiale avant que l'effet de la microfissuration induite par dessiccation devienne le mécanisme prépondérant. Ils expliqueraient, de plus, l'amplification des résistances avec l'augmentation du rapport E/C en fonction de la dessiccation.

De même que les résistances, les paramètres élastiques évoluent en fonction de la dessiccation et du rapport E/C. Dans le cas du mortier05, à la suite d'une période où le module d'Young et le coefficient de Poisson ne varient pas en fonction de la perte en poids, ces coefficients diminuent pour tendre vers les valeurs des éprouvettes préalablement séchées. Une tendance similaire est également obtenue dans le cas du module d'Young du mortier08 alors qu'aucune variation nette n'est constatée pour le coefficient de Poisson. Des essais complémentaires seraient nécessaires pour étudier de plus près l'évolution en fonction de la dessiccation du

coefficient de Poisson du mortier<sup>08</sup>. La décroissance du module d'Young est d'autant plus importante que le rapport E/C est élevé du fait de la faible qualité de la pâte de ciment. Les coefficients élastiques commencent à diminuer une fois que la microfissuration induite, après un départ d'eau important, devient prépondérante par rapport à la rigidification due aux gradients hydriques et à la dépression capillaire. Une première étude effectuée pour vérifier si, en plus de l'effet de la microfissuration induite, il ne peut y avoir un effet poromécanique sur l'évolution des coefficients élastiques, montre que cet effet semble inexistant. Cependant, ceci reste à confirmer ou infirmer par des essais complémentaires. Par contre, cet effet induisant des surpressions locales joue bien un rôle, comme il a été aussi observé par le suivi de l'évolution de la relation contrainte appliquée - coefficient de Poisson en fonction de la dessiccation, sur le processus de rupture. La présence du fluide est également à l'origine d'un effet lubrifiant, et, dépendant de sa nature, d'une diminution des forces de cohésion par interaction matrice/fluide. De même que pour les paramètres élastiques, la mesure des déformations volumiques en fonction de la dessiccation dans la phase de compression hydrostatique traduit également l'endommagement induit avant toute application d'un chargement mécanique. Par ailleurs, cet endommagement volumique est plus important pour le mortier<sup>08</sup> à 15 MPa de confinement.

Les essais de compression uniaxiale, triaxiale déviatorique et hydrostatique des deux mortiers montrent par ailleurs que le comportement des mortiers passe d'un comportement élasto-plastique à un comportement élasto-plastique endommageable avec le séchage, confirmant ainsi le rôle joué par l'eau interstitielle et la microfissuration induite au cours du départ de celle-ci. La dessiccation est pour un affaiblissement de l'effet de saturation sur la réponse mécanique, une diminution de la plastification due à l'augmentation du frottement interne et une augmentation de l'endommagement induit par microfissuration. Les boucles d'hystérésis dues à la viscosité et au frottement interne du matériau évoluent également en fonction de la dessiccation. Le départ d'eau évaporable et la décroissance du rapport E/C diminuent l'ouverture des boucles hystérésis. Ces deux paramètres influencent naturellement les limites élastique et de rupture : on constate que le séchage et la diminution du rapport E/C induisent globalement une translation des surfaces limites vers des contraintes plus élevées. Ainsi, pour une modélisation prédictive fiable, le modélisateur doit prendre en compte l'influence, sur les surfaces limites, de la dessiccation et du rapport E/C.

Différentes perspectives sont à envisager pour affiner les résultats obtenus et mieux cerner les effets de la dessiccation.

On pourra vérifier l'évolution du coefficient de Poisson du mortier<sup>08</sup> et l'effet poromécanique sur les coefficients élastiques. Pour ce dernier, des essais de compression triaxiale hydrostatique et déviatorique permettront de mieux comprendre les phénomènes impliqués en suivant en continu la surpression générée en fonction du chargement appliqué. La prise en compte du rapport E/C permettra de quantifier l'effet de ce rapport sur la surpression générée. De plus, en effectuant la saturation sous contrainte de confinement, il n'y aura pas de perte de fluide interstitiel, inévitable lors de l'instrumentation de l'éprouvette.

L'étude du comportement différé du mortier<sup>08</sup> et une étude complète du couplage comportement mécanique -dessiccation et retrait de dessiccation sur un mortier de E/C=0,3 dans l'optique de compléter l'étude transversale entreprise doivent être effectuées. Pour ce dernier mortier correspondant à un matériau à hautes performances, l'aspect lié à la maturation et à l'autodessiccation doit être pris en considération. Auparavant, il est important d'utiliser un autre moyen empêchant la perte ou la reprise d'eau au niveau des plots de surface. Ceci peut être obtenu par exemple par l'application d'une résine, avant celle de l'aluminium, qui suit les déformations de l'éprouvette. Le remplacement de la pompe manuelle par une pompe d'injection automatique et l'intégration d'un accumulateur hydraulique sur le circuit d'injection permettant de mieux maîtriser la contrainte appliquée, et un système de rotulage au niveau des plateaux supérieur et intermédiaire empêchant les effets de flexion parasite, conduiront à obtenir de meilleurs résultats. Les essais de retrait dessiccation et de fluage de dessiccation devront être aussi l'occasion de suivre l'évolution des microfissures créées par la dessiccation et le fluage avec examens microscopiques d'éprouvettes testées à différentes périodes de dessiccation. Ceci permettra de vérifier le rôle de la microfissuration dans les déformations du retrait et du fluage de dessiccation. La réalisation de cette étude de l'évolution de la microfissuration sur un mortier de granulats de taille plus élevée donnera probablement des résultats meilleurs. L'étude de l'évolution de la microfissuration due au fluage nécessitera d'intégrer des vannes sur le circuit d'injection dans le but d'isoler les bâtis au moment voulu, de pouvoir décharger et d'étudier l'état de microfissuration des éprouvettes, sans perturber celles qui seront sous chargement. Par ailleurs, l'obtention des essais de compression triaxiale pour différentes valeurs de confinement sur les trois mortiers permettraient de mieux prendre en compte l'influence de la

dessiccation et du rapport  $E/C$  dans les critères de rupture. Enfin, la dessiccation induisant des changements irréversibles dans le comportement mécanique, il sera intéressant de le mettre en évidence en fonction de la re-saturation à l'eau.

## **Références bibliographiques**



[Abbas 98] Abbas A. « *Ecoulement gazeux dans les bétons partiellement saturés : application à la mesure de perméabilité* », Thèse de Doctorat de l'INSA de Toulouse, Toulouse, 1998.

[Abbas 99] Abbas A., Carcassès M., Ollivier J.-P., « *Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation* », Materials and Structures, vol. 32, pp. 3-8, 1999.

[Abiar 86] Abiar G., « *Contribution à l'étude des déformations différées du béton en tenant compte de l'hygrométrie interne : un modèle de séchage pour le béton* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1986.

[Acker 88] Acker P., « *Comportement mécanique du béton : apport de l'approche physico-chimique* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC n° 152, Paris, 1988.

[Acker 91] Acker P., « *Retraits et fissurations du béton: Causes, mécanismes, modèles* », AFPC, 1991.

[Acker 97] Acker P., Colson A., Granger L., Rossi P., Ulm F., « *Ouvrages en béton soumis à des effets thermiques et/ou hydriques* » et « *Ouvrages en béton soumis aux effets du fluage* », in Calcul des Ouvrages Généraux de Construction, édité par Prat M., Bisch P., Millard A., Mestat P., Pijaudier-Cabot G., Hermès, pp. 575-654, Paris, 1997.

[Akroyd 61] Akroyd Z.N.W., « *Concrete under triaxial stress* », Magazine of Concrete Research, vol.13, n° 39, pp. 111-118, 1961.

[Aldea 99] Aldea C.-M., Shah S.P., Karr A., « *Permeability of cracked concrete* », Materials and Structures, vol. 32, pp. 370-376, 1999.

[Anson 66] Anson M., Newman K., « *The effect of mix proportions and method of testing on Poisson's ratio for mortars and concretes* », Magazine of Concrete Research, vol.18, n° 56, pp. 115-130, 1966.

[Bamforth 87] Bamforth P.B., « *The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas* », Magazine of concrete research, vol. 39, n° 138, pp. 3-11, 1987.

[Bamforth 91] Bamforth P.B., « *The water permeability of concrete and its relationship with strength* », Magazine of Concrete Research, vol. 43, n° 157, pp. 233-241, 1991.

[Baroghel-Bouny 94] Baroghel-Bouny V., « *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons* », Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1994.

[Baroghel-Bouny<sup>1</sup> 00] Baroghel-Bouny V., Kheirbek A., « *Effect of mix-parameters on autogenous deformations of cement pastes-microstructural interpretations* », in Shrinkage of Concrete, Proc. of the Int. RILEM Workshop, edited by Baroghel-Bouny V. and Aïtcin P.-C., RILEM Publications PRO 17, pp. 115-141, Paris, 2000.

[Baroghel-Bouny<sup>2</sup> 00] Baroghel-Bouny V., Godin J., « *Experimental study on drying shrinkage of ordinary and high-performance cementitious materials* », in Shrinkage of Concrete, Proc. of the Int. RILEM Workshop, edited by Baroghel-Bouny V. and Aïtcin P.-C., RILEM Publications PRO 17, pp. 215-232, Paris, 2000.

[Baron<sup>1</sup> 82] Baron J. et Sauterey R., « *Le béton hydraulique : connaissance et pratique* », Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982.

[Baron<sup>2</sup> 82] Baron J., « *Les retraits de la pâte de ciment* » in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 485-501, 1982.

[Baron<sup>3</sup> 82] Baron J., « *Les fissurations spontanées et accidentelles du béton non armé et armé* », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 503-512, 1982.

[Baron 92] Baron J., Ollivier J.P., « *La durabilité des bétons* », Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.

[Bartlett 94] Bartlett F.M., MacGregor J.G., « *Effect of moisture condition on concrete core strengths* », ACI Materials Journal 91 (3), pp. 227-236, 1994.

[Bazant 76] Bazant Z.P., Asghari A.A., Scamiot J., « *Experimental study of creep of hardened cement paste at variable water content* », Matériaux et Construction, vol. 9, n° 52, pp. 279-290, 1976.

[Bazant<sup>1</sup> 82] Bazant Z.P., Wittmann F.H., « *Creep and Shrinkage in Concrete Structures* », John Wiley and Sons, 1982.

[Bazant<sup>2</sup> 82] Bazant Z.P., « *Mathematical models for creep and shrinkage in concrete* », in Creep and Shrinkage in Concrete Structures, edited by Bazant Z.P. and Wittmann F.H., John Wiley and Sons, pp. 163-256, 1982.

[Bazant<sup>3</sup> 82] Bazant Z.P., Raftshol W.J., « *Effect of cracking in drying and shrinkage specimens* », Cement and Concrete Research, vol. 12, pp. 209-226, 1982.

[Bazant 85] Bazant Z.P., Chern J.C., « *Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism* », Materials and Structures, 18, pp. 1-20, 1985.

[Bazant 86] Bazant Z.P., Sener S., Kim J.K., « *Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete* », ACI M.J. 9 (10), pp. 351-357, 1986.

[Bazant 92] Bazant Z.P., Kim J.K., « *Improved prediction model for time dependant deformations of concrete: Part 1 to 6* », Materials and Structures, vol. 25, pp. 219-223, 1992.

[Bazant 97] Bazant Z.P., Hauggaard A.B., Baweja S., Ulm F.-J., « *Microprestress-solidification theory for concrete creep: Part I : aging and drying effects* », J. of Engineering Mechanics, ASCE, 123 (11), pp. 1188-1194, 1997.

[Beddoe 99] Beddoe R.E., Lippok R., « *Hygral stress in hardened cement paste* », Materials and Structures, vol. 32, pp. 627-634, 1999.

[Ben Amor 96] Ben Amor C., Clément J.-L., « *Dilatation de matériaux à matrice cimentaire : mesures expérimentales et modélisation* », Materials and Structures, vol. 29, pp.571-576, 1996.

[Benboudjema 02] Benboudjema F., « *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitation biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires* », Thèse de Doctorat de l'Université de Marne la Vallée, U.F.R. de Sciences et Technologies, Marne la Vallée, 2002.

[Bisschop 01] Bisschop J., Pel L., van Mier J.G.M., « *Effect of aggregate size and paste volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites* », in Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials, Proc. of CONCREEP-6@MIT, edited by Ulm F.-J., Bazant Z.P. and Wittmann F.H., MIT, pp. 75-80, Boston, USA, 2001.

[Bisschop 02] Bisschop J., van Mier J.G.M., « *How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy ?* », Cement and Concrete Research, vol. 32, pp. 279-287, 2002.

[Boulay 89] Boulay C., « *La boîte à sable pour bien écraser les bétons à hautes performances* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 164, réf. 3442, pp. 87-88, 1989.

[Bourgeois 02] Bourgeois F., Burlion N., Shao J.-F., « *Modelling of elastoplastic damage in concrete due to desiccation shrinkage* », Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 26, pp. 759-774, 2002.

[Brooks 77] Brooks J.J., Neville A.M., « *A comparison of creep, elasticity, and strength of concrete in tension and compression* », Magazine of Concrete Research, vol. 29, n° 100, pp. 131-141, 1977.

[Buil 90] Buil M., « *Etude numérique simplifiée de l'influence de l'effet de fissuration superficielle du béton dans des essais de fluage de dessiccation récents* », Materials and Structures, 23, pp. 341-351, 1990.

[Buil 92] Buil M., Ollivier J.-P., « *Conception des bétons : la structure poreuse* », in La durabilité des bétons, édité par Baron J. et Ollivier J.P., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 57-106, 1992.

[Burlion 97] Burlion N., « *Compaction des Bétons : Eléments de modélisation et caractérisation expérimentale* », Thèse de doctorat de l'ENS Cachan, Cachan, 1997.

[Burlion 00] Burlion N., Bourgeois F., Shao J.F., « *Coupling damage-drying shrinkage : experimental study and modelling* », in Shrinkage of Concrete, Proc. of the Int. RILEM Workshop, RILEM Publications PRO 17, edited by Baroghel-Bouny V. and Aïtcin P.-C., pp. 315-339, Paris, 2000.

[Burlion 02] Burlion N., « *Technique d'essai et caractérisation expérimentale* », in Comportement mécanique du béton, édité par Pijaudier-Cabot G. et Reynouard J.-M., Traité MIN, Hermès, Paris, 2002.

[Burlion<sup>1</sup> 03] Burlion N., Yurtdas I., Skoczylas F., « *Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire : comparaison mortier – béton* », Revue Française de Génie Civil, vol. 7, n°2, pp. 145-165, 2003.

[Burlion<sup>2</sup> 03] Burlion N., Skoczylas F., Dubois T., « *Induced anisotropic permeability due to drying of concrete* », Cement and Concrete Research, vol. 33, pp. 679-687, 2003.

[Butcher 58] Butcher W.S., « *The effect of air drying before test : 28-day strength of concrete* », Constructional Review, pp. 31-32, Sydney, 1958.

[Cabrera 88] Cabrera J.G., Lynsdale C.J., « *A new gas permeameter for measuring the permeability of mortar and concrete* », Magazine of Concrete Research, vol. 40, n° 144, pp.177-182, 1988.

[Carmeliet 00] Carmeliet J., van Den Abeele K., « *Poromechanical modelling of shrinkage and damage processes in unsaturated porous media* », in *Shrinkage of Concrete*, Proc. of the Int. RILEM Workshop, edited by Baroghel-Bouny V. and Aïtcin P.-C., RILEM Publications PRO 17, pp. 287-298, Paris, 2000.

[Charlez 91] Charlez P., « *Rock Mechanics : theoretical fundamentals* » vol. 1, Editions Technip, 1991.

[Chen 85] Chen W.F., Baladi G.Y., « *Soil Plasticity: Theory and Implementation* », *Developments in Geotechnical Engineering* 38, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, New York, 1985.

[Claisse 99] Claisse P.A, El-Sayad H., Shaaban I.G., « *Permeability and pore volume of carbonated concrete* », *ACI Materials Journal*, vol. 96, n° 3, pp. 378-381, 1999.

[Colina 00] Colina H., Roux S., « *Experimental model of cracking induced by drying shrinkage* », *Eur. Phys. E.*, vol. 1, pp. 189-194, 2000.

[CSR 92] Concrete Society Report « *Non-structural cracks in concrete* », Technical report n° 22, 3<sup>rd</sup> eds, 48 p., Concrete Society, London, 1992.

[Dantec 96] Dantec P., Terme G., « *Séchage et comportement différé du béton : influence de la cinétique de dessiccation sur le comportement des bétons* », *Rapport du LCPC*, n° 1.41.02.5, 1996.

[Day 83] Day R.L., Gamble B.R., « *The effect of changes in structure on the activation energy for the creep of concrete* », *Cement and Concrete Research*, vol. 13, n° 4, pp. 529-540, 1983.

[Diamond 76] Diamond S., « *Cement paste microstructure : an overview at several levels* », in *Conference on Hydraulic Cement Paste-Their Structure and Properties*, British Cement and Concrete Association, pp. 2-30, Sheffield, England, 1976.

[Drücker 52] Drücker D.C., Prager W., «*Soil mechanics and plastic analysis or limit design*», Quartely of Appl. Math., vol. 10, pp. 157-175, 1952.

[Dupain 95] Dupain R., Lanchon R. et Saint-Arroman J.C., «*Granulats, Sols, Ciments et Bétons*», édition Casteilla, 1995.

[Duval<sup>1</sup> 92] Duval R., «*La durabilité des armatures et du béton d'enrobage*», in La durabilité des bétons, édité par Baron J. et Ollivier J.-P., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 173-226, 1992.

[Duval<sup>2</sup> 92] Duval R., Hornain H., «*La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives*», in La durabilité des bétons, édité par Baron J. et Ollivier J.-P., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 351-391, 1992.

[Feldman 68] Feldman R. F. et Sereda P. J., «*A model of hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mecanical properties*», Revue des Matériaux de Construction, RILEM., n°6, pp. 509-519, 1968.

[Gérard 96] Gérard B., «*Contribution des couplages mécanique - chimie- tranfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs*», Thèse de doctorat de l'ENS de Cachan et de l'Université Laval, Cachan, 1996.

[Gérard 01] Gérard B., «*Méthodologie de suivi du vieillissement des ouvrages de génie civil*», Compte-rendu de la 4ème réunion du groupe «*Vieillissement et Durabilité des Matériaux*», Burlion N. et Pijaudier-Cabot G., Observatoire Français des Techniques Avancées, 3 juillet 2001.

[Gilkey 37] Gilkey H.J., «*The moist curing of concrete*», Engineering news-record 119, pp. 630-633, 1937.

[Gorisse 82] Gorisse F., «*Les essais mécaniques*», in Le béton hydraulique : connaissance et pratique, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 379-388, 1982.

[Granger 95] Granger L., « *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1994.

[Guénot-Delahaie 97] Guénot-Delahaie I., « *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC n° OA25, Paris, 1997.

[Hansen 86] Hansen T.C., « *Physical structure of hardened cement paste. A classical approach* », *Materials and Structures*, vol. 19, n° 114, pp. 423-436, 1986.

[He 02] He P., « *Effet du retrait de dessiccation sur le comportement mécanique d'un mortier (E/C=0,8) : étude expérimentale* », DEA de l'Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, 2002.

[Hearn 97] Hearn N., Lok G., « *Measurement of permeability under uniaxial compression- a test method* », *ACI Materials Journal*, vol. 95, n°6, pp. 691-694, 1997.

[Hearn 98] Hearn N., « *Self-sealing, autogeneous healing and continued hydration : what is the difference?* », *Materials and Structures*, vol. 31, pp. 563-567, 1998.

[Hearn 99] Hearn N., « *Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete* », *ACI Materials Journal*, vol. 96, pp. 234-241, 1999.

[Hooton 89] Hooton R.D., « *What is needed in a permeability test for evaluation of concrete quality* », *Mat. Res. Soc. Symp. Proc.*, vol. 137, pp. 141-149, 1989.

[Hua 92] Hua C., « *Analyses et modélisation du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Pont et Chaussées, Rapport de Recherche LPC n° OA15, Paris, 1992.

[Huet 82] Huet C., Acker P., Baron J., « *Fluage et autres effets rhéologiques différés du béton* », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 335-364, 1982.



[Jamet 84] Jamet P., Millard A., Nahas G., « *Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain for confining from 0 to 100 MPa* », Proc. of International Conference on concrete under Multiaxial Conditions, Presses de l'Université Paul Sabatier, Toulouse, vol 36, pp. 17-30, 1986.

[Kantro 62] Kantro D.L., Brunauer S., Weise C.-H. J., « *Phys. Chem.* », vol. 66, pp. 1804-1809, 1962.

[Kawakami 72] Kawakami H., « *Effect of gravel size on strength of concrete with particular reference to sand content* », vol. IV, Concrete and Cement Paste Glass and Ceramics, pp. 96-103, Society of Materials Science, Kyoto, 1972.

[Kermani 91] Kermani A., « *Permeability of stressed concrete* », Building Research and Information, vol. 32, pp. 360-366, 1991.

[Khelidj 98] Khelidj A., Loukili A., Bastian G., « *Etude expérimentale du couplage hydro-chimique dans les bétons en cours de maturation : incidence sur les retraits* », Materials and Structures, vol. 31, pp. 588-594, 1998.

[Kim 02] Kim J.-K., Han S.H., Song Y.C., « *Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete Part I. Experimental results* », Cement and Concrete Research, 32, pp. 1087-1094, 2002.

[Klinkenberg 41] Klinkenberg L.J., « *The permeability of porous media to liquid and gaz* », American Petroleum Institute, Drilling and Production Practice, pp. 200-213, 1941.

[Kollek 89] Kollek J.J., « *Mesure de la perméabilité du béton à l'oxygène par la méthode de CEMBUREAU. Recommandation* », Ciment, bétons, plâtres, chaux, n° 778, pp. 169-173, 1989.

[L'Hermite 60] L'Hermite R., « *Volume change of concrete* », Proc. 4<sup>th</sup> Int. Symp. On the chemistry of cement, pp. 659-694, Washington DC, 1960.

[L'Hermite 78] L'Hermite R., « *Quelques problèmes mal connus de la technologie du béton* », *Il Cemento*, vol. 75, n° 3, pp. 231-246, 1978.

[Le Roy 96] Le Roy R., « *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC n° 0A22, Paris, 1996.

[Loosveldt 02] Loosveldt (-Claudot) H., « *Etude expérimentale des comportements hydraulique et poromécanique d'un mortier sain ou dégradé chimiquement* », Thèse de doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, 2002.

[Loukili 96] Loukili A., « *Etude du retrait et du fluage du bétons à ultra-hautes performances* », Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, Nantes, 1996.

[Lydon 95] Lydon F.D., « *Effect of coarse aggregate and water/cement ratio on intrinsic permeability of concrete subject to drying* », *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n° 8, pp. 1737-1746, 1995.

[Marsily 81] Marsily De G., « *Hydrogéologie quantitative* », Collection Sciences de la Terre, édition Masson, 1981.

[Maso<sup>1</sup> 82] Maso J.-C., « *La liaison pâte-granulats* », », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 247-259, 1982.

[Maso<sup>2</sup> 82] Maso J.-C., « *L'étude expérimentale du comportement du béton sous sollicitation monoaxiales et pluriaxiales* », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J., Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 275-293, 1982.

[Mazars 82] Mazars J., « *Mécanismes physiques de rupture et modèles de comportement mécanique du béton hydraulique* », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 295-316, 1982.

[Meftah 00] Meftah F., Torrenti J.-M., Nechnech W., Bendoudjema F., C. de Sa, « *An elasto-plastic damage approach for the modelling of concrete submitted to the mechanical induced effects of drying* », Shrinkage of Concrete, Proc. of the Int. RILEM Workshop, edited. by Baroghel-Bouny V. and Aïtcin P.-C., RILEM Publications PRO 17, pp. 341-354, Paris, 2000.

[Mainguy 99] Mainguy M., « *Modèles de diffusion non-linéaires en milieu poreux: applications à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1999.

[Massat 91] Massat M., « *Caractérisation de la microfissuration, de la perméabilité et de la diffusion d'un béton : application au stockage des déchets radioactifs* », Thèse de Doctorat de l'INSA de Toulouse, Toulouse, 1991.

[Meziani 95] Meziani H., « *Etude expérimentale de l'interaction fluide-squelette* », DEA de l'Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, 1995.

[Meziani 99] Meziani H., Skoczylas F., « *An experimental study of the mechanical behaviour of a mortar and of its permeability under deviatoric loading* », Materials and Structures, vol. 32, pp. 403-409, 1999.

[Meziani 02] Meziani H., « *Comportement mécanique et hydraulique d'un mortier : Etude expérimentale* », Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, 2002.

[Mills 60] Mills R.H., « *Strength-maturity relationship for concrete which is allowed to dry* », RILEM Int. Symp. on Concrete and Reinforced Concrete in Hot Country, Haïfa, 1960.

[Mullick 72] Mullick A.K., « *Effects of stress history on the microstructure and creep properties of maturing concrete* », Doctoral Thesis of the University of Calgary, 1972.

[Munoz 00] Munoz P., « *Rhéologie des bétons durcis : approche couplée de la modélisation des retraits et fluages des bétons à hautes et très hautes performances* », Thèse de Doctorat de l'INSA de Toulouse, Toulouse, 2000.

[Neville 00] Neville A. M., « *Propriétés des bétons* », Eyrolles, Paris, France, 2000.

[Ödman 68] Ödman S.T.A., « *Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of concrete on shrinkage* », RILEM/CEMBUREAU Int. Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes, 1, 20 p., Madrid, 1968.

[Okajima 80] Okajima T., Ishikawa T., Ichise K., « *Moisture effect on the mechanical properties of cement mortar* », Transactions of the Japan Concrete Institute, vol. 2, pp.125-132, 1980.

[Palaniswamy 72] Palaniswamy R., Shah S.P., « *Deformation and failure of hardened cement paste subjected to multiaxial stresses* », in The Deformations and the Rupture of Solids Subjected to Multiaxial Stresses, edited by the Direction de la Recherche de l'Union Technique Interprofessionnelle des Fédérations Nationales du Bâtiment et des Travaux Publics, Proc. of RILEM Int. Symposium, vol. I, pp. 169-179, 1972.

[Palaniswamy 74] Palaniswamy R., Shah S.P., « *Fracture and stress-strain relationship of concrete under triaxial compression* », Journal of The Structural Division, ASCE, ST5, pp. 901-916, 1974.

[Parrot 73] Parrot L.J., « *An examination of the effects of age at loading upon the creep of hardened cement paste* », Magazine of Concrete Research, vol. 25, n° 5, pp. 197-200, 1973.

[Perraton 92] Perraton D., « *La perméabilité au gaz des bétons hydrauliques* », Thèse de Doctorat de l'INSA de Toulouse, Toulouse, 1992.

[Perraton 99] Perraton D., Aïtcin P.-C., Carles-Gibergues A., « *Mesure de la perméabilité au gaz des bétons : perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque. Partie I : Validation des concepts de Carman et de Klinkenberg dans le cas d'un BHP ; Partie II : Etude de l'influence de la taille des éprouvettes et de la variabilité des résultats dans le cas d'un BHP* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 221, pp.69-87, 1999.

[Picandet 02] Picandet V., « *Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons* », Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, Nantes, 2002.

[Pickett 46] Pickett G., « *The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load* », J. A. Conc. Inst., vol. 36, pp. 333-335, and « *Shrinkage stresses in concrete* », J. A. Conc. Inst., vol. 42, pp. 165-204, 1946.

[Pihlajavaara 74] Pihlajavaara S.E., « *A review of some of the main results of a research on the ageing phenomena of concrete, effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete* », Cement and Concrete Research, 4, pp. 761-771, 1974.

[Pihlajavaara 77] Pihlajavaara S.E., « *Carbonation – an important effect on the surfaces of cement-based materials* », RILEM/ASTM/CIB Symp. on Evaluation of the Performance of External Surfaces of Buildings ; paper n° 9, 9 p., Otaniemi, Finland, 1977.

[Pihlajavaara 82] Pihlajavaara S.E., « *Estimation of drying of concrete at different relative humidities and temperatures of ambient air with special discussion about fundamental features of drying and shrinkage* », in Creep and Shrinkage in Concrete Structures, edited by Bazant Z.P. and Wittmann F.H., John Wiley and Sons, pp. 87-108, 1982.

[Pons 98] Pons G., « *Caractérisation du comportement différé des bétons. De la réalité à la note de calcul* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XX, pp. 61-71, 1998.

[Popovics 86] Popovics S., « *Effect of curing method and moisture condition on compressive strength of concrete* », ACI Journal, 83 (4), pp. 650-657, 1986.

[Powers 59] Powers T.C., Copeland L.E., Mann H.M., « *Capillary continuity or discontinuity in cement pastes* », J. Portl. Cem. Assoc., Research and development Laboratories, vol. 1, n° 2, pp. 38-48, 1959.

[Powers 68] Powers T. C., « *The thermodynamics of volume change and creep* », Materials and Structures, vol. 1, pp. 487-507, 1968.

[Price 51] Price W.H., « *Factors influencing concrete strength* », J. Amer. Concr. Inst., 47, pp. 417-432, 1951.

[Ramtani 90] Ramtani S., « *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral* », Thèse de Doctorat de l'Université Pierre et Marie-Curie (Paris 6), Paris, 1990.

[Regourd 82] Regourd M., « *L'hydratation du ciment Portland* », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, édité par Baron J. et Sauterey R., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 193-221, 1982.

[RILEM<sup>1</sup> 72] RILEM TC14-CPC., « *Modulus of elasticity of concrete in compression (CPC8)* », Materials and Structures, 6, n° 30, 1972.

[Ross 58] Ross A.D., « *Creep of concrete under variable stress* », ACI Journal, vol. 54, pp. 739-758, 1958.

[Rutland 97] Rutland C.A., Wang M.L., « *The effects of confinement on the failure orientation in cementitious materials : experimental observations* », Cement and Concrete Composites 19 (2), pp. 149-160, 1997.

[Saito 94] Saito M., Ishimori H., « *Chloride permeability of concrete under static and repeated compressive loading* », Cement and Concrete Research, vol. 25, n° 4, pp. 803-808, 1994.

[Samaha 92] Samaha H.R., Hover K.C., « *Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete* », ACI Materials Journal, vol. 89, n° 4, pp. 416-424, 1992.

[Sanjuan 96] Sanjuan M.A., Munoz-Martialay R., « *Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete* », Materials Letters, vol. 27, n° 4-5, pp. 263-268, 1996.

[Sfer 02] Sfer D., Carol I., Gettu R., Etse G., « *Study of the Behaviour of Concrete under Triaxial Compression* », Journal of Engineering Mechanics, ASCE 128 (2), pp. 156-163, 2002.

[Shah 68] Shah S.P., Chandra S., « *Critical stress, volume change, and microcracking of concrete* », ACI journal, pp. 770-781, 1968.

[Shaan 83] Shaan R., « *Contribution à la modélisation du comportement du matériau béton* », DEA de Mécanique des Solides de l'Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, 1983.

[Shoya 79] Shoya M., « *Drying shrinkage and moisture loss of super plasticizer admixed concrete of low water cement ratio* », Transactions of the Japan Concrete Institute, II-5, pp. 103-110, 1979.

[Sierra 74] Sierra R., « *Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydrauliques* », Rapport de recherche n° 39, Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1974.

[Skoczylas 96] Skoczylas F., « *Écoulement et Couplages fluide-squelette dans les milieux poreux. Etude expérimentale et numérique* », Mémoire d'Habilitation à diriger des recherches, Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille, 1996.

[Skoczylas 03] Skoczylas F., Coussy O., Lafhaj Z., « *Sur la fiabilité des mesures de Perméabilité hétérogènes par injection de gaz. Micro-pulse test* », Revue Française de Génie Civil, vol. 7, n° 4, pp. 451-469, 2003.

[Stock 79] Stock A.F., Hannant D.J., Williams R.I.T., « *The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete* », Magazine of Concrete Research, vol. 31, n° 109, pp. 225-234, 1979.

[Therrien 00] Therrien J., Bissonnette B., Cloutier A., « *Early-age evolution of the mass transfer properties in mortar and its influence upon ultimate shrinkage* », in Shrinkage of Concrete, Proc. of the Int. RILEM Workshop, edited by Baroghel-Bouny V. and Aïtcin P.-C., RILEM Publications PRO 17, pp. 247-268, Paris, 2000.

[Torrenti 87] Torrenti J.-M., « *Comportement multiaxial du béton : aspects expérimentaux et modélisation* », Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1987.

[Torrenti 97] Torrenti J.-M., Granger L., Diruy M., Genin P., « *Modélisation du retrait du béton en ambiance variable* », Revue Française de Génie Civil 1 (4), pp. 687-698, 1997.

[Torrenti<sup>1</sup> 99] Torrenti J.-M., Didry O., Ollivier J.-P., Plas F., « *La dégradation des bétons : couplage fissuration-dégradation chimique* », Hermès, Paris, 1999.

[Torrenti<sup>2</sup> 99] Torrenti J.-M., Tognazzi C., « *Fissuration en compression* », in La dégradation des bétons : couplage fissuration-dégradation chimique, édité par Torrenti J.-M., Didry O., Ollivier J.-P. et Plas F., Hermès, pp. 59-65, Paris, 1999.

[Toutlemonde 95] Toutlemonde F., « *Résistance aux chocs des structures en béton* », Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1995.

[Troxell 58] Troxell G.E., Raphael J.M., Davis R.E., « *Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete* », Proc. ASTM, vol. 58, pp. 1101-1120, 1958.

[Ulm 98] Ulm F.-J., Acker P., « *Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XX, pp. 73-82, 1998.

[Ulm 99] Ulm F.-J., Le Maou F., Boulay C., « *Creep and shrinkage coupling: new review of some evidence* », Revue Française de Génie Civil, vol. 3, n° 3-4, pp. 21-37, 1999.

[Ulm 01] Ulm F.-J., Bazant Z.P., Wittmann F.H., « *Creep, Shrinkage and Durability mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials* », Elsevier, 2001.

[van Mier 84] Van mier J.G.M., « *Strain softening of concrete under multiaxial loading conditions* », Doctoral Dissertation, Eindhoven University of Technology, The Netherlands, 1984.



[van Vliet 96] Van vliet M.R.A., Van mier J.G.M., « *Experimental investigation of concrete under uniaxial compression* », Mechanics of Cohesive-frictional Materials, vol. 1, pp. 115-127, 1996.

[Verbeck 58] Verbeck G.J., « *Carbonation of hydrated portland cement* », ASTM., Sp. Tech. Publ. n°205, pp. 17-36, 1958.

[Verbeck 68] Verbeck G.J., Helmuth R.H., « *Structures and physical properties of cement paste* », Proc. 5<sup>th</sup> Intern. Symposium on the Chemistry of Cement, Session III.1, Tokyo, 1968.

[Walker 57] Walker S., Bloem D.L., « *Effects of curing and moisture distribution on measured strength of concrete* », Proc. Highw. Res. Bd., 63, pp. 334-346, 1957.

[Wang 97] Wang K, Jansen D.C., Shah S.P., Karr A.F., « *Permeability study of cracked concrete* », Cement and Concrete Research, vol. 27, n° 3, pp. 381-393, 1997.

[Wittmann 68] Wittmann F.H., « *Surface tension, shrinkage and strength of hardened cement paste* », Materials and Structures, vol. 1, n° 6, pp. 547-552, 1968.

[Wittmann 72] Wittmann F.H., « *Etude de la force d'adhésion en fonction du mouillage* », Liaison de contact dans les matériaux composites utilisées en génie civil, Colloque RILEM, pp. 174-184, Toulouse, France, 1972.

[Wittmann 80] Wittmann F.H., Roelfstra P.E., « *Total deformation of loaded drying concrete* », Cement and Concrete Research, vol. 10, n° 6, pp. 601-610, 1980.

[Wittmann 82] Wittmann F.H., « *Creep and shrinkage mechanisms* », in Creep and Shrinkage in Concrete Structures, edited by Bazant Z.P. and Wittmann F.H, John Wiley and Sons, pp. 129-161, 1982.

[Wittmann 85] Wittmann F. H., « *Deformation of concrete at variable moisture content* », in Mechanics of Geomaterials, edited by Bazant Z.P, John Wiley and Sons, pp. 425-459, 1985.

[Wittmann 91] Wittmann F.H., « *On the interaction of gel particles in hydrating Portland cement* », in Proceedings of the International RILEM workshop: hydration and setting of cement, pp. 235-243, Dijon, France, 1991.

[Wood 91] Wood S.L., « *Evaluation of long-term properties of concrete* », ACI Materials Journal, vol. 88, n° 6, pp. 630-643, 1991.

[Yurtdas 03] Yurtdas I., Skoczylas F., Burlion N., « *Experimental investigation of the mechanical effects of drying on mortar* », ICPCM, Int. Conf. on the Performance of Construction Materials in the New Millenium, pp. 312-320, Cairo, 2003.

[Yurtdas<sup>1</sup> 04] Yurtdas I., Burlion N., Skoczylas F., « *Triaxial mechanical behaviour of mortar : effects of drying* », Cement and Concrete Research, à paraître, 2004.

[Yurtdas<sup>2</sup> 04] Yurtdas I., Burlion N., Skoczylas F., « *Experimental characterisation of the drying effect on uniaxial mechanical behaviour of mortar* », Materials and Structures, à paraître, 2004.

[Zimmerman 72 ] Zimmerman R.G., « *Major factors affecting the multiaxial compressive strength of plain concrete* », in The Deformations and the Rupture of Solids Subjected to Multiaxial Stresses, edited by the Direction de la Recherche de l'Union Technique Interprofessionnelle des Fédérations Nationales du Bâtiment et des Travaux Publics, Proc. of RILEM Int. Symposium, vol. I, pp. 257-272, Cannes, 1972.

[Zisopoulos 00] Zisopoulos P.M., Kotsovos M.D., Pavlovic M.N., « *Deformational behaviour of concrete specimens in uniaxial compression under different boundary conditions* », Cement and Concrete Research, 30, pp. 153-159, 2000.

**Annexe 1 : Essais de compressions uniaxiale et triaxiale  
déviatorique en fonction du temps et du mode de conservation**

Essais de compression uniaxiale sur le mortier05 en fonction du temps et du mode de conservation après 6 mois de conservation dans l'eau.

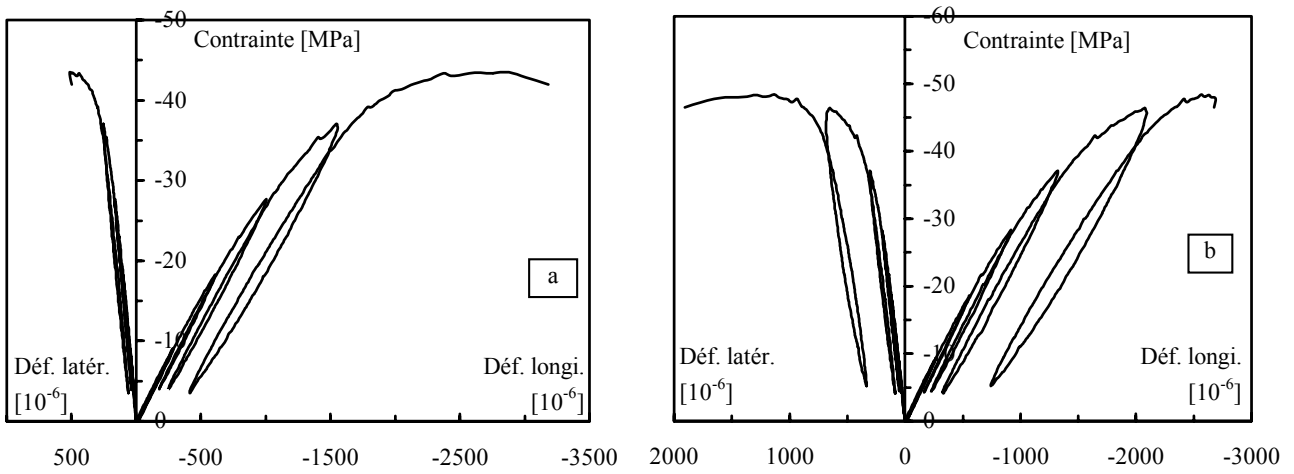


Figure A1.1 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation (correspondant à 0 jour après protection contre la dessiccation).

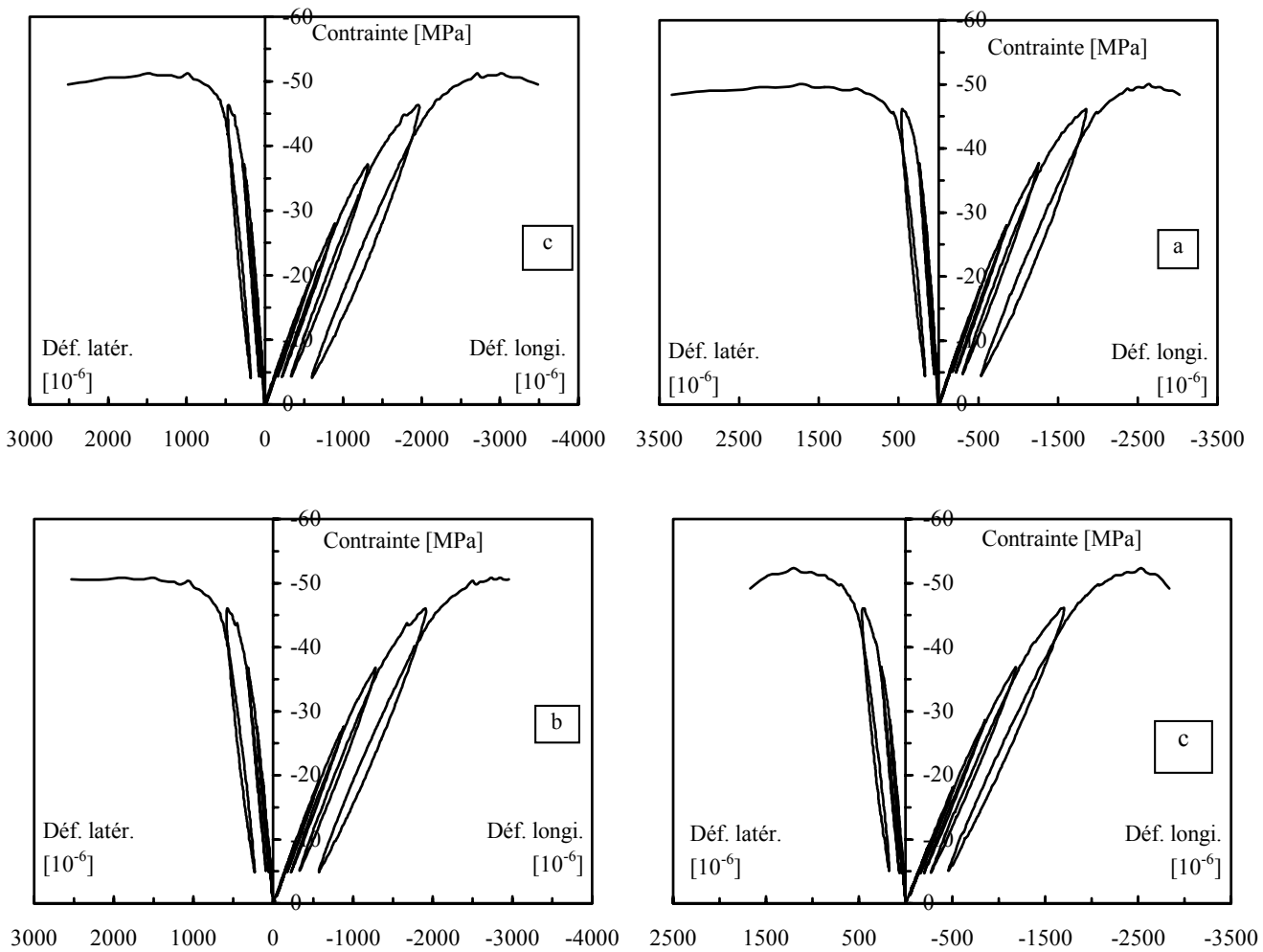


Figure A1.2 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 30 jours.

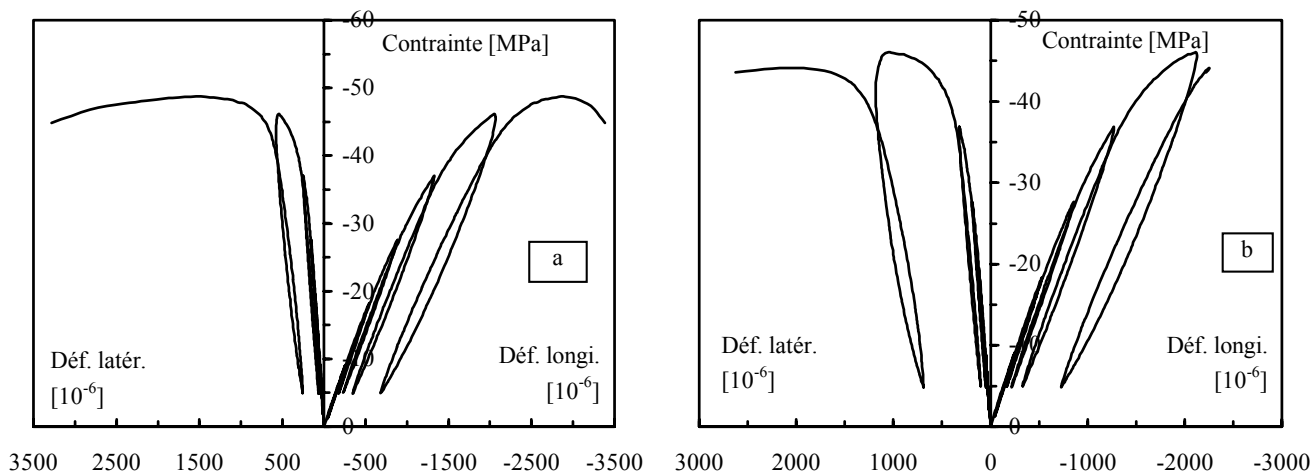


Figure A1.3 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 76 jours.

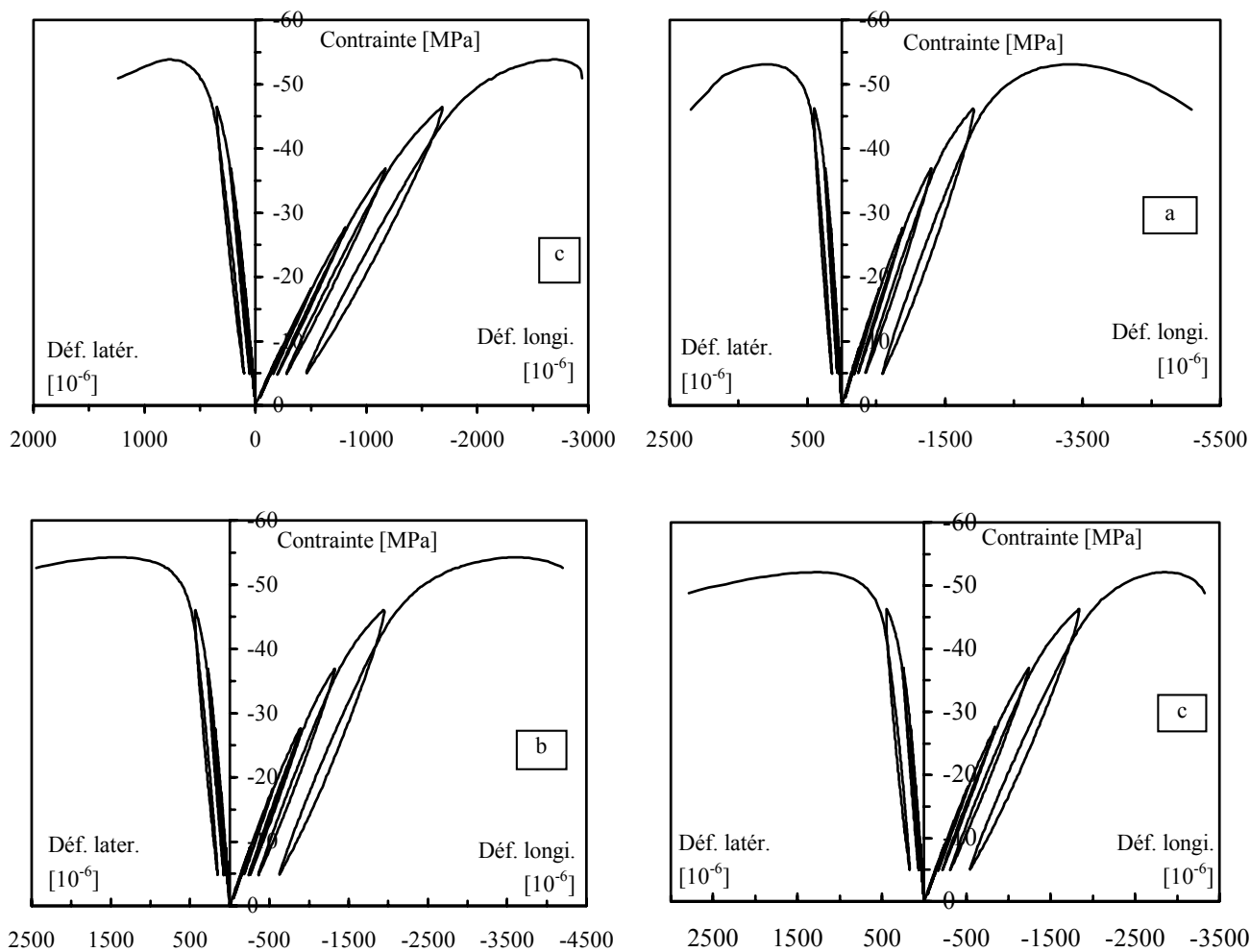


Figure A1.4 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 103 jours.

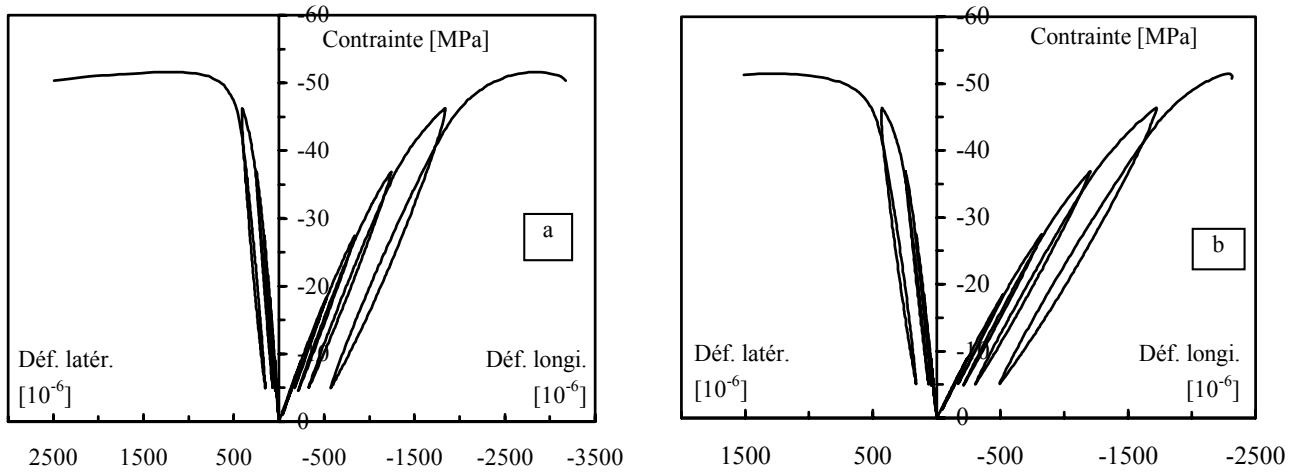


Figure A1.4 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 223 jours.

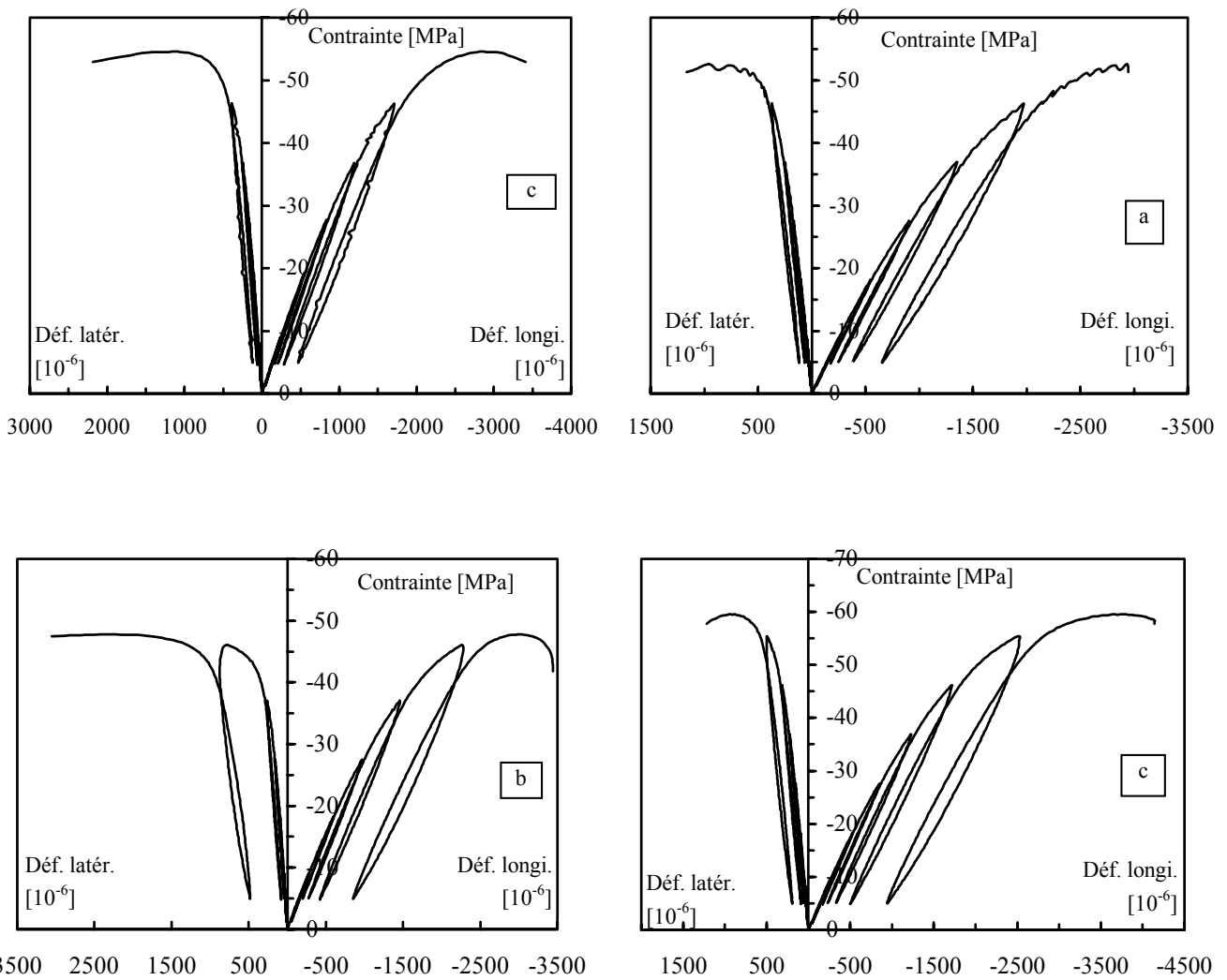


Figure A1.5 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 9 jours.

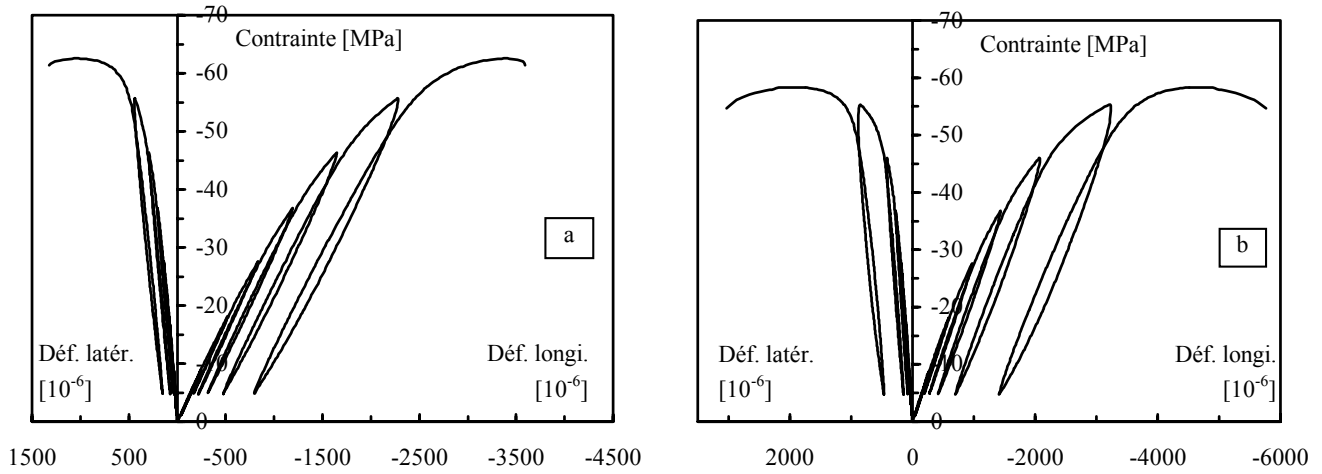


Figure A1.6 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 30 jours.

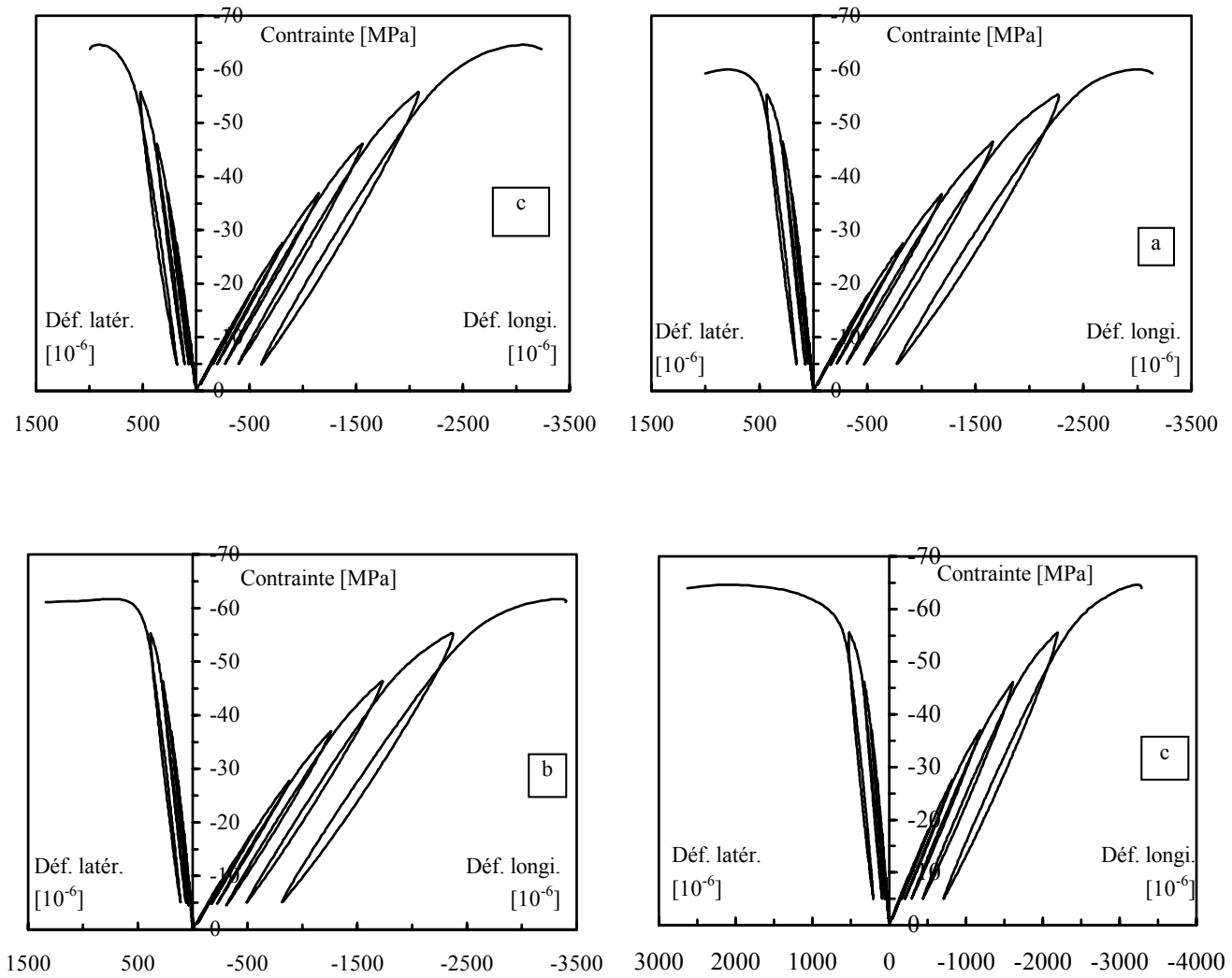


Figure A1.7 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 56 jours.

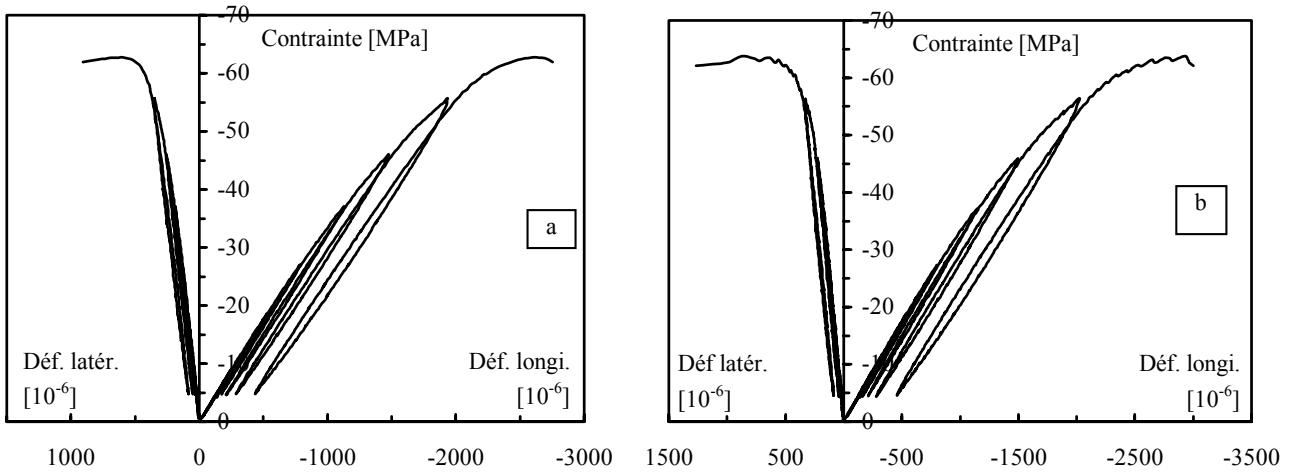


Figure A1.8 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 150 jours.

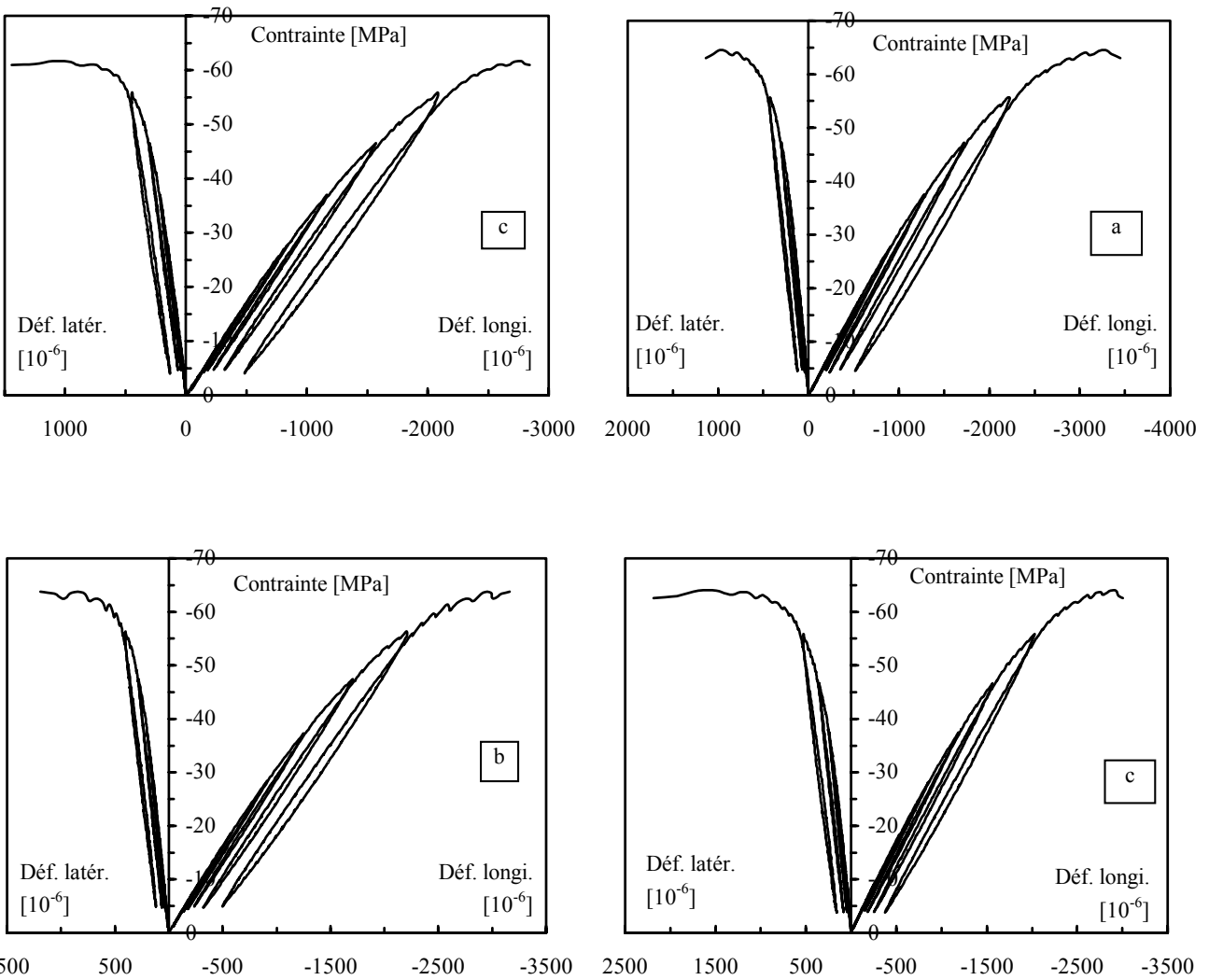


Figure A1.9 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 303 jours.



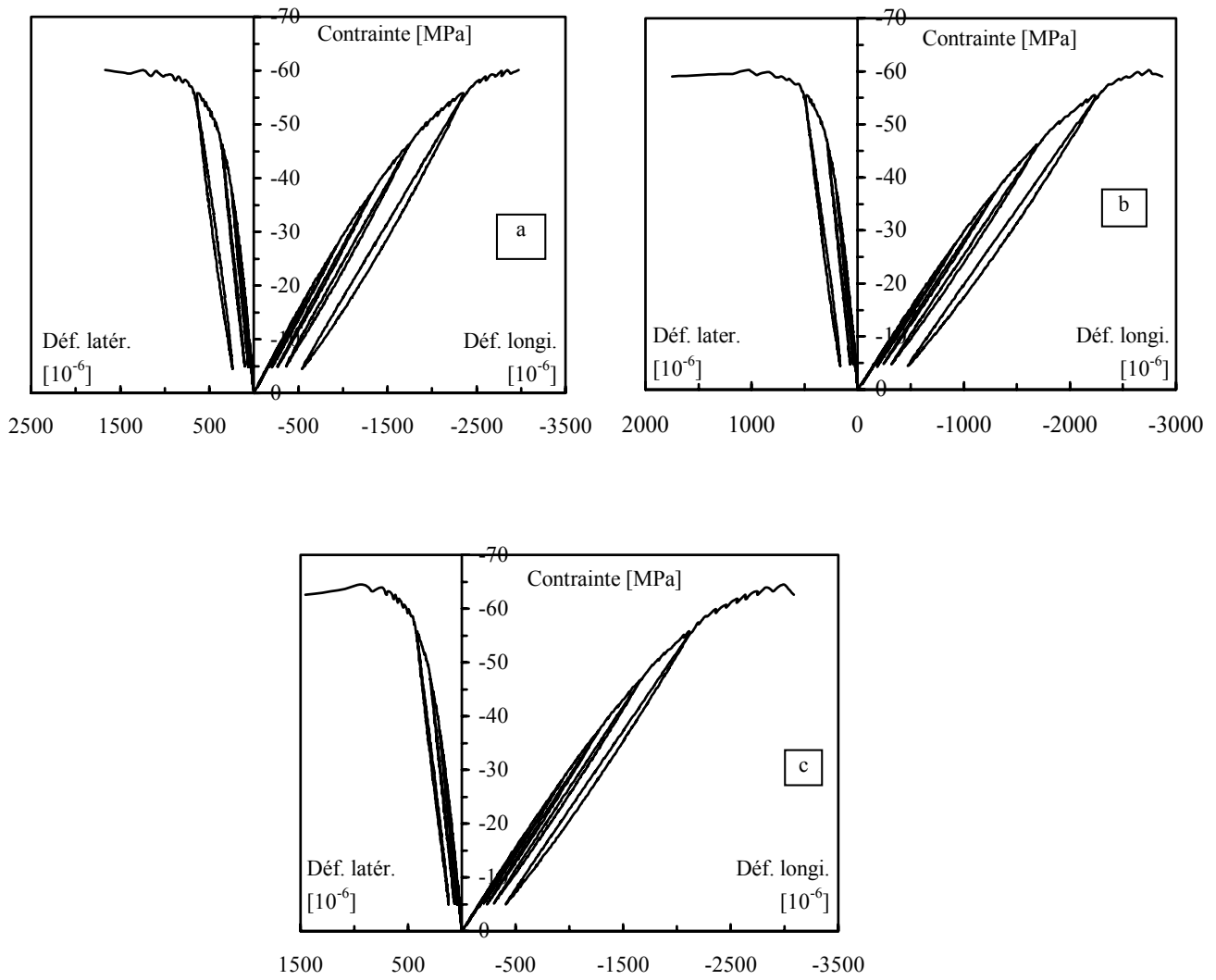


Figure A1.10 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes préalablement séchées jusqu'à poids constant.

Essais de compression uniaxiale sur le mortier08 en fonction du temps et du mode de conservation après 6 mois de conservation dans l'eau.

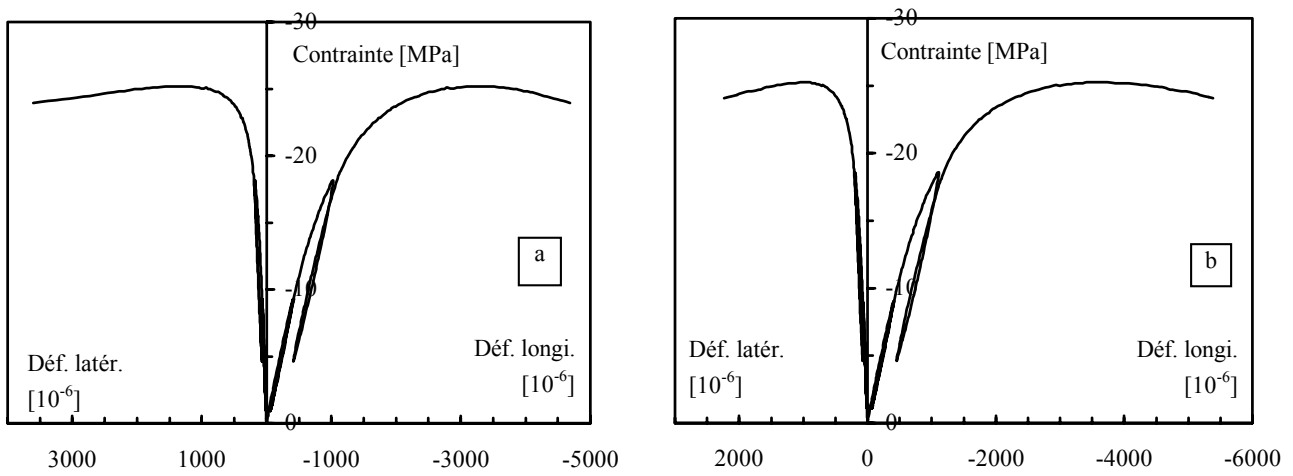


Figure A1.11 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 53 jours.

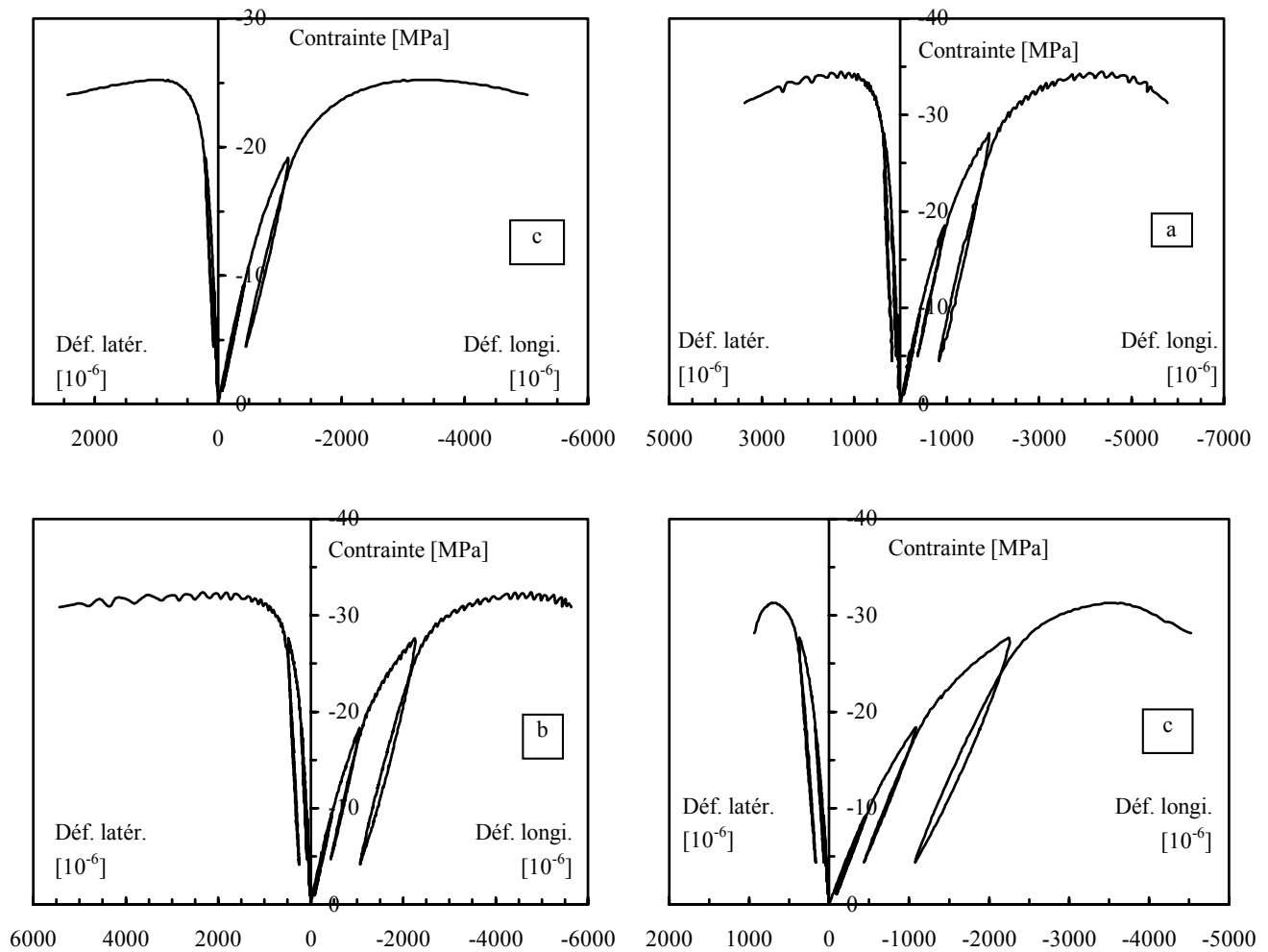


Figure A1.12 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 15 jours.

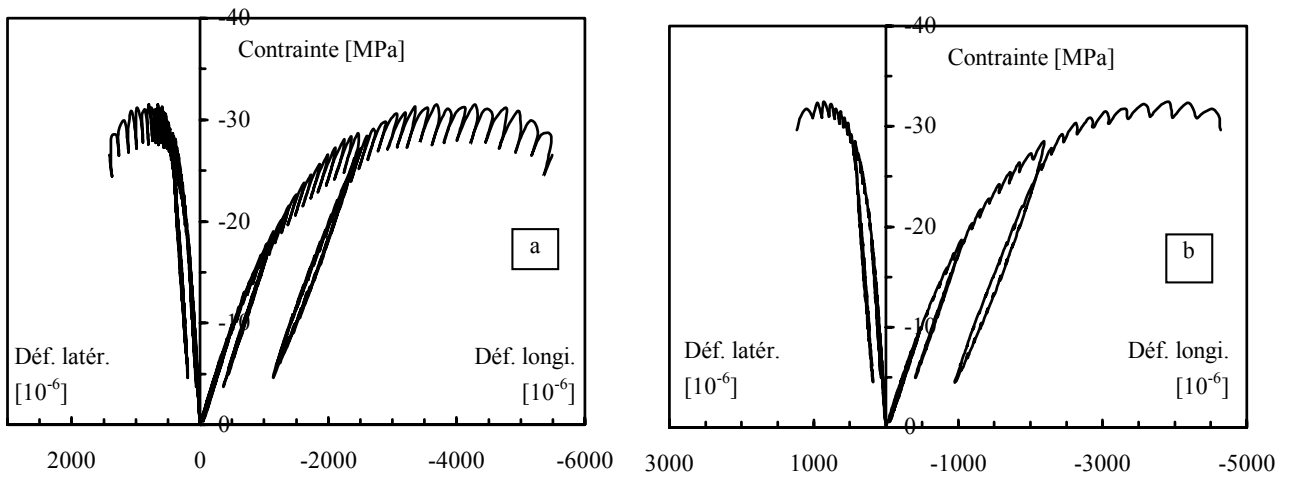


Figure A1.14 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 91 jours.

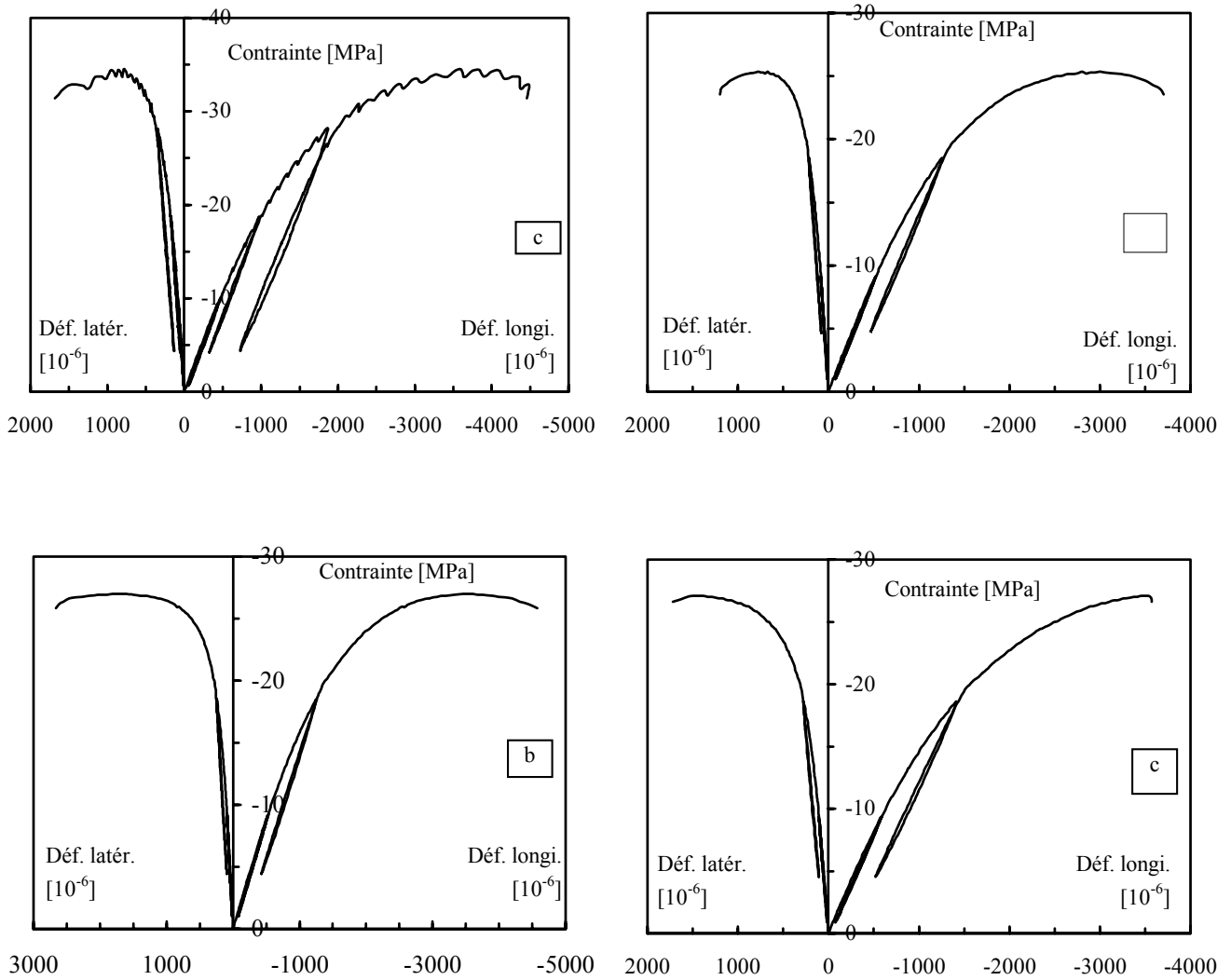


Figure A1.15 : a, b, c : Essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes préalablement séchées jusqu'à poids constant.

Essais de compression triaxiale déviatorique (à 15 MPa de confinement) sur le mortier05 en fonction du temps et du mode de conservation après 6 mois de conservation dans l'eau.

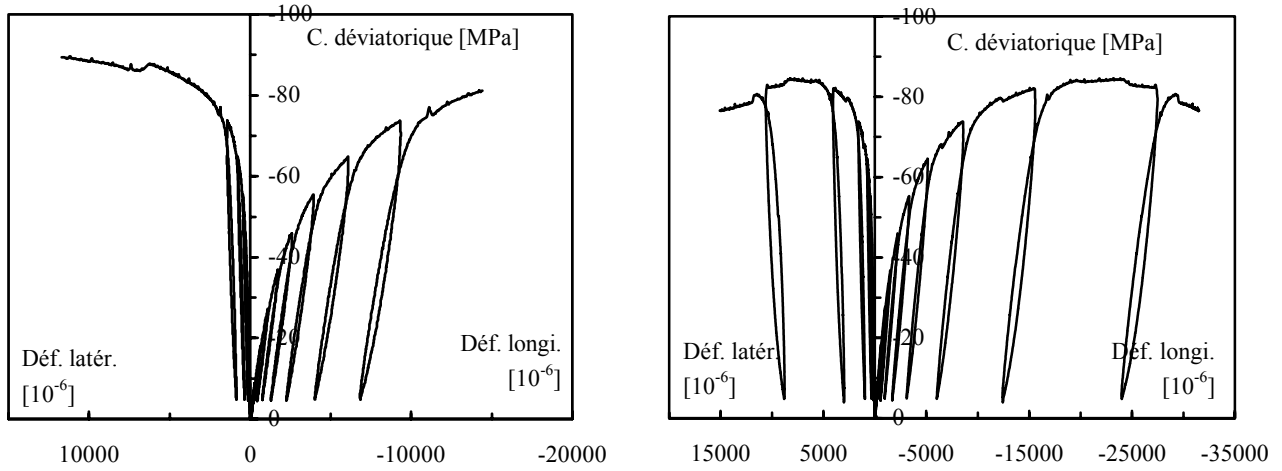


Figure A1.16 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 30 jours.

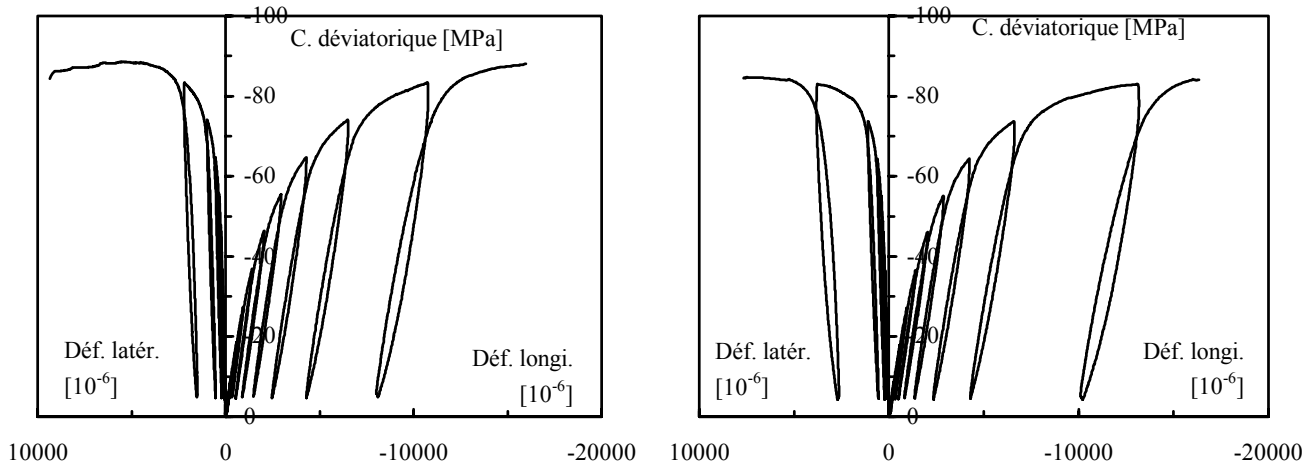


Figure A1.17 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 87 jours.

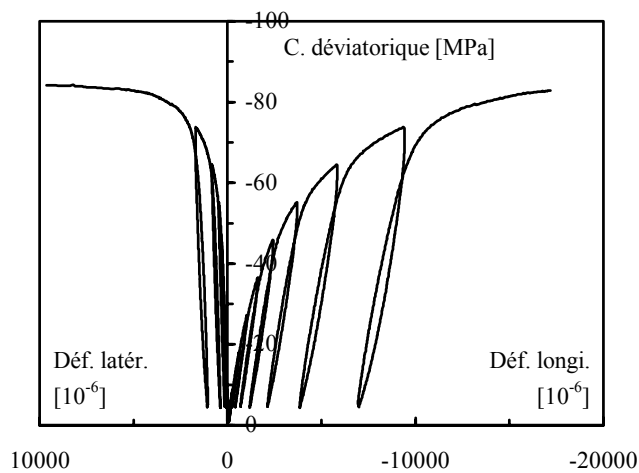


Figure A1.18 : Essai de compression triaxiale sur une éprouvette protégée de la dessiccation depuis 118 jours.

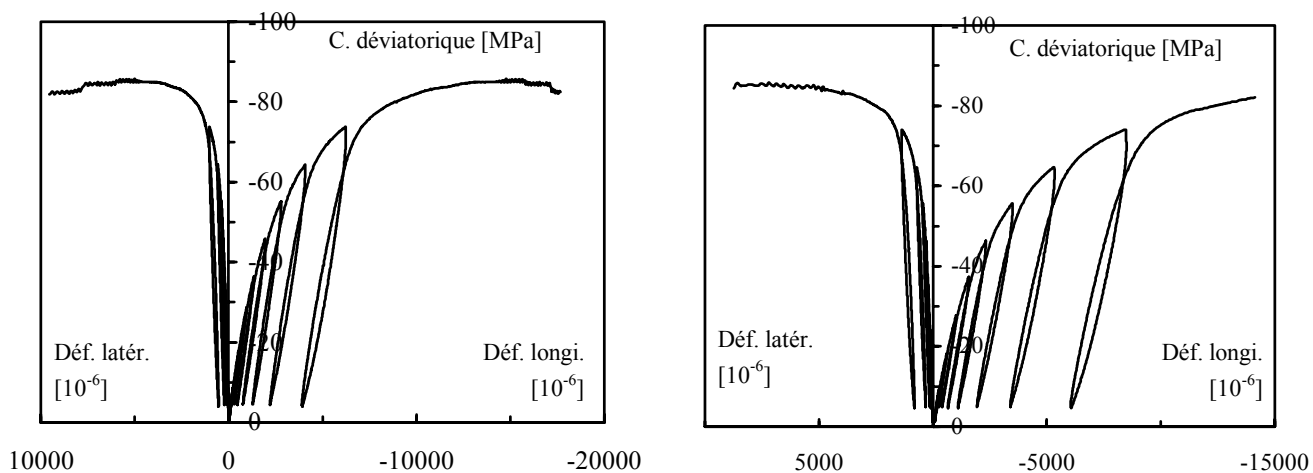


Figure A1.19 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 227 jours.

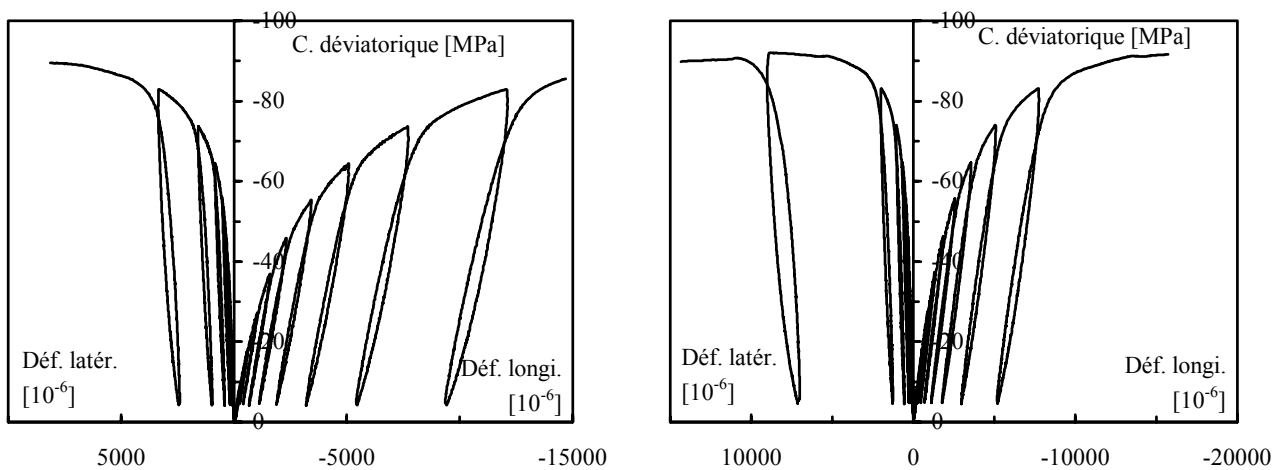


Figure A1.20 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 14 jours.

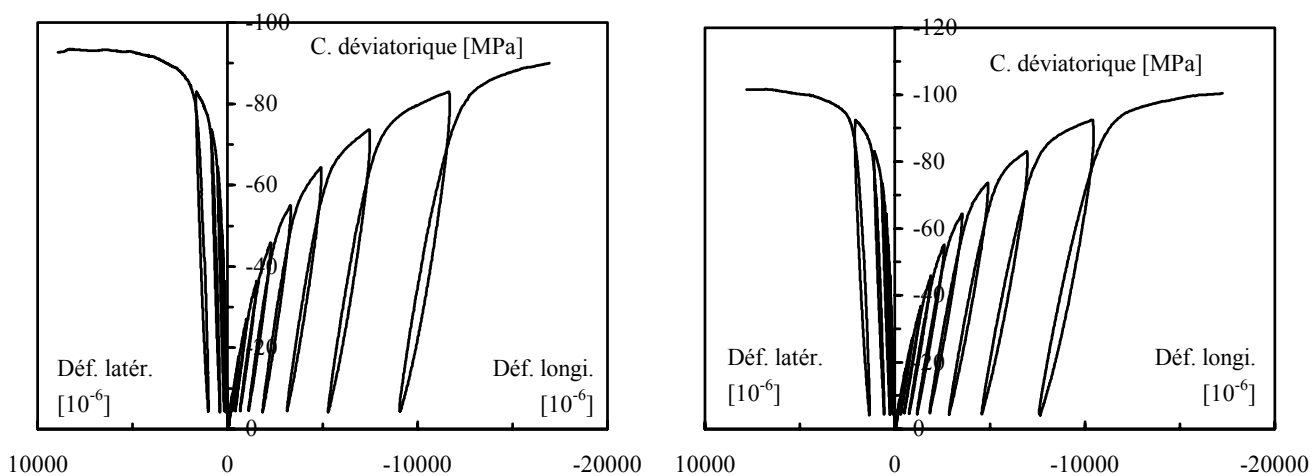


Figure A1.21 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 42 jours.

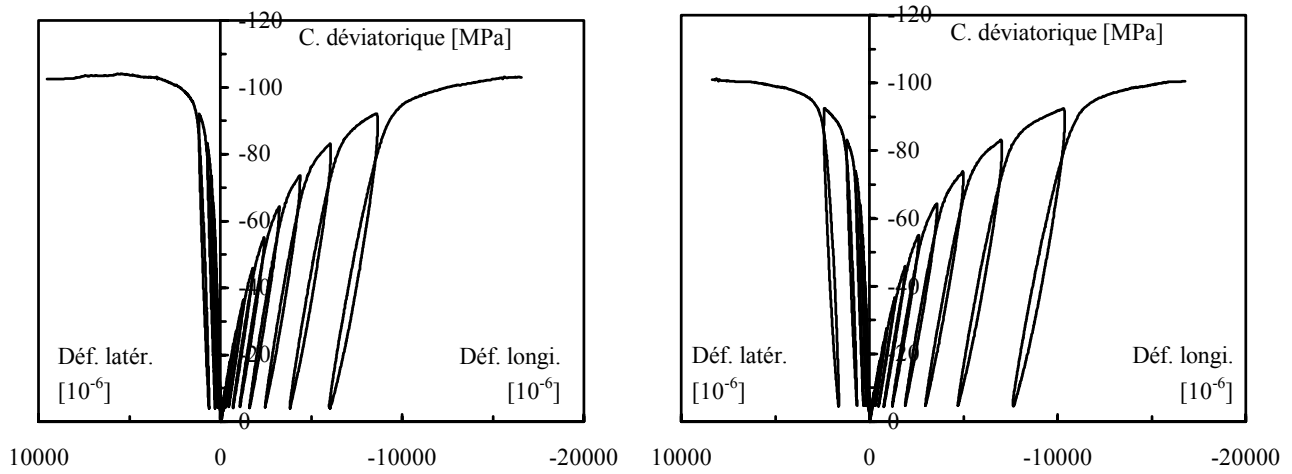


Figure A1.22 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 71 jours.

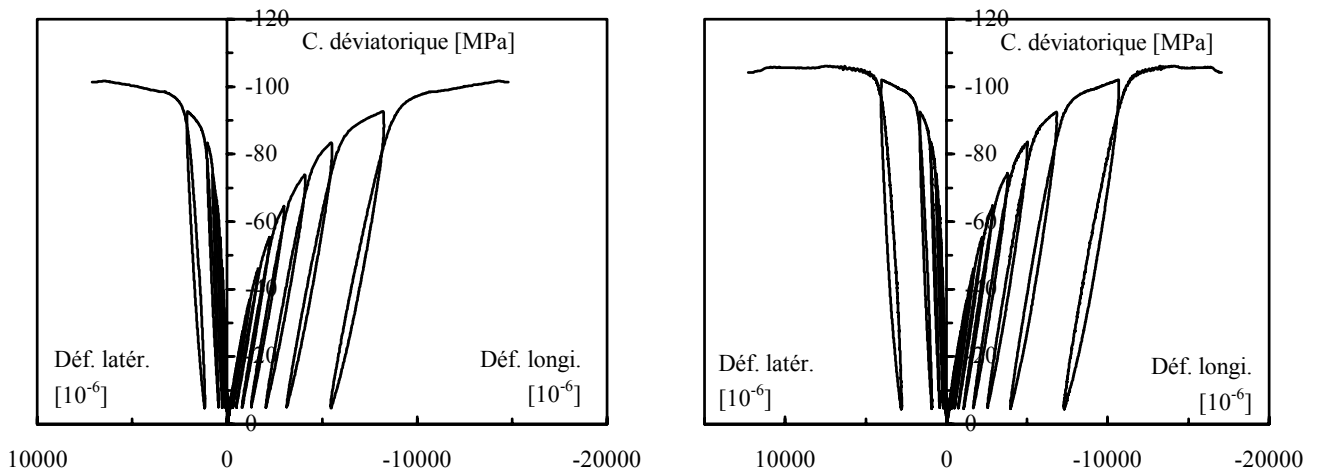


Figure A1.23 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 162 jours.

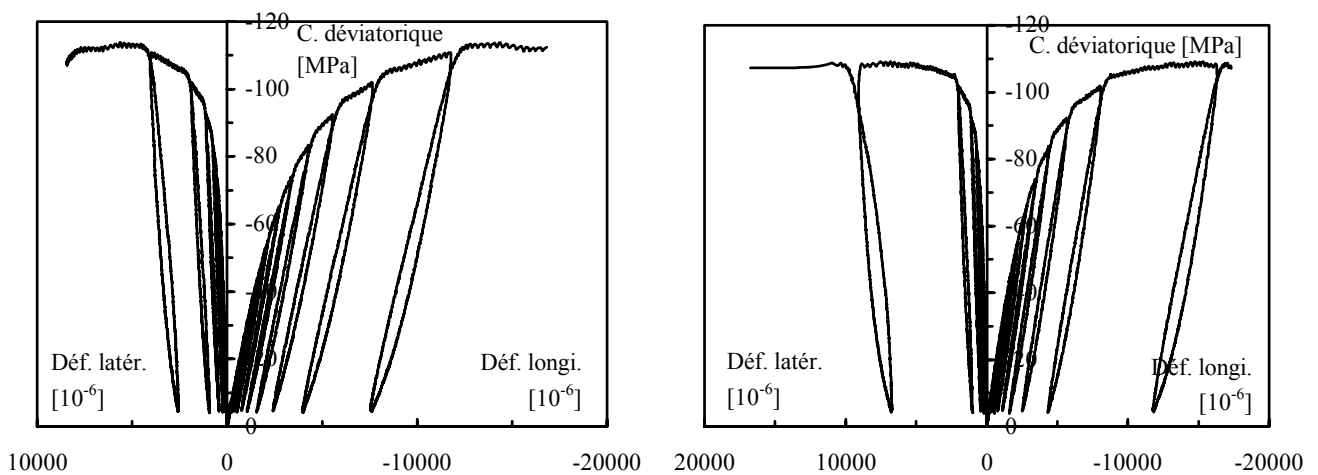


Figure A1.24 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes préalablement séchées jusqu'à poids constant.

Essais de compression triaxiale (à 15 MPa de confinement) sur le mortier08 en fonction du temps et du mode de conservation après 6 mois de conservation dans l'eau.

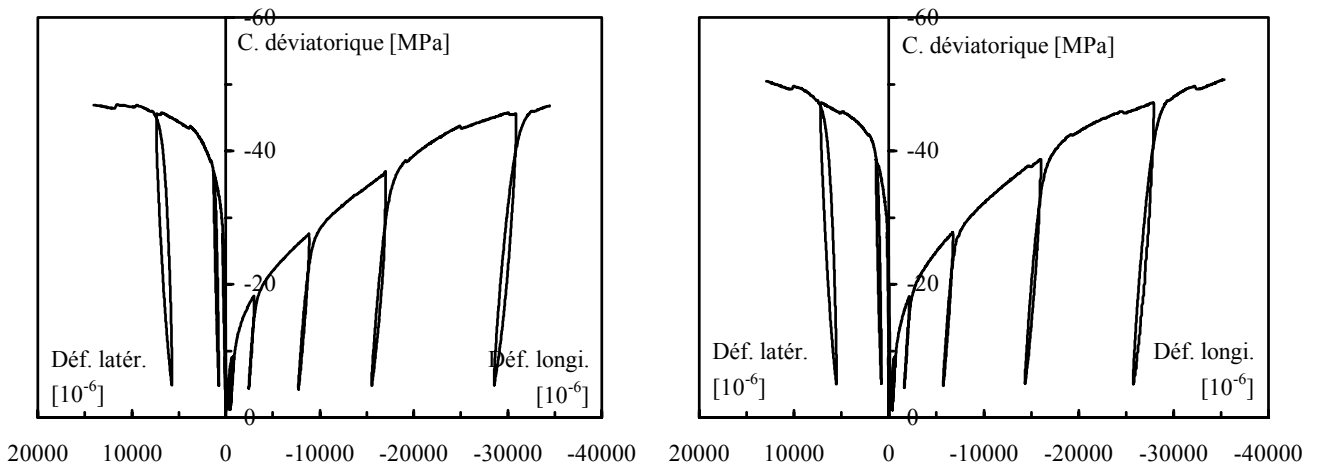


Figure A1.25 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes protégées de la dessiccation depuis 65 jours.

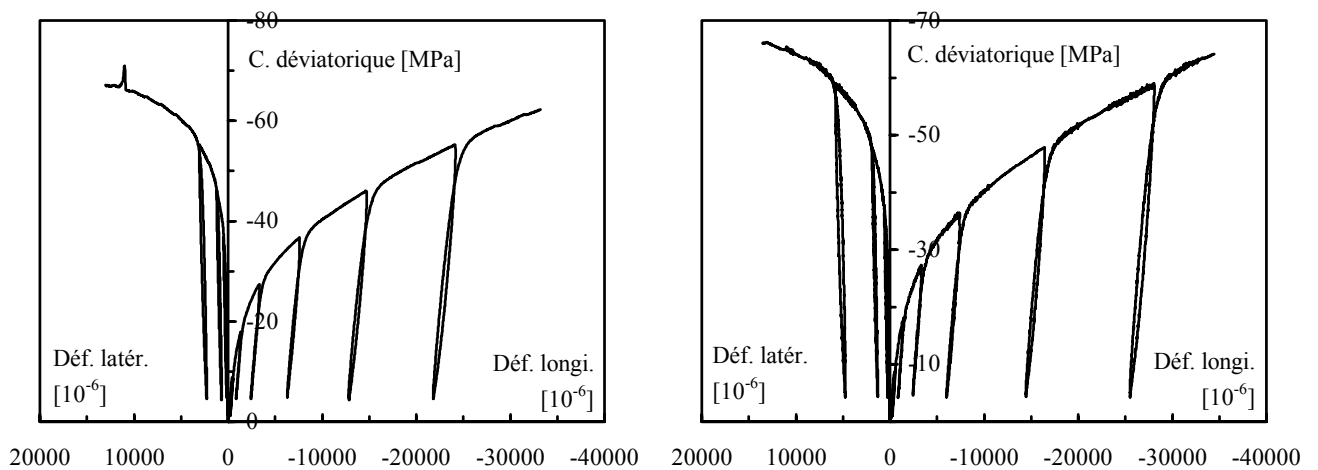


Figure A1.26 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 16 jours.

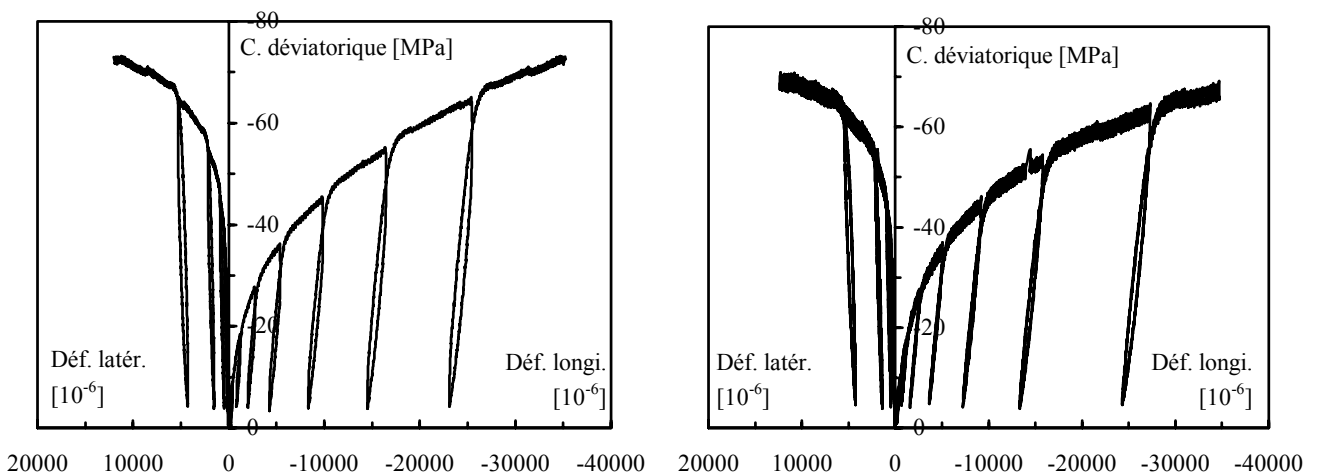


Figure A1.27 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes en dessiccation depuis 91 jours.

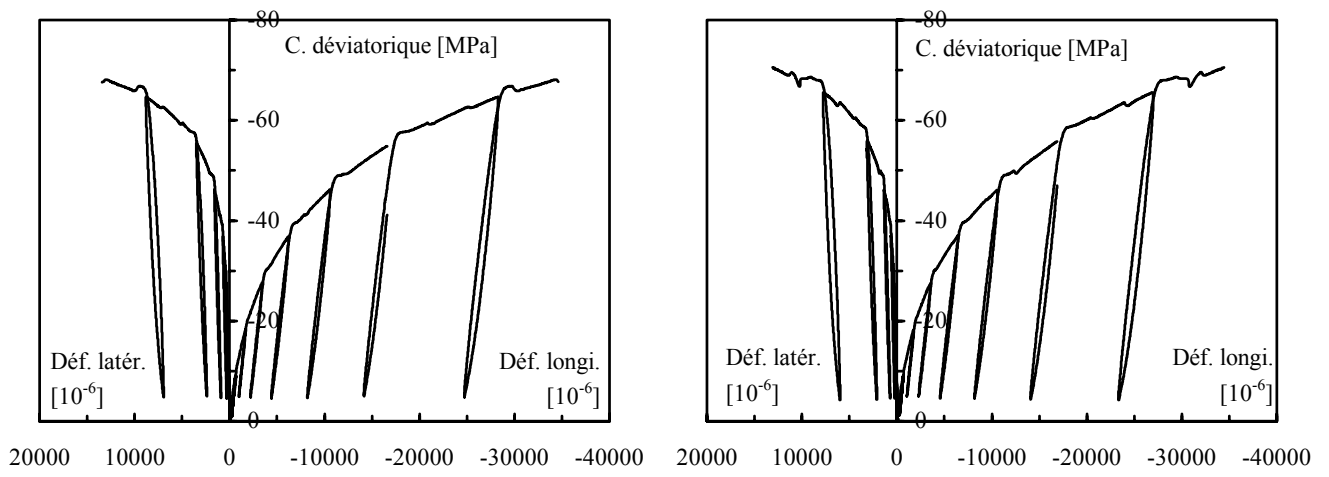
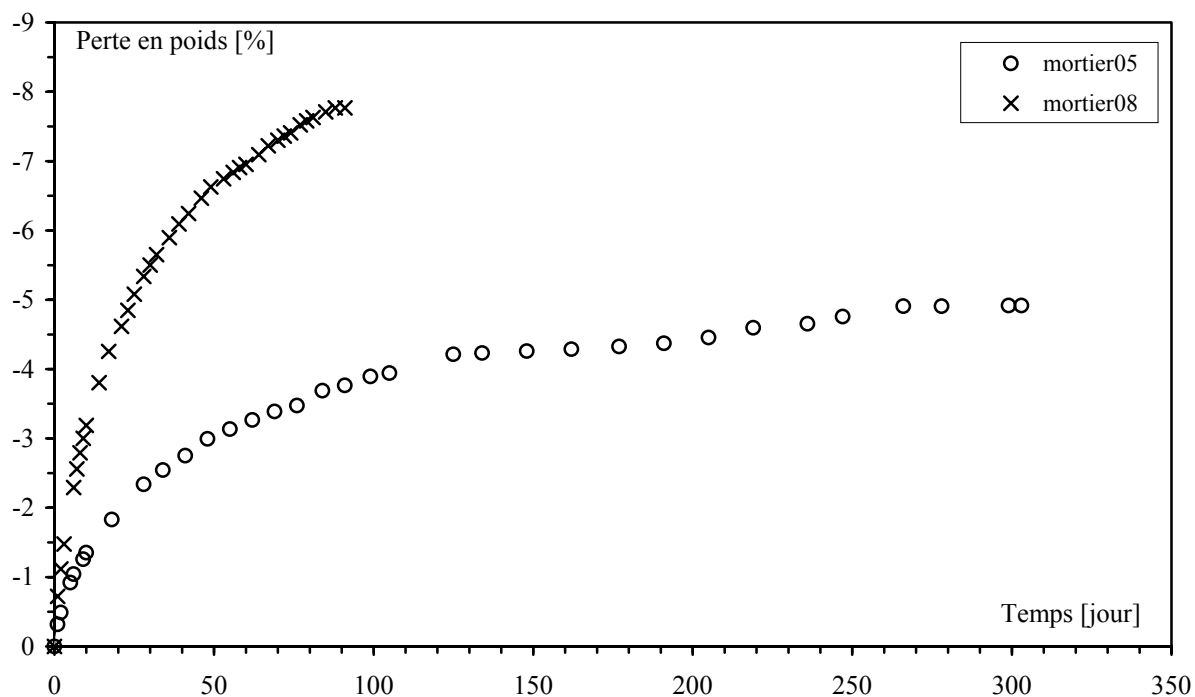


Figure A1.28 : Essais de compression triaxiale sur des éprouvettes préalablement séchées jusqu'à poids constant.



Variation de la perte en poids moyenne des éprouvettes cylindriques  $\phi 3,7 \times 7,4 \text{ cm}^3$  servant à l'étude du comportement mécanique à court terme du mortier05 et du mortier08 en fonction du temps de séchage dans l'atmosphère contrôlée ( $H_r = 45 \pm 5 \%$ ,  $T = 21 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$ ), la perte en poids moyenne des éprouvettes séchées étant respectivement de  $-7,8 \%$  et  $-11,9 \%$ .



**Annexe 2 : Exemples d'éprouvettes rompues en compressions  
uniaxiale et triaxiale déviatorique**



Figure A2.1 : Rupture en compression uniaxiale d'une éprouvette (protégée de la dessiccation) du mortier05.



Figure A2.2 : Rupture en compression triaxiale d'une éprouvette (en dessiccation) du mortier05.



Figure A2.3 : Rupture en compression uniaxiale d'une éprouvette (en dessiccation) du mortier08.



Figure A2.4 : Rupture en compression uniaxiale d'une éprouvette (en dessiccation) du mortier08.