



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشفاف  
Université Hassiba Benbouali de Chlef  
كلية الهندسة المدنية و المعمارية  
Faculté de Génie Civil et d'Architecture  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

**THESE**

En vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT EN SCIENCES  
**Spécialité:** Génie Civil  
**Option :** MATERIAUX ET STRUCTURES

**Présentée par:**

**ITIM Ahmed**

*Ingénieur d'état en Génie Civil de l'ENP Alger  
Master of Science in Civil Engineering at SUNY Buffalo U.S.A.*

*Comportement différé des structures en béton sous les  
effets structuraux du fluage et du retrait*

Soutenue publiquement le : 06/10/2013

Devant le jury composé de :

KADRI Abdelkader	Professeur	UHB Chlef	Président
KHELAFI Hamid	Professeur	UST Oran	Examineur
AHMED BENYAHIA Ali	Professeur	USTH Bab Ezzouar	Examineur
KENAI Saïd	Professeur	USD Blida	Examineur
KADRI El Hadj	Professeur	U. Cergy Pontoise France	Examineur
EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur



## Remerciements



*Cette thèse a été réalisée à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef au sein du Laboratoire de Géomatériaux de Génie Civil. Qu'il me soit permis par cette occasion de remercier sincèrement tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Tout d'abord, je tiens à remercier vivement professeur Ezziane Karim ; directeur de thèse, pour m'avoir permis d'apprendre un peu de ses riches connaissances scientifiques, ainsi que pour m'avoir éclairé beaucoup de points de cette thèse. Je le remercie également pour son grand cœur et sa grande qualité personnelle. Je le remercie encore pour m'avoir aidé à enrichir cette thèse d'idées et de solutions dans les moments les plus compliqués et aussi pour sa grande disponibilité et pour tout le temps qu'il m'a consacré à discuter et à rediscuter l'analyse des résultats.*

*J'adresse tous mes remerciements au professeur Abdelkader Kadri pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance. Je suis aussi très reconnaissant aux professeurs ; Said Kenai, Ahmed Benyahia Ali, Hamid Khelafi et El-Hadj Kadri d'avoir rapporté et jugé ce travail. Leurs critiques et remarques peuvent donner une grandeur supplémentaire et un enrichissement sûr à ce travail.*

*Je remercie El Hadj Kadri, professeur à l'université de Cergy-Pontoise pour les compétences scientifiques et les conseils objectifs qui m'ont été d'un grand secours.*

*Je remercie également Sofiane Amziane, professeur à l'université de Clermont Ferrand pour m'avoir éclairé les problèmes rencontrés dans l'analyse expérimentale.*

*Je remercie également Mustapha Tazount, Maître de conférences (HDR) à l'université de Clermont Ferrand d'avoir accepté à me recevoir et à mettre à ma disposition tous les moyens dont j'ai eu besoin et m'encourager à persévérer dans mon travail.*

*Un remerciement particulier à tous mes camarades doctorants et ceux qui ont déjà soutenus pour leur gentillesse, leur écoute, leur soutien et les moments inoubliables passés ensembles. Je remercie également toutes les personnes dans les laboratoires, qui ont apporté une contribution directe ou indirecte au bon déroulement de cette étude. Que toutes celles et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ces travaux de recherche, trouvent ici le témoignage de ma sincérité et ma reconnaissance.*

*Mes enfants, mon langage est incapable de vous remercier comme vous le méritez pour votre acceptation que je sois si loin de vous mais cette séparation arrive bientôt à sa fin. Mes chaleureux remerciements vont à ma femme qui, malgré la distance qui nous sépare a toujours été avec moi, son courage et sa patience ont été la lumière qui a éclairé ma vie. Pour elle, je dis merci de m'avoir donné l'espoir et le courage d'aller au bout de ce travail.*

*A toute ma famille.*

*Slim Ahmed*



## Résumé : *Comportement différé des structures en béton sous les effets structuraux du fluage et du retrait*

Le comportement différé du béton causé par les déformations du fluage et du retrait constituait depuis plus d'un siècle un des phénomènes les plus inquiétants pour les structures en béton. Ce travail vise à quantifier ce comportement par un programme expérimental divisé en deux parties. Dans la première partie, une tentative a été initiée pour relier le retrait endogène et le retrait de dessiccation à la résistance mécanique pour des ciments contenant différentes additions minérales. Dans un mortier normalisé, le ciment a été substitué par différents taux de calcaire, de pouzzolane et de laitier et le retrait a été suivi durant plus de six mois pour des échantillons durcissant à l'air libre et d'autres isolés de tout transfert hydrique avec le milieu ambiant. La deuxième partie est consacrée à la quantification des flèches différées de poutres isostatiques en fonction de la classe du béton et de la distribution du ferrailage. Les poutres sont chargées à 28 jours et instrumentées pour suivre les flèches et les déformations à mi-portée et au quart de la travée. Les résultats obtenus ont montré une relation linéaire entre la résistance mécanique et les différents retraits. Dans une poutre isostatique, les flèches différées diminuent avec l'augmentation de la classe du béton et du pourcentage des armatures comprimées.

**Mots clefs** : *Addition minérale, béton, ciment, fluage, mortier, redistribution, résistance retrait, structure.*

## ملخص : السلوك المؤجل للهياكل الخراسانية تحت تأثير العوامل الهيكلية للزحف و الانكماش

إن السلوك المؤجل للخرسانة الناجمة عن تشوه الزحف والانكماش لأكثر من قرن لهذه الظاهرة يمثل انشغالا كبيرا في دراسة الهياكل الخراسانية. يهدف هذا العمل إلى تحديد هذا السلوك من قبل برنامج تجريبي مقسم إلى جزأين. يمثل الجزء الأول محاولة لربط الانكماش الذاتي، وانكماش التجفيف إلى مقاومة الأسمنت الذي يحتوي على الإضافات المعدنية المختلفة. لنموذج من الملاط، تم استبدال الاسمنت بنسب مختلفة من الحجر الكلسي، البوزولان و خبث الأفران كما تم قياس الانكماش لأكثر من ستة أشهر لعينات في الهواء الطلق و أخرى معزولة عن أي تبادل للمياه مع البيئة المجاورة. ويخصص الجزء الثاني لتحديد الانحناءات المؤجلة في الروافد البسيطة الارتكاز بدلالة مقاومة الخرسانة و توزيع التسليح. الروافد محملة بعد 28 يوما من انجازها و مجهزة لتتبع الانحناءات و التشوهات في فترة منتصف و ربع كل رافده. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها وجود علاقة خطية بين القوة الميكانيكية للخرسانة و الانكماشات المختلفة. في رافده بسيطة الارتكاز وجد ان الانحناءات المؤجلة تتناقص مع تزايد مقاومة الخرسانة و زيادة نسبة حديد التسليح في الطبقة المضغوطة.

**مفتاح الكلمات** : *الإضافات المعدنية، الخرسانة، الاسمنت، الزحف، الملاط، إعادة التوزيع، المقاومة، الانكماش، الهيكل.*

## Abstract : *Deferred behaviour of concrete structures under structural effects of creep and shrinkage*

The deferred behaviour of concrete caused by the deformation of creep and shrinkage was for more than a century one of the most worrying phenomenon for concrete structures. This work aims to quantify this behaviour by an experimental program divided into two parts. In the first part, an attempt was initiated to connect the autogenous shrinkage and drying shrinkage to strength for cement containing various mineral additions. In a standardized mortar, the cement was substituted by different rates of limestone, pozzolan and slag and the shrinkage was followed for more than six months for curing air samples and isolated ones from any other water transfer with the environment. The second part is devoted to the quantification of deferred deflections of isostatic beams depending on the class of concrete and the reinforcement distribution. Beams were loaded at 28 days of age and instrumented in order to follow their deflections and strains at mid-span and quarter span. The obtained results showed a linear relationship between the strength and the various shrinkages. In an isostatic beam, deferred deflections decrease with the increase of the class of concrete and the rate of compressive steels.

**Key words**: *Mineral addition, concrete, cement, creep, mortar, redistribution, strength, shrinkage, structure.*



## Liste des Figures

<b>Figure 1.1</b>	<i>Déformation de retrait</i>	5
<b>Figure 1.2</b>	<i>Le triangle de l'hydratation : résistance, chaleur, réduction de volume. « Triangle des Bermudes » du béton [1].</i>	6
<b>Figure 1.3</b>	<i>Evolution du retrait hydraulique en fonction du degré <math>\alpha</math> d'avancement de la réaction d'hydratation.</i>	8
<b>Figure 1.4</b>	<i>Fissuration d'une dalle [6].</i>	10
<b>Figure 1.5</b>	<i>Relation entre la perte d'eau, l'humidité relative et le retrait de séchage de la pâte de ciment hydraté [10].</i>	11
<b>Figure 1.6</b>	<i>Modèle simplifié proposé pour le séchage du béton.</i>	13
<b>Figure 1.7</b>	<i>Retrait de carbonatation et de dessiccation pour différentes humidités</i>	14
<b>Figure 1.8</b>	<i>Influence de la teneur en granulats dans le béton (en volume) sur le rapport entre retrait du béton et celui de pâte de ciment [16].</i>	16
<b>Figure 1.9</b>	<i>Effets des granulats (type et rapport G/S) sur le retrait [17].</i>	17
<b>Figure 1.10</b>	<i>Influence du rapport 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 [18].</i>	17
<b>Figure 1.11</b>	<i>Variation du retrait en fonction des dosages en ciment et en eau, et du rapport E/C d'un béton conservé sous l'eau pendant 28 jours puis séché pendant 450 jours [19].</i>	18
<b>Figure 1.12</b>	<i>Evolution du retrait des bétons conservés à différentes humidités relatives [20].</i>	19
<b>Figure 1.13</b>	<i>Réseau de fissures de surface, imputables à l'absence ou l'insuffisance du traitement de cure [24].</i>	21
<b>Figure 2.1</b>	<i>Déformation élastique et viscoélastique du béton avec retrait</i>	24
<b>Figure 2.2</b>	<i>Influence de l'âge du chargement sur le fluage du béton [2]</i>	25
<b>Figure 2.3</b>	<i>Courbes de fluage obtenues par translation verticale</i>	26
<b>Figure 2.4</b>	<i>Courbes de fluage obtenues par glissement sur une fonction prédéterminée</i>	26
<b>Figure 2.5</b>	<i>Courbes de fluage obtenues à l'aide d'une fonction d'amortissement</i>	26
<b>Figure 2.6</b>	<i>Fluage et recouvrance pour une éprouvette chargée au temps <math>t_0</math> et déchargée au temps <math>t_1</math>.</i>	27
<b>Figure 2.7</b>	<i>Déformation transversale et longitudinale en compression simple</i>	28
<b>Figure 2.8</b>	<i>Relaxation du béton pour divers âges de chargement</i>	29
<b>Figure 2.9</b>	<i>Module de déformation différé pour le fluage et la relaxation</i>	29
<b>Figure 2.10</b>	<i>Fluage et relaxation sous contraintes et déformations cycliques</i>	30
<b>Figure 2.11</b>	<i>Fluage du béton conservé pendant 28 jours, puis chargé à différentes humidités [29]</i>	31
<b>Figure 2.12</b>	<i>Fluage de trois éprouvettes de béton de même fabrication chargé à 42 jours sous 20 MPa [15]</i>	32
<b>Figure 2.13</b>	<i>Description du fluage propre à partir du retrait de dessiccation (post-fissuration) [25]</i>	33
<b>Figure 2.14</b>	<i>Représentation schématique des déformations d'éprouvettes en béton séchées puis réhumidifiées [26]</i>	34
<b>Figure 2.15</b>	<i>Effet de l'état hydrique interne sur l'évolution du fluage propre [33].</i>	35
<b>Figure 2.16</b>	<i>Mécanisme physique à l'origine du fluage propre à court terme [37]</i>	36
<b>Figure 2.17</b>	<i>Mécanisme physique à l'origine du fluage propre à long terme [37]</i>	36
<b>Figure 2.18</b>	<i>Fonctions de fluage spécifique pour différents instants de chargement [30]</i>	37
<b>Figure 2.19</b>	<i>Etat de contrainte d'une éprouvette en dessiccation chargée) [44]</i>	39
<b>Figure 2.20</b>	<i>Déformation d'une pâte de ciment d'épaisseur 1.9 mm [45]</i>	40
<b>Figure 2.21</b>	<i>Fluage de bétons de même composition confectionnés avec différents granulats, chargés à 28 jours, conservés dans l'air à 21 °C et à une humidité relative de 50% [20]</i>	42
<b>Figure 2.22</b>	<i>Influence de la finesse du ciment sur le fluage du béton [54]</i>	43
<b>Figure 2.23</b>	<i>Fluage de bétons mûris dans une chambre humide pendant 28 jours puis chargés et conservés à différents degrés d'humidité relative [20].</i>	43
<b>Figure 2.24</b>	<i>Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le coefficient du fluage [56].</i>	44
<b>Figure 2.25</b>	<i>Effet de l'âge de chargement et de la résistance à la compression sur le coefficient spécifique de fluage [56].</i>	45
<b>Figure 2.26</b>	<i>Effet de l'âge du béton à l'instant du chargement sur le fluage [57].</i>	46
<b>Figure 2.27</b>	<i>Effet de la taille de l'échantillon sur le fluage [21]</i>	46
<b>Figure 3.1</b>	<i>Equilibre des forces et des déformations d'un élément en béton armé.</i>	50
<b>Figure 3.2</b>	<i>Courbure due au retrait d'une section avec armatures dissymétriques</i>	51
<b>Figure 3.3</b>	<i>Élément comprimé en béton armé</i>	52
<b>Figure 3.4</b>	<i>Section en béton armé sollicitée en flexion composée</i>	53
<b>Figure 3.5</b>	<i>Courbure élastique initiale d'une section fléchie</i>	54
<b>Figure 3.6</b>	<i>Déformation différée du béton sans armatures</i>	55
<b>Figure 3.7</b>	<i>Déformation différée du béton avec armatures</i>	55

<b>Figure 3.8</b>	<i>Poutre continue rendue hyperstatique par l'assemblage de poutres préfabriquées à l'aide d'une précontrainte [60,61, 62, 63, 64, 65].</i>	57
<b>Figure 3.9</b>	<i>Diagramme des contraintes et des déformations instantanées dans une section et T [68]</i>	60
<b>Figure 3.10</b>	<i>Equilibre des phénomènes rhéologiques [70]</i>	63
<b>Figure 3.11</b>	<i>Principe de superposition - Cas de Chargement : <math>c' = a' + b'</math> - Cas de Déchargement : <math>d' = a' - b'</math></i>	66
<b>Figure 3.12</b>	<i>Principe de la méthode du temps équivalent Chargement à <math>t_1</math> sous <math>\sigma_1</math> et déchargement à <math>t_2</math> jusqu'à <math>\sigma_2</math> [72]</i>	70
<b>Figure 3.13</b>	<i>Evolution des flèches du pont de Savines dans la travée 03 et comparaison avec le calcul [78]</i>	72
<b>Figure 3.14</b>	<i>Evolution des réactions d'appuis de culée du pont de Champigny [76].</i>	72
<b>Figure 3.15</b>	<i>Evolution de la flèche au milieu de la travée centrale du pont de Champigny [76].</i>	72
<b>Figure 3.16</b>	<i>Variation des réactions d'appuis mesurées et calculées pendant 11 ans au pont de Tourville [75].</i>	73
<b>Figure 3.17</b>	<i>Evolution des réactions d'appuis de culée du pont de Château-Thierry [79]</i>	73
<b>Figure 3.18</b>	<i>Evolution de la flèche au milieu de la travée centrale du pont de Château-Thierry [79]</i>	73
<b>Figure 3.19</b>	<i>Retrait total (début de mesure 33 jours) [80]</i>	74
<b>Figure 3.20</b>	<i>Déformation totale (Retrait+fluage) (Béton C52.5) [80]</i>	74
<b>Figure 3.21</b>	<i>Déformation des encorbellements durant la construction [80]</i>	74
<b>Figure 3.22</b>	<i>Flèches dues au fluage et au retrait pour des poutres sans armatures comprimées (<math>A'_s = 0</math>) [84]</i>	77
<b>Figure 3.23</b>	<i>Flèches dues au fluage et au retrait pour des poutres avec armatures comprimées (<math>A'_s = A_s/2</math>) [84]</i>	77
<b>Figure 3.24</b>	<i>Flèches dues au fluage et au retrait pour des poutres avec armatures comprimées (<math>A'_s = A_s</math>) [84]</i>	78
<b>Figure 3.25</b>	<i>Variation des déformations des sections en béton armé à court terme et à long terme [86]</i>	79
<b>Figure 3.26</b>	<i>Evolution des contraintes dans l'acier avec le temps [86]</i>	80
<b>Figure 3.27</b>	<i>Evolution différée des déformations des fibres dans une section fléchie à mi-travée d'une poutre caisson [87]</i>	81
<b>Figure 3.28</b>	<i>Evolution différée des déformations des fibres dans une section fléchie au quart de la travée d'une poutre caisson [87]</i>	81
<b>Figure 4.1</b>	<i>Déroulement d'un essai de compression simple sur des prismes de mortier.</i>	
<b>Figure 4.2</b>	<i>Schémas du dispositif de mesure de retrait</i>	88
<b>Figure 4.3</b>	<i>Evolution de la résistance à la compression des mortiers contenant différentes quantités d'ajouts minéraux (C: calcaire, P: pouzzolane naturelle, L: laitier)</i>	89
<b>Figure 4.4</b>	<i>Evolution du retrait total des échantillons de mortier libres et scellés au calcaire.</i>	91
<b>Figure 4.5</b>	<i>Evolution du retrait total des échantillons de mortier libres et scellés à la pouzzolane naturelle</i>	92
<b>Figure 4.6</b>	<i>Evolution du retrait total des échantillons de mortier libres et scellés au laitier</i>	92
<b>Figure 4.7</b>	<i>Retrait endogène et retrait de dessiccation des mortiers en fonction du taux de substitution de calcaire</i>	93
<b>Figure 4.8</b>	<i>Retrait endogène et retrait de dessiccation des mortiers en fonction du taux de substitution de la pouzzolane naturelle</i>	94
<b>Figure 4.9</b>	<i>Retrait endogène et retrait de dessiccation des mortiers en fonction du taux de substitution de laitier</i>	94
<b>Figure 4.10</b>	<i>Relation entre la résistance à la compression et le retrait pour un mortier au calcaire (<math>\varepsilon_t</math>: retrait total, <math>\varepsilon_a</math>: retrait endogène, <math>\varepsilon_d</math>: retrait de dessiccation, S: résistance en compression, <math>R^2</math>: coefficient de corrélation)</i>	96
<b>Figure 4.11</b>	<i>Relation entre la résistance à la compression et le retrait pour un mortier à la pouzzolane naturelle (<math>\varepsilon_t</math>: retrait total, <math>\varepsilon_a</math>: retrait endogène, <math>\varepsilon_d</math>: retrait de dessiccation, S: résistance en compression, <math>R^2</math>: coefficient de corrélation)</i>	97
<b>Figure 4.12</b>	<i>Relation entre la résistance à la compression et le retrait pour un mortier au laitier (<math>\varepsilon_t</math>: retrait total, <math>\varepsilon_a</math>: retrait endogène, <math>\varepsilon_d</math>: retrait de dessiccation, S: résistance en compression, <math>R^2</math>: coefficient de corrélation)</i>	97
<b>Figure 4.13</b>	<i>Relation entre la résistance en compression et le retrait (<math>\varepsilon_t</math>: retrait total, <math>\varepsilon_a</math>: retrait endogène, <math>\varepsilon_d</math>: retrait de séchage, S: résistance en compression, <math>R^2</math>: coefficient de corrélation)</i>	98



<b>Figure 4.14</b>	<i>Variation du retrait conformément à la résistance à la compression pour plusieurs taux de substitution de calcaire</i>	99
<b>Figure 4.15</b>	<i>Variation du retrait conformément à la résistance à la compression pour plusieurs taux de substitution de pouzzolane naturelle</i>	99
<b>Figure 4.16</b>	<i>Variation du retrait conformément à la résistance en compression pour plusieurs taux de substitution de laitier</i>	99
<b>Figure 5. 1</b>	<i>Courbe granulométrique du sable et du graviers utilisés</i>	107
<b>Figure 5. 2</b>	<i>Moules utilisés pour les essais mécaniques</i>	109
<b>Figure 5. 3</b>	<i>Essai de compression sur cube</i>	111
<b>Figure 5. 4</b>	<i>Essai de flexion sur prisme</i>	111
<b>Figure 5. 5</b>	<i>Coupe longitudinale des poutres fabriquées</i>	112
<b>Figure 5. 6</b>	<i>Coupes transversales des poutres fabriquées</i>	112
<b>Figure 5. 7</b>	<i>Conservation des poutres avant la mise en charge</i>	113
<b>Figure 5. 8</b>	<i>Dispositif de mesure de déformation de retrait</i>	113
<b>Figure 5. 9</b>	<i>Schéma des six poutres réalisées</i>	114
<b>Figure 5. 10</b>	<i>Schéma de mesure des flèches sur les poutres</i>	115
<b>Figure 5. 11</b>	<i>Variation du dosage en superplastifiant</i>	115
<b>Figure 5. 12</b>	<i>Evolution de la résistance à la flexion pour différents rapports E/C</i>	116
<b>Figure 5. 13</b>	<i>Variation de la résistance à la flexion en fonction du rapport E/C</i>	116
<b>Figure 5. 14</b>	<i>Evolution de la résistance à la compression pour différents rapports de E/C</i>	117
<b>Figure 5. 15</b>	<i>Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport E/C</i>	117
<b>Figure 5. 16</b>	<i>Evolution du retrait libre pour trois rapports E/C.</i>	118
<b>Figure 5. 17</b>	<i>Variation du retrait entre deux éprouvettes identiques (E/C=0.45)</i>	119
<b>Figure 5. 18</b>	<i>Variation du retrait entre deux éprouvettes identiques (E/C=0.5)</i>	119
<b>Figure 5. 19</b>	<i>Variation du retrait entre deux éprouvettes identiques (E/C=0.55)</i>	120
<b>Figure 5. 20</b>	<i>Evolution des retraits libres en fonction du rapport E/C à différents âges de béton.</i>	121
<b>Figure 5. 21</b>	<i>Flèches instantanées mesurées et calculées des poutres isostatiques en fonction de la classe du béton</i>	122
<b>Figure 5. 22</b>	<i>Evolution des flèches différées à mi travée pour des poutres de différentes résistances du béton.</i>	123
<b>Figure 5. 23</b>	<i>Evolution des flèches différées à mi travée pour des poutres de différentes résistances du béton.</i>	124
<b>Figure 5. 24</b>	<i>Evolution des flèches différées à mi-travée pour des poutres de différents ferrailages.</i>	124
<b>Figure 5. 25</b>	<i>Evolution des flèches différées au quart de la travée pour des poutres de différents ferrailages.</i>	125
<b>Figure 5. 26</b>	<i>Evolution des déformations au quart de la travée sur la fibre supérieure pour des poutres identiques avec trois classes de béton</i>	126
<b>Figure 5. 27</b>	<i>Evolution des déformations à mi travée sur la fibre supérieure pour des poutres identiques avec trois classes de béton</i>	127
<b>Figure 5. 28</b>	<i>Evolution des déformations au quart de la travée sur la fibre supérieure pour des poutres de même classe de béton et différent ferrailage</i>	128
<b>Figure 5. 29</b>	<i>Evolution des déformations à mi travée sur la fibre supérieure pour des poutres de même classe de béton et différent ferrailage.</i>	128
<b>Figure 5. 30</b>	<i>Retrait différentiel dans une section avec des armatures dissymétriques [115].</i>	130
<b>Figure 5. 31</b>	<i>Flèche calculée et mesurée de la poutre P1 (4T10+0T10, <math>f_{c28}=34</math> MPa)</i>	132
<b>Figure 5. 32</b>	<i>Flèche calculée et mesurée de la poutre P2 (4T10+1T10, <math>f_{c28}=34</math> MPa)</i>	132
<b>Figure 5. 33</b>	<i>Flèche calculée et mesurée de la poutre P3 (4T10+2T10, <math>f_{c28}=34</math> MPa)</i>	133
<b>Figure 5. 34</b>	<i>Flèche calculée et mesurée de la poutre P4 (4T10+3T10, <math>f_{c28}=34</math> MPa)</i>	133
<b>Figure 5. 35</b>	<i>Flèche calculée et mesurée de la poutre P5 (4T10+2T10, <math>f_{c28}=54</math> MPa)</i>	133
<b>Figure 5. 36</b>	<i>Flèche calculée et mesurée de la poutre P6 (4T10+2T10, <math>f_{c28}=60</math> MPa)</i>	133

## **Liste des tableaux**

<b>Tableau 1. 1</b>	<i>Valeurs moyennes de retrait en fonction du milieu de conservation [14]</i>	5
<b>Tableau 1. 2</b>	<i>Valeurs du Retrait Mesurées sur Eprouvettes Enrobées et Non Enrobées pour Différentes Valeurs de E/C. [03]</i>	7
<b>Tableau 2. 1</b>	<i>Comportement et module de déformation du béton</i>	25
<b>Tableau 2. 2</b>	<i>Influence des conditions de conservation avant et après chargement sur le fluage final du béton (prisme de 10*10, chargé à 6 MPa, à 60 jours) (29]</i>	32
<b>Tableau 2.3</b>	<i>Fluage spécifique du béton chargé à 7 jours avec différentes résistances [14]</i>	47
<b>Tableau 3 1</b>	<i>Distribution du nombre et du pourcentage de résidus pour les modèles de fluage et du retrait [83].</i>	76
<b>Tableau 3. 2</b>	<i>Paramètres statistiques permettant le calcul du coefficient d'amélioration [85].</i>	78
<b>Tableau 4. 1</b>	<i>Caractéristiques des matériaux utilisés</i>	86
<b>Tableau 4 2</b>	<i>Composition du mortier</i>	86
<b>Tableau 5. 1</b>	<i>Caractéristiques du ciment utilisé</i>	106
<b>Tableau 5. 2</b>	<i>Propriétés des agrégats utilisés</i>	106
<b>Tableau 5. 3</b>	<i>Caractéristiques du superplastifiant</i>	107
<b>Tableau 5. 4</b>	<i>Composition de chaque classe de béton</i>	108
<b>Tableau. 5. 5</b>	<i>Ferraillages et classes de béton des poutres utilisées</i>	
<b>Tableau. 5. 6</b>	<i>Valeurs des flèches instantanées mesurées et calculées à mi-travée et au quart de travée des différentes poutres</i>	122
<b>Tableau 5. 7</b>	<i>Flèches mesurées et calculées à mi portée des différentes poutres</i>	132

Remerciements	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Sommaire	

Introduction générale .....	1
-----------------------------	---

## Chapitre 01: Synthèse sur le retrait du béton

1.1. Introduction .....	6
1.2. Retrait du béton .....	6
1.3. Types de retrait .....	7
1.3.1. Retrait Endogène .....	7
1.3.1.1. Retrait de serrage (Contraction Le Chatelier).....	8
1.3.1.2. Retrait d'hydratation (Auto- Dessiccation) .....	9
1.3.1.3. Retrait plastique (Retrait d'Evaporation Avant Prise).....	10
1.3.1.4. Retrait Thermique.....	11
1.3.2. Retrait Exogène .....	11
1.3.2.1. Retrait de Dessiccation .....	12
1.3.2.2. Retrait de Carbonatation.....	14
1.4. Causes et conséquences du séchage du béton .....	16
1.5. Paramètres agissant sur le retrait .....	17
1.5.1. Effet des granulats sur le retrait du béton .....	17
1.5.2. Effet de l'humidité relative.....	19
1.5.3. Effet de la période de cure.....	20
1.5.4. Effet d'échelle.....	20
1.6. Mécanisme du retrait de dessiccation.....	20
1.7. Conclusion.....	22

## Chapitre 02: Synthèse sur le fluage du béton

2.1. Introduction .....	24
2.2. Description du phénomène du fluage .....	24
2.3. Etude des Phénomènes de Base.....	25
2.3.1. Vieillissement .....	25
2.3.2. Recouvrance .....	27
2.3.3. Réponse à un programme escalier .....	28
2.3.4. Fluage tridimensionnel .....	28
2.3.5. Relaxation.....	29
2.3.6. Fluage en traction et en flexion .....	30
2.3.7. Fluage sous sollicitations cycliques.....	31
2.4. Facteurs influençant le fluage.....	31
2.4.1. Hygrométrie.....	32
2.4.1.1. Effet sur le fluage propre .....	33
2.4.1.2. Effet sur le fluage de dessiccation .....	34
2.4.2. Influence de la taille de l'élément .....	35
2.5. Fluage propre.....	35
2.5.1. Mécanismes associés au fluage propre .....	36

2.5.1.1. Mécanisme à court terme : .....	36
2.5.1.2. Mécanisme à long terme : .....	37
2.5.2. Facteurs influençant le fluage propre .....	38
2.6. Fluage de dessiccation .....	39
2.6.1. Mécanismes associés au fluage de dessiccation .....	39
2.6.1.1 Le fluage de dessiccation structurel .....	39
2.6.1.2 Fluages de dessiccation intrinsèque .....	41
2.6.2. Facteurs influençant le fluage de dessiccation .....	42
2.6.2.1. Effet de la composition du béton .....	42
2.6.2.2. Effet de l'humidité relative .....	44
2.6.2.3. Effet de la résistance du béton .....	45
2.6.2.4. Effet de l'âge de chargement .....	46
2.6.2.5 Effet d'échelle .....	47
2.5.2.6. Niveau de contrainte .....	48
2.7. Conclusion .....	48

## Chapitre 03: Effets structuraux du fluage et du retrait

3.1. Introduction .....	50
3.2. Analyse des effets différés .....	50
3.2.1. Retrait d'un élément en béton armé .....	51
3.2.2. Retrait avec Armatures Dissymétriques .....	52
3.2.3. Fluage d'un élément comprimé .....	53
3.2.4. Comportement différé d'une section fléchie .....	54
3.2.4.1. Effets initiaux .....	54
3.2.4.2. Effets différés .....	55
3.3. Redistribution des efforts dus au fluage .....	57
3.3.1. Influence du mode de construction .....	57
3.3.1.1. Calcul des réactions hyperstatiques .....	57
3.3.1.2. Calcul des Déformations Différées .....	60
3.3.2. Influence des pertes de précontrainte .....	61
3.3.2.1. Etat instantané .....	61
3.3.2.2. Etat différé .....	62
3.4. Fluage sous contrainte variable .....	65
3.4.1. Méthode de superposition .....	66
3.4.2. Méthode du module effectif .....	66
3.4.3. Méthode du module effectif ajusté .....	67
3.4.4. Méthode du temps moyen .....	68
3.4.5. Méthode du temps équivalent .....	69
3.5. Travaux effectués sur le fluage .....	72
3.5.1. Travaux in situ du LCPC en France .....	72
3.5.2. Travaux de fluage en Australie .....	76
3.5.3. Travaux de fluage aux USA .....	76
3.5.4. Travaux en Hollande .....	79
3.5.5. Travaux en Espagne .....	80
3.5.6. Travaux en Taiwan .....	81
3.6. Conclusion .....	82

## Chapitre 04: Effet du retrait sur la résistance à la compression d'un mortier renfermant différentes quantités d'additions minérales.

4.1. Introduction .....	84
4.2. Description du retrait .....	84
4.3. Effet des ajouts minéraux sur le retrait .....	84
4.4. Etude expérimentale .....	86
4.4.1. Matériaux utilisés .....	86
4.4.2. Confection des éprouvettes.....	87
4.4.3. Essais effectués.....	87
4.5. Analyse des résultats .....	89
4.5.1. Résistance à la compression .....	89
4.5.2. Retrait total .....	91
4.5.3. Retrait endogène .....	94
4.5.4. Retrait exogène .....	96
4.5.5. Relation entre la résistance à la compression et le retrait.....	97
4.6. Discussion et interprétation .....	101
4.7. Conclusion .....	103

## Chapitre 05: Evaluation expérimentale des effets structuraux

5.1. Introduction .....	106
5.2. Confection du béton.....	106
5.2.1. Matériaux utilisés .....	106
5.2.1.1. Ciment .....	106
5.2.1.2. Granulats.....	106
5.2.1.3. Eau de gâchage .....	108
5.2.1.4. Superplastifiant.....	108
5.2.1.5. Acier .....	109
5.2.2. Composition du béton.....	109
5.2.3. Types et tailles des moules .....	109
5.2.4. Fabrication et conservation.....	110
5.2.5. Ouvrabilité du béton .....	111
5.2.6. Essais mécaniques .....	111
5.3. Confection des poutres .....	112
5.3.1. Fabrication et conservation.....	113
5.3.2. Appareillage de mesure .....	114
5.3.3. Mise en charge.....	114
5.3.4. Mesure des déformations dans les poutres .....	115
5.3.5. Mesure des flèches.....	115
5.4. Résultats obtenus .....	116
5.4.1. Ouvrabilité du béton .....	116
5.4.2. Résistance à la flexion .....	117
5.4.3. Résistance à la compression .....	117
5.4.4. Retrait libre .....	118
5.4.4.1. Reproduction des essais.....	119
5.4.4.2. Effet de la classe du béton .....	121
5.4.5. Evolution des flèches différées.....	122
5.4.5.1. Flèches instantanées .....	122
5.4.5.2. Flèches différées .....	123
5.4.6. Déformations différées .....	126

5.4.6.1. Effet de la classe du béton.....	127
5.4.6.2. Effet du ferrailage .....	128
5.5. Evaluation des flèches différées.....	129
5.5.1. Evaluation de la flèche due au retrait.....	130
5.5.2. Evaluation de la flèche due au fluage .....	131
5.5.3. Evaluation de la flèche totale .....	132
5.5.4. Résultats obtenus de calcul des flèches.....	132
5.5. Conclusion .....	134
Conclusions générales.....	136
Références Bibliographiques .....	142

## *Introduction générale*

Le béton est un mélange composé de ciment, d'eau et de granulats (graviers +sable). Pour obtenir certaines propriétés spécifiques, il est utile d'ajouter des additions minérales (telles que calcaires, laitiers, pouzzolanes....) ainsi que des adjuvants organiques (fluidifiants, entraîneurs d'air..). Le ciment et l'eau sont fixés par le rapport Eau/Ciment (E/C) et vont former la pâte de ciment qui va durcir et constituera le liant du béton. La pâte durcie représente 20 à 40% du volume du béton tandis que les granulats constituent le squelette inerte du béton. Ils lui confèrent sa compacité et participent à sa résistance mécanique. Les pâtes de ciment et les bétons sont complexes et évolutifs. Ils subissent de profondes transformations physico-chimiques et structurales dans les instants qui suivent leur préparation. Ces transformations se poursuivent tout au long de leur vie avec toutefois une cinétique décroissante au cours du temps. L'eau joue un rôle essentiel dans le comportement du matériau durci tant sur le plan mécanique que sur la durabilité. La conception des structures en béton est généralement faite de manière à exploiter la résistance à la compression du matériau et de la relier avec les autres propriétés.

Le comportement évolutif de la pate de ciment engendre des déformations différées qui évoluent au cours du temps. Ces déformations peuvent être d'origine physico-chimique comme le retrait ou mécanique comme le fluage sous contrainte constante. Elles peuvent nuire au comportement en service des ouvrages et remettre en cause leur durabilité. Les déformations de retrait peuvent provoquer la fissuration et créer des conditions favorisant la corrosion des armatures. Les déformations de fluage peuvent entraîner des flèches incompatibles avec le bon fonctionnement en service des ouvrages dans les structures en béton armé. En plus, ces déformations génèrent des chutes dans la tension des câbles difficiles à estimer dans le cas des structures précontraintes. Dans les grands ouvrages, comme les ponts ou le phasage de la construction est complexe, le fluage va provoquer des redistributions d'efforts à prendre en compte dans les calculs sous peine de mettre en péril la sécurité des ouvrages.

La présente thèse est constituée de deux parties distinctes; une synthèse bibliographique composée de trois chapitres et une partie expérimentale composée de deux chapitres.

Le premier chapitre est consacré aux travaux réalisés sur le retrait du béton où des définitions et des phénomènes sont présentés pour mettre en évidence son effet sur les structures en béton armé.

Au deuxième chapitre, le phénomène de fluage du béton est illustré par les résultats de certains travaux de recherche. Les paramètres influents et les lois régissant ce comportement sont également présentés.

Le troisième chapitre concerne les effets structuraux du retrait et du fluage dans les structures en béton : contraintes, flèches, redistribution des efforts et pertes de précontrainte et les travaux réalisés pour pouvoir quantifier le comportement différé de ce matériau.

L'objectif du chapitre quatre est l'évaluation de la résistance à la compression et le retrait des mortiers quand des ajouts minéraux substituent une partie de ciment. Le ciment est remplacé par plusieurs taux de substitution de trois ajouts minéraux et la déformation est mesurée sur des échantillons libres et scellés. Par la suite, différents mortiers sont confectionnés et testés afin de quantifier la contribution de chaque ajout dans le développement des résistances mécaniques et dans les déformations de retrait. La détermination des déformations permet d'identifier la contribution de chaque ajout dans la cinétique d'hydratation. Aussi, le travail a permis de relier directement les différents retraits mesurés avec la résistance à la compression concrétisée par une publication dans une revue de renommée établie.

Dans le cinquième chapitre, on a essayé de simplifier le problème de calcul des flèches dus au retrait et au fluage et rendre leur calcul compatible avec les méthodes utilisées par la résistance des matériaux et en particulier l'Eurocode 2. Ceci permet à l'ingénieur de mieux s'adapter avec les phénomènes différés du béton et de mieux prédire leurs conséquences. A cet effet, un programme d'essais sur des éprouvettes et des poutres isostatiques en béton armé est tracé afin de mieux comprendre les phénomènes différés du béton et leurs influences sur la durabilité des ouvrages. Les courbes dans tous les phénomènes étudiés montrent la concordance du travail de recherche avec la théorie.



Enfin, une conclusion générale est présentée où on a récapitulé les principales observations trouvées dans ces travaux de recherches. De même, des recommandations sont citées et serviront de guide aux futurs chercheurs intéressés par ce phénomène.



Chapitre I

Synthèse sur le retrait du béton

## 1.1. Introduction

Le béton présente dès son jeune âge un comportement différé du au retrait et au fluage. Il a été constaté que dans un béton classique la quantité d'eau de gâchage représente le double de la quantité nécessaire à l'hydratation. Le béton, contient de ce fait un surplus d'eau, qui en s'évaporant va provoquer le séchage du matériau.

Le départ de l'eau dans la matrice cimentaire provoque un retrait appelé retrait de dessiccation qui est la réponse mécanique du matériau soumis au séchage. Le départ de l'eau provoque des variations dimensionnelles et un état de contraintes non homogène entraînant la fissuration du béton.

## 1.2. Retrait du béton

Le retrait se présente comme la réduction de volume liée au départ ou à la consommation d'eau au sein du béton non-contraint extérieurement. Ce phénomène commence dès le premier contact entre le ciment et l'eau de gâchage et peut être assimilé à l'effet d'un abaissement de température. Sur la figure 1-1, on remarque une variation dimensionnelle d'un élément de béton exposé à l'air libre. Cette variation dépend de plusieurs paramètres et possède différentes origines séparant les différents retraits caractérisant le séchage du béton. Les valeurs limites moyennes de ce retrait sont indiquées sur le tableau 1.1.

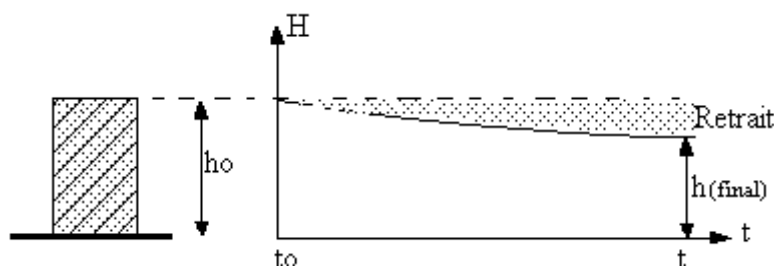


Figure 1.1 : Déformation de retrait

Tableau 1.1 : Valeurs moyennes de retrait en fonction du milieu de conservation

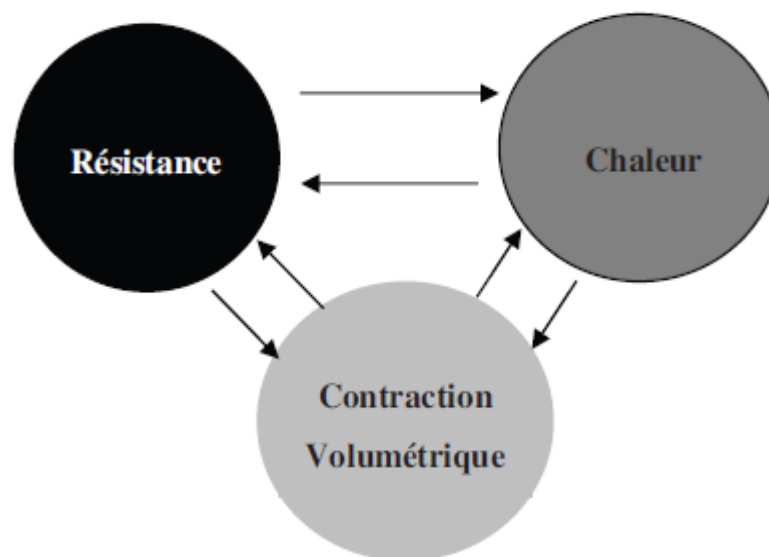
Milieu de conservation	Retrait moyen relatif $\frac{dL}{L}$
Dans les climats très humides	$1.5 \cdot 10^{-4}$
Dans les climats humides	$2 \cdot 10^{-4}$
Dans les climats secs	$3 \cdot 10^{-4}$
Dans les climats chauds et secs	$4 \cdot 10^{-4}$
Dans les climats très secs ou désertiques	$5 \cdot 10^{-4}$

### 1.3. Types de retrait

Le retrait possède plusieurs origines selon la consommation de l'eau de gâchage et la diminution de l'humidité relative au sein de la matrice cimentaire. De plus, la chaleur résultant de la réaction d'hydratation entre les grains du ciment et les liaisons formées entre les hydrates engendrent une déformation analogue à celle de la dessiccation.

#### 1.3.1. Retrait Endogène

On appelle retrait endogène, le retrait provoqué par des phénomènes strictement internes au béton, en l'absence de tout échange d'eau avec l'extérieur, ce qu'on appelle en thermodynamique un système fermé. Ce retrait caractérise les déformations de la pâte de ciment et par conséquent du béton en l'absence de tout échange d'eau avec l'extérieur. La quantité d'eau strictement nécessaire à l'hydratation du ciment représente environ 25% de son poids. Le résultat pratique des réactions d'hydratation est la formation d'une pâte de ciment hydraté cohésive qui confère au béton sa résistance. Quand la pâte de ciment s'hydrate, il se produit toujours un dégagement d'une certaine quantité de chaleur et une certaine contraction du volume solide. Pour illustrer cet état de fait, on peut dire que la pâte de ciment et plus généralement le béton, se développe à l'intérieur du triangle d'hydratation : résistance-chaleur-contraction volumétrique (Fig. 1.2) [1].



**Figure 1.2 :** *Le triangle de l'hydratation : résistance, chaleur, réduction de volume.*  
*« Triangle des Bermudes » du béton [1].*

Le retrait endogène est un phénomène propre à l'hydratation du ciment qui témoigne de sa cinétique et de la quantité des hydrates formés. Ce retrait est rapide et croît lorsque la quantité d'eau diminue, il atteint 95% au bout de 1 à 4 semaines [2].

Expérimentalement on peut réaliser cet état de fait soit par:

- plonger l'éprouvette dans du mercure.
- l'entourer d'une mince feuille de cuivre.
- pulvériser un produit de cure imperméable sur les faces libres.

Sur la base d'une étude sur le comportement différé de différents bétons à hautes performances, Auperin et al [03] ont présenté des résultats des essais de retrait sur des éprouvettes enrobées et d'autres séchant à l'air libre représentés sur le tableau 1.2.

**Tableau 1.2 : Valeurs Du Retrait Mesurées Sur Eprouvettes enrobées Et Non Enrobées Pour Différentes Valeurs De E/C. [03]**

Béton	Rc28 MPa	E/C	Eprouvettes Enrobées	Eprouvettes Non Enrobées
G0	94.5	0.33	306 $\mu\text{m}$	604 $\mu\text{m}$
G1	83.3	0.38	206 $\mu\text{m}$	574 $\mu\text{m}$
G2	73.8	0.41	160 $\mu\text{m}$	724 $\mu\text{m}$

On distingue d'après l'évolution de la structure du matériau la succession de plusieurs phénomènes qui donnent au retrait endogène ses différentes phases. Elles sont présentées ci-dessous.

#### 1.3.1.1. Retrait de serrage (Contraction Le Chatelier)

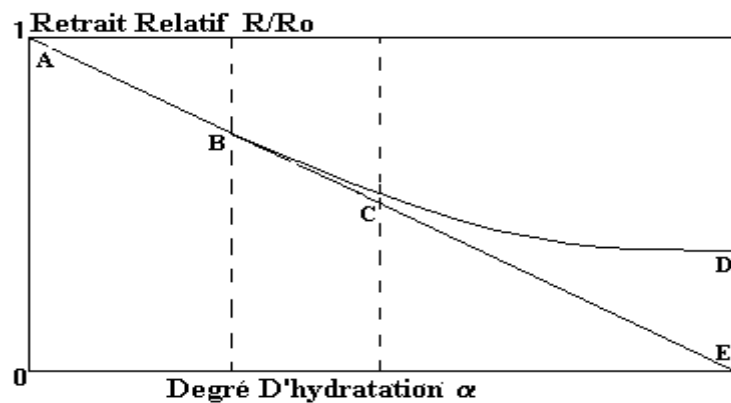
Ce retrait est observé au début de la réaction d'hydratation et durant la période qui précède la prise. Appelé aussi premier retrait, il est attribué au fait que le volume des hydrates formés est inférieur à la somme des volumes des deux constituants : Ciment anhydre et eau. Ce phénomène, découvert par Le Chatelier, est appelé contraction « Le Chatelier » (appelé aussi retrait d'origine chimique) ; il est d'abord libre jusqu'à ce que la prise ait lieu puis se trouve gêner en raison de la formation progressive du squelette ou le durcissement de la pâte. La valeur de cette contraction volumique devrait être en théorie d'environ 10 % du volume de la pâte initiale, mais elle est en réalité plus faible du fait que l'hydratation continue longtemps après la prise et que la rigidité augmente gênant son évolution [4]. Il y a près de cent ans déjà, Le Chatelier avait en effet estimé que cette réduction de volume était de l'ordre de 8 % à 12 % de l'espace original occupé par le

ciment anhydre et l'eau qui étaient destinés à se combiner dans la pâte de ciment hydraté [4].

### 1.3.1.2. Retrait d'hydratation (Auto- Dessiccation)

Au moment de la prise, une part seulement de l'hydratation est réalisée. Celle-ci se poursuit ensuite à l'intérieur d'un squelette à la fois poreux et rigide, ce qui entraîne une diminution de la teneur en eau dans l'espace des pores. Cette diminution a les mêmes effets mécaniques qu'un séchage [2]. On définit donc le retrait d'hydratation (appelé aussi retrait de durcissement ou second retrait) comme la déformation qui se développe dès la fin de la mise en place, dans des conditions isothermes et en l'absence d'échange hygrométrique avec l'extérieur.

La figure 1-3 [5] schématise l'évolution du retrait d'hydratation en fonction de l'avancement de cette dernière, la droite AB, qui représente la phase de suspension, montre que la réaction d'hydratation induit une diminution du volume total linéairement proportionnelle au degré d'avancement de la réaction d'hydratation (*retrait "plastique", avant prise*).



**Figure 1.3.** : Evolution du retrait hydraulique en fonction du degré  $\alpha$  d'avancement de la réaction d'hydratation [5].

En phase de durcissement (courbe CD) où le squelette minéral est constitué dans tout le volume, l'hydratation se poursuit mais le retrait d'origine chimique est progressivement gêné par une structure de plus en plus rigide, dans le cas du béton, les granulats vont encore rigidifier le squelette et donc contribuer, en gênant le retrait, à la naissance de contraintes internes (les contraintes sont dix fois plus faibles dans un béton que dans une pâte de ciment).

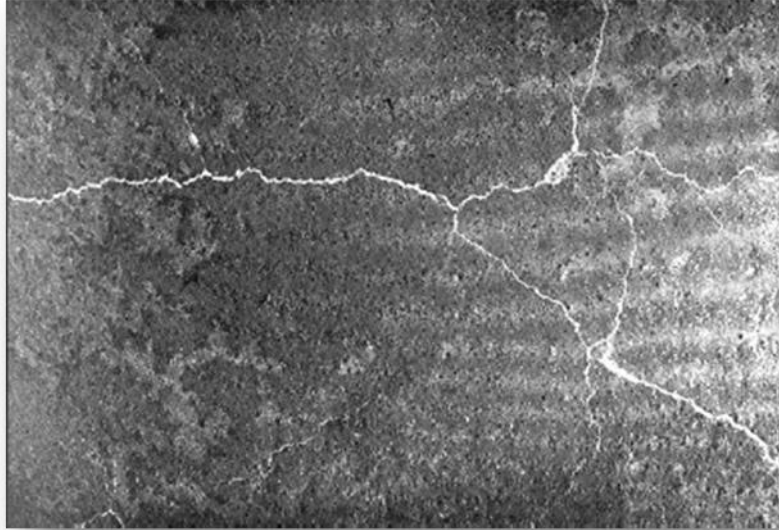
On peut considérer qu'une semaine après la prise, tout retrait d'hydratation supplémentaire est empêché (tangente horizontale en D). Dans la phase intermédiaire BC (phase de prise), où les premiers cristaux se forment, les deux mécanismes coexistent; retrait d'hydratation gêné à l'intérieur des cristaux et libre ailleurs.

### *1.3.1.3. Retrait plastique (Retrait d'Evaporation Avant Prise)*

Ce type de retrait a lieu durant les premières heures de séchage (2 à 6 heures après la fabrication du béton) et il s'achève à la fin de la prise lorsque le béton devient plus rigide. Le retrait plastique se développe dans des bétons qui perdent de l'eau alors qu'ils sont encore à l'état plastique (évaporation rapide de l'eau en surface) [4]. Au début, l'eau de gâchage n'est pas encore liée aux constituants des ciments ; elle n'est retenue que physiquement et mécaniquement. Donc une partie de l'eau de gâchage s'évapore, soit par évaporation dans l'air sec ambiant (une surface de béton frais peut évaporer plus d'un litre d'eau par mètre carré et par heure), soit par absorption du support (coffrage en bois trop sec) ou de granulats poreux également non humidifiés (cas des bétons de granulats légers). La caractéristique de ce retrait plastique est qu'il se produit pendant un temps limité. La déformation apparaît dès que la surface exposée est exempte d'eau de ressuage [6].

Le retrait plastique est d'autant plus important pour les éléments de structure présentant un rapport surface / volume important, ceux où la prise est lente tels que les climats froids ou lors d'utilisation d'un excès d'eau de gâchage ou des adjuvants retardateurs. De même, la forte dessiccation caractérisée par une faible hygrométrie, un vent fort ou une température élevée accentue l'amplitude de ce retrait. La figure 1.4 montre les fissures dues au retrait plastique (conséquence de l'évaporation de l'eau) qui se manifeste d'abord au voisinage des surfaces exposées [6].





**Figure 1.4 :** *Fissuration d'une dalle [6].*

#### *1.3.1.4. Retrait Thermique*

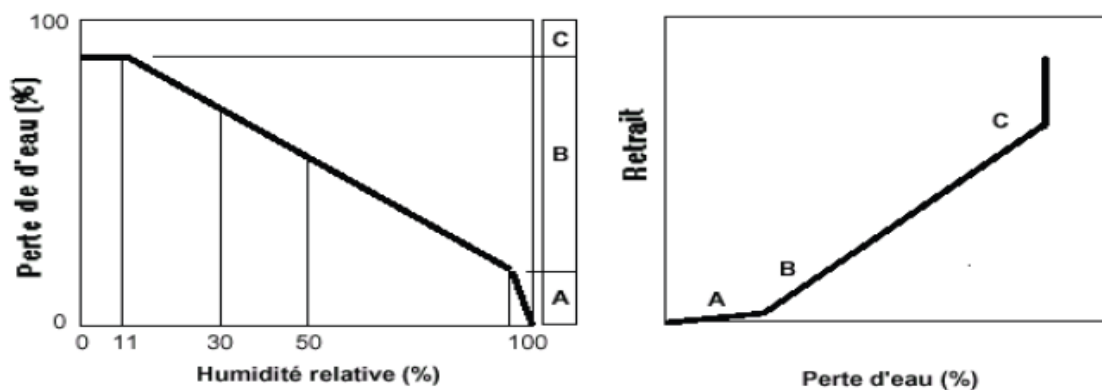
L'hydratation du ciment anhydre est responsable d'un effet physico-chimique, qui résulte du fait que la prise s'accompagne d'un fort dégagement de chaleur. En effet, les réactions d'hydratation sont fortement exothermiques, de l'ordre de 150 à 400 joules par gramme de ciment, ce qui conduit à une élévation de la température du béton entre 25° et 55° (en conditions adiabatiques) [7]. Plusieurs dispositifs mis au point permettent de mesurer cette élévation de température en fonction du temps. La prise et le durcissement du béton ont donc lieu à température plus élevée que l'ambiante, de quelques degrés à plus d'une trentaine de degrés pour les structures les plus massives. Lors du refroidissement de la structure, on observe alors un retrait dit thermique [7]. En d'autres termes, le retrait thermique peut être défini comme la déformation de contraction qui résulte du retour du béton à la température ambiante [8].

#### *1.3.2. Retrait Exogène*

Le retrait exogène se produit lorsque des surfaces de l'élément sont ouvertes et peuvent échanger l'humidité avec le milieu extérieur. Ceci provoque une perte d'eau à travers les pores de la pâte, en relation avec la capacité de la microstructure à conserver ou à perdre son humidité.

### 1.3.2.1. Retrait de Dessiccation

Le retrait de dessiccation (appelé aussi retrait de séchage) ne se manifeste qu'à la fin de la prise et après qu'une grande partie du retrait thermique ait déjà eu lieu [9]. Ce retrait est dû à la perte d'une partie de l'eau de gâchage dans le cas où le béton est conservé dans une atmosphère à humidité relative plus faible que celle de la matrice cimentaire. La cause principale du retrait de séchage est l'assèchement progressif de la pâte de ciment. Lorsqu'on abaisse graduellement le taux d'humidité on observe une progression du séchage; au début c'est l'eau libre dans les gros pores capillaires (zone A > 0.05  $\mu\text{m}$ ) qui commence à s'échapper (Fig. 1.5) [10]. Cette perte d'eau provoque relativement un faible retrait.



**Figure 1.5. :** Relation entre la perte d'eau, l'humidité relative et le retrait de séchage de la pâte de ciment hydraté [10].

Pour des taux d'humidité compris entre 50 % et 90 %, c'est l'eau non libre qui s'évapore en provoquant un retrait important (zone B).

Lorsque le taux d'humidité devient inférieur à 50 %, c'est l'eau adsorbée dans les petits capillaires qui s'évapore. Ce processus produit des tensions capillaires qui compriment les parois des pores et provoquent une diminution de volume de la pâte.

Pour un taux d'humidité inférieur à 30 %, l'eau zéolithique devient instable et commence à s'évaporer. L'eau zéolithique n'est pas chimiquement combinée dans la structure des Silicates de Calcium Hydratés (C-S-H) mais elle est retenue entre les feuillets de C-S-H par des liens hydrogènes. Pour l'évaporer il faut que le taux d'humidité s'abaisse au-dessous de 30 %, ce qui provoque alors un très fort retrait de la pâte. Cette eau zéolithique est responsable des pressions de disjonction qui écartent les feuillets de C-S-H. Si cette eau disparaît le système se contracte et le volume diminue (retrait). Il est très

difficile de retirer cette eau combinée chimiquement. C'est pour cette raison qu'on la désigne souvent par eau non évaporable.

Freyssinet a donné en 1934 une théorie explicative basée sur les tensions produites par les forces capillaires. Les particules les plus fines du béton sont reliées par des ponts d'eau dont les ménisques exercent des contraintes d'autant plus importantes que les rayons de courbures sont plus petits. Les rayons diminuent lorsque l'eau s'évapore progressivement jusqu'à l'équilibre final. Les contraintes augmentent alors et resserrent les grains entre eux en provoquant une diminution du volume apparent.

Aussi, dans un béton courant, on met environ deux fois plus d'eau que la quantité nécessaire à l'hydratation du ciment, et cela uniquement pour des raisons de mise en œuvre. La dessiccation qui en résulte au cours du durcissement dépend de la quantité d'eau en excès entraînant une diminution du volume du corps du béton. Cette diminution dure dans le temps et son achèvement dépend plus en moins de la taille du corps. Dans un environnement courant, le séchage d'une éprouvette 16x32 cm dure plus de 10 ans, alors que celui d'un pont-dalle quelques siècles.

Le retrait de dessiccation est actuellement un phénomène relativement bien analysé, en considérant le béton comme un matériau poreux avec une porosité généralement supérieure à 10 %, les pores ont des formes très accidentées et des dimensions très variables. La figure 1-6 [11] montre l'étude d'une éprouvette séchant à l'air libre. Il est clair que l'eau de peau s'évapore la première puis l'évaporation se propage vers l'intérieur, et il en résulte un gradient radial de la teneur en eau dans l'éprouvette (Fig.1-6-a) [11].

Si on découpe maintenant l'éprouvette en petits cylindres, on constate alors qu'il y a un retrait différent dans chaque cylindre Fig. (1-6-b). En réalité, le retrait n'est pas libre et l'évaporation va donc entraîner des contraintes internes (Fig.1-6-e). En surface, la limite locale de résistance en traction est certainement atteinte; il y a donc microfissuration du béton, par contre au centre, l'éprouvette est comprimée et aucune fissure n'est observée (Fig.1-6-c). De cette étude on retient les deux effets mécaniques du retrait de dessiccation suivants :

- La diminution de la teneur en eau du matériau par un changement de phases eau-vapeur d'eau au sein de la porosité induit des forces de retrait agissant sur le squelette solide du béton.
- Un séchage qui commence par la surface, conduit à une mise en traction de la peau du béton et une mise en compression de son cœur, ce gradient de contrainte conduit à l'apparition d'une fissuration à la surface du béton.

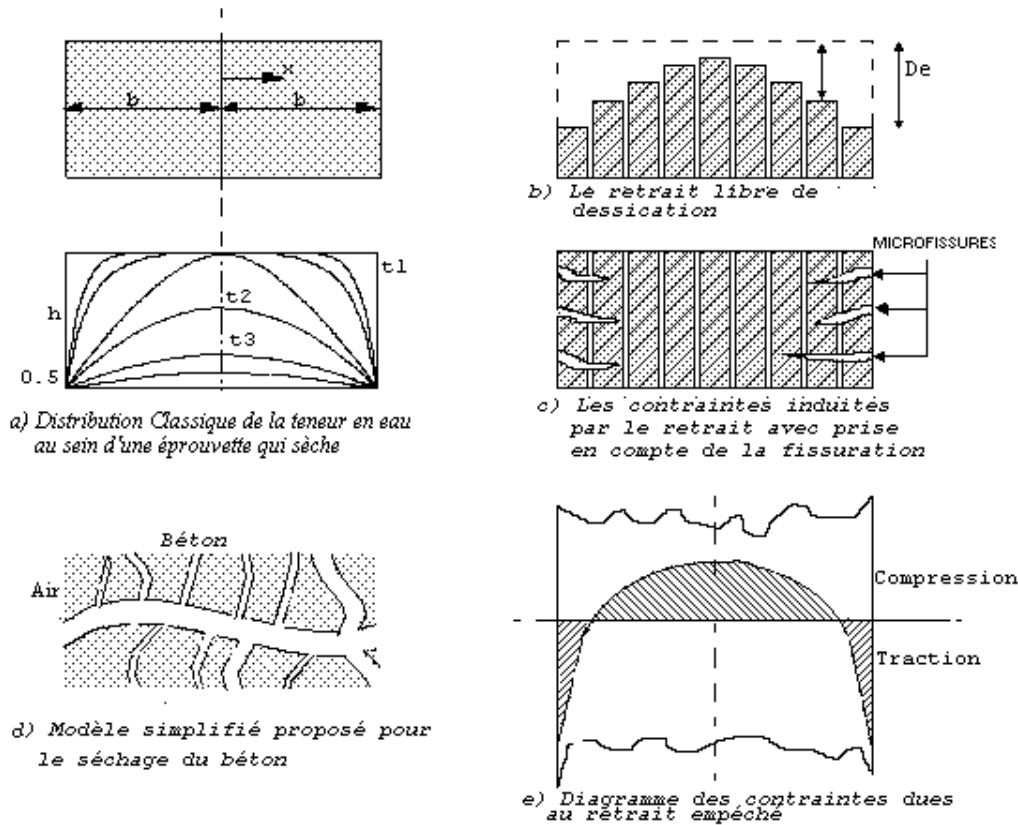
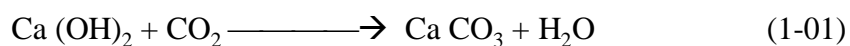


Figure 1.6 : Modèle simplifié proposé pour le séchage du béton. [11]

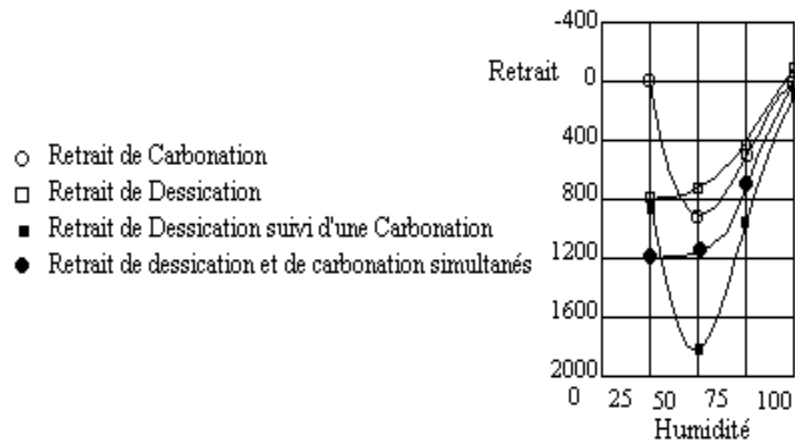
### 1.3.2.2. Retrait de Carbonatation

Le retrait de carbonatation résulte de la réaction chimique qui se produit entre la chaux libérée par l'hydratation et le gaz carbonique de l'atmosphère, cette réaction libère l'eau pour former un carbonate de calcium [11], [12] et [13].



En pratique le retrait de carbonatation se produit simultanément avec le retrait de dessiccation. Pour les séparer, on expose une éprouvette en béton dans une atmosphère d'hygrométrie  $R_h$  dépourvue de  $\text{CO}_2$ , on mesure alors le retrait de dessiccation  $\epsilon(R_h)$ .

Après la stabilisation du retrait de dessiccation, on place la même éprouvette dans une atmosphère de même hygrométrie et avec  $\text{CO}_2$ , on remarque une apparition d'un nouveau retrait proportionnel au retrait de dessiccation et ayant une valeur de  $1.2 \varepsilon(\text{Rh})$  [04], ce qui donne un retrait total de  $2.2 \varepsilon(\text{Rh})$ , ce dernier est largement réduit si la dessiccation et la carbonatation étaient simultanées, la figure 1-7 [13] représente le résultat d'une série d'essai sur éprouvettes où on observe la combinaison du retrait de carbonatation et celui de dessiccation.



**Figure 1.7 :** *Retrait de carbonatation et de dessiccation pour différentes humidités* [13]

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  $\text{CO}_2$ , le taux d'humidité et la température du milieu. Elle est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 à 65 %.

La couche superficielle du béton subit un retrait supplémentaire dû à cette carbonatation [11] et [13]. Notons que les C-S-H [12], [14], [15] et [16], les C3S et les C2S peuvent également se carbonater [15]. La carbonatation n'augmente le retrait que pour des humidités relatives intermédiaires, mais pas pour les humidités extrêmes de 25% et 100%, du fait du manque ou de l'abondance d'eau interstitielle [13].

### *1.4. Causes et conséquences du séchage du béton*

Pour permettre un bétonnage aisé lors du coulage sur chantier (vibration, enrobage des armatures, pompage sur une longue distance...), le béton doit avoir une bonne ouvrabilité tout en respectant le nécessaire compromis avec la résistance. On est conduit, en complément de l'utilisation d'adjuvants, à concevoir des bétons présentant des rapports E/C plus élevés que ce que la réaction d'hydratation nécessiterait. Une partie de l'eau non utilisée par la réaction d'hydratation se trouve donc non liée chimiquement dans le béton [2] et augmente l'humidité du ménisque. Au décoffrage, le béton est plongé dans une ambiance extérieure avec un degré hygrométrique plus faible ce qui lui fait subir un véritable choc hydrique par analogie avec le choc thermique. Le béton est donc en déséquilibre hygrométrique avec l'atmosphère; le séchage va lui permettre de retrouver, très lentement, un équilibre hydrique avec le milieu extérieur.

Physiquement, le séchage met en jeu des phénomènes plus complexes difficiles à aborder au niveau microscopique vu la complexité géométrique du réseau poreux et la difficulté à trouver des lois permettant de passer des phénomènes d'adsorption/désorption moléculaire ou d'évaporation/condensation aux lois classiques des phénomènes de transport qui se produisent à l'échelle macroscopique. A l'échelle du milieu continu, il est possible de classer les phénomènes de transport en deux grandes familles :

- Phénomènes de diffusion en phase liquide (de type Darcy) tant qu'il y a encore continuité de la phase liquide.
- Phénomènes de diffusion en phase gazeuse (de type Fick) pour la vapeur d'eau.

L'importance du séchage tient du fait que l'humidité à l'intérieur du matériau modifie considérablement ses propriétés physico-chimiques (hydratation, porosité etc.) et mécaniques (module de Young, retrait de dessiccation etc.), signe d'un couplage entre les phénomènes de diffusion, la chimie de l'hydratation et le comportement mécanique. L'eau contenue au sein des matériaux est en équilibre avec les conditions ambiantes (pression, humidité relative, température) dans lesquelles l'échantillon est placé.

Des transferts hydriques peuvent alors se produire dans le cas où ces conditions viennent à être modifiées. Pour une étude à température et pression usuelles fixées du séchage des matériaux cimentaires, le changement d'humidité relative (HR) est le facteur-

clé de cet équilibre. Selon sa valeur, différents mécanismes physiques sont mis en œuvre dans les transferts d'eau au sein de l'éprouvette, comme montrés par [12].

### 1.5. Paramètres agissant sur le retrait

Le dosage des constituants du mélange est la variable essentielle qui caractérise les propriétés du béton. Plusieurs études [16], [17], [18] et [19] ont été réalisées sur l'effet de la variation des dosages des constituants et de leurs propriétés sur le retrait. D'autres parts, l'effet des conditions hygrométriques, de la cure et de la taille de l'échantillon ou de l'élément de structure a été évalué sur les déformations du retrait.

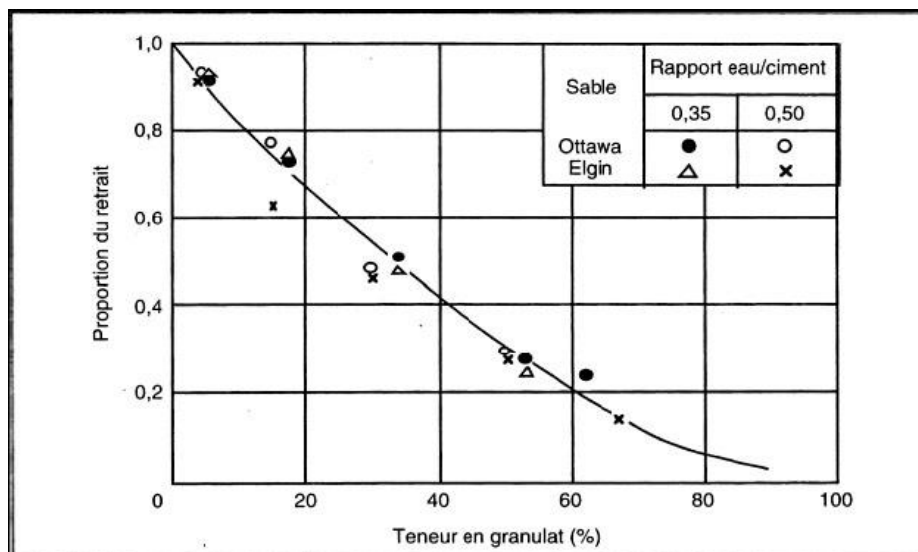
#### 1.5.1. Effet des granulats sur le retrait du béton

Le retrait de la pâte de ciment est environ 3 à 5 fois plus grand que celui du béton. Cette différence est due essentiellement à la présence de granulats qui gênent l'évolution libre du retrait. Le retrait du béton  $R_b$  dépend du retrait de la pâte de ciment  $R_p$  et du pourcentage des granulats  $g$  et est donné par la formule :

$$R_b = R_p (1 - g)^n$$

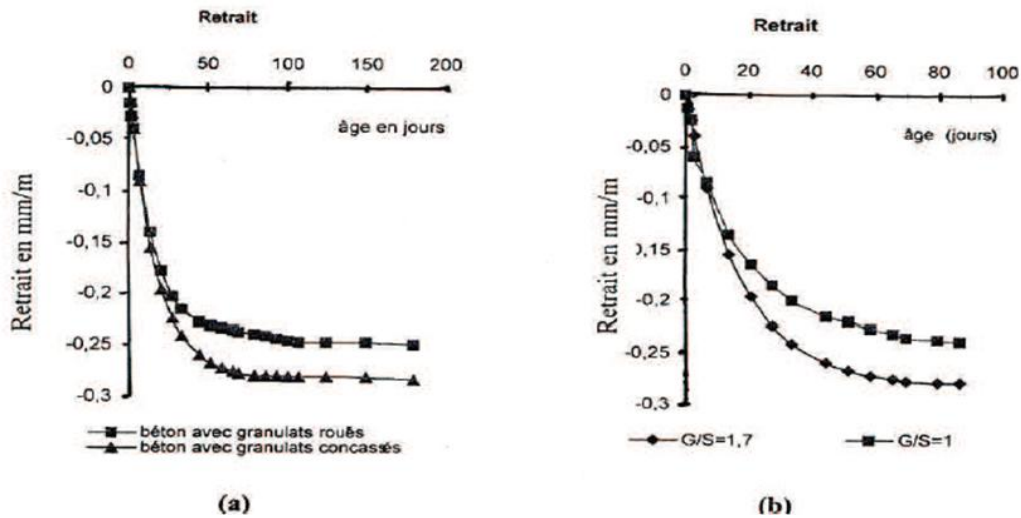
Les valeurs expérimentales de l'exposant  $n$  varient entre 1.2 et 1.7.

La figure 1-8 montre l'influence de la teneur en granulat sur le rapport entre le retrait du béton et celui de la pâte de ciment [16]. Ces résultats montrent un retrait décroissant en fonction du pourcentage de granulats.



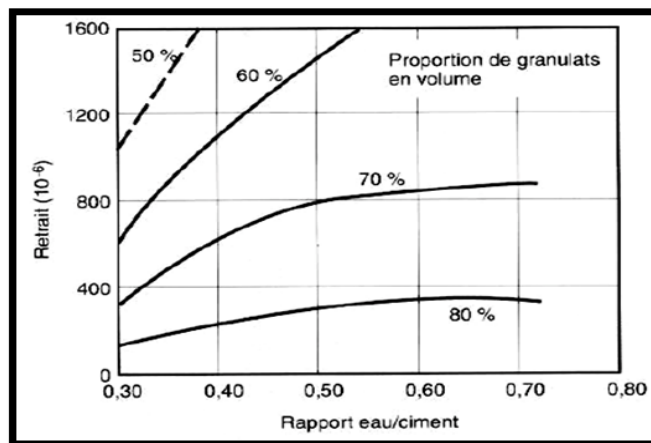
**Figure 1.8 :** Influence de la teneur en granulat dans le béton (en volume) sur le rapport entre retrait du béton et celui de pâte de ciment [16].

Le module d'élasticité des agrégats influe aussi sur le retrait, Ainsi, le retrait du béton léger est plus grand que celui du béton ordinaire. En plus, le retrait du béton dépend aussi du rapport Gravier-Sable (G/S), et du type de granulats tel que les granulats granitiques silico-calcaires et les granulats concassés ou roulés comme le montrent les résultats illustrés sur la figure 1.9. [17].



**Figure 1.9 :** Effets des granulats (type et rapport G/S) sur le retrait [17].

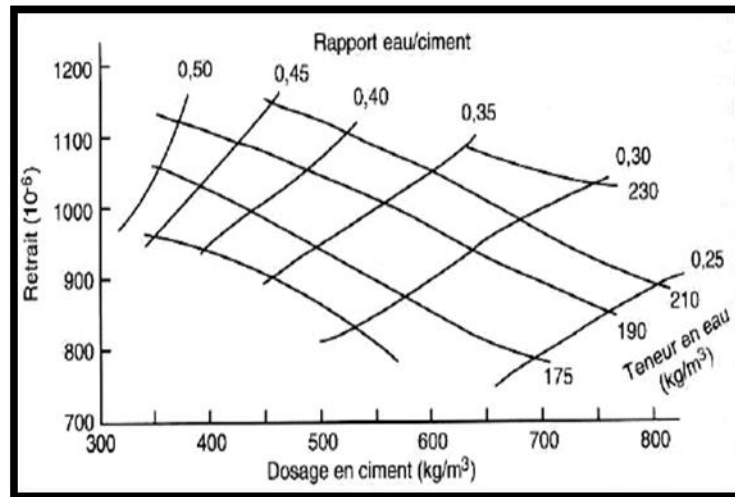
Les figures 1.10 et 1.11 présentent l'effet des principaux facteurs sur le retrait de dessiccation d'éprouvettes de béton conservées dans un climat tempéré. La figure 1.10 donne la variation du retrait de dessiccation en fonction du rapport E/C et de la proportion de granulats en volume. Pour une même teneur en granulats, le retrait augmente avec le rapport E/C. 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 E/C, la diminution de la teneur en granulats augmente le retrait, avec une amplitude de plus en plus importante [18].



**Figure 1.10 :** Influence du rapport 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 [18].



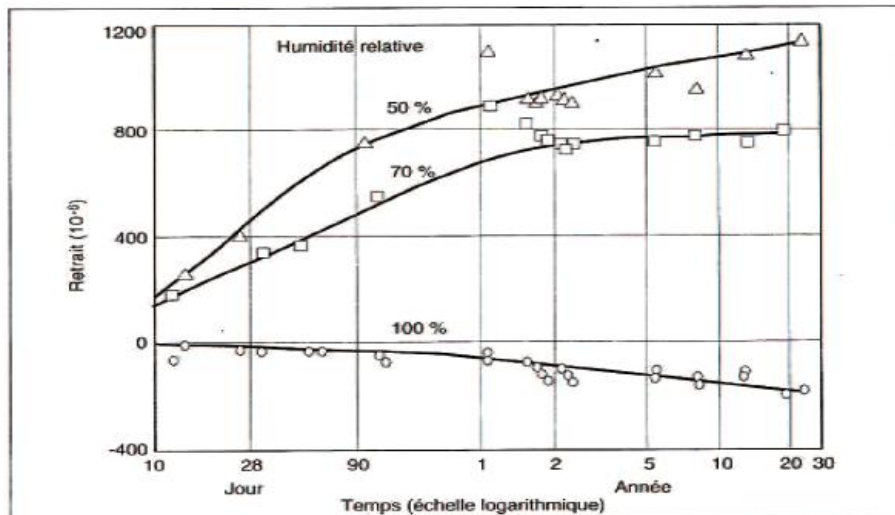
La figure 1.11 présente l'effet du rapport E/C et de la teneur en eau et en ciment sur le retrait total en dessiccation d'un béton. Pour un rapport E/C constant, l'augmentation du dosage en ciment a pour effet un accroissement du retrait, du fait d'une plus grande quantité de pâte de ciment. Néanmoins, pour un dosage en eau constant, le retrait est diminué avec l'augmentation du dosage en ciment, car le rapport E/C est réduit [19].



**Figure 1.11 :** Variation du retrait en fonction des dosages en ciment et en eau, et du rapport E/C d'un béton conservé sous l'eau pendant 28 jours puis séché pendant 450 jours [19].

### 1.5.2. Effet de l'humidité relative

Le retrait est principalement dû à la migration de l'eau de la pâte de ciment vers l'extérieur. L'humidité relative du milieu joue un rôle important sur l'ampleur du retrait final de la pâte de ciment et par conséquent du béton. Le retrait d'un béton augmente avec le temps suivi d'une perte en poids, la figure 1.12 illustre aussi que le retrait est plus important en valeur absolue que le gonflement dans l'eau. Le gonflement est 6 fois plus faible que le retrait dans l'air à 70 % d'humidité relative et 8 fois plus faible que le retrait dans l'air à 50 % d'humidité relative [20].



**Figure 1.12 :** Evolution du retrait des bétons conservés à différentes humidités relatives [20].

### 1.5.3. Effet de la période de cure

La cure protège le béton frais contre l'évaporation rapide d'eau et favorise donc l'hydratation du ciment et le développement de la résistance mécanique. Le retrait du béton augmente lorsque la période de cure diminue [9].

### 1.5.4. Effet d'échelle

Un béton de profondeur 600 mm peut prendre 10 ans pour atteindre l'équilibre d'humidité, par contre un béton de profondeur 75 mm atteint l'équilibre après un mois seulement. On a remarqué que le retrait de grands échantillons est inférieur à celui des petits échantillons. Ceci serait dû à la migration de l'eau de l'intérieur vers l'extérieur qui diminue quand le chemin à parcourir est plus long [21].

## 1.6. Mécanisme du retrait de dessiccation

Le retrait de séchage ou de dessiccation est la conséquence directe du séchage du matériau cimentaire. Le départ de l'eau présente initialement dans les pores du béton induit une déformation du squelette solide. Les expériences de retrait de dessiccation montrent que la distribution des pores et les caractéristiques du gel CSH ont une influence prépondérante sur la déformation de retrait de dessiccation. Les mécanismes sont à rechercher dans les liaisons de cette eau avec le solide et dépendent de l'humidité relative

du milieu [11], [13] et [22]. Nous pouvons distinguer selon la situation de l'eau dans le béton différents mécanismes de retrait:

a) Retrait par dépression capillaire :

La dépression capillaire résulte de l'équilibre liquide-vapeur dans la porosité capillaire du béton. La diminution de l'humidité relative au sein du béton, du fait du séchage, induit une diminution de la pression de l'eau liquide, provoquée par la vaporisation de celle-ci. La coexistence des phases liquides (eau) et gazeuses (vapeur d'eau et air sec) entraîne la formation d'un ménisque à l'interface liquide-gaz et facilite l'apparition de tensions capillaires ou dépression capillaire. Elles entraînent alors la contraction du squelette solide et provoque ainsi le retrait de dessiccation [11], [12] et [23].

b) Retrait par variation de la tension superficielle :

L'énergie surfacique des particules de gel C-S-H crée des contraintes de traction en surface et des contraintes de compression au sein du solide. Lorsqu'il y a adsorption, les tensions surfaciques diminuent et en présence d'une désorption, les contraintes induites augmentent, provoquant ainsi une contraction du solide et provoque une déformation de retrait [6].

c) Retrait par variation de la pression de disjonction :

L'eau associée à la pression de disjonction est en équilibre avec l'humidité relative environnante dont sa diminution entraîne le départ de l'eau. Il se produit alors une diminution de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée dans la zone d'adsorption empêchée et donc une diminution de la pression de disjonction. Il en résulte alors une déformation du squelette solide qui correspond à la déformation de retrait.

La figure 1.13 montre les fissures dues au retrait de dessiccation lors d'un déséquilibre hygrométrique entre le béton et le milieu environnant quand la traction de peau induite par les gradients de l'humidité est supérieure à la résistance du matériau [24].



**Figure 1.13 :** Réseau de fissures de surface, imputables à l'absence ou l'insuffisance du traitement de cure [24].

### *1.7. Conclusion*

Pour mieux réduire les déformations dues au retrait et éviter ses conséquences, il est conseillé de suivre les étapes suivantes :

- gâcher avec le minimum d'eau possible,
- réduire le dosage en ciment à une valeur compatible avec la résistance désirée,
- n'ajouter aucune matière étrangère sans étude préalable,
- assurer une répartition judicieuse des armatures,
- éviter les éléments fins dans les granulats,
- procéder à un mouillage le plus longtemps possible après le bétonnage.

Chapitre II

**Synthèse sur le fluage du béton**

## 2.1. Introduction

Depuis les premiers travaux sur le béton précontraint menés par Freyssinet en 1908, les ingénieurs ont pu constater l'importance de l'effet du fluage sur le comportement des structures, en particulier sur la durabilité et l'état de service. L'application d'une contrainte augmente l'ampleur des déformations différées, c'est ce qu'on appelle communément le fluage.

Depuis longtemps, les travaux de recherche portant sur ce phénomène sont nombreux et peuvent être divisés en deux catégories. La première est expérimentale et cherche à expliquer les phénomènes mécaniques et l'effet des différents facteurs internes tels que le rapport E/C, le type de granulats, les proportions de mélange et autres et l'effet des facteurs externes tels que les conditions hygrométriques et les dimensions de l'échantillon. La deuxième est théorique et cherche à expliquer les mécanismes et propose des modèles analytiques phénoménologiques ou mathématiques qui extrapolent les résultats à long terme. Des désordres structuraux peuvent apparaître en cas de mauvaise évaluation de ces phénomènes entre autres des flèches trop importantes et des pertes de précontrainte.

## 2.2. Description du phénomène du fluage

Le fluage est défini comme une augmentation de la déformation sous une contrainte constante avec le temps. Dans la théorie classique de l'élasticité on admet que la relation entre la contrainte et la déformation est linéaire et ne dépend pas du temps et s'exprime par la relation suivante:

$$f(\sigma, \varepsilon) = 0 \quad (2.1)$$

La déformation du béton est donnée par la loi de **Hooke** avec  $E_b$  le module d'élasticité instantané du béton.

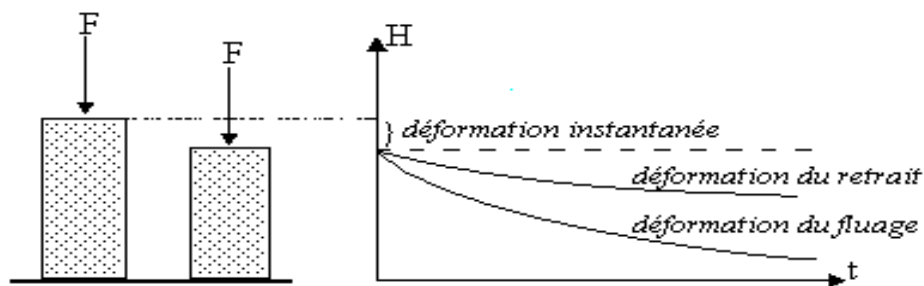
$$\varepsilon = \sigma / E_b \quad (2.2)$$

Certains matériaux lorsqu'ils sont sollicités, et maintenus dans cet état, les déformations qui résultent croissent avec le temps, et une fois la charge supprimée, elles diminuent au cours du temps. La relation qui peut être dictée, entre la déformation et la contrainte, trouvera sa forme la plus simple si on considère le milieu comme viscoélastique, c'est à dire les effets de l'élasticité obéissent à la loi de **Hooke**, d'autre part

ceux de la viscosité suivent la loi de *Newton*, ceci se traduit par un facteur temps qui corrige la loi de *Hooke* et relie la contrainte à la déformation : [2]

$$f(\sigma, \varepsilon, t) = 0 \quad (2.3)$$

Pour mieux visualiser cette relation, on porte brusquement la charge de compression sur une éprouvette de béton à une valeur non nulle, on constate alors que la déformation augmente bien brusquement en  $t_0$ , mais ensuite elle ne reste pas constante, elle continue d'augmenter avec une vitesse de déformation qui diminue au fur et à mesure que le temps s'écoule. On a ce qu'on appelle le phénomène de la viscoélasticité du béton " *fluage* ". Le comportement du béton est donc intermédiaire entre le comportement purement élastique (où le fluage est nul), et le comportement purement visqueux (où il est à vitesse constante). Sur la figure 2.1 une éprouvette en béton se déforme au cours du temps sans chargement à cause du retrait et avec charge à cause du fluage.



**Figure 2.1 :** Déformation élastique et viscoélastique du béton avec retrait

## 2.3. Etude des Phénomènes de Base

Pour bien mener l'étude du phénomène du fluage, il est bien nécessaire d'étudier la réponse du béton pour différents modes de chargement et pour différents âges du béton. Cela permet de superposer les effets différés de ces matériaux et ceux des modes de chargement, vieillissement, recouvrance, fluage tridimensionnel, relaxation, fluage en traction, fluage en flexion et fluage sous sollicitations cycliques.

### 2.3.1. Vieillessement

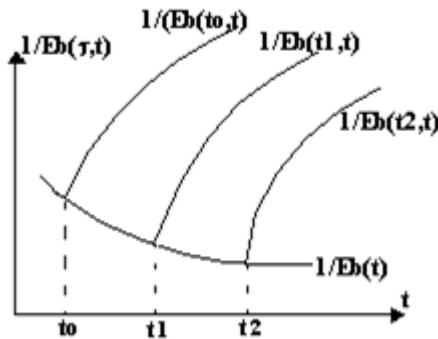
Les propriétés mécaniques du béton (résistance, *module de déformation*, *séchage*, *etc.*) évoluent dans le temps, ceci est due essentiellement au rôle joué par la pâte de ciment lors de son durcissement, c'est pour cela qu'on introduit dans les formules un nouveau

facteur  $t_0$  qui tient compte de l'âge du béton lors du chargement et qui caractérise le vieillissement du béton en transformant le module d'élasticité du béton en un module viscoélastique vieillissant selon le tableau 2.1.

**Tableau 2.1 :** Comportement et module de déformation du béton

Comportement du béton	Elastique	Elastique vieillissant	Viscoélastique	Viscoélastique vieillissant
Module de déformation	$E_b$	$E_b(t)$	$E_b(t-t_0)$	$E_b(t_0, t)$
Coefficient de fluage	$\varphi = 0$	$\varphi(t)=0$	$\varphi(t-t_0)$	$\varphi(t_0, t)$

On constate que  $E_b(t_0, t)$  est une fonction décroissante de  $t_0$  lorsque  $t$  est fixé, et une fonction croissante de  $t$  lorsque  $t_0$  est fixé. La figure 2-2 [2] donne la forme des courbes représentatives de la fonction  $1/E_b(t_0, t)$ , déformation sous contrainte unité pour différents âges de chargement.



**Figure 2.2 :** Influence de l'âge du chargement sur le fluage du béton [2]

Afin de pouvoir conserver la même courbe de fluage tout en faisant intervenir l'âge du béton plusieurs approches ont été proposées:

a) Au lieu de déplacer la courbe de fluage sur un axe horizontal on la déplace sur un axe vertical comme il est représenté sur la figure 2.3 [2] et le coefficient de fluage s'écrit selon l'équation 2.4. Dans cette approche, l'influence de l'âge est surestimée et pour réduire cette dernière on introduit parfois un coefficient correctif ce qui correspond à introduire une déformation élastique différée :

$$\varphi(t_1, t) = \varphi(t_0, t) - \varphi(t_0, t_1) \quad (2-4)$$

b) Afin de mieux prendre en compte l'effet de l'âge du béton, la courbe de fluage peut glisser sur une ligne droite avec une pente déterminée, ou même une fonction quelconque (figure 2.4) [2], cette approximation n'a rien de réelle et donne une simple approche de calcul.



c) Il est plus logique d'utiliser la même courbe de fluage et de multiplier, pour tenir compte de l'âge du béton, par une fonction d'amortissement  $f(\tau)$  uniformément décroissante. Dans ce cas le coefficient de fluage prend la forme: (figure 2.5) [2]

$$\varphi(\tau, t) = f(\tau) \cdot \varphi(t - t_0) \quad (2.5)$$

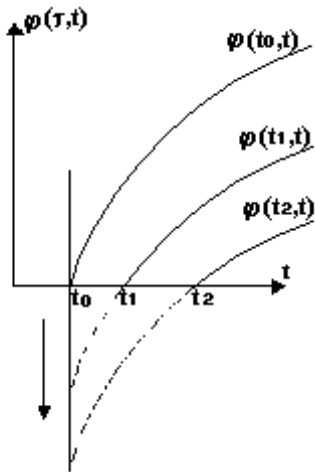


Figure 2.3 : Courbes de fluage obtenues par translation verticale [2]

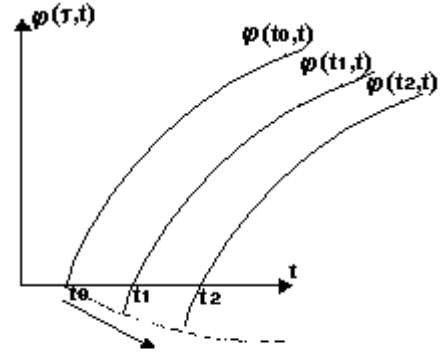


Figure 2.4 : Courbes de fluage obtenues par glissement sur une fonction prédéterminée

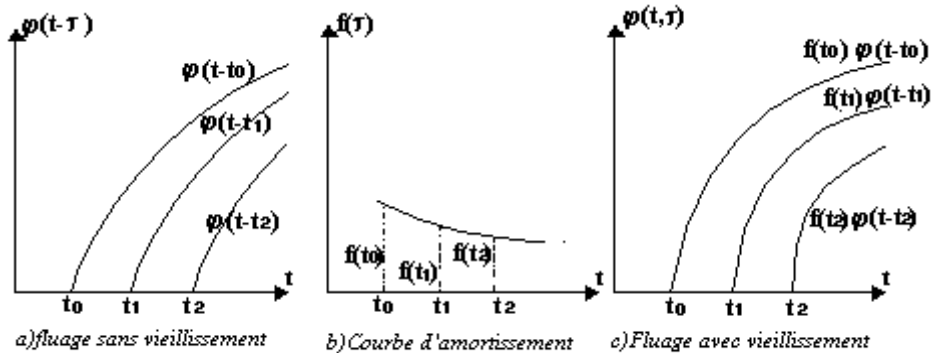


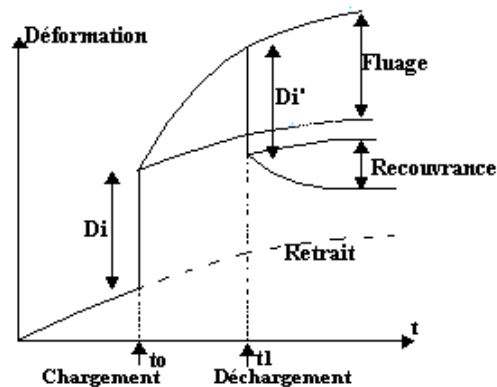
Figure 2.5 : Courbes de fluage obtenues à l'aide d'une fonction d'amortissement [5]

### 2.3.2. Recouvrance

On représente sur la figure 2.6 [2] le chargement d'une éprouvette de béton au temps  $t_0$  qui provoque une déformation instantanée  $D_i$ , cette dernière va engendrer une autre déformation différée qui évolue avec le temps. Au temps  $t_1$ , un déchargement de cette

éprouvette donne une diminution de la déformation obtenue : c'est le phénomène de *recouvrance*. ( $D_i' < D_i$ )

On remarque dans le phénomène de déchargement qu'une part est instantanée  $D_i'$  avec une amplitude généralement inférieure à  $D_i$ , cela peut être due à la croissance de l'âge du béton et l'effet du *vieillessement* sur la réponse instantanée. Après la recouvrance instantanée, la différence entre un béton chargé et un autre non chargé continue à évoluer dans le temps et donne une autre recouvrance différée qui est généralement inférieure à la déformation du fluage, ce qui revient à conclure que *la recouvrance n'est jamais totale*.



**Figure 2.6 :** Fluage et recouvrance pour une éprouvette chargée au temps  $t_0$  et déchargée au temps  $t_1$  [2]

### 2.3.3. Réponse à un programme escalier

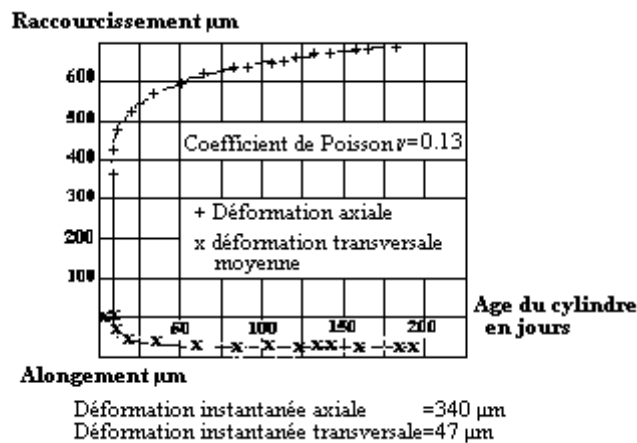
En 1958, à partir d'une étude sur les déformations du béton avec un chargement en escalier descendant et un autre ascendant, Rossi, cité en [25], a trouvé que la réponse du béton dépend du programme de chargement antérieur, ou plus généralement, de l'histoire antérieure des sollicitations, et ce, non seulement par le trajet, mais encore par la chronologie. Cela est très visible si on procède à un déchargement en escalier où l'effet de la recouvrance ne se fait sentir que pour un déchargement presque total.

### 2.3.4. Fluage tridimensionnel

Pour un chargement unidimensionnel, la déformation différée transversale se stabilise après quelques jours et devient indépendante du temps. En 1978, *Hermite*, cité en [26], a montré expérimentalement que cette déformation transversale sous une contrainte

axiale de 10 MPa croît en valeur absolue dans les 10 premiers jours, ensuite elle reste constante alors que la déformation longitudinale continue de croître. Le coefficient de Poisson (rapport de déformation transversale et longitudinale), initialement égal à 0,15 diminue au cours du temps, ce qui conduit à conclure que le fluage transversal est un phénomène rapide et s'achève dans les premiers jours de chargement. (Figure 2.7 [26])

Pour une compression bi-axiale, le fluage évolue dans la direction de la contrainte la plus élevée et sera d'autant plus important que la deuxième contrainte est plus faible, Bazant en 1972, cité en [27], a observé qu'après quelques mois le volume du béton se stabilise et le fluage se poursuit dans la direction de la contrainte la plus élevée.



**Figure 2.7:** Déformation transversale et longitudinale en compression simple [26]

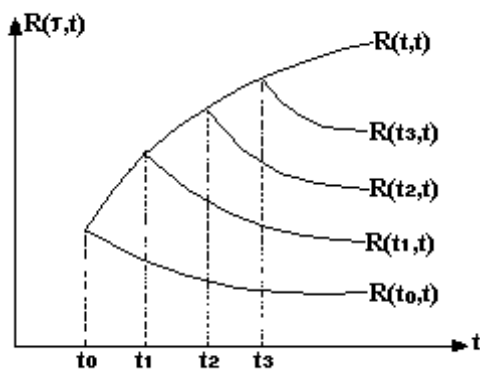
### 2.3.5. Relaxation

On peut procéder à un autre type de chargement de l'éprouvette de béton en lui donnant une déformation constante  $\varepsilon_0$  au lieu d'une contrainte constante, on remarque alors un phénomène analogue au fluage et se caractérise par une mise en contrainte instantanée  $\sigma_0 = E_b \varepsilon_0$  qui se réduit au cours du temps à une valeur inférieure avec une vitesse de stabilisation environ trois fois la vitesse de fluage. Il s'agit de la relaxation, on peut écrire donc:

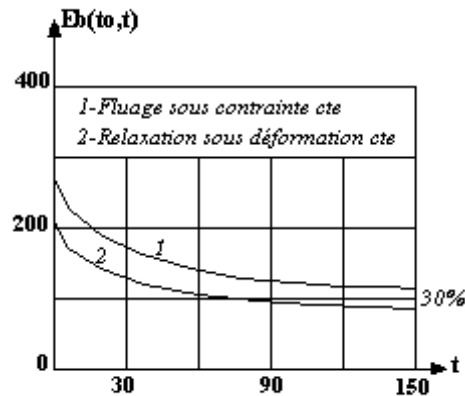
$$\sigma(t) = \varepsilon_0 \cdot R(t_0, t) = \varepsilon_0 (1 - \psi(t_0, t)) \quad (2.6)$$

$$E(t_0, t_0) = R(t_0, t_0) \quad \text{pour } t = t_0$$

$R(t_0, t)$  et  $\psi(t_0, t)$  sont respectivement la fonction et le coefficient de la relaxation du béton, qui est décroissante de  $t$  lorsque  $t_0$  est fixé, et croissante de  $t_0$  lorsque  $t$  est fixé [28]. Sur la figure 2.8 [28] sont données les fonctions de relaxation pour un béton vieillissant et sur la figure 2.9 [28] est représentée la diminution du module de déformation du béton dans le cas du fluage et celui de la relaxation.



**Figure 2.8 :** Relaxation du béton pour divers âges de chargement [28]



**Figure 2.9 :** Module de déformation différé pour le fluage et la relaxation [28]

Il apparaît que la relaxation comme la recouvrance n'est pas un phénomène totalement similaire au fluage, si on compare les évolutions dans le temps des modules de déformation différés, on constate que le module différé du béton maintenu à longueur constante diminue plus et nettement plus rapidement que lors des essais à contrainte constante.

### 2.3.6. Fluage en traction et en flexion

Pour la traction simple les résultats qui existent sont relativement contradictoires. Pour certains, le fluage en traction est pratiquement le même qu'en compression, pour d'autres il diffère sensiblement de 20 à 30 %. Ces contradictions peuvent s'expliquer par:[26]

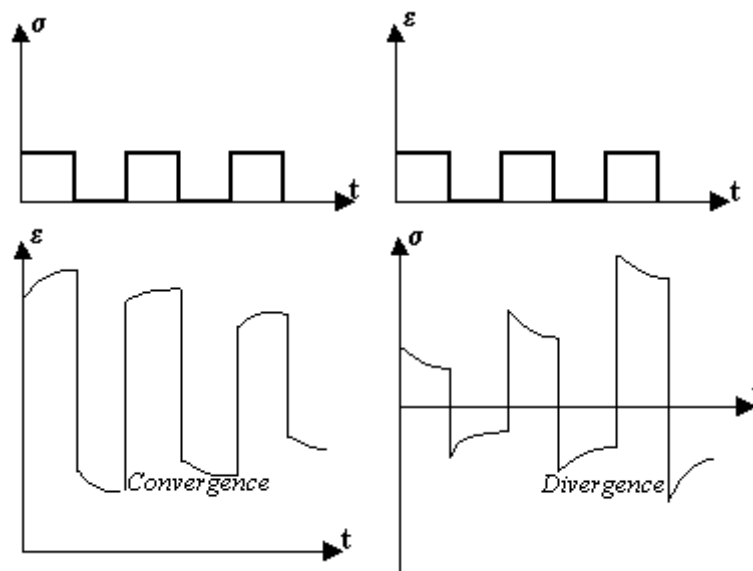
- a) La difficulté des expériences.
- b) La faiblesse des déformations à mesurer.

Pour la flexion simple il existe un assez grand nombre d'essais, certains font apparaître une différence dans les déformations à long terme des faces tendues et

comprimées ce qui rend l'hypothèse de conservation des sections planes pas vérifiable. Les essais de relaxation en traction simple sont inexistant, en flexion simple ils ne sont pas purs, mais ils suffisent toutefois à mettre en évidence l'existence du phénomène de relaxation.

### 2.3.7. Fluage sous sollicitations cycliques

Dans un béton sollicité par une contrainte cyclique répétée à recouvrance positive, les courbes de déformation maximale et minimale donnent une forme convergente tout en restant positive comme le représente la figure 2.10 [26] ; cette convergence est due essentiellement au vieillissement du béton. Les essais peuvent avoir des résultats très complexes si la recouvrance est négative. On peut avoir des résultats similaires si le béton est sollicité par une déformation cyclique, on constate alors une divergence des courbes de contraintes avec des signes opposés



**Figure 2.10 :** Fluage et relaxation sous contraintes et déformations cycliques [26]

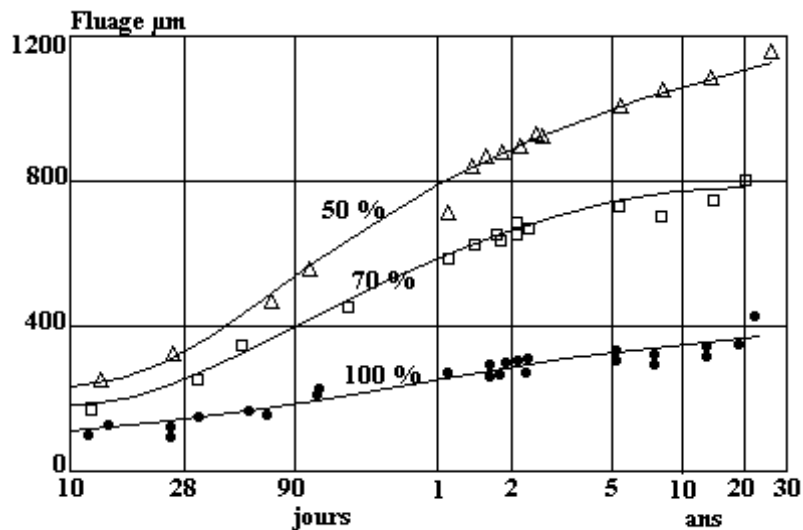
## 2.4. Facteurs influençant le fluage

Le fluage du béton a fait l'objet, depuis le début du siècle, d'un très grand nombre d'études et de publications. Ces études se basent sur les conditions d'environnement de fabrication du béton et des constituants de celui-ci. D'après les études déjà faites on a pu distinguer les facteurs majeurs qui régissent ce phénomène dont on expose les plus importants.

### 2.4.1. Hygrométrie

L'hygrométrie est apparue comme ayant la plus forte influence sur les résultats apparents des essais de fluage. Pour un béton saturé d'eau, en présence d'une atmosphère non saturée, sa teneur en eau évolue vers une humidité d'équilibre de façon non homogène suivant la position par rapport à la surface au contact avec l'extérieur, et le fluage est alors généralement d'autant plus fort que l'ambiance est plus sèche.

Sur la figure 2.11 on constate une nette différence entre des bétons qui subissent leurs fluages dans des conditions hygrométriques différentes; le fluage tend toujours vers une valeur limite où un équilibre hygrométrique s'établit entre le béton et le milieu de conservation. Cet équilibre est difficile à obtenir, il faut attendre 10 ans pour une éprouvette de 16x32 cm pour l'atteindre ou bien la chauffer au préalable pendant plusieurs jours à 105°C. [29].



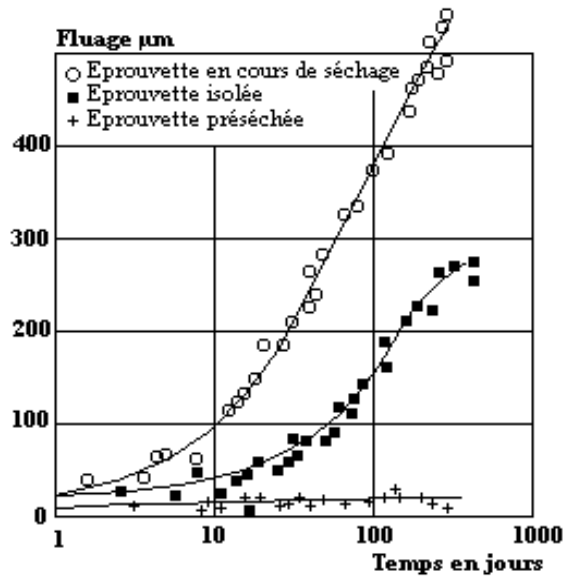
**Figure 2.11 :** Fluage du béton conservé pendant 28 jours, puis chargé à différentes humidités [29]

C'est Pickett 1942, cité en [29], qui observa que la différence de fluage entre une ambiance sèche et l'autre saturée est liée aux conditions de conservation des éprouvettes avant leur chargement. Le fluage est plus faible si les éprouvettes sont séchées avant l'essai du fluage, et d'autant plus fort qu'il leur reste à accomplir un séchage important. Le tableau 2.2 [20] donne les différents fluages relatifs observés pour des bétons qui ont déjà accompli leur séchage avant le chargement et d'autres en cours de séchage.

**Tableau 2.2 :** Influence des conditions de conservation avant et après chargement sur le fluage final du béton (prisme de 10\*10, chargé à 6 MPa, à 60 jours) (29]

Condition de conservation		Fluage relatif
Avant chargement	Après chargement	
(a) Eau	Eau	1
(b) Air sec	Eau	2
(c) Air humide	Air humide	2.4
(d) Air sec	Air sec	3.2
(e) Eau	Air sec	4.2

Ainsi on peut distinguer entre un fluage qui se produit avec un échange hygrométrique entre le milieu extérieur et le béton (fluage de dessiccation) et un fluage d'un béton isolé, qui est dû uniquement à des raisons strictement internes à la composition du béton (fluage propre). La figure 2.12 [15] montre une séparation des deux types de fluage par l'emploi d'une couche étanche isolante et l'élimination de sa dessiccation.

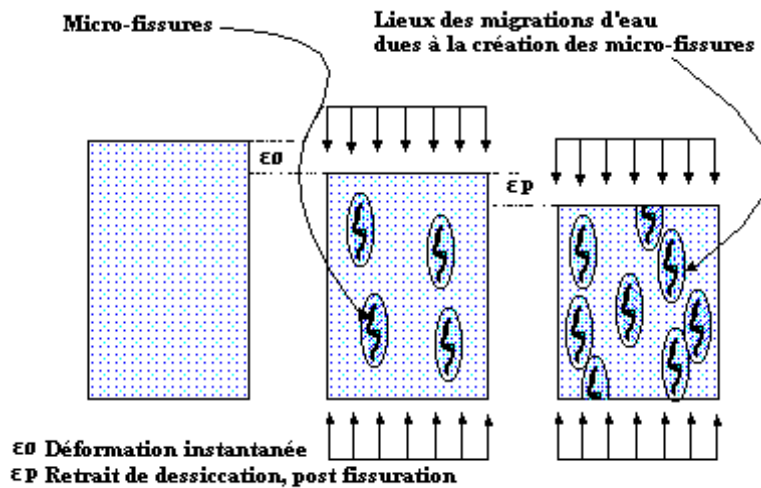


**Figure 2.12 :** Fluage de trois éprouvettes de béton de même fabrication chargé à 42 jours sous 20 MPa [15]

#### 2.4.1.1. Effet sur le fluage propre

Bien qu'il soit maintenant établi que c'est la présence d'eau libre qui est à l'origine du fluage propre du béton (puisque'un béton totalement sec ne flue pratiquement pas), les mécanismes physiques proposés dans la littérature diffèrent d'un chercheur à un autre. On retient les travaux de Hsu et Megers qui mettent en évidence le fait que la microfissuration pouvait expliquer un certain pourcentage (10 à 25 %) de la déformation différée totale mesurée lors d'un essai de fluage propre. Et sur la base de cette dernière observation Rossi [25] approcha le fluage propre comme un phénomène induit par le retrait de dessiccation,

ceci est dû aux gradients de concentration des molécules d'eau résultant de la microfissuration et qui vont induire des mouvements de vapeur d'eau depuis les micropores vers les microfissures. Cela conduit à un séchage de ces micropores. Ce séchage qualifié de "post fissuration" va alors provoquer un retrait de même nature et analogue dans ses mécanismes au retrait de dessiccation (figure 2.13) [25].



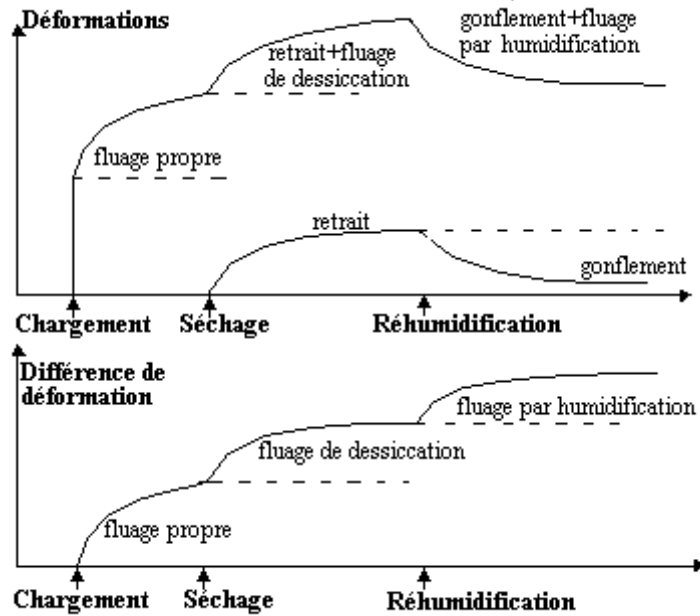
**Figure 2.13 :** Description du fluage propre à partir du retrait de dessiccation (post-fissuration) [25]

#### 2.4.1.2. Effet sur le fluage de dessiccation

Dans la pratique, le fluage de dessiccation l'emporte souvent sur le fluage propre, il y a une dessiccation dès qu'il y a une baisse d'hygrométrie, que ce soit avant, pendant, ou après la mise en charge, comme il est illustré dans le tableau 2.1 [2].

En cas de réhumidification, et en l'absence de charge, celle-ci produit un retour de retrait (regonflement), et en cas de charge, un phénomène analogue se produit avec une faible amplitude, ceci peut être bien observé si on déduit les déformations de retrait de l'éprouvette chargée et plus si on retarde la dessiccation du béton, on observe ainsi trois étages de courbes représentant chacun un type de fluage comme le montre la figure 2.14- Le dernier fluage est nommé fluage de réhumidification (wetting creep) phénomène observé par Hermite en 1960 cité en [26].





**Figure 2.14 :** Représentation schématique des déformations d'éprouvettes en béton séchées puis réhumidifiées [26]

#### 2.4.2. Influence de la taille de l'élément

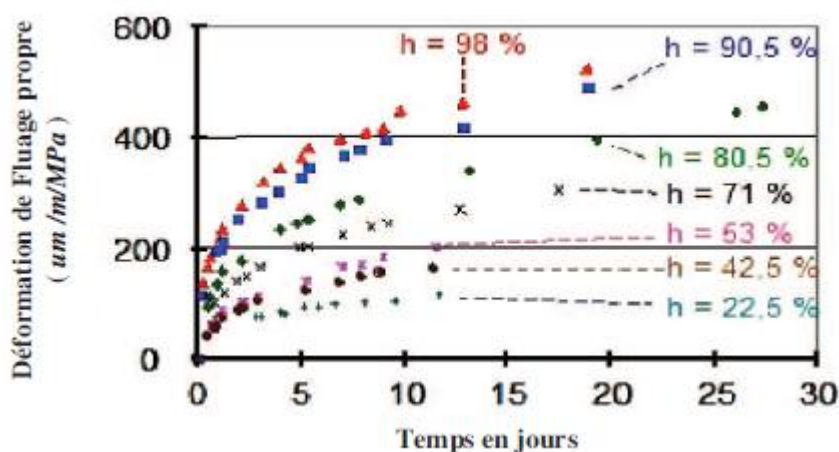
L'expérience a montré que les différentes caractéristiques physiques et mécaniques mesurées dépendent plus au moins de la taille des éprouvettes et ceci est dû généralement à l'effet de bord, frettage des faces, hétérogénéité, etc. On remarque aussi que cette dépendance est marginale pour la plupart des caractéristiques des matériaux alors qu'elle est considérable dans le cas du béton.

Ainsi la loi du fluage, donnée par la version actuelle du code-modèle du CEB, fait apparaître une variation qui atteint un rapport de 4 entre le fluage d'un cylindre de diamètre 10 cm en climat sec et celui d'une dalle d'épaisseur 80 cm dans les mêmes conditions [26], en plus le fluage d'un cylindre de 25cm de diamètre est réduit de 40 % par rapport à un autre de 15cm chargé et conservé dans les mêmes conditions [26].

### 2.5. Fluage propre

La déformation de fluage propre est définie comme étant la déformation mesurée dans le temps d'une éprouvette chargée à l'instant  $t_0$  en partant d'un état hydrique et thermique uniforme gardé constant au sein de l'éprouvette tout au long de l'essai. Cette déformation est proportionnelle à la contrainte appliquée pour des niveaux de chargement inférieurs à 50 % de la charge ultime [30] et jusqu'à une contrainte de 60 % de la contrainte

de rupture dans le cas d'un béton ordinaire [31]. 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, le comportement n'appartenant plus au domaine de la viscoélasticité linéaire [32]. L'eau joue un rôle essentiel dans le mécanisme de fluage propre. Différents essais montrent une réponse quasi proportionnelle à l'état hydrique uniforme de l'éprouvette (Fig.2.15) [33]. Plus l'humidité relative uniforme d'un béton préalablement séché est basse, plus sa déformation de fluage propre est faible. Acker [2] a montré que pour une éprouvette séchée à 100 °C le fluage est quasi nul.



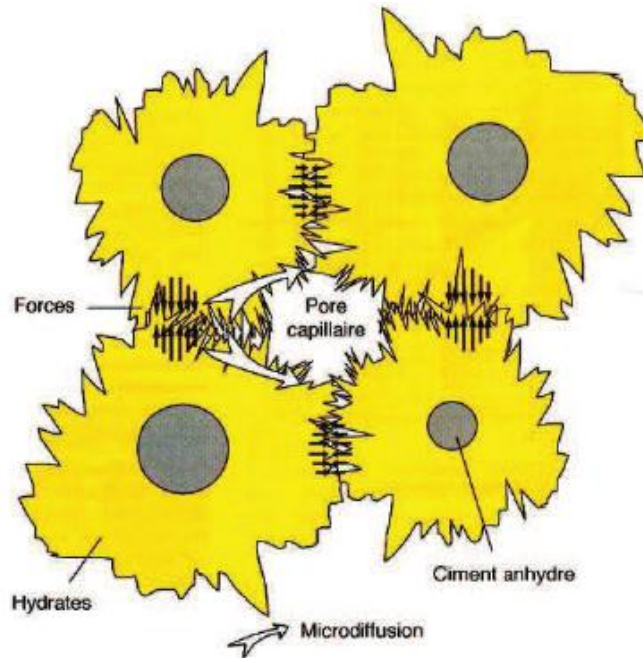
**Figure 2.15 :** Effet de l'état hydrique interne sur l'évolution du fluage propre [33].

### 2.5.1. Mécanismes associés au fluage propre

L'analyse du phénomène de fluage propre sur des pâtes de ciment et du béton met en évidence deux régimes cinétiques distincts ; un mécanisme à court terme et l'autre à long terme [34]. Ce qui appuie l'hypothèse qu'ils sont issus de deux mécanismes physiques différents [31].

#### 2.5.1.1. Mécanisme à court terme :

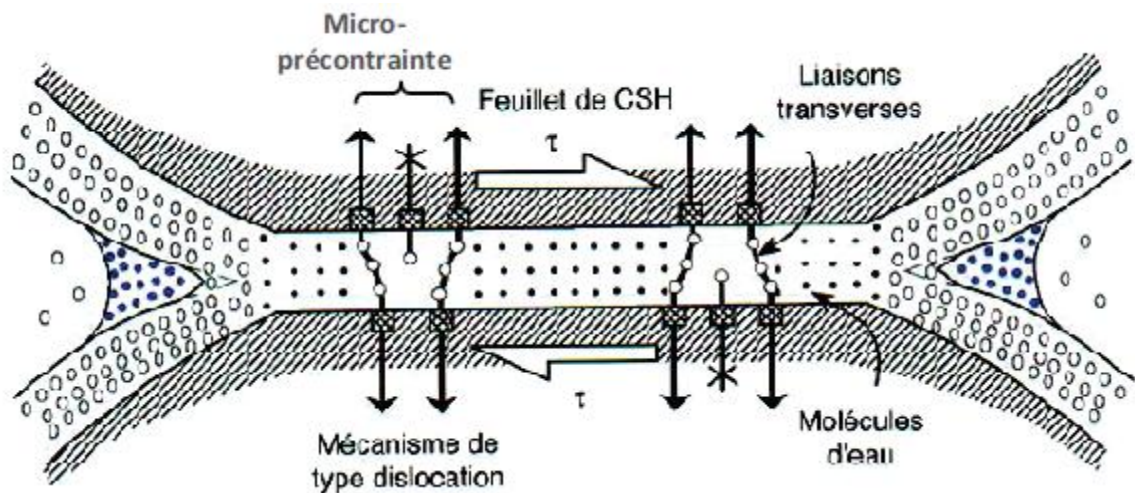
On trouve dans la littérature plusieurs descriptions de mécanismes supposés à l'origine du fluage propre à court terme. Nous présentons ici le mécanisme le plus connu proposé par [35] et repris ensuite par [36] et [37]. Ces auteurs attribuent ce mécanisme à la diffusion de l'eau adsorbée dans la porosité capillaire. Cette diffusion est induite par les efforts extérieurs transmis à l'échelle microscopique à travers l'interface des hydrates entourant les pores capillaires (Fig. 2.16) [37]



**Figure 2.16 :** Mécanisme physique à l'origine du fluage propre à court terme [37]

#### 2.5.1.2. Mécanisme à long terme :

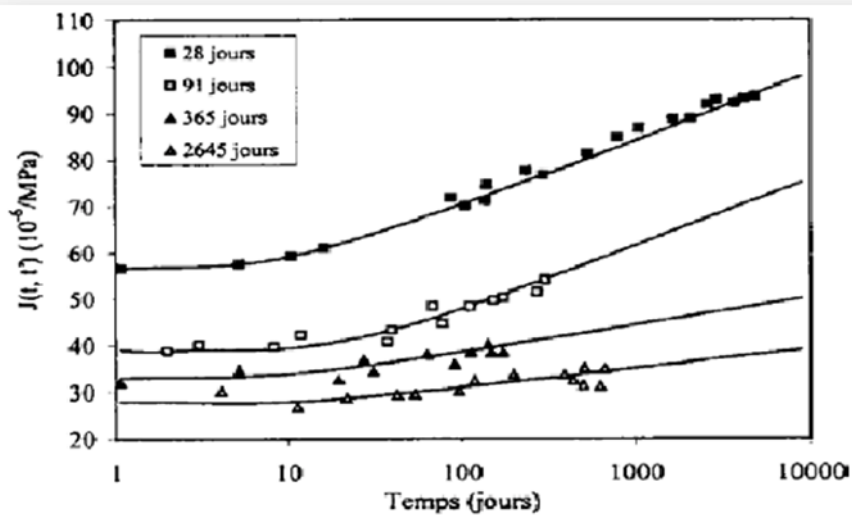
Bazant et al. [38] ont proposé une explication de l'origine de ce phénomène basée sur un mécanisme de glissement des feuillets C-S-H. Ce processus mécanique de quasi-dislocation résulte de la relaxation des micro-précontraintes à l'échelle des nanopores des hydrates qui ont quasiment la même structure quel que soit le type de béton. La figure 2.17 illustre ce phénomène et montre la relaxation des micro-précontraintes.



**Figure 2.17 :** Mécanisme physique à l'origine du fluage propre à long terme [37]

### 2.5.2. Facteurs influençant le fluage propre

Le fluage propre est très vieillissant. Il dépend fortement de l'âge du béton lors du chargement. Cette dépendance reste assez importante même au-delà d'un an, ce qui signifie que cet effet à long terme est indépendant de l'avancement de la réaction d'hydratation qui tend à se stabiliser après 90 jours comme le montre la figure 2.18 ci-dessous [30].



**Figure 2.18 :** Fonctions de fluage spécifique pour différents instants de chargement [30]

Ce mécanisme de déformation est lié à la présence des granulats et aux fissurations à l'interface pâte/granulats. Rappelons que c'est bien la pâte qui est responsable de la majeure partie du fluage, et non les granulats. Leur rôle se limite principalement à gêner les déformations de la pâte, même si leur nature peut faire varier les déformations quantitativement [20]. Lorsque la pâte flue, une partie de l'énergie de déformation est transférée vers les granulats où elle est stockée sous forme d'énergie élastique suivie d'une relaxation des contraintes dans la pâte. En cas de déchargement, l'énergie stockée dans les granulats est partiellement restituée.

La différence de module d'élasticité entre la pâte et les granulats est à l'origine de la concentration de contraintes qui peut causer une fissuration (ou microfissures) au niveau des interfaces pâte/granulats. Ainsi, l'influence de la fissuration est variable suivant qu'il y a interaction ou non entre les fissures. Ce phénomène pourrait être à l'origine de la non-linéarité des déformations de fluage par rapport à la contrainte appliquée dans le cas d'un chargement sévère.

## *2.6. Fluage de dessiccation*

Ce phénomène traduit l'excès de fluage d'une éprouvette chargée par rapport à la somme des déformations d'une éprouvette protégée soumise au même chargement et des déformations de retrait de dessiccation d'une éprouvette non chargée subissant les mêmes conditions de séchage. Cet excès de déformation a été évoqué en premier lieu par Pickett en 1942 [29], d'où le nom attribué à cet effet : effet Pickett. Avant de découvrir l'interaction entre le fluage et les variations hydriques, on aurait pu s'attendre à une atténuation de fluage suite au séchage, vu les précédentes constatations concernant la proportionnalité entre le fluage propre et l'humidité relative interne du béton. La déformation de fluage qui résulte des effets simultanés de chargement et de séchage peut atteindre 4 fois la déformation du fluage propre [39]

Ainsi, la déformation mesurée sur une éprouvette en dessiccation est liée au départ de l'eau libre. 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 plus le fluage de dessiccation est élevé.

### *2.6.1. Mécanismes associés au fluage de dessiccation*

Les causes supposées à l'origine du fluage de dessiccation semblent être nombreuses et diverses [40]. Les différentes explications trouvées dans la littérature peuvent être regroupées selon deux aspects principaux :

- le fluage de dessiccation relié à un effet de structure,
- le fluage de dessiccation intrinsèque.

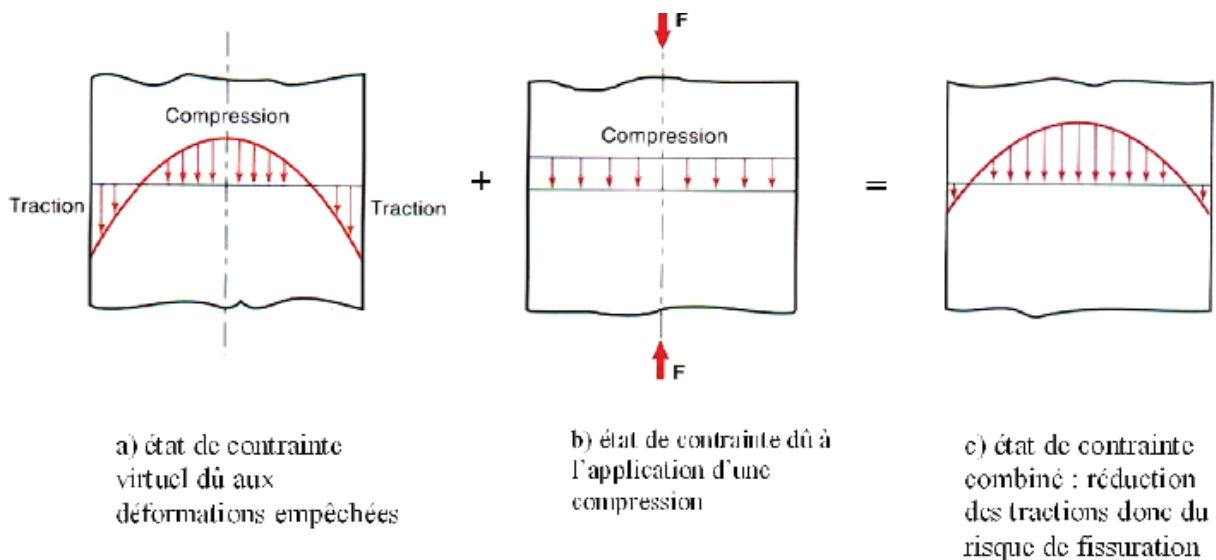
Le premier est lié à la diminution de l'effet de structure qui conduit à une réduction des microfissures générées par la dessiccation, le second qualifié d'intrinsèque, est lié à un couplage entre la contrainte appliquée, le fluage propre et la dessiccation.

#### *2.6.1.1 Le fluage de dessiccation structurel*

Le phénomène de séchage décrit précédemment génère des déformations empêchées et peut induire des fissurations suivant l'échelle de la structure : il se crée alors par le séchage lié aux gradients hydriques entre le cœur et la peau du matériau cimentaire des contraintes internes non-uniformes, de traction sur le bord et de compression au cœur

de l'éprouvette. L'application d'une charge de compression peut induire une fermeture totale ou partielle des fissures et augmenter ainsi la déformation totale. Bazant et Wu [41] estiment que cet excès de déformation provient du comportement non-linéaire des zones susceptibles d'être fissurées. Cet effet de structure est décrit à l'échelle de l'éprouvette tandis que d'autres explications présentent l'effet structurel à l'échelle du granulat [7]. Dans ce cas, le béton est considéré comme un matériau hétérogène où les granulats, beaucoup moins sensibles aux effets différés, viennent s'opposer aux déformations hydro-viscoélastiques de la pâte de ciment, ce qui génère des contraintes internes et des microfissurations. On retrouve ainsi, comme à l'échelle de l'éprouvette, l'effet des contraintes externes de compression qui permettent de compenser une plus forte protection du retrait de dessiccation de la pâte.

La figure 2.19 [44] représente un état de contrainte dû au fluage régnant dans une éprouvette non-fissurée. Si on applique une contrainte de compression uniforme (Fig. 2.19b) sur cette éprouvette, cette dernière vient s'opposer aux contraintes de traction développées (Fig. 2.19c). Ce chargement empêche complètement ou partiellement, si sa valeur est suffisante, la formation des microstructures dues à la contrainte longitudinale interne de traction en surface. On mesure ainsi une déformation supérieure à celle que l'on mesure sur une éprouvette en dessiccation non chargée [42], [36] et [43]. Il se crée alors 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 [7]. De plus, les contraintes normales dans la section considérée ne sont pas uniformes (Fig. 2.19c).



**Figure 2.19 :** Etat de contrainte d'une éprouvette en dessiccation chargée) [44]

### 2.6.1.2 Fluages de dessiccation intrinsèque

L'explication du fluage de dessiccation par les effets de structure présentés ci-dessus n'est pas suffisante pour couvrir l'amplitude de l'excès de déformation constaté expérimentalement [38]. Cela est mis en évidence par des essais menés sur de petites éprouvettes en pâte de ciment de faible épaisseur (1.9mm) qui montrent une importante déformation de fluage de dessiccation bien que l'effet de structure soit très réduit (Fig. 2.20) [45].

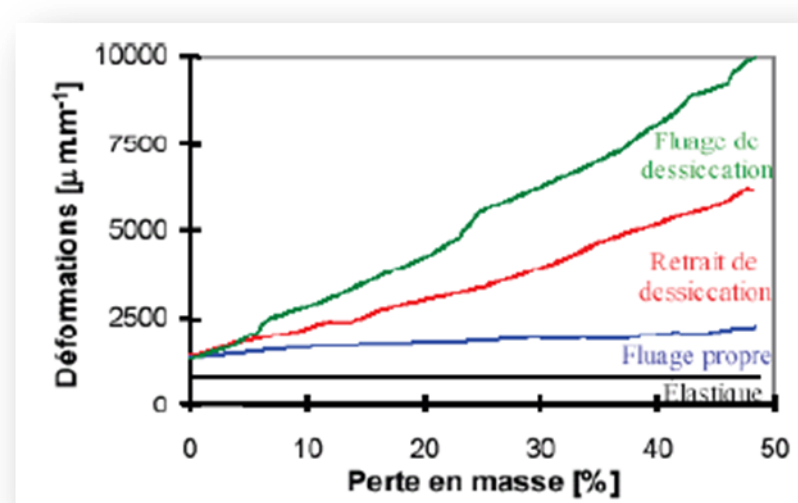


Figure 2.20 : Déformation d'une pâte de ciment d'épaisseur 1.9 mm [45].

Cette constatation confirme la nécessité d'expliquer l'origine du fluage de dessiccation par un mécanisme physico-chimique intrinsèque au matériau béton où plusieurs approches ont été avancées. Ruetz [35] propose un phénomène de consolidation en supposant que la charge de compression accentue le départ de l'eau, induisant ainsi une contraction de la pâte. Cette théorie a été ensuite abandonnée puisque les résultats expérimentaux ne montrent pas un effet du chargement sur la perte en eau [35].

Par contre, Wittmann [36] suppose que les tensions surfaciques générées par le séchage au niveau des pores de la pâte de ciment augmentent la compression du squelette solide. Ceci produit une augmentation non-linéaire du taux de fluage en fonction de la contrainte. L'analyse thermodynamique de Powers [46] indique que les molécules d'eau dans les zones d'adsorption empêchée sont capables de transmettre d'importantes pressions à l'état d'équilibre. Ainsi, la diffusion de ces molécules d'eau lors du séchage est responsable de ce fluage de dessiccation. Bazant [47] note que cette hypothèse n'est pas



compatible avec plusieurs caractéristiques du phénomène de fluage. En 1985, il la reprend en différenciant entre la macrodiffusion au niveau des macropores et la microdiffusion au niveau des micropores. Il considère que seule la microdiffusion est responsable de l'excès de fluage et modélise ce phénomène par du retrait induit par des contraintes internes.

Brooks [48] présente une explication proche de la théorie de consolidation du Ruetz. Il suppose que les contraintes macroscopiques, réparties entre le squelette solide et l'eau présente dans les pores de gel, sont reprises par le squelette solide après le départ de l'eau, ce qui fait augmenter le fluage. Le fluage de dessiccation ne peut donc ni être lié directement aux mécanismes de fluage propre ni aux déformations de retrait de dessiccation induite par les contraintes. Ceci complique la définition des mécanismes qui en sont à l'origine.

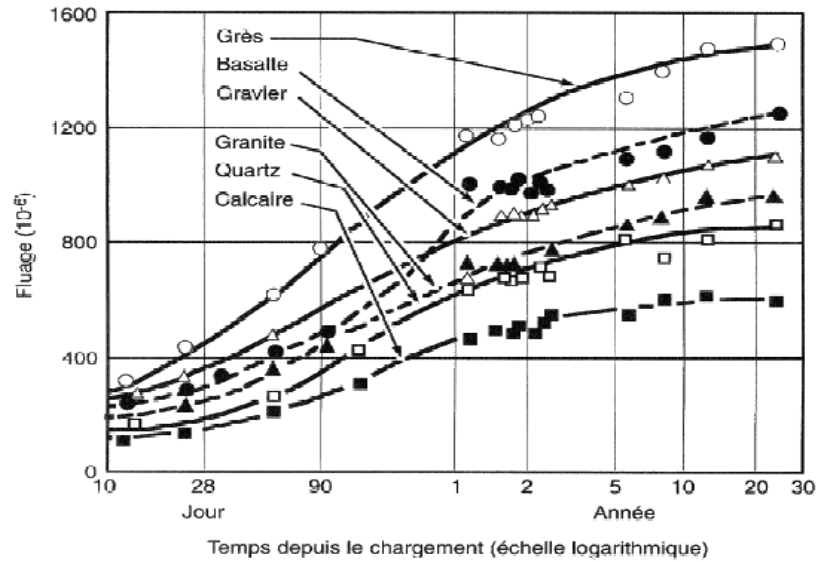
### *2.6.2. Facteurs influençant le fluage de dessiccation*

Le fluage est influencé par les différentes caractéristiques du béton. Certaines de ces caractéristiques sont liées intrinsèquement aux propriétés du béton, par contre d'autres, viennent des conditions extérieures.

#### *2.6.2.1. Effet de la composition du béton*

Concernant la composition du béton, les paramètres influant sur la déformation de fluage sont le rapport E/C et le type de granulats. Il faut savoir que c'est essentiellement la pâte de ciment hydraté qui subit le fluage. Le rôle des granulats se limite à gêner les déformations car ils ne sont pas responsables du fluage sous les niveaux de contrainte existants dans le béton [49]. De ce point de vue, la situation est donc similaire à celle du retrait. Leur taille et leur qualité sont particulièrement influentes. L'augmentation de la taille améliore la raideur du matériau (module d'élasticité) entraînant la réduction de la capacité de déformation [50], le blocage de la déformation du liant, l'initiation des fissures et la vitesse de séchage. Par exemple, le béton de sable développe des déformations de fluage environ deux fois plus importantes que le béton de granulats [51]. Les propriétés mécaniques des granulats sont également influentes. Pour un béton de granulats de basalte, la déformation correspond environ au double de celle d'un béton de quartzite (Fig.2.21) [20].





**Figure 2.21 :** Fluage de bétons de même composition confectionnés avec différents granulats, chargés à 28 jours, conservés dans l'air à 21 °C et à une humidité relative de 50% [20]

On constate que le rapport E/C n'influence pas vraiment les déformations de fluage au très jeune âge (âge où l'hydratation est peu avancée) [52]. Après quelques jours à rapport E/C croissant, il constitue un facteur d'affaiblissement de la résistance en traction et d'accroissement du fluage spécifique [53]. Les bétons à fort rapport E/C contiennent en effet un pourcentage élevé de pores et possèdent donc une capacité de rétention importante de l'eau dans le béton. Or, plus la teneur en eau évaporable est importante, plus les déformations du fluage en compression comme en traction vont croître. Cette amplitude dépend aussi de la qualité du ciment et de la quantité de pâte effective du béton. A rapport E/C constant, on note une légère diminution des déformations avec un plus fort dosage de ciment. A l'inverse, à quantité d'eau équivalente mais pour des dosages en ciment plus faibles, les déformations de fluage augmentent [26].

Le type de ciment influe sur le fluage du béton de la même façon que sur sa résistance, de ceci l'utilisation de ciments différents peut conduire à des résultats de fluage dont le rapport peut atteindre (1 à 3). Ainsi on remarque que la finesse du ciment présente un influent majeur sur le comportement différé de ce matériau, en 1970 *Bennett* [54] effectua des essais de fluage et de retrait sur des ciments à différentes finesses, et pour le même rapport contrainte/résistance de 0,5, et une humidité de 55 %, a pu trouver, comme il est montré sur la figure 2.22 [54] que le fluage du ciment de plus grande finesse demeure le plus important jusqu'à un âge de 1000 jours, puis il commence à diminuer; ceci est peut

être dû à l'augmentation de la résistance et à la diminution du taux de compression du béton.

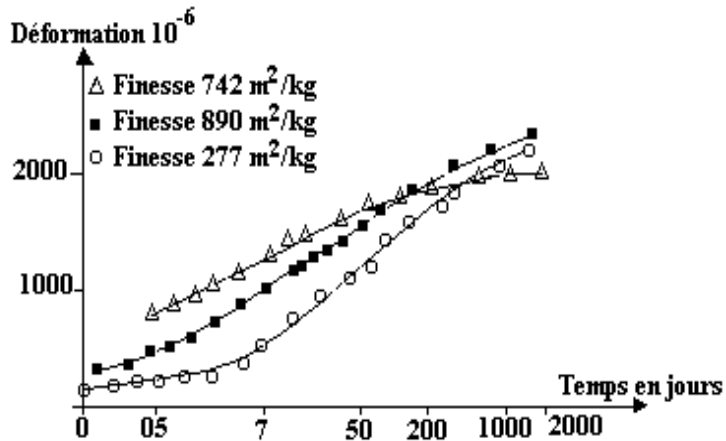


Figure 2.22 : Influence de la finesse du ciment sur le fluage du béton [54]

### 2.6.2.2. Effet de l'humidité relative

L'humidité relative du milieu est le paramètre externe qui a le plus d'influence sur le fluage. Pour un béton donné, le fluage est d'autant plus important que l'humidité relative est basse. La figure 2.23 illustre le comportement d'éprouvettes mûries à une humidité relative de 100% puis chargées et exposées à différents taux d'humidité. Le séchage sous charge augmente le fluage du béton, surtout le fluage additionnel de dessiccation.

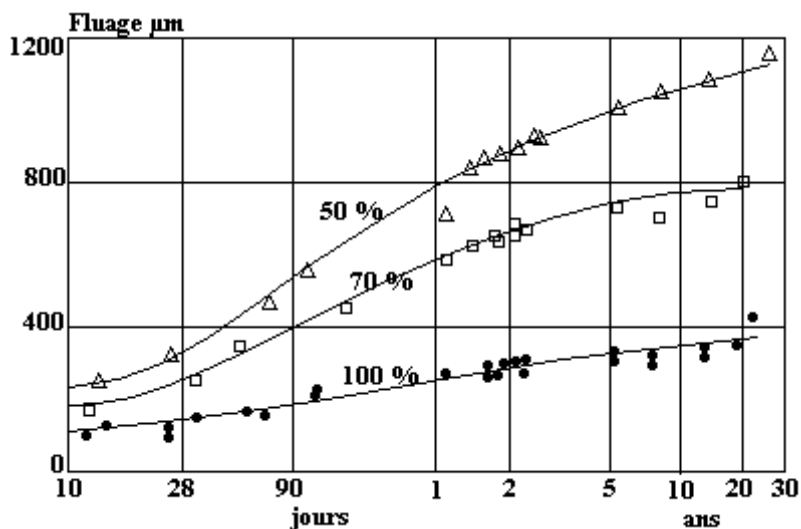
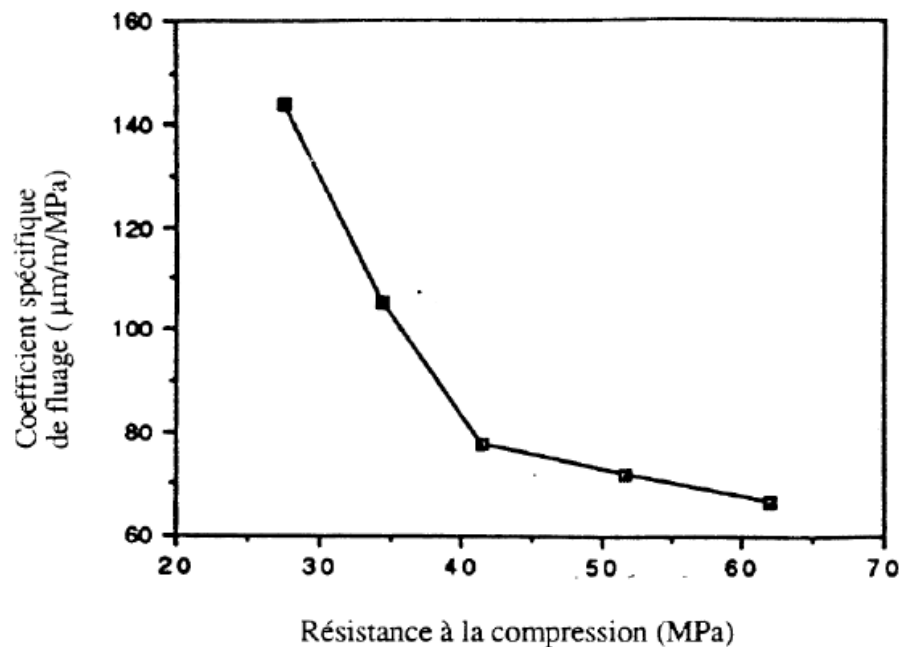


Figure 2.23 : Fluage de bétons mûris dans une chambre humide pendant 28 jours puis chargés et conservés à différents degrés d'humidité relative [20].

### 2.6.2.3. Effet de la résistance du béton

Etant donné l'importance de la résistance à la compression du béton dans la conception des structures et le fait que la plupart des facteurs qui affectent cette propriété mécanique concernent aussi le fluage, plusieurs tentatives d'établissement d'une relation entre ces deux propriétés ont été réalisées. Ngab et al [55] ont trouvé que le fluage et la déformation totale d'un béton diminuent si sa résistance à la compression augmente. Cette conclusion a été confirmée par plusieurs chercheurs, tels que Russell et Corley en 1987 (Fig. 2.24) [56].



**Figure 2.24** : Relation entre la résistance à la compression à 28 jours et le coefficient du fluage [56].

La relation entre le coefficient spécifique de fluage (fluage par unité de contrainte) et la résistance à la compression est plus significative. Russell et Corley [56] ont publié des résultats concernant différents bétons de différentes résistances à la compression (Fig. 2.25). On remarque que pour les différents âges de chargement le coefficient de fluage diminue si la résistance à la compression augmente (Russell et Corley 1987) [56].

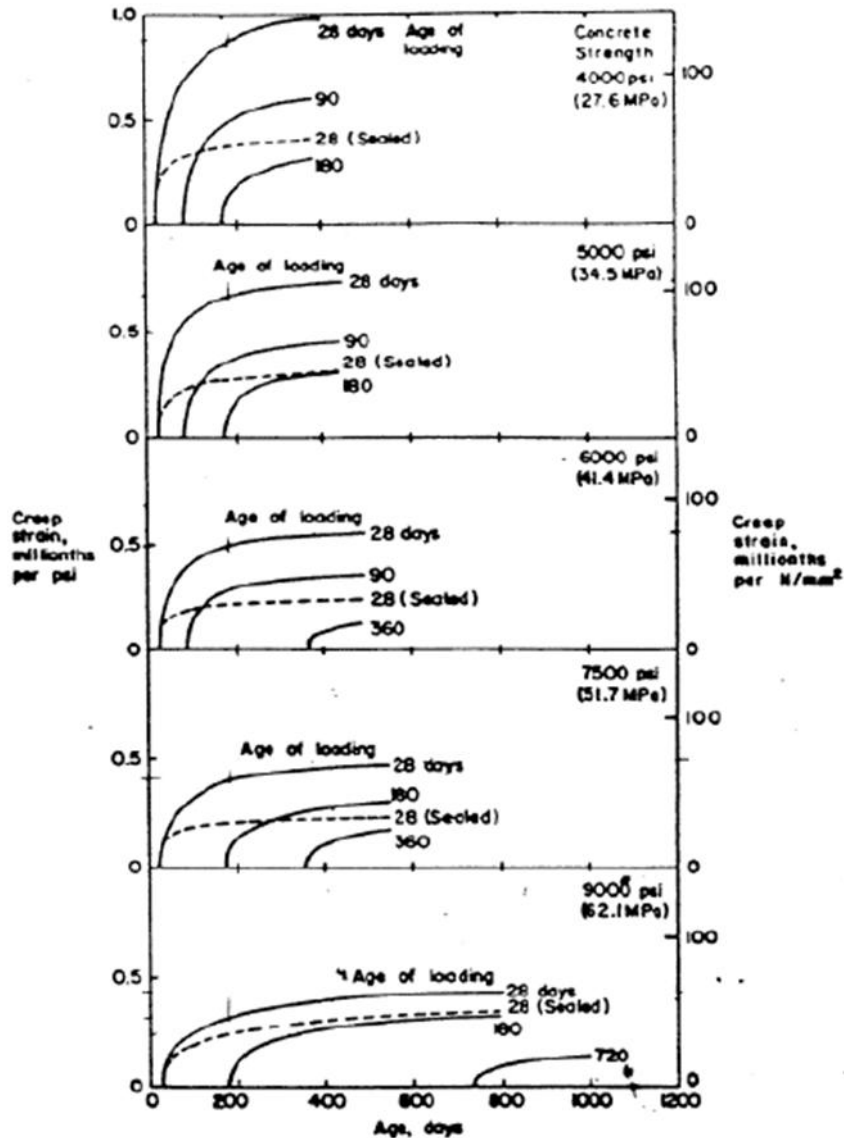


Figure 2.25 : Effet de l'âge de chargement et de la résistance à la compression sur le coefficient spécifique de fluage [56].

#### 2.6.2.4. Effet de l'âge de chargement

Plus le béton est chargé jeune plus sa déformation différée est grande. La figure 2.26 [57] présente des résultats expérimentaux obtenus à différents âges de chargement. Cette figure indique que la réponse du béton à un chargement donné dépend de l'âge du chargement. Ce phénomène trouve son origine en partie dans l'évolution des caractéristiques physico-chimiques du béton au cours du temps. La densification de gel de C-S-H au cours de la maturation du béton entraîne une amélioration de la rigidité et de la résistance du matériau. Cependant, le caractère vieillissant du fluage ne se résume pas à la réaction d'hydratation. En effet, les propriétés mécaniques et physiques du béton tendent à se stabiliser au bout de 90 jours, tandis que l'effet du vieillissement reste relativement significatif.

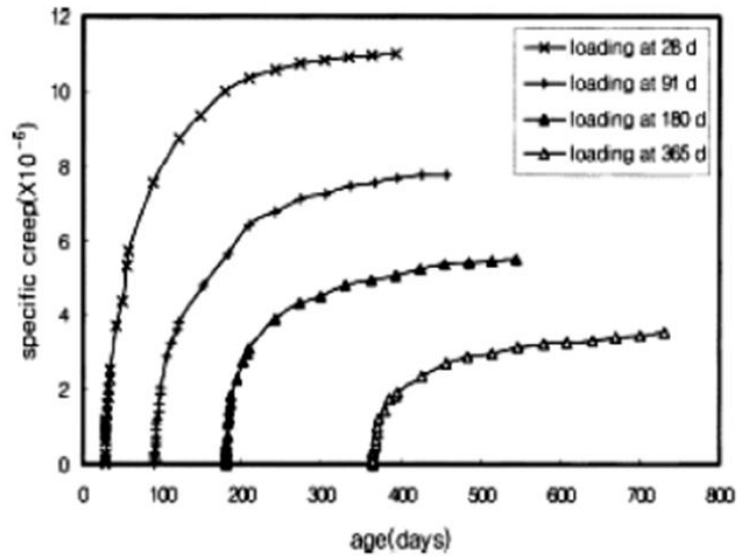


Figure 2.26 : Effet de l'âge du béton à l'instant du chargement sur le fluage [57].

### 2.6.2.5 Effet d'échelle

La taille de l'échantillon influence l'ampleur du fluage. Bryant et Vadhanavikkit [21] ont montré que plus la section transversale augmente moins il y a fluage comme il est illustré sur la figure 2.27. L'effet de l'échelle peut être exprimé en termes de rapport volume/surface d'un élément de béton. Les vitesses de développement du fluage et du retrait sont alors les mêmes, montrant que les deux phénomènes obéissent à la même relation.

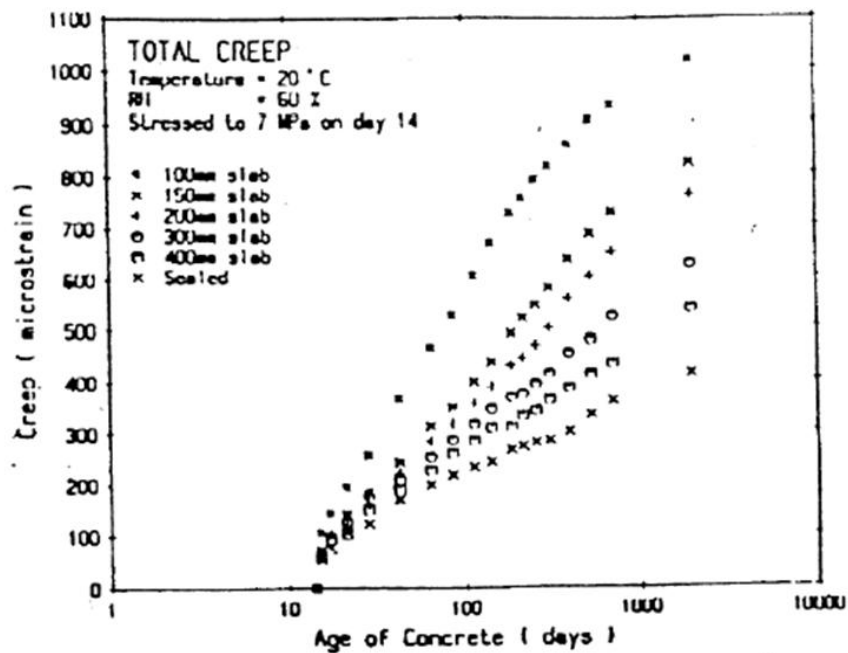


Figure 2.27 : Effet de la taille de l'échantillon sur le fluage [21]

### 2.5.2.6. Niveau de contrainte

Le taux de contrainte par rapport à la résistance du béton au moment de l'application de la force est inversement proportionnel au fluage final du béton. Des essais ont été effectués par *Neville* [13] et ont mis en évidence la relation linéaire qui relie le fluage et le rapport contrainte/résistance, le tableau 2.3 [14] montre quelques résultats trouvés durant cet essai.

La majorité des études et des expérimentations faites à ce jour sur le fluage est pour des bétons sollicités par des contraintes inférieures à 50% de leurs résistances, où les déformations du fluage sont proportionnelles aux contraintes d'où l'appellation du fluage linéaire. Pour des contraintes supérieures à ce niveau le fluage évolue très vite, ceci est dû essentiellement au développement des microfissures dans le béton qui modifient son comportement en accélérant le fluage.

Pour des contraintes proches de la contrainte de rupture, on peut dans certains cas observer, une phase du fluage ralenti (fluage primaire), une phase du fluage à vitesse constante (fluage secondaire) qui ne peut se maintenir longtemps et se traduit ensuite par un changement de régime, ensuite on peut obtenir une phase où le fluage est accéléré (fluage tertiaire), ce dernier est instable et conduit très rapidement à la rupture.

**Tableau 2.3 :** *Fluage spécifique du béton chargé à 7 jours avec différentes résistances* [14]

Résistance en MPa	Fluage $\mu$ /MPa
14	203
28	116
41	80
55	58

## 2.7. Conclusion

Le fluage et le retrait sont apparus comme des phénomènes très importants, qui peuvent donner au béton un comportement différé qui évolue au cours du temps. Le béton se manifeste donc, par l'apparition des fissures le long des structures, une évolution des déformations et des flèches, une redistribution des contraintes et des pertes de précontrainte.

Chapitre III

**Effets Structuraux du fluage et du retrait**

### 3.1. Introduction

La prédiction du comportement des structures en béton armé sous l'effet combiné du fluage et du retrait est probablement parmi les sujets les plus difficiles à traiter. Cette difficulté réside dans le passage d'une déformation simple au laboratoire au comportement complexe dans une structure et autant plus lorsque l'on veut intégrer les effets non linéaires de ces phénomènes.

Les premiers essais entrepris par Freyssinet sur les déformations des éléments en béton précontraint et les auscultations faites sur le pont de Veurdre en 1911 [58] ont mis en évidence des déformations différées qui ne peuvent pas être attribuées à des erreurs systématiques de mesures. Malheureusement, il fallait attendre le congrès de Liège de 1930 où on a pu faire une brèche à ces affirmations et depuis les effets du fluage et du retrait sur les structures en béton armé font l'objet de sujets de recherche les plus sérieux.

Aujourd'hui, l'existence du fluage n'est plus contestée et ses conséquences sont bien connues:[59]

- a) Pertes de tension dans les armatures de précontrainte.
- b) Déformations différées des structures.
- c) Redistribution des efforts dans les ouvrages hyperstatiques.
- d) Redistribution des contraintes entre le béton et les armatures.

### 3.2. Analyse des effets différés

L'analyse d'une structure en béton incluant les effets différés du fluage, de la relaxation et du retrait n'est pas fondamentalement différente de n'importe quelle autre analyse structurale. En effet trois conditions de base doivent être satisfaites:

- Equilibre des forces
- Compatibilité des déformations
- Lois de comportement du matériau

Pour une analyse élastique linéaire, la loi de Hooke est utilisée, par contre, si l'on désire inclure les effets du temps dans l'analyse structurale, des relations contrainte déformation relatives au temps d'observation doivent être trouvées. De même, on doit inclure l'interdépendance entre les déformations du fluage et l'histoire des contraintes qui



dépend dans une large mesure de la grandeur et de la vitesse du fluage et du retrait. Comme le béton est un matériau vieillissant, c'est-à-dire ; plus le béton est chargé à des âges avancés, plus petite sera sa déformation finale de fluage.

### 3.2.1. Retrait d'un élément en béton armé

Lorsque le retrait se développe librement, sa déformation suit les lois données par les règlements ou les formules trouvées par l'expérience. En présence des armatures cette déformation est empêchée à cause de l'adhérence béton-armature, et qui sera d'autant plus faible que le pourcentage d'acier est important. Dans un élément en béton armé qui subit entre l'instant  $t$  et  $t_0$  une déformation de retrait libre égale à  $\varepsilon_r$ , une force de compression apparaît pour ramener les armatures à suivre cette déformation, cette force est exprimée par la relation suivante:

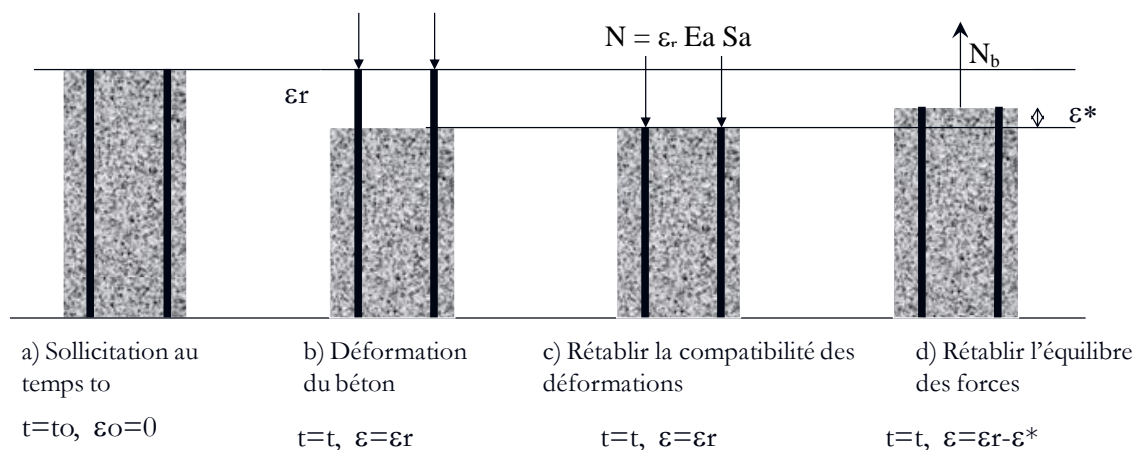
$$N = \varepsilon_r S_a E_a \quad (3.1)$$

Avec  $S_a$  : la section des armatures,  $E_a$  : le module de déformation des aciers

De même, une force de traction équivalente à celle des aciers sera appliquée sur le béton, ce qui lui permet de s'allonger de  $\varepsilon^*$  et de compenser partiellement le retrait libre. La figure 3.1 illustre l'équilibre des forces et des déformations d'un élément en béton armé.

$$\varepsilon^* = \frac{N}{B E_b} = \frac{\varepsilon_r S_a E_a}{B E_b} \quad (3.2)$$

Avec  $B$  : la section du béton et  $E_b$  le module de déformation du béton



**Figure 3.1 :** *Equilibre des forces et des déformations d'un élément en béton armé.*

La déformation de retrait qui résulte dans l'élément en béton armé est égale à la déformation du retrait libre moins la déformation  $\varepsilon^*$  nécessaire pour faire l'équilibre.

$$\varepsilon + \varepsilon^* = \varepsilon_r \quad (3.3)$$

Si on pose  $\varepsilon = k_1 \varepsilon_r$  et  $\varepsilon^* = k_2 \varepsilon_r$  on obtient :

$$k_1 + k_2 = 1 \quad (3.4)$$

La force de compression dans l'acier est égale :

$$N_a = k_1 \varepsilon_r S_a E_a \quad (3.5)$$

La force de traction dans le béton :

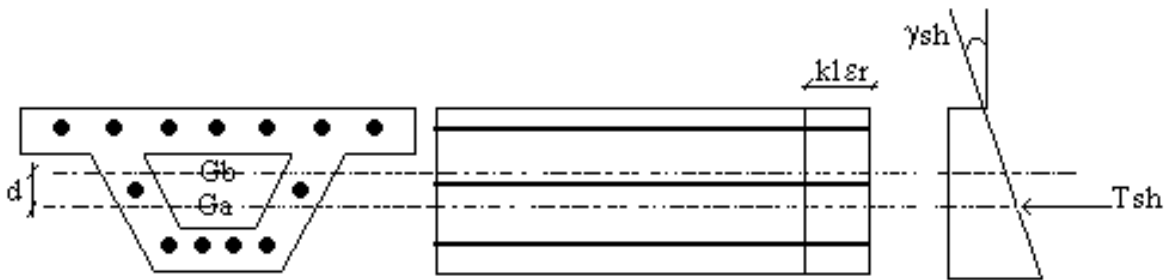
$$N_b = S_b (1 - k_1) \varepsilon_r E_b \quad (3.6)$$

L'effet des armatures peut être évalué en introduisant un coefficient  $k_s$  dans la valeur du retrait libre :

$$k_s = \frac{1}{1 + \frac{E_a S_a}{E_b S_b}} = \frac{1}{1 + n\rho} \quad (3.7)$$

### 3.2.2. Retrait avec Armatures Dissymétriques

Lorsqu'une dissymétrie des armatures existe dans une section en béton armé, celle-ci provoque une certaine courbure dans la direction de la plus forte concentration des armatures. En utilisant *la méthode de la force fictive* de traction on obtient



**Figure 3.2 :** Courbure due au retrait d'une section avec armatures dissymétriques

La force de compression  $T_{sh}$  exercée sur les armatures sera égale à la tension causée par le retrait d'un béton avec des armatures symétriques et avec le même pourcentage des armatures.

$$T_{sh} = S_a k_s \varepsilon_r E_a \quad (3.8)$$

Le point d'application de cette force coïncide avec le centre de gravité des armatures, ce qui donne un moment fléchissant dans la section égal à :

$$M = T_{sh} \cdot d \quad (3.9)$$

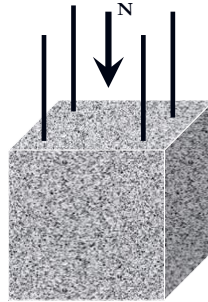
Le comportement élastique de la section relie la courbure et le moment fléchissant appliqué par l'équation:

$$\gamma_{sh} = \frac{1}{R} = \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{k_s \varepsilon_r S_a E_a d}{E_b I_b} \quad (3.10)$$

Dans une structure hyperstatique en béton armé, le fluage et le retrait engendrent une redistribution importante des contraintes entre les armatures et le béton et une évolution des déformations et des courbures. Si ces déformations ne sont pas compatibles avec le schéma statique de la structure, une redistribution des efforts externes se produira afin de conserver l'équilibre de la structure.

### 3.2.3. Fluage d'un élément comprimé

Soit un élément comprimé en béton armé dont la section transversale est représentée sur la figure 3.3. Cette section est sollicitée à l'instant  $t_0$  par un effort normal  $N$  qui reste constant dans le temps.



**Figure 3.3 :** *Élément comprimé en béton armé*

Au temps initial  $t_0$  de l'application de la charge  $N$ , la déformation du béton est égale à :

$$\varepsilon_o = \frac{N}{E_b(t_0) B_o} \quad (3.11)$$

Avec  $E_b(t_0)$  le module de déformation du béton au temps du chargement et  $B_o$  la section homogénéisée du béton .

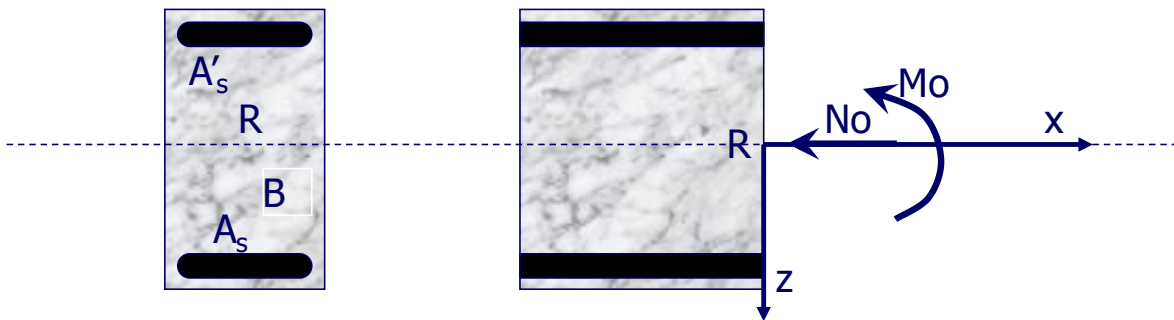
Au temps  $t$  ( $t > t_0$ ) la déformation du béton sera égale à :

$$\varepsilon = \varepsilon_o + \varepsilon_f + \frac{\Delta\sigma}{Eb} (1 + \chi\varphi) \quad (3.12)$$

Avec  $\varphi$  le coefficient de fluage entre l'instant  $t_0$  et  $t$ ,  $\varepsilon_f$  la déformation du fluage ( $\varepsilon_f = \varphi \varepsilon_0$ ),  $\chi$  est un coefficient de vieillissement du béton et  $\Delta\sigma$  la variation de contrainte due à la redistribution causée par le fluage du béton.

### 3.2.4. Comportement différé d'une section fléchie

Soit une section rectangulaire en béton armé. L'armature inférieure vaut  $A_s$  et est admise plus grande que celle supérieure  $A'_s$ . Au temps  $t_0$ , la section est sollicitée par un moment fléchissant  $M_0$  et un effort normal  $N_0$  appliqués au point de référence  $R$  de la section. La figure 3.4 illustre le schéma et les sollicitations sur cette section.



**Figure 3.4 :** Section en béton armé sollicitée en flexion composée

Au temps  $t$ , la section peut être sollicitée toujours par  $M_0$  et  $N_0$ . Dans le cas général, la section peut être sollicitée par:

#### 3.2.4.1. Effets initiaux

Au temps  $t_0$ , la déformation relative  $\varepsilon_0(z)$  et la contrainte  $\sigma_0(z)$  dans n'importe quelle fibre de la section ainsi que la courbure  $\gamma_0$ , dues au moment  $M_0$  et à l'effort  $N_0$  qui agissent au point de référence  $R$ , sont données par:

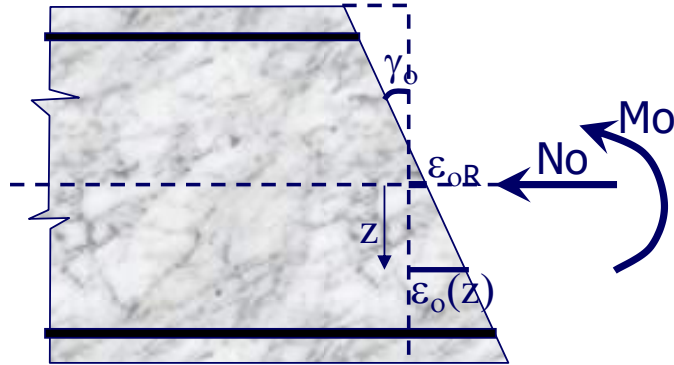
$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_0(z) &= \varepsilon_{0R} + \gamma_0 z \\ \sigma_0(z) &= Eb \varepsilon_0(z) \\ \gamma_0 &= \frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_0(z) - \varepsilon_{0R}}{z} \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

Avec:

$\varepsilon_{0R}$ : déformation relative au point de référence  $R$  au temps  $t_0$

$\gamma_o$ : courbure initiale de la section

$z$ : ordonnée par rapport au point de référence R



**Figure 3.5 :** Courbure élastique initiale d'une section fléchie

Pour trouver les relations entre  $M_o$ ,  $N_o$ ,  $\epsilon_o(z)$  et  $\gamma_o$ , on écrit les deux équations d'équivalence.

$$N_o = \int \sigma_o(z) dB = \int E_b \epsilon_o(z) dB = E_b \int (\epsilon_{oR} + \gamma_o z) dB \quad (3.14)$$

$$M_o = \int \sigma_o(z) z dB = \int E_b \epsilon_o(z) z dB = E_b \int (\epsilon_{oR} + \gamma_o z) z dB \quad (3.15)$$

En introduisant les valeurs transformées de la section  $B$ , du moment statique  $S$  et du moment d'inertie  $I$  dans les équations 3.14 et 3.15 on obtient :

$$\begin{pmatrix} \epsilon_{oR} \\ \gamma_o \end{pmatrix} = \frac{1}{E_b (B I - S^2)} \begin{pmatrix} I & -S \\ -S & B \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N_o \\ M_o \end{pmatrix} \quad (3.16)$$

### 3.2.4.2. Effets différés

Au temps  $t$  ( $t > t_o$ ), l'effet différé dans une section fléchie en béton armé peut être résolu de manière simple en appliquant l'équation de base.

$$\epsilon(t) = \epsilon_{oR} + \Delta\epsilon = \epsilon_{oR} + \epsilon_f + \epsilon_r + \frac{\Delta\sigma}{E_b} (1 + \chi\varphi) \quad (3.17)$$

Avec:

$\epsilon_{oR}$ : déformation initiale au point de référence R

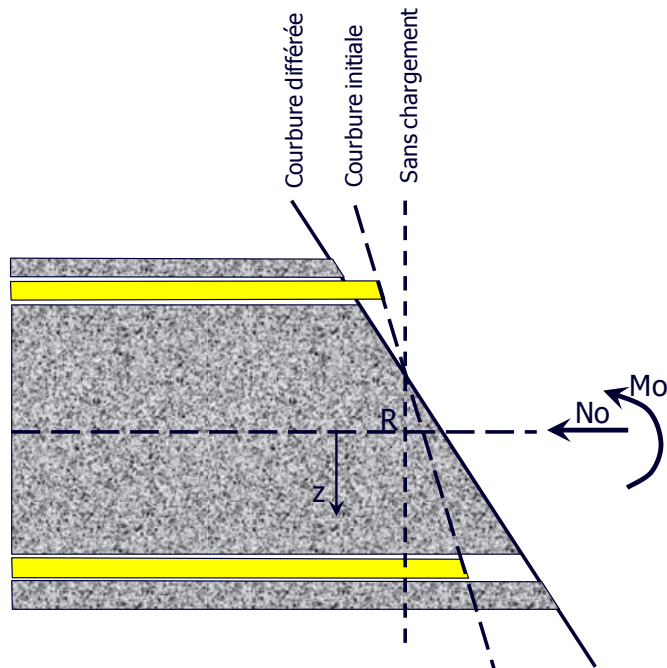
$\epsilon_f = \varphi \epsilon_o$  déformation de fluage au temps  $t$

$\epsilon_r$ : déformation de retrait au temps  $t$

$\Delta\sigma$ : variation de contrainte dans le béton entre les deux instants  $t_o$  et  $t$

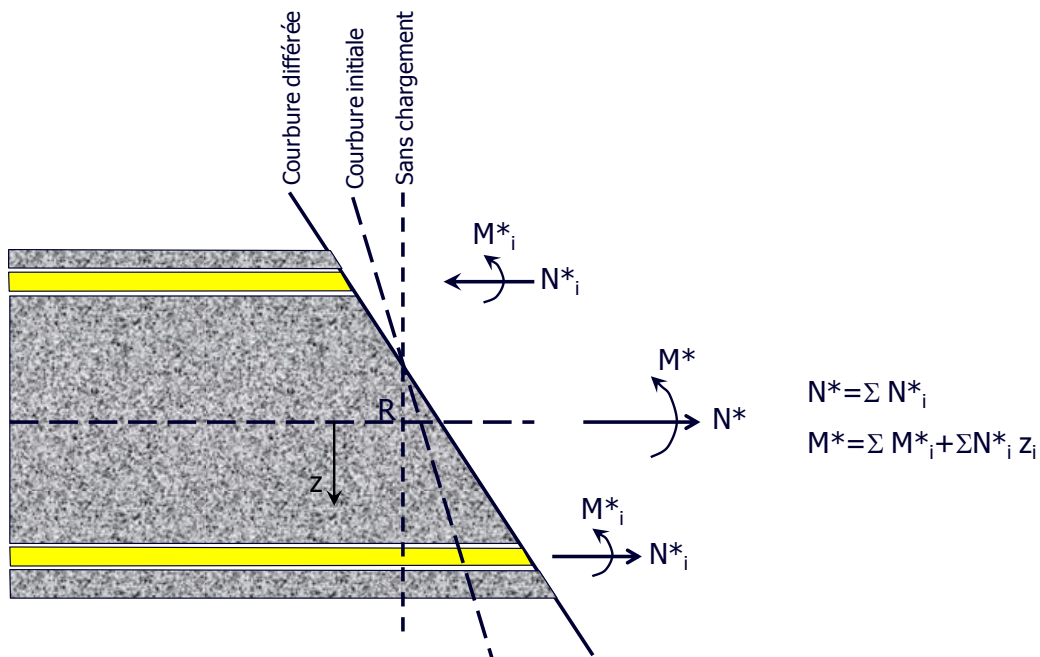
$E_b$ : module de déformation du béton

Pour que les déformations libres puissent s'effectuer, on imagine que l'on dissocie les armatures et le béton. La déformation du béton due au fluage et au retrait s'effectue seule sans les armatures comme il est représenté sur la figure 3.6.



**Figure 3.6 :** Déformation différée du béton sans armatures

Rétablissant la compatibilité rompue à la suite des déformations différées en appliquant deux forces  $N^*_i$  aux centres de gravité des armatures. La figure 3.7 schématise l'équilibre des forces pour la compatibilité des déformations.



**Figure 3.7 :** Déformation différée du béton avec armatures

Les efforts  $M^*_i$  et  $N^*_i$  agissant au centre de gravité de la couche d'armatures  $i$  considérée peuvent être exprimés par:

$$N^* = \sum E_a S_{ai} \varepsilon_{Li} \quad M^* = \sum E_a I_i \gamma_{Li} \quad (3.18)$$

avec:

$\varepsilon_{Li}$ : déformation différée de la  $i$ -ème couche

$E_a$ : module de déformation de la  $i$ -ème couche d'armature.

$S_{ai}$ : section de la  $i$ -ème couche

$I_i$ : moment d'inertie de la  $i$ -ème couche par rapport à son centre de gravité (négligeable)

En introduisant les valeurs des efforts données par la relation 3.18 dans la relation 3.16, on obtient :

$$\begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_R \\ \Delta \gamma \end{pmatrix} = \frac{1}{E_b (B^* I^* - S^{*2})} \begin{pmatrix} I^* & -S^* \\ -S^* & B^* \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N^* \\ M^* \end{pmatrix} \quad (3.19)$$

### 3.3. Redistribution des efforts dus au fluage

Les efforts calculés par les méthodes de la résistance des matériaux pour un béton avec un module de déformation constant subissent des variations dans le temps si on considère le béton comme viscoélastique. Cette variation peut être due soit au mode de construction de la structure soit aux pertes de tension dans les armatures de précontrainte.

#### 3.3.1. Influence du mode de construction

Très souvent, la façon dont on construit un ouvrage hyperstatique impose à cet ouvrage des déformations qui entraîneront des efforts dans la structure et par suite du phénomène de fluage, subissent une redistribution dans le temps. On calcule d'abord la redistribution des efforts et on cherche comment ces déformations évoluent dans le temps. Ensuite, la redistribution des déformations différées causées par la variation des efforts dans l'ouvrage peut être étudiée.

##### 3.3.1.1. Calcul des réactions hyperstatiques

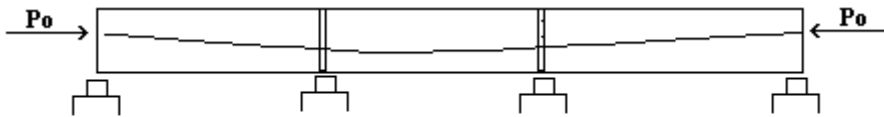
Pour calculer les réactions hyperstatiques, nous désignons par  $X_i$  les forces appliquées en permanence à partir de l'instant  $t_0$ , dont les réactions hyperstatiques correspondantes sont celles que l'on calcule en supposant le module de déformation constant. Si l'on avait construit d'emblée, le système hyperstatique, par exemple en

exécutant sur cintre, les réactions hyperstatiques auraient eu les valeurs  $R_j^*$  définies par les équations:

$$\sum_{i=1}^{i=n} a_{ik} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_j^* = 0 \quad (3.20)$$

Soit une structure construite par l'assemblage de poutres préfabriquées à l'aide d'une précontrainte non concordante comme il l'est illustré sur la figure 3.8 [60, 61, 62, 63, 64, 65]. Cet assemblage crée un système de réactions hyperstatiques de précontraintes  $R_{pj}$  aux niveaux des appuis  $B_j$ . La réalisation des liaisons surabondantes par la mise en précontrainte empêche l'évolution libre de ces déplacements; ce qui engendre une variation dans les réactions hyperstatiques égale à  $R_b(t)$ . Si en plus de ce blocage, des déplacements  $W_k$  se sont imposés aux points  $B_k$  ce qui donne un système de réactions hyperstatiques  $R_{dj}(t)$  appliquées aux appuis  $B_j$ . La réaction hyperstatique totale appliquée aux appuis  $B_j$  vaut:

$$R_j(t) = R_{pj} + R_{bj}(t) + R_{dj}(t) \quad (3.21)$$



**Figure 3.8 :** Poutre continue rendue hyperstatique par l'assemblage de poutres préfabriquées à l'aide d'une précontrainte [60,61, 62, 63, 64, 65].

Les réactions hyperstatiques  $R_{dj}(t)$  données par les déplacements  $W_k$  des points d'appuis se calculent en donnant ces déplacements aux points considérés dans les équations de compatibilité et on obtient :

$$\int_{t_0}^t \frac{1}{E_b(\tau, t)} R'_{dj}(\tau) = - \frac{\varphi(t_0, t)}{E_b(t_0, t)} R_{dj}(t_0) \quad (3.22)$$

Au temps  $t_0$  et avant la réalisation des liaisons, les déplacements des points  $B_k$  du système isostatique sont :



$$V_k = \frac{1}{E_b(t_0, t_0)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{ik} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{pj} \right) \quad (3.23)$$

Après la réalisation des liaisons et des déplacements des appuis, les déplacements des points  $B_k$  deviennent au temps  $t=t_0$ :

$$V_k + W_k = \frac{1}{E_b(t_0, t_0)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{ik} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{pj} \right) + \frac{1}{E_b(t_0, t_0)} \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{dj}(t_0) \quad (3.24)$$

Puisque la précontrainte est non concordante les réactions hyperstatiques au temps  $t_0$  sont égales à  $R_{dj}(t_0)$  plus  $R_{pj}$  et au temps  $t > t_0$  elles ont pour valeurs:

$$R_j(t) = R_{pj} + R_{bj}(t) + R_{dj}(t) \quad (3.25)$$

Au temps  $t > t_0$  les déplacements aux points  $B_k$  conservent leurs valeurs initiales:

$$V_k + W_k = \frac{1}{E_b(t_0, t)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{ik} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{pj} \right) + \frac{1}{E_b(t_0, t)} \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{dj}(t_0) + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} \left( \int_{t_0}^t \frac{R'_{dj}(\tau)}{E_b(\tau, t)} d\tau + \int_{t_0}^t \frac{R'_{bj}(\tau)}{E_b(\tau, t)} d\tau \right) \quad (3.26)$$

En comparant les valeurs de  $V_k + W_k$  entre les équations 3.24 et 3.26, on obtient:

$$\begin{aligned} V_k + W_k &= \frac{1}{E_b(t_0, t_0)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{ik} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{pj} \right) + \frac{1}{E_b(t_0, t_0)} \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{dj}(t_0) \\ &= \frac{1}{E_b(t_0, t)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{ik} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{pj} \right) + \frac{1}{E_b(t_0, t)} \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} R_{dj}(t_0) \\ &\quad + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jk} \left( \int_{t_0}^t \frac{R'_{dj}(\tau)}{E_b(\tau, t)} d\tau + \int_{t_0}^t \frac{R'_{bj}(\tau)}{E_b(\tau, t)} d\tau \right) \end{aligned} \quad (3.27)$$

La réaction hyperstatique totale prend la forme suivante avec  $\Psi(t_0, t)$  représentant le modèle de relaxation du béton: [66, 67]

$$R(t) = R_{pj} + R_{dj}(t_0) + (R^*_j - R_{dj}(t_0)) \Psi(t_0, t) \quad (3.28)$$

### 3.3.1.2. Calcul des Déformations Différées

Le déplacement d'un point M d'un système hyperstatique sous l'effet des forces extérieures appliquées  $X_i$  et la précontrainte, est égal au déplacement du même point M du système isostatique associé sous l'effet des forces extérieures appliquées, de la précontrainte et des réactions d'appui  $R_j$  du système hyperstatique. On obtient pour expression du déplacement  $v_M(t)$  du point M au temps  $t > t_0$ :

$$V_M(t) = \frac{1}{E_b(t_0, t)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{im} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} R_{pj} + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} R_{dj}(t_0) \right) + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} \left( \int_{t_0}^t \frac{R_{dj}(\tau)}{E_b(\tau, t)} d\tau + \int_{t_0}^t \frac{R_{bj}(\tau)}{E_b(\tau, t)} d\tau \right) \quad (3.29)$$

Le déplacement différé au temps t est :

$$\gamma_M(t) = v_M(t) - v_M(t_0) \quad (3.30)$$

Si on tient compte du comportement différé du béton l'équation 3.29 peut prendre une forme plus simple:

$$V_M(t) = \frac{1}{E_b(t_0, t_0)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{im} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} R_{pj}(t_0) + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} R_{dj}(t_0) \right) + \frac{\varphi(t_0, t)}{E_b(t_0, t_0)} \left( \sum_{i=1}^{i=n} a_{im} X_i + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} R_{pj}(t_0) + \sum_{j=1}^{j=n} b_{jm} R_j^* \right) \quad (3.31)$$

$$V_M(t) = \text{déformation instantanée} + \text{déformation différée}$$

Dans le cas d'un système isostatique, où les réactions hyperstatiques  $R_{bj}$  sont identiquement nulles, l'équation 3.31 donne un déplacement différé égal à:

$$\gamma_M(t) = \varphi(t_0, t) v_M(t_0) \quad (3.32)$$

Le déplacement total au temps t est:

$$v_M(t) = (1 + \varphi(t_0, t)) v_M(t_0) \quad (3.33)$$

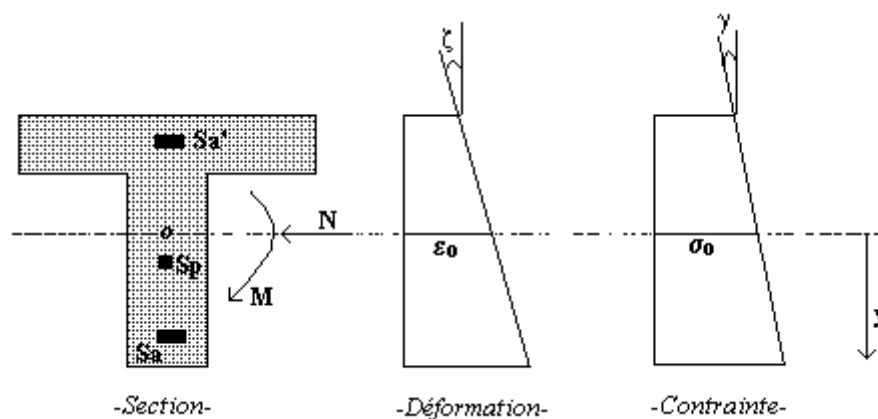
Les déformations différées totales dans un système isostatique sont de l'ordre du double de la déformation instantanée  $v_M(t_0)$ . Pour les systèmes hyperstatiques le mode de construction influe sur les déformations comme pour les réactions d'appui et le calcul des déformations différées doit être envisagé au cas par cas.

### 3.3.2. Influence des pertes de précontrainte

Dans une structure en béton précontraint les sections sont affectées par le fluage et le retrait ainsi que la relaxation des aciers de précontrainte. Ceci engendre des déformations non compatibles avec la mise en tension des armatures ce qui provoque une chute de tension de la précontrainte et un nouveau état de sollicitation dans la section. Si la structure est hyperstatique avec une précontrainte non concordante un nouvel équilibre des forces se produit entre les réactions d'appuis et les nouvelles sollicitations causées par la perte de précontrainte.

#### 3.3.2.1. Etat instantané

La figure 3.9 [68] représente une section en béton armé avec deux sections ( $S_a$  et  $S_a'$ ) d'armatures passives et ( $S_p$ ) d'armatures actives de précontrainte. A l'instant  $t_0$ , on introduit un effort normal  $N$  appliqué au point "o" et un moment fléchissant  $M$ .



**Figure 3.9 :** Diagramme des contraintes et des déformations instantanées dans une section et T [68]

L'état de déformation dans la section est donné par:[68]

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_o \\ \zeta \end{pmatrix} = \frac{1}{E_b(t_o) (B_o I_{bo} - S_o^2)} \begin{pmatrix} I_{bo} & -S_o \\ -S_o & B_o \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N \\ M \end{pmatrix} \quad (3.34)$$

avec:

$\varepsilon_o$ : la déformation élastique au point " o " .

$\zeta$ : la pente du diagramme de déformation par rapport à la verticale.

$I_{bo}$ : moment d'inertie de la section homogène par rapport à " o " .

$S_o$ : moment statique de la section homogène par rapport à " o " .

$B_o$ : surface de la section homogène.

$E_b(t_o)$ : module de déformation instantané du béton.

Si le point " o " coïncide avec le centre de gravité de la section  $S_o = 0$ , l'équation 3.34 s'écrit:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_o \\ \zeta \end{pmatrix} = \frac{1}{E_b(t_o)} \begin{pmatrix} N/B_o \\ M/I_{bo} \end{pmatrix} \quad (3.35)$$

Pour une fibre à une distance " y " du point " o " , la déformation et la contrainte correspondante sont données par:[69]

$$\begin{aligned} \varepsilon(y) &= \varepsilon_o + \zeta \cdot y \\ \sigma(y) &= E_b(t_o) \varepsilon(y) \end{aligned} \quad (3.36)$$

### 3.3.2.2. Etat différé

Une section en béton précontraint présente dès la mise en tension des déformations lentes et des variations de contraintes différées, entraînant une réduction d'énergie interne et des variations dimensionnelles, notamment sous les effets concomitants de la relaxation des armatures et du retrait et fluage du béton. Si on doit tenir compte de la diminution de la précontrainte dans le temps par suite des phénomènes différés du béton, les paramètres de l'état de déformation de la section ( $\varepsilon_o$  et  $\zeta$ ) subissent des variations durant la période  $[t_o, t]$  qui s'établissent par la relation suivante:[68]

$$\begin{pmatrix} d\varepsilon_o(t_o, t) \\ \zeta(t_o, t) \end{pmatrix} = \frac{1}{E_b(t_o, t) (B_o(t) I_{bo}(t) - S_o(t)^2)} \begin{pmatrix} I_{bo}(t) & -S_o(t) \\ -S_o(t) & B_o(t) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -dN \\ -dM \end{pmatrix} \quad (3.37)$$

Avec  $E_b(t_0, t)$ ,  $B_o(t)$ ,  $S_o(t)$  et  $I_{b_o}(t)$  les caractéristiques de la section homogène, en prenant en compte le module différé du béton à l'instant  $t$ :

$$E_b(t_0, t) = \frac{E_b(t_0)}{1 + \varphi(t_0, t)} \quad (3.38)$$

$\varphi(t_0, t)$  : un coefficient de fluage représentant le rapport entre la déformation différée et la déformation instantanée. [68]

$$\begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{\text{fluage}} + \begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{\text{retrait}} + \begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{\text{relaxation}}$$

$$\begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{\text{fluage}} = - E_b(t) \phi \begin{pmatrix} B & S_b \\ S_b & B \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_o(t_0) \\ \zeta(t_0) \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{\text{retrait}} = - E_b(t) \varepsilon_r \begin{pmatrix} B \\ S_b \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix}_{\text{relaxation}} = \begin{pmatrix} S_p d\sigma_r \\ S_p \varepsilon_o d\sigma_r \end{pmatrix} \quad (3.39)$$

Généralement, pour estimer ces variations, on dispose de résultats expérimentaux de fluage (sous contrainte constante), de retrait du béton et de relaxation des aciers (à longueur constante). Le cumul de ces trois phénomènes conduit à une surestimation des déformations, et cela pour les raisons suivantes:

- *Du fait de la relaxation des aciers, le béton est soumis à une action décroissante, ce qui conduit à des déformations inférieures à celle d'un essai de fluage [70].*

- *Du fait du fluage et du retrait du béton, l'acier relaxe moins que dans les essais où il est à longueur constante [70].*

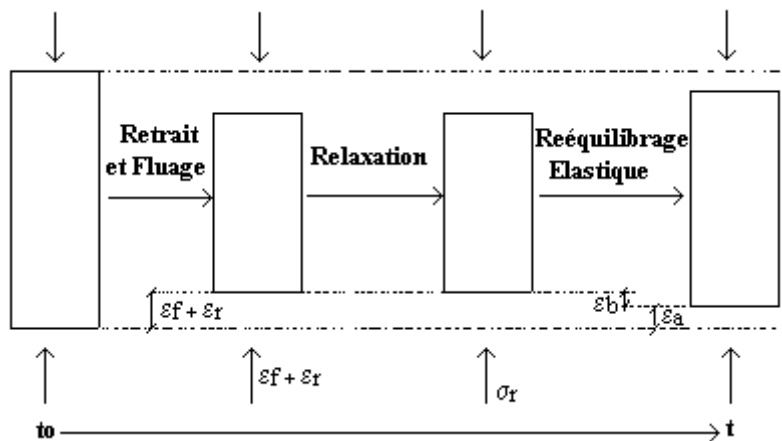
On peut dire donc que les lois du fluage du béton et de la relaxation des aciers ne constituent pas une loi de comportement des structures, puisqu'elles ne suffisent pas à prédire un comportement différé où les sollicitations appliquées sont souvent variables. Ceci est du à des sollicitations appliquées qui ne sont pas constantes ou à une variation causée par la redistribution des contraintes.

La section peut être considérée, dans un intervalle de temps  $[t_0, t]$ , comme un système en auto-équilibre viscoélastique et le comportement rhéologique du béton est généralement supposé linéaire dans le domaine des contraintes usuelles. L'acier a un comportement non linéaire, mais dans le cas particulier des armatures de précontrainte, la linéarisation du comportement rhéologique est prise comme approximation acceptable dans un petit domaine de contrainte, l'acier passif est supposé travailler dans son domaine parfaitement élastique.

Les conditions d'équilibre doivent exprimer:[70]

- a) L'égalité entre la vitesse de déformation des armatures actives et la vitesse de déformation des fibres du béton au niveau de ces armatures.
- b) L'égalité entre les déformations des armatures passives et les déformations du béton au niveau de ces armatures.
- c) L'équilibre des forces dans la section.

Pour combiner ces trois phénomènes, retrait et fluage du béton et relaxation des aciers, on peut supposer qu'ils se produisent indépendamment pendant le petit intervalle de temps  $[t_0, t]$  de la manière indiquée sur la figure 3.10.



**Figure 3.10 :** Equilibre des phénomènes rhéologiques [70]

Pour calculer la variation des contraintes  $d\sigma_a$  et  $d\sigma_b$ , et de déformation  $d\varepsilon_a$ ,  $d\varepsilon_b$  totales dans l'intervalle  $[t_0, t]$  nous avons:

L'égalité des forces dans la section donne:

$$B \cdot E_b \cdot \varepsilon_b + S_a \cdot \sigma_r + S_a \cdot E_a \cdot \varepsilon_a = 0 \quad (3.40)$$

L'égalité des déformations:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b + \varepsilon_r + \varepsilon_f \quad (3.41)$$

La variation de la contrainte de l'acier est:

$$d\sigma_a = \sigma_r + E_a \cdot \varepsilon_a \quad (3.42)$$

Des équations 3.40 et 3.41 on tire:

$$\varepsilon_a = \frac{BE_b(\varepsilon_r + \varepsilon_f) - S_a \sigma_r}{BE_b + S_a E_a} \quad (3.43)$$

Remplaçant l'expression de  $\varepsilon_a$  dans l'équation 3.42 on obtient: [70, 71]

$$d\sigma_a = \sigma_r + E_a \varepsilon_a = \frac{\sigma_r + E_a (\varepsilon_r + \varepsilon_f)}{1 + \frac{S_a E_a}{B E_b}} \quad (3.44)$$

$\varepsilon_r$ : déformation due au retrait  $\varepsilon_r = \varepsilon_r(t) \cdot dt$ .

$\varepsilon_f$ : déformation due au fluage  $\varepsilon_f = \sigma(t) \frac{\partial \varphi(t_0, t)}{\partial t} dt$

$d\sigma_a$ : est la perte de contrainte totale due à la relaxation de l'acier, au fluage et au retrait du béton.

L'équation 3.39 prend la forme:

$$\begin{pmatrix} dN \\ dM \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_p d\sigma_a \\ S_p e_o d\sigma_a \end{pmatrix} \quad (3.45)$$

### 3.4. Fluage sous contrainte variable

Les méthodes de calcul plus au moins élaborées à ce jour pour prédire le comportement des structures dû au fluage du béton et à la relaxation des armatures, sous des conditions de chargement variables, sont fort nombreuses. Certaines utilisent un calcul asymptotique dans le cas de matériaux non vieillissants en utilisant les lois de convolution des équations de Laplace, d'autres recourent à une résolution numérique des équations intégral-différentielles des deux phénomènes. Cependant la mise à jour des programmes de calcul, en subdivisant le temps de calcul, a donné une grande souplesse en utilisant d'autres méthodes d'estimation de ces phénomènes. [70]

### 3.4.1. Méthode de superposition

Dans ce modèle la déformation est exprimée sous la forme d'une fonctionnelle de l'histoire de la contrainte exprimée en fonction du temps. Le principe de ce modèle est que cette fonctionnelle est linéaire d'où on a tiré le nom de " *modèle viscoélastique linéaire* ", et qui s'exprime par:[72, 73]

$$\varepsilon(t) = F \left[ \sigma(t) \right]_{\tau=0}^{\tau=1} \quad \text{avec } F \left[ a \sigma_1 + b \sigma_2 \right] = a F \left[ \sigma_1 \right] + b F \left[ \sigma_2 \right] \quad (3.46)$$

Pour des essais de fluage chargés au même âge, la déformation est proportionnelle à la contrainte appliquée, il est alors commode de définir la fonction **F** qui donne la réponse en déformation à un échelon de contrainte unité, que l'on appelle " *noyau de fluage* " et que l'on donne sous la forme suivante (où  $t_0$  est l'âge de chargement):

- $\phi(t_0, t)$  : dans le cas vieillissant.
- $\phi(t-t_0)$  : dans le cas non vieillissant.

Dans le cas d'un chargement en deux paliers, la réponse en déformation s'obtient avec le modèle *VEL* par la superposition des réponses aux deux chargements élémentaires. Sur la figure 3.11 [72], on obtient la courbe *c'*; déformation due à l'application de la contrainte  $\sigma_1 + \sigma_2$ , par l'addition des courbes *a'* et *b'* respectivement les déformations dues à l'application des contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ .

### 3.4.2. Méthode du module effectif

Le principe de cette méthode est de réduire le module du béton instantané  $E_b$  par le facteur  $1+\varphi(t_0, t)$  [68], et on trouve un module effectif égal à:[74]

$$E_{bef}(t) = \frac{E_b(t_0)}{1 + \varphi(t_0, t)} \quad (3.47)$$



Les résultats obtenus par cette méthode simplifiée sont acceptables pour une faible variation de contrainte quand l'influence de l'âge de chargement est négligeable. En plus, pour un chargement, les déformations seront surestimées tandis qu'elles seront sous-estimées pour un déchargement.

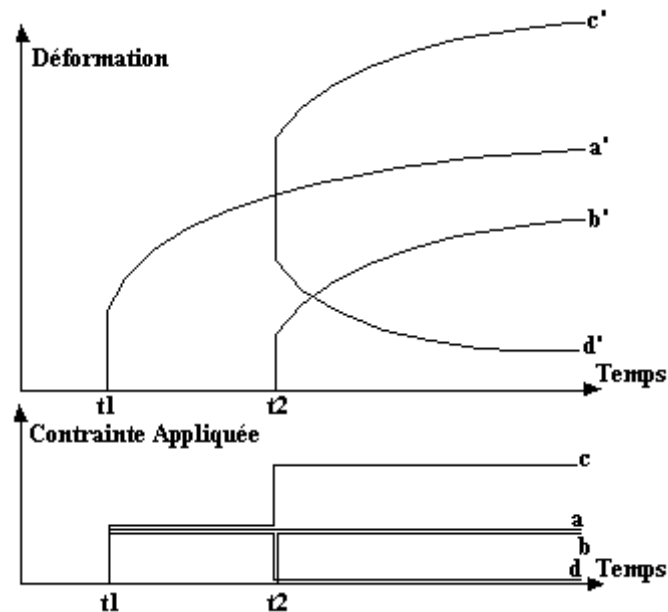


Figure 3.11 : Principe de superposition [74].

- Cas de Chargement :  $c' = a' + b'$  - Cas de Déchargement :  $d' = a' - b'$

### 3.4.3. Méthode du module effectif ajusté

La méthode du Module Effectif Ajusté consiste à ajuster le module effectif par un coefficient correctif  $\chi$  qui caractérise le vieillissement du béton et qui donne un résultat très proche du résultat exact. Cette approche est d'autant plus exacte qu'on connait l'expression du "Coefficient De Vieillessement  $\chi$ " ce qui permet à cette méthode de résoudre les deux problèmes suivants: [74]

a)- Estimer le coefficient de fluage du béton sous contrainte constante à partir des mesures de déformations sous contrainte variable.

b)- Evaluer les déformations différées du béton sous charges variables à partir de celles sous une contrainte constante.

Dans cette méthode, on subdivise le temps en intervalles  $\Delta t$ , l'intégrale étant remplacée par une somme relative à des variations discrètes de contrainte  $\Delta\sigma(t)$ . [75]

On remplace la fonction du module:

$$\frac{1 + \varphi(\tau, t)}{E_b(\tau)}$$

par une valeur constante dans l'intervalle:  $[t_0, t]$

$$\frac{1 + \chi(t_0, t) \varphi(t_0, t)}{E_b(t_0)}$$

la déformation totale s'écrit alors:

$$\varepsilon(t_0, t) = \frac{\sigma(t_0) + \Delta\sigma(t - t_0)}{E_b(t_0)} + \frac{\sigma(t_0) + \Delta\sigma(t_0, t) \chi(t_0, t)}{E_b(t_0)} \varphi(t_0, t) \quad (3.48)$$

Si on connaît: - la déformation totale  $\varepsilon(t_0, t)$

- la variation de contrainte  $\Delta\sigma(t-t_0)$

On peut calculer le coefficient de fluage du béton sous contrainte constante:[74]

$$\varphi(t_0, t) = \frac{E_b(t_0) \varepsilon(t_0, t) - \sigma(t_0) - \Delta\sigma(t - t_0)}{\sigma(t_0) + \chi(t_0, t) \Delta\sigma(t - t_0)} \quad (3.49)$$

Le coefficient de vieillissement  $\chi(t_0, t)$  est un paramètre qui dépend de l'histoire des déformations du béton dans l'intervalle  $[t_0, t]$ , de la loi du fluage sous contrainte constante et de la loi de relaxation pure du béton. Son expression est donnée par:[75]

$$\chi(t_0, t) = \frac{1}{1 + \frac{R(t_0, t)}{E_b(t_0)}} + \frac{1}{\phi(t_0, t)} \quad (3.50)$$

$R(t_0, t)$  est la fonction de la relaxation du béton qui, théoriquement, peut être déduite de la fonction du fluage. La valeur de ce coefficient sera plus exacte si la fonction du fluage est linéaire et l'approximation des résultats peut être acceptable.

#### 3.4.4. Méthode du temps moyen

Dans cette méthode, on définit la contrainte  $\sigma(t)$  qui s'exerce sur une section, comme une fonction continûment croissante ou décroissante du temps " t " et suffisamment

dérivable. Sous l'influence de la seule contrainte  $\sigma(t)$ , la déformation totale  $\varepsilon_f(t_0, t)$  due à cette contrainte sur l'intervalle de temps  $[t_0, t]$  est définie par:[76]

$$\varepsilon_f(t_0, t) = \phi(t_0, t) \sigma(t_0) + \Delta\varepsilon(t_0, t) \quad (3.51)$$

Dans cette formule  $\Delta\varepsilon(t_0, t)$  est la déformation complémentaire due à la variation de la contrainte  $\sigma(t)$  dans l'intervalle  $[t_0, t]$  telle que:

$$\Delta\varepsilon(t_0, t) = \int_{t_0}^t \phi(t_0, \tau) d\tau \quad (3.52)$$

La méthode du temps moyen (TM) définit une approximation de cette déformation par l'expression:[76]

$$\Delta\varepsilon(t_0, t) = [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \phi(t_m, t) \quad (3.53)$$

$t_m$  étant le " temps moyen " défini par :  $\frac{t - t_0}{2}$

### 3.4.5. Méthode du temps équivalent

Au départ, l'idée est venue pour résoudre le problème de la relaxation des aciers dans le cas de la précontrainte par prétension. Lorsque des aciers, préalablement tendus, subissent le traitement thermique destiné au béton, on s'est alors aperçu qu'on pouvait assez bien prévoir la vitesse de relaxation en remplaçant l'intervalle de temps réel "dt" par un intervalle équivalent "dt\* ". C'est à dire un intervalle dilaté par la température  $\theta$ . Ce qui a conduit à conclure que la vitesse de fluage ne dépend que du fluage total déjà effectué, de la température et de la contrainte actuelle [77]

Il suffit pour cela de chercher le temps fictif "t\* " au bout duquel un essai de fluage sous une contrainte constante égale à la contrainte actuelle  $\sigma(t)$ , aurait atteint la déformation visqueuse  $\varepsilon_f$ . La déformation  $\varepsilon_f$  est la déformation visqueuse du béton qui est fonction de la contrainte appliquée et des conditions ambiantes:

$$\varepsilon_f = \varphi(\sigma(t), t^*, t, E_b, \alpha, \theta, w) \quad (3.54)$$

avec:

$t$  : est le temps actuel, (âge du béton).

$\alpha$  : est le degré d'hydratation du béton (fonction de l'âge du béton).

$\theta$  : est la température actuelle.

$w$  : est la teneur en eau locale (à l'intérieur du béton).

$t^*$  :est le "temps équivalent", qui est défini comme étant la durée qu'aurait mis l'élément de volume considéré dans les conditions actuelles ( $t, E_b, \alpha, \theta, w$ ) et sous une contrainte constante égale à la contrainte actuelle  $\sigma(t)$  pour atteindre la déformation visqueuse actuelle  $\varepsilon_f$ .

Une fois on trouve le temps  $t^*$ , on peut déduire la vitesse de déformation visqueuse, qui est alors:

$$d\varepsilon_f = \frac{\varphi(\sigma(t), t^*, t, E_b, \alpha, \theta, w)}{dt} dt \quad (3.55)$$

La méthode du temps équivalent (MET) s'applique non seulement dans la pratique courante de la théorie des poutres mais aussi dans le cadre le plus général de la mécanique des milieux continus, et notamment dans les calculs aux éléments finis. Ainsi, cette méthode constitue une alternative acceptable dans la plupart des cas, au modèle classique basé sur le principe de superposition (modèle VEL) et représente en même temps les avantages suivants:[72, 78]

a) Cette méthode ne présente pas de limitation, en terme de taille de mémoire croissante, ce qui rend l'utilisation du modèle (VEL) impossible.

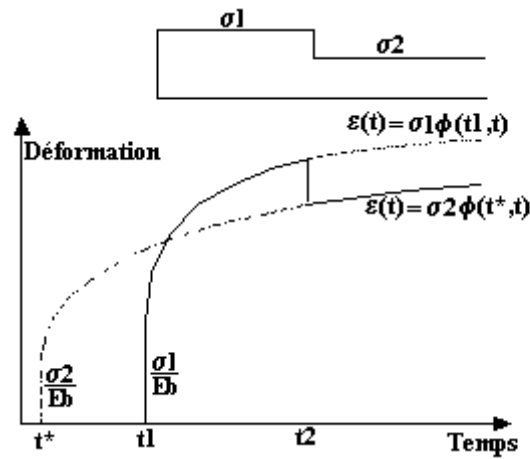
b) La principale supériorité de cette méthode par rapport à celle du modèle VEL réside dans le fait qu'elle permet de prendre en compte des paramètres non uniformes dans les structures (température, degrés d'hydratation,...).

c)Le modèle incrémental n'est pas forcément linéaire, et la fonction  $\phi$  (*noyau du fluage dans le modèle VEL*) ne joue pas le même rôle, ce qui lui donne un autre avantage car elle peut ne pas l'être.

e) L'application de cette méthode ne rencontre pas d'équations intégrées-différentielles, elle présente aussi une grande stabilité à cause des erreurs non cumulées, et le problème de convergence est inexistant.

En prenant l'exemple de la figure 3.12 [72], l'éprouvette soumise à l'instant  $t_1$  sous une contrainte  $\sigma_1$ , son fluage suit le modèle donné par le règlement:

$$\varepsilon = \sigma_1 \phi(t_1, t) \quad (3.56)$$



**Figure 3.12 :** Principe de la méthode du temps équivalent chargement à  $t_1$  sous  $\sigma_1$  et déchargement à  $t_2$  jusqu'à  $\sigma_2$  [72]

Au temps  $t_2$ , la contrainte appliquée subit une diminution et prend la valeur  $\sigma_2$  la vitesse à ce moment, dictée par la méthode du temps équivalent, ne dépend que de la contrainte actuelle  $\sigma_2$  et plus explicitement des conditions à l'instant  $t_2$ . On calcule le temps équivalent  $t^*$ , solution de l'équation 3.54, comme le temps nécessaire pour conduire l'éprouvette sous la contrainte  $\sigma_2$  à un fluage correspondant à celui du temps  $t_2$ , et on obtient : [72]

$$\varepsilon = \sigma_1 \phi(t_1, t_2) \quad \text{fluage sous contrainte } \sigma_1 \text{ de } t_1 \text{ à } t_2$$

$$\varepsilon = \sigma_2 \phi(t^*, t_2) \quad \text{fluage sous contrainte } \sigma_2 \text{ de } t^* \text{ à } t_2$$

$$\sigma_1 \phi(t_1, t_2) = \sigma_2 \phi(t^*, t_2) \quad (3.57)$$

### *3.5. Travaux effectués sur le fluage*

Afin de mieux comprendre la redistribution des efforts causés par le comportement différé du béton dans les structures hyperstatiques et leurs conséquences sur les déformations et les flèches, on essaye de récapituler quelques résultats des travaux et des enregistrements sur les ouvrages en place réalisés à travers certains pays où l'étude du fluage a connu son développement. On se limite dans ce travail à quelques travaux remarquables basés sur les mesures directes des effets structuraux du fluage et du retrait afin de quantifier le comportement différé de ce matériau.

#### *3.5.1. Travaux in situ du LCPC en France*

Dés le début des années soixante, et dans le but de suivre le comportement de certains ponts dans le temps et de vérifier si le comportement réel des ouvrages est conforme à la note de calcul, le LCPC a mis en place une instrumentation qui permet la mesure des réactions d'appuis de culées, celles des déformations locales, la mesure de la température locale du béton en chaque point de mesure de déformation et le suivi des flèches.

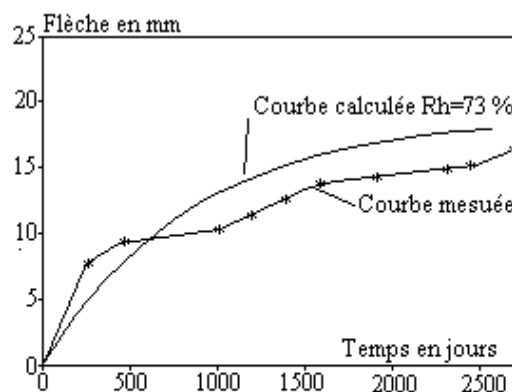
En 1960 [78], Le pont de Savines fut parmi les premiers ouvrages où on a procédé à une auscultation directe pour la vérification des effets différés sur des ouvrages en place, l'ouvrage est un pont hyperstatique de 13 travées  $2 \times 38,5$  m et  $11 \times 77,0$  m, les fléaux ont été construits en encorbellement par voussoirs coulés en place à partir des têtes de piles. On peut dire qu'il ne s'est pas passé une année sans que des investigations, des études ou des travaux ont été entrepris, on cite l'étude des déformations différées de ce pont par M.Lau et L.Jiang du service matériaux et structures du LCPC. La figure 3-13 montre les résultats de calcul des flèches et leur comparaison avec les mesures directes.

En 1969 [79], où de la construction du pont de Champigny sur Yonne, un pont symétrique à 3 travées de 35,70 et 35 mètres et de hauteur constante, et après 11 ans d'observations, la variation des réactions d'appuis est de 29 % de celles mesurées après clavage et mise en place des superstructures. Pour les flèches, la variation est faible de 16 mm mais varie linéairement depuis l'origine. Les figures 3-14 et 3-15 [76] donnent les variations durant toutes les périodes d'observation de cet ouvrage.

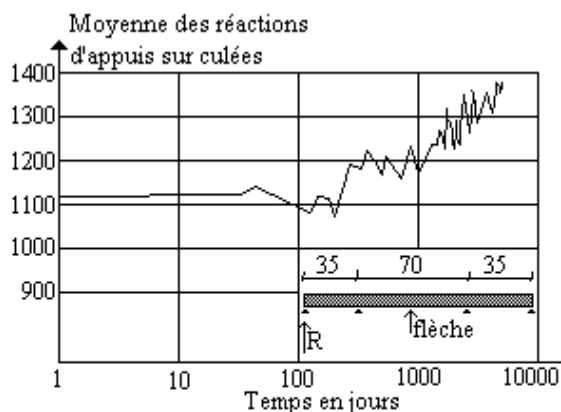
En 1971 [79], un autre pont fut instrumenté; le pont de Tourville sur Seine près de Rouen, ce pont est construit par encorbellement, avec une inertie variable et trois travées :

59, 90 et 59 m. Sur 11 ans d'observation, le pont n'a présenté aucune fissure. Sur la figure 3-16 [75] sont représentées les variations des réactions d'appuis mesurées et leur comparaison avec un calcul pas à pas effectué par Man-Yick-Lau. Le calcul indique une stabilisation quasi complète après 4 ans, celle-ci n'apparaît pas dans les valeurs mesurées.

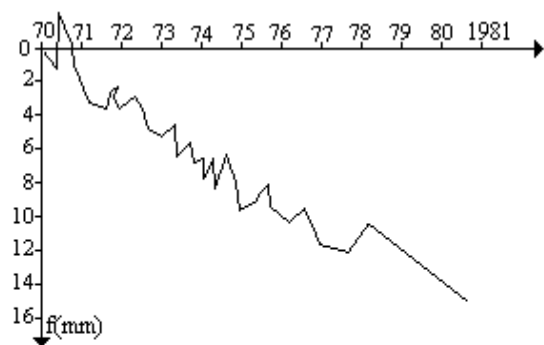
En 1973 [79], une nouvelle instrumentation a été entreprise sur le pont de Château-Thierry avec un tablier légèrement courbé, les observations faites montrent que la réaction augmente de 33 % en 2 ans, ensuite on remarque une stabilisation rapide comme l'indique la figure 3-17 [79], de la même façon, la flèche se stabilise à 20 mm après 2 ans comme il est montré sur la figure 3-18 [79].



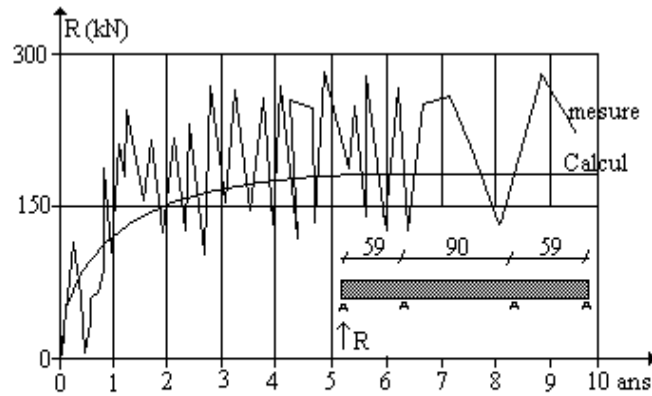
**Figure 3.13 :** Evolution des flèches du pont de Savines dans la travée 03 et comparaison avec le calcul [78]



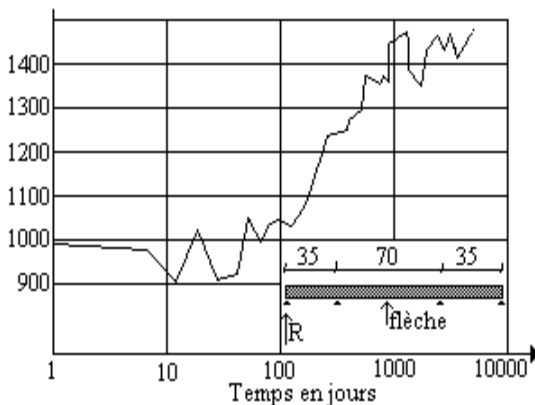
**Figure 3.14 :** Evolution des réactions d'appuis de culée du pont de Champigny [76]



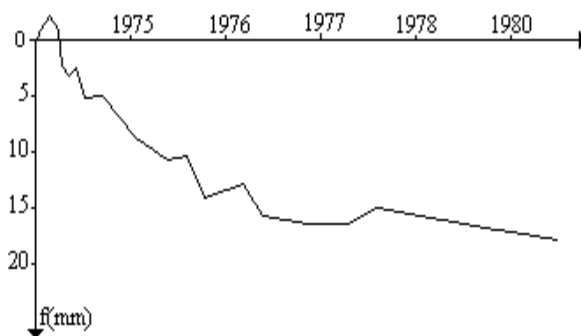
**Figure 3.15 :** Evolution de la flèche au milieu de la travée centrale du pont de Champigny [76]



**Figure 3.16 :** Variation des réactions d'appuis mesurées et calculées pendant 11 ans au pont de Tourville [75].



**Figure 3.17 :** Evolution des réactions d'appuis de culée du pont de Château-Thierry [79]



**Figure 3.18 :** Evolution de la flèche au milieu de la travée centrale du pont de Château-Thierry [79]

Robert Le Roy et al. [80] ont présenté un travail sur les structures sensibles au fluage et ont étudié le cas des viaducs à Avignon qui ont nécessité une étude spécifique du fluage s'appuyant à la fois sur un modèle adapté au béton à hautes performances ; le modèle AFREM, et sur des essais de laboratoire. Ils expliquent d'abord les catégories d'ouvrages qui nécessitent une évaluation précise des déformations différées, les principes qui ont guidés le plan expérimental et la réalisation des essais sur le plan pratique. L'approche étant globale, l'étude est orientée sur les moyens de réduire, par la conception, les effets structurels du fluage. Les résultats des essais sont comparés aux prévisions du modèle AFREM, lequel a été utilisé pour le calcul du projet. La précision du modèle concernant l'évolution de la déformation en fonction du temps (fluage et retrait) a été estimée à +/- 30% qui est acceptable. Dans le cas contraire, une image plus précise de la déformation dans le matériau est nécessaire et conduit à mieux contrôler la redistribution des contraintes à long terme par exemple le contrôle de la géométrie d'un pont à



encorbellement construit par phase où le calcul du fluage est nécessaire et non le surestimer.

La structure a été vérifiée pour une gamme de précontrainte : dont le minimum correspond au frottement des tendons augmenté de 30% et au fluage augmenté de 20%, et le maximum correspond au frottement des tendons diminué de 30% et au fluage diminué de 20%. L'épaisseur a été optimisée afin d'augmenter l'efficacité de la section transversale quand la profondeur de la structure est constante. Cette optimisation permet de réduire à la fois les variations de contraintes et donc de réduire la contrainte admissible et le niveau de précontrainte. Les effets de fluage sont par conséquent réduits au minimum. Les rotations à la fin des encorbellements sont réduites et conduisent à une réduction de la redistribution des forces par le fluage. Les figures 3.19 et 3.20 montrent le retrait et la déformation totale avec une bonne concordance entre la prédiction du modèle et les résultats des essais. De même, la figure 3.21 illustre la déformation de l'encorbellement pendant la construction où la différence va de 15 à 32% et l'extrapolation donne une différence moyenne de 30mm.

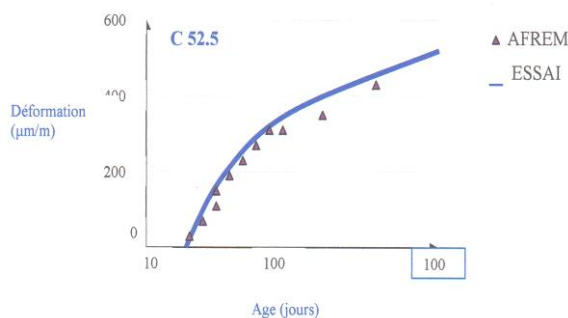


Figure 3.19 : Retrait total (début de mesure 33 jours) [80]

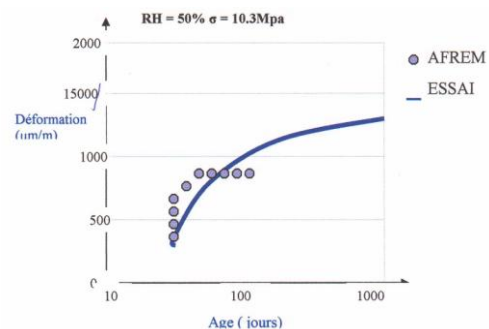


Figure 3.20 : Déformation totale (Retrait+fluage) (Béton C52.5) [80]

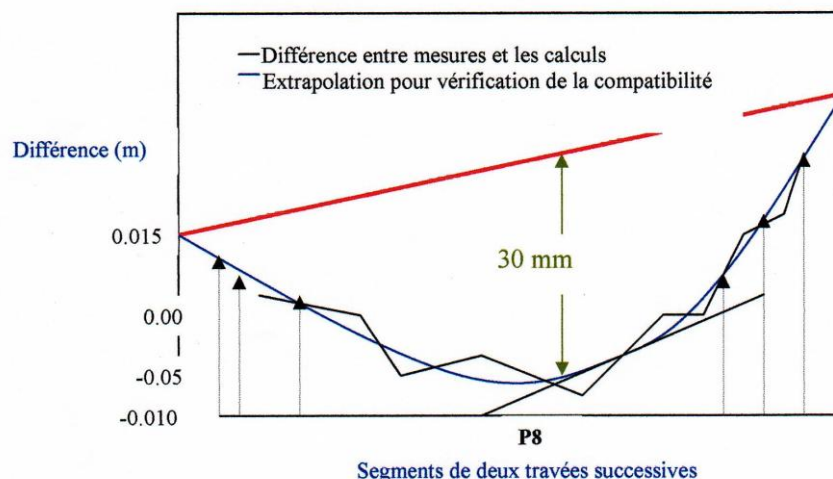


Figure 3.21 : Déformation des encorbellements durant la construction [80]

### 3.5.2. Travaux de fluage en Australie

Les expérimentations sur le béton en Australie donnent une grande importance aux effets différés du fluage et du retrait et leurs conséquences sur les structures. A Melbourne, Blakey.F.A (1961) [81] conduisait un essai in-situ sur des structures planes en béton léger et observa que les flèches à long terme représentaient sept fois les flèches initiales. A Sydney, Taylor.P.J (1969) faisait des mesures de flèches pour des structures soumises à des charges de service, et remarqua que celles-ci faisaient de six à huit fois les flèches élastiques instantanées, ces tests ont souvent pris la valeur 3 pour corriger le coefficient de rigidité des membranes.

Juste après, une étude théorique a été entamée par R.F.Warner (1969) [81] sur le calcul des flèches pour des poutres soumises à un moment constant, et qui donne la variation des contraintes et des déformations dans le temps en tenant en compte les effets du fluage et du retrait; il met par la suite en défaut d'estimer les flèches à long terme par un facteur de correction, ainsi l'effet du retrait est décisif et ne peut pas être compensé par un calcul simplifié, par contre le fluage n'est pratiquement jamais atteint puisque les sollicitations appliquées en réalité sont inférieures aux sollicitations de service.

### 3.5.3. Travaux de fluage aux USA

Dés le début du siècle, Woolson présenta le comportement viscoélastique du béton sous contrainte constante, toutefois, il n'était pas indispensable de faire un traitement thermique du béton pour éviter les effets différés des structures et la méthode du module équivalent pour réduire la rigidité des structures fut acceptée par *the American Institute Commitee 313* en 1936 pour évaluer les déformations et les flèches à long terme.

En 1967, Miller et Guralnik [82] ont remarqué que cette méthode n'est acceptable que pour des structures isostatiques soumises à des sollicitations constantes, alors pour prédire le comportement des poutres sous charges cycliques ils proposèrent une méthode numérique qui donnait des résultats très voisins avec ceux des expérimentations faites à ce sujet.

Après, Washa et Fluck [77] conduisirent un essai sur une poutre hyperstatique à deux travées, soumise à une charge constante uniformément répartie, après 30 mois d'observation la réaction médiane augmentait de 5%, le moment positif maximum en travée diminuait de 15% et le moment négatif sur l'appui central augmentait de 25%.

En 1999, Akthem Al-Manaseer et al. [83] ont fait une comparaison entre les différents modèles de prédiction dans l'évaluation du fluage et du retrait qui peuvent

causer des contraintes additionnelles, une fissuration, des déformations excessives et des pertes de précontrainte et pouvant affecter la durabilité des structures. Une comparaison des modèles ACI 209, B3, GZ et Eurocode 2 a été conduite sur des résultats expérimentaux de la banque de données Rilem pour déterminer le degré de précision dans la prédiction. 127 travaux pour le fluage et 82 pour le retrait ont été retenus. Le tableau 3.1 montre la distribution du nombre et du pourcentage des résidus pour les modèles de fluage et du retrait. Différentes méthodes statistiques ont été utilisées à cet effet.

**Tableau 3.1 :** *Distribution du nombre et du pourcentage de résidus pour les modèles de fluage et du retrait [83].*

Catégories	Résidus	ACI 209	B3	Eurocode 2	GZ
Retrait Nb points : 1209 Age : 0-1000 jours	surestimation	742(62%)	438(36%)	489(40%)	497(41%)
	sous-estimation	467(38%)	771(64%)	720(60%)	712(59%)
Retrait Nb points : 1333 Age : 0-7000 jours	surestimation	790(60%)	474(36%)	518(39%)	569(43%)
	sous-estimation	543(40%)	859(64%)	815(61%)	764(57%)
Fluage Nb points : 2083 Age : 0-1000 jours	surestimation	498(24%)	865(42%)	808(39%)	1201(58%)
	sous-estimation	1585(76%)	1218(58%)	1275(61%)	882(42%)
Fluage Nb points : 2200 Age : 0-7000 jours	surestimation	506(23%)	935(42%)	851(39%)	1274(58%)
	sous-estimation	1694(77%)	1265(58%)	1349(61%)	926(42%)

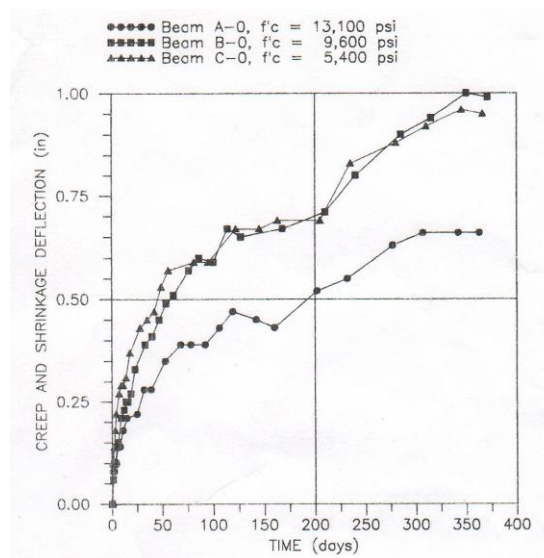
D'après le tableau 3.1, on voit que les modèles ACI 209, B3, E2 et GZ surestiment le retrait à long terme respectivement de 60%, 36%, 34% et 43% et sous-estiment de 40%, 64%, 61% et 57%. D'un autre coté, la prédiction du fluage à long terme est surestimée de 23%, 42%, 39% et 58% et est sous-estimée de 77%, 58%, 61% et 42% respectivement. Tous les modèles donnent des déformations de retrait variant de +900 à -500  $\mu\text{m}$  et des déformations de fluage variant de +2 à -0.9  $\mu\text{m}$ .

Paulson et al. [84] ont présenté un travail montrant que l'utilisation d'un béton à haute résistance permet d'avoir de petites sections, réduisant les charges permanentes et permettant des travées de grandes portées. Ces petites sections donnent des déformations excessives qui peuvent causer des problèmes aux structures. Aussi les déformations de fluage d'un béton à haute résistance sont plus faibles relativement aux déformations instantanées comparées aux déformations de poutres confectionnées avec un béton ordinaire. Neuf poutres de différentes résistances et de différents taux d'armatures comprimées ont été confectionnées. Les poutres sont chargées sur une période dépassant 12 mois, les déformations du fluage et du retrait sont enregistrées et comparées aux

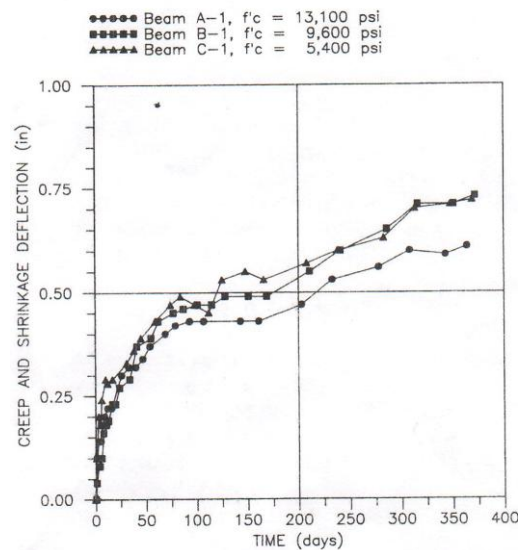
déformations obtenues par la résistance des matériaux. Aussi, le fluage et le retrait sont mesurés en parallèle sur des spécimens cylindriques. L'étude a montré que l'utilisation des armatures comprimées pour réduire les déformations à long terme est acceptable seulement pour des bétons de faibles résistances. Pour des bétons à haute résistance, les gains sont faibles comme il est montré sur les figures 3.22, 3.23 et 3.24. De même, il est proposé un coefficient donnant l'additionnelle déformation à long terme en pondérant la déformation instantanée qui tient compte de la section et du matériau modifiés donné par :

$$\mu = 1.4 - \frac{f'_c}{10000}$$

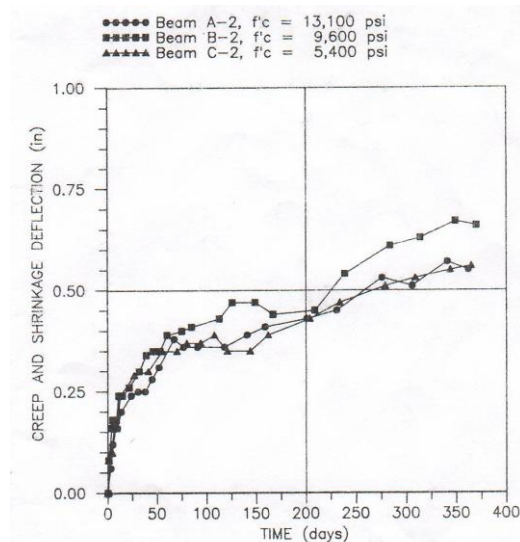
Avec  $f'_c$  en psi, représente la résistance à la compression du béton et  $0.4 \leq \mu \leq 1.4$



**Figure 3.22 :** Flèches dues au fluage et au retrait pour des poutres sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) [84]



**Figure 3.23 :** Flèches dues au fluage et au retrait pour des poutres avec armatures comprimées ( $A'_s = A_s / 2$ ) [84]



**Figure 3.24 :** Flèches dues au fluage et au retrait pour des poutres avec armatures comprimées ( $A'_s = A_s$ ) [84]

### 3.5.4. Travaux en Hollande

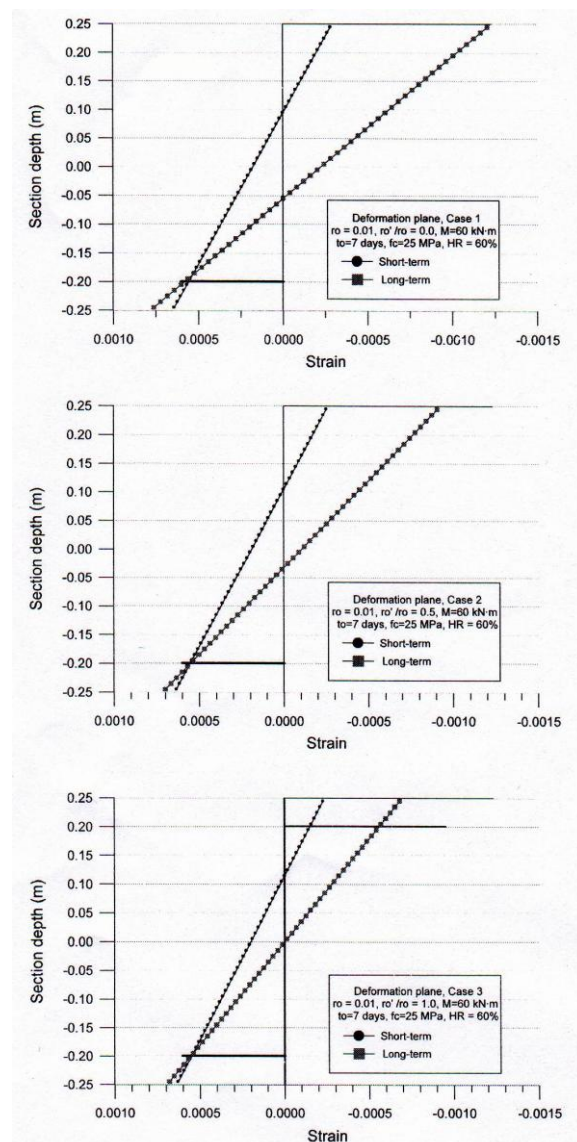
En Hollande, en 2004, des essais à différents pourcentages d'armatures de compression ont été réalisés par Sule et al. [85] pour visualiser la formation des fissures. Les résultats ont montrés que les armatures de compression introduisent de petites fissures au jeune âge, ces dernières vont retarder le moment qui va conduire à l'apparition des grandes fissures. Lorsque la contraction du béton est empêchée, des contraintes de traction apparaissent et si elles dépassent la résistance à la traction du béton durcissant, elles causent la fissuration et ceci est beaucoup plus évident dans les BHP. Avec 4 barres de renforcement les éprouvettes en BHP se fissurent bien après celles en béton ordinaire. 12 tests sur les BHP et 5 tests sur le BO ont été confectionnés pour quantifier l'effet positif de la microfissuration au jeune âge. Les déformations introduites dans les spécimens avec et sans armatures sont comparées et un coefficient d'amélioration est introduit  $\eta = \varepsilon_{cr,renf} / \varepsilon_{cr,ord}$ . Le tableau 3.2 montre que ce coefficient est égal à 1.85 en moyenne.

**Tableau 3.2:** Paramètres statistiques permettant le calcul du coefficient d'amélioration [85].

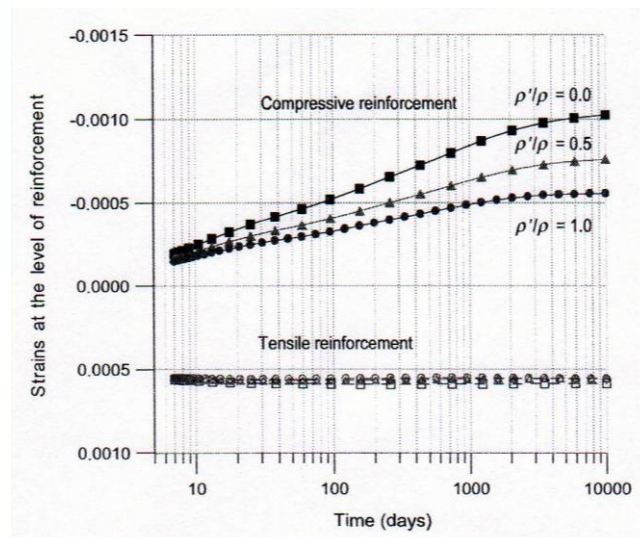
Essai	$\varepsilon_{cr}$ $\mu\text{m}$	Valeur moyenne $\mu\text{m}$	Variation $\mu\text{m}$
Béton non armé	91	92	7
	92		
4 $\varnothing$ 8	161	170	16
	160		
	188		
4 $\varnothing$ 12	168	169	28
	198		
	142		

### 3.5.5. Travaux en Espagne

Une méthode simplifiée est proposée par Mari et al. [86] pour le calcul des déformations et des courbures différées dans des éléments fléchis en béton armé. La méthode est basée sur les mécanismes du béton armé et utilise les paramètres les plus importants gouvernant le comportement différé des éléments et des sections en béton armé. Les résultats de la méthode simplifiée concordent très bien avec ceux obtenus par l'analyse non linéaire d'un grand nombre de poutres. L'étude consiste à tester 217 poutres disponibles dans la littérature. Les résultats présentés sur les figures 3.25 et 3.26 donnent l'évolution différée de la courbure et des contraintes dans les aciers. Des exemples appuyant la méthode proposée sont utilisés et comparés à la méthode CEB et le modèle numérique non linéaire et donnent un parfait agrément (99%).



**Figure 3.25 :** Variation des déformations des sections en béton armé à court terme et à long terme [86]



**Figure 3.26 :** Evolution des contraintes dans l'acier avec le temps [86]

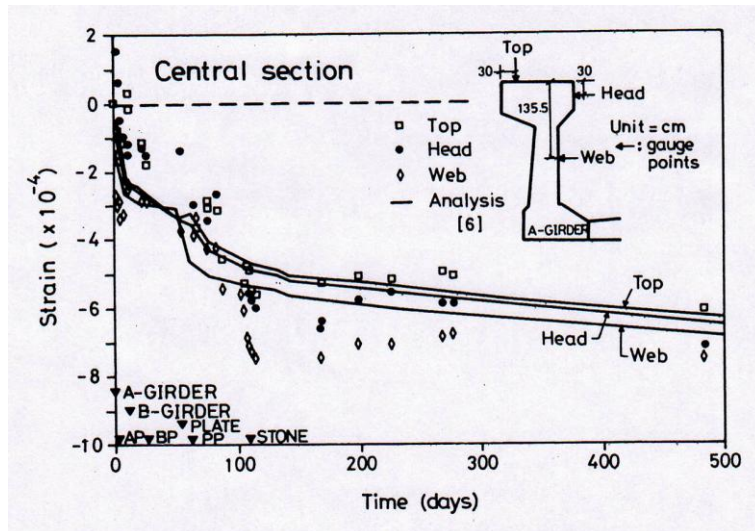
### 3.5.6. Travaux en Taiwan

Le pont ferroviaire de Da-Chia est un pont en béton précontraint situé au Taichung au centre de Taiwan. Ce pont est construit en 1987 avec une longueur totale de 1252 m et 39 travées. Dans le but d'évaluer les effets différés du fluage et du retrait sur ce pont deux parties d'étude ont été entamées [87] :

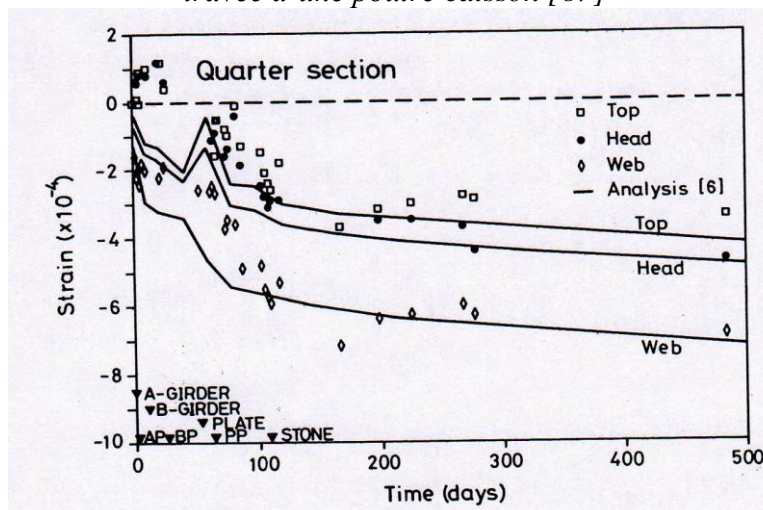
- ✓ Expérimentation pour prédire les caractéristiques de base des matériaux utilisés et une instrumentation du pont
- ✓ développement des modèles et des méthodes d'analyse numériques pour les comparer avec les observations.

Les enregistrements présentés sur les figures 3.27 et 3.28 sont corrigés en tenant compte de la température mesurée lors de la mise en charge. Cette correction est basée sur l'introduction d'un coefficient d'expansion thermique similaire à celui trouvé par Neville [13]. Les résultats obtenus par les modèles et les méthodes numériques sont en parfaite concordance avec ces enregistrements.





**Figure 3.27 :** Evolution différée des déformations des fibres dans une section fléchie à mi-travée d'une poutre caisson [87]



**Figure 3.28 :** Evolution différée des déformations des fibres dans une section fléchie au quart de la travée d'une poutre caisson [87]

### 3.6. Conclusion

Les travaux présentés sur le fluage et le retrait du béton montrent l'intérêt qui a été alloué à ces deux phénomènes et leur importance dans le comportement différé des structures en béton armé. En plus des paramètres de composition du béton et les milieux de conservation qui régissent les grandeurs de ces phénomènes, la forme des éléments, la distribution des armatures ainsi que l'âge de la mise en charge semblent renfermer des facteurs clés dans l'étude du comportement différé des structures.



## Chapitre IV

Effet du retrait sur la résistance à la compression

d'un mortier renfermant différentes quantités d'additions minérales

### 4.1. Introduction

L'objectif de ce travail est d'évaluer la résistance à la compression et le retrait des mortiers quand des ajouts minéraux substituent une partie de ciment. Le ciment est remplacé par plusieurs taux de substitution de trois ajouts minéraux et la déformation est mesurée sur des échantillons libres et scellés. La détermination de la déformation permet d'identifier la contribution de chaque ajout dans la cinétique d'hydratation et la qualité des pores du ciment. L'objectif est aussi de trouver une procédure fiable pour obtenir les performances optimales de ces matériaux et d'être apte à prédire leur retrait conformément aux résultats de résistance à la compression.

### 4.2. Description du retrait

Le retrait du béton peut être défini comme la déformation d'un élément de béton libre de toute sollicitation mécanique extérieure dans une ambiance thermodynamique constante. Ainsi on distingue le *retrait* dans une ambiance sèche et le *gonflement* dans une ambiance saturée. La prédiction de cette déformation est d'une très grande importance pour l'étude de la durabilité et de l'aptitude au fonctionnement à long terme des structures en béton (ponts, ouvrages hydrauliques, etc.). En effet, elle peut être à l'origine de la fissuration, aux pertes de précontrainte, de la redistribution des contraintes, et même, plus rarement, de la ruine de l'ouvrage [2]. Cette variation dimensionnelle dépend de plusieurs paramètres tels que la composition du béton, la qualité de ses constituants, la taille des éléments ainsi que les conditions extérieures de conservation. Aussi, le retrait du béton est largement influencé par les ajouts minéraux lors de leur substitution d'une partie de ciment ordinaire. En plus, son évolution est similaire à celle de la résistance à la compression d'où il est facile de déduire une relation linéaire en fonction de la résistance.

### 4.3. Effet des ajouts minéraux sur le retrait

En général, l'incorporation des ajouts minéraux dans la composition du béton requière une demande d'eau additionnelle, un volume plus important de pâte et une formation supplémentaire de produits CSH engendrant un retrait plus important. De même, la présence des additions minérales est accompagnée par une modification de la microstructure et une augmentation du pourcentage de pores fins comme c'est le cas des fumées de silice [88], qui ne conduit pas forcément à un retrait important

Dans une étude de synthèse, Mehta [89] reporte que le retrait d'un ciment pouzzolanique est généralement plus grand que celui d'un ciment ordinaire. Ce retrait additionnel est dû à la teneur en CSH qui pourrait être relativement plus grande dans le cas du ciment pouzzolanique. La pâte à la fumée de silice a une structure poreuse plus fine et par conséquent, retient plus d'eau condensée au niveau capillaire avec une humidité relative donnée. Pour les humidités relatives localisées sous le niveau capillaire, les pertes de poids et le retrait sont limités par la quantité de CSH ; beaucoup plus grande dans la pâte de fumée de silice [88] et [90]. Katri et al. [91] examinent le retrait d'un béton ayant un rapport E/C égal à 0.35, et trouvent que la substitution de 10% de ciment par la fumée de silice augmente le retrait au jeune âge et le réduit à long terme. Cet effet est largement réduit quand la fumée de silice est remplacée par un ciment au laitier où l'hydroxyde de calcium (la portlandite) est moins disponible.

Dans une autre étude, Jianyong and Yan [92] observent, sur trois bétons à rapport E/C égal à 0.26 et préparés avec un ciment ordinaire, 30% de laitier et le troisième avec 10% de fumée de silice et 30% de laitier, que le retrait de séchage est pratiquement identique au jeune âge. Après 28 jours, les valeurs commencent à varier, et à 180 jours le retrait atteint 220, 96 et 127 micromètres respectivement. Cette réduction est attribuée au grand nombre d'hydrates formés quand les ajouts minéraux remplacent en partie le ciment ordinaire conduisant à une pâte plus rigide et moins déformable.

ACI Committee 232 [93] reporte que le retrait du ciment aux cendres volantes augmente légèrement si le rapport E/C reste constant. Cette variation reste faible pour un taux de substitution inférieur à 20%. De même, Mehta [90] confirme qu'aucune différence de retrait n'est observée sur des bétons comportant moins de 25% de cendres volantes. D'un autre côté où 50% de ciment est remplacé par le laitier, le retrait devient beaucoup plus grand. Les mesures effectuées par Chen and Chan [94] sur des éprouvettes de mortiers contenant 35 et 68% de laitier présentent un retrait supérieur à celui d'un mortier témoin, causant des autocontraintes de traction et une fissuration à la surface (de peau) ce qui explique les chutes de résistance lors d'une forte présence de laitier. Quant à la fumée de silice, les résultats de retrait sont peu influencés par des taux de substitution inférieur à 10%, et la différence du retrait devient plus marquante au-delà de 25% et plus encore lorsque le béton est exposé à une dessiccation précoce [90].

Atiz et al [95] étudient l'évolution du retrait des éprouvettes de mortiers ayant un rapport E/C égal à 0.4. Ils concluent que le retrait d'un mortier contenant 10, 20 et 30% de cendres volantes est réduit de 25, 37 et 43% respectivement après 5 mois d'observation. Ceci est certainement à la forte concentration de chaux libre et de MgO dans ces cendres. Chindaprasirt et al. [96] testent l'effet de la finesse des cendres volantes sur la déformation de retrait de séchage. Les résultats confirment que tous les mortiers aux cendres volantes présentent un retrait moins important quelque soit la finesse. Ceci est attribué au besoin en eau qui se trouve diminué en présence de ces cendres.

Sur des éprouvettes en béton conservées 7 jours dans l'eau, Ravindra rajah and Tam [97] observent que le retrait augmente de 23 et 38% quand le ciment est substitué par 20 et 40% de cendres volantes pour un béton de classe 25 et de 10 et 32% pour un béton de classe 35. Lorsque le temps de cure passe de 7 à 28 jours le retrait est beaucoup plus réduit particulièrement pour des taux élevés. Ils enregistrèrent une réduction de 2, 15 et 33% pour des taux de substitution de 0, 20 et 40% respectivement. Cette réduction de retrait avec une augmentation de cure est associée à la faible porosité résultant de la lenteur de la réaction pouzzolanique.

#### *4.4. Etude expérimentale*

Afin de bien valoriser les ajouts minéraux utilisés en cimenterie, on a procédé à la quantification de leurs effets sur la résistance à la compression et sur la déformation de retrait. Le clinker et les ajouts minéraux ont été broyés séparément au laboratoire. Par la suite différents mortiers ont été confectionnés et testés afin de quantifier la contribution de chaque ajout dans le développement des résistances mécaniques et dans les déformations de retrait.

##### *4.4.1. Matériaux utilisés*

La valorisation de ces ajouts dans le domaine cimentier passe inévitablement par l'approfondissement de leurs connaissances. Pour cela, il faut dégager les particularités de chaque produit, notamment la détermination des possibilités de leurs utilisations comme substituant au clinker. Ce dernier provient de la cimenterie de Oued Sly (Chlef). Les additions utilisées sont les plus utilisées dans le pays à savoir le laitier d'El-hadjar, la pouzzolane naturelle de Béni-Saf et le calcaire de la région de Chlef. Les caractéristiques physicochimiques des matériaux utilisés sont regroupées dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1 : Caractéristiques des matériaux utilisés**

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	CL	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	PAF	SSB cm <sup>2</sup> /g	Teneur en verre
CEM I	20.58	4.90	4.70	62.8	0.53	2.28	2.17			1.00	3100	/
Laitier	42.2	5.85	1.9	42.2	4.72	1.54		0.12	0.43	0.8	3200	>80%
Pouzzolane	46.4	17.5	10.5	10.5	3.8	0.4		3.4	1.5	4.31	3200	>15%
Calcaire	2.5	0.6	0.9	52.6	0.5			0.02	0.05	41.9	3400	/

#### 4.4.2. Confection des éprouvettes

Les éprouvettes sont confectionnées à base d'un mortier élaboré conformément à la Norme NF P 15-403, 1985 où le ciment est substitué par 10, 30 et 50% de laitier, 10, 20 et 30 de pouzzolane et 5, 15 et 25 % de calcaire. La composition sable: liant: eau est de 3 :1 :0.47. On mélange à sec au moyen d'un malaxeur de 5 litres pendant une minute, au cours de laquelle on ajoute une première tranche d'eau de gâchage dans les 30 dernières secondes. Avec la deuxième tranche d'eau, on introduit une proportion du superplastifiant afin d'améliorer la maniabilité et faciliter la défloculation des grains et on mélange une deuxième fois à une vitesse rapide pendant 2 minutes. Le mélange est coulé dans des moules de 4x4x16 cm<sup>3</sup> suivi d'une vibration à l'aide d'une table à secousses. Après le démoulage, les éprouvettes sont conservées dans l'eau. Le tableau 4.2 présente la composition utilisée et le taux de substitution (p) du clinker par l'ajout.

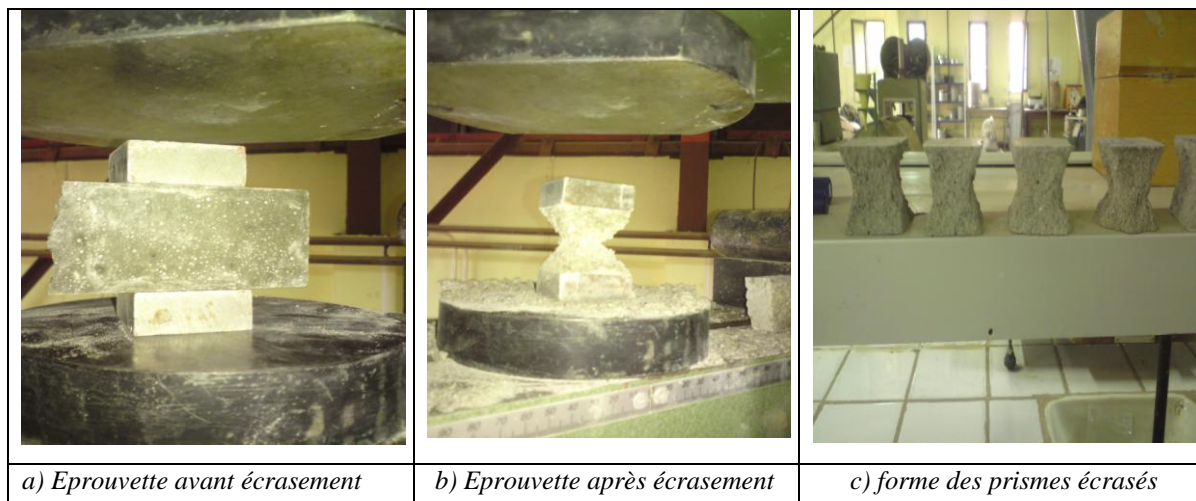
**Tableau 4.2: Composition du mortier**

Sable (g)	CPA (g)	Ajout (g)	Eau (g)	superplastifiant Medaplast (extrait sec en g)
1350	450(1 - p)	450.p	210	2.7

#### 4.4.3. Essais effectués

Les éprouvettes de mortier subissent un essai de flexion suivi d'un essai de compression à des âges de 1, 3, 7, 28 et 90 jours. L'essai de flexion est assuré par une machine de flexion de marque " Contrôles L15" d'une capacité de 5000 N avec une précision de 50 N. La compression est assurée par une machine de marque " Form+Test Seidner" d'une capacité de 200 KN avec une précision de 0.2 KN. La Norme EN 196-1, 1987 a été suivie pour la détermination des résistances du mortier pour chaque taux de

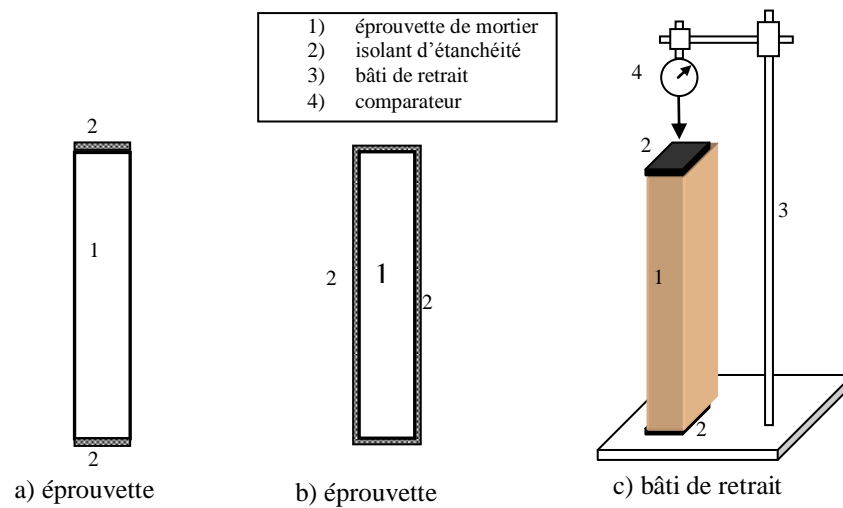
substitution et selon le mode de cure approprié. La figure 4.1 illustre le déroulement de l'essai et la forme des prismes obtenus



**Figure 4.1:** Déroulement d'un essai de compression simple sur des prismes de mortier.

Les éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  sont placées dans un bâti de mesure des déformations équipé d'un comparateur d'une précision de  $1 \mu\text{m}$ . Les mesures obéissent à la Norme NF 15-433, 1989 où les résultats visent à caractériser chaque ajout et sa contribution à modifier les déformations différées ainsi que son aptitude à lutter contre la dessiccation.

Les éprouvettes de mortiers, âgées de 1 jour, sont munies d'une bande adhésive aux deux bouts pour éviter les effets de bord. Pour la mesure du retrait endogène les éprouvettes sont complètement recouvertes d'une mince couche de bitume entourée d'une bande adhésive pour assurer un milieu sans échange hydrique avec le milieu extérieur. Lors de la mesure du retrait, les éprouvettes sont placées dans un bâti de mesure de déformations de retrait doté d'un comparateur ayant une précision de  $1 \mu\text{m}$ . La figure 4.2 montre la position des éprouvettes dans le bâti de mesure.

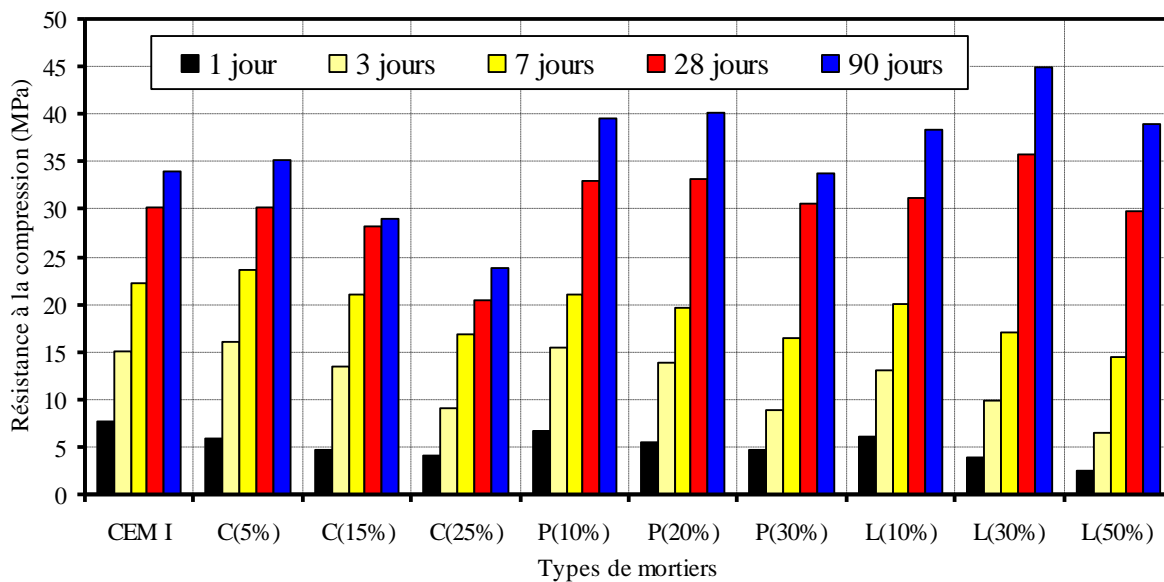


**Figure 4.2 :** Schémas du dispositif de mesure de retrait

## 4.5. Analyse des résultats

### 4.5.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression représente la moyenne des mesures de résistance de trois éprouvettes cubiques de 40mm d'arête dans laquelle l'écart type est inférieur à 8%. Les résistances à la compression de tous les mortiers progressent dans le temps conformément à la nature et à la quantité d'ajouts minéraux utilisés. Généralement, une réduction de la résistance est remarquée au jeune âge dans le cas d'ajouts minéraux inertes du fait de l'effet de dilution. Après la première semaine, les conditions d'activité de tous les ajouts sont remplies, et l'enclenchement de leurs réactions forme une microstructure plus résistante. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 4.3.



**Figure 4.3:** Evolution de la résistance à la compression des mortiers contenant différentes quantités d'ajouts minéraux (C: calcaire, P: pouzzolane naturelle, L: laitier)

La figure 4.3 montre l'effet bénéfique de la poudre de calcaire sur la résistance au jeune âge et spécialement pour de faibles taux de substitution. Le taux de substitution de 5% accélère l'hydratation du ciment et donne des résistances plus grandes que celles d'un ciment témoin. Pour un taux de substitution de 25%, l'ajout s'avère inefficace où les résistances sont stabilisées après deux semaines seulement. L'utilisation de ce taux de substitution peut être seulement justifiée par des considérations spécialement économiques et écologiques. L'effet des taux de substitution de 5% et 15% de calcaire montre qu'il est bénéfique et les deux mortiers atteignent des résistances de compression similaires à celles d'un ciment témoin avant 28 jours d'âge. Après seulement 28 jours, le taux de substitution de 5% donne une résistance qui dépasse celle d'un mortier sans ajouts minéraux.

Le mortier à la pouzzolane naturelle a une résistance à la compression au jeune âge proche de celle d'un ciment ordinaire à l'exception des taux de substitution élevés. Pour des taux de substitution de 10 et 20%, les résistances à la compression sont légèrement inférieures à celle d'un ciment témoin et elles sont plus grandes après deux semaines. Pour des taux de substitution plus élevés, les résistances au jeune âge sont relativement faibles et ceci est attribué à l'effet de dilution et l'absence de la réaction pouzzolanique. Sur la figure 4.3, il est montré que les taux de substitution de pouzzolane naturelle de 10, 20 et 30% donnent des résistances à la compression plus grandes ou égales à celle d'un mortier témoin à long terme. L'incorporation de 10 et 20% de pouzzolane naturelle donne des



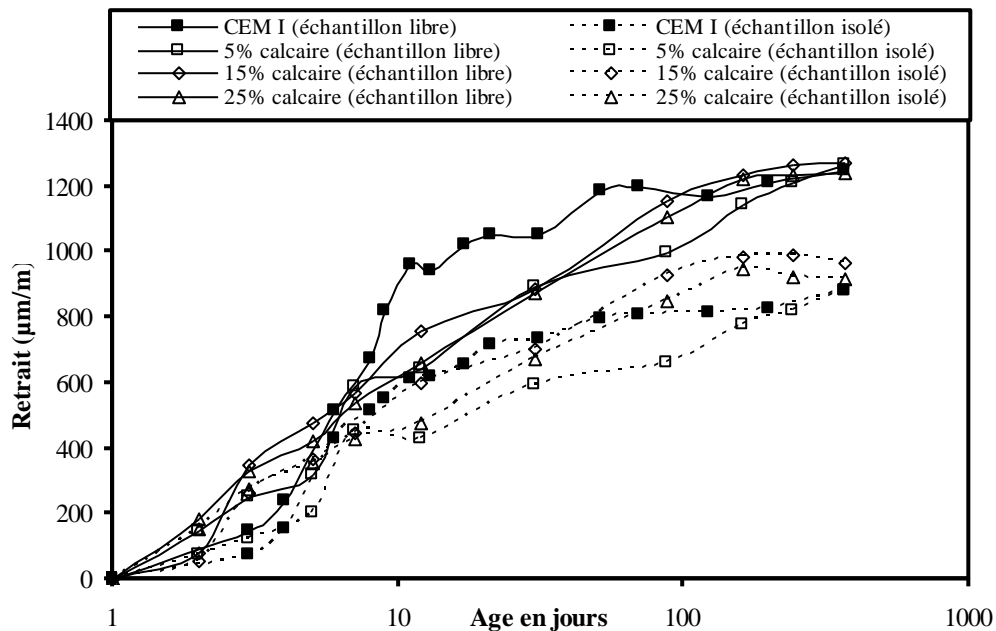
résistances de compression proches de celles d'un mortier témoin et aucune réduction de résistance n'est observée à long terme confirmant alors la grande activité de ce matériau.

Les résistances de mortier au laitier des hauts fourneaux sont inférieures à celles d'un mortier témoin au jeune âge quelque soit la quantité de laitier utilisé. Ceci est dû à la réactivité du laitier qui exige une solution très basique, conduisant à une faible évolution de la résistance à la compression. Après deux semaines d'hydratation, la résistance du mortier à 10% de laitier atteint celle du mortier témoin, où l'effet de dilution est compensé par l'effet hydraulique du laitier. Pour un taux de substitution de 30%, l'effet hydraulique est significatif et les résistances de compression des mortiers au laitier sont largement améliorées. D'un autre côté, pour des taux de substitution élevés de 50%, l'évolution des résistances à la compression exige 28 jours de cure pour atteindre celles d'un mortier témoin.

#### *4.5.2. Retrait total*

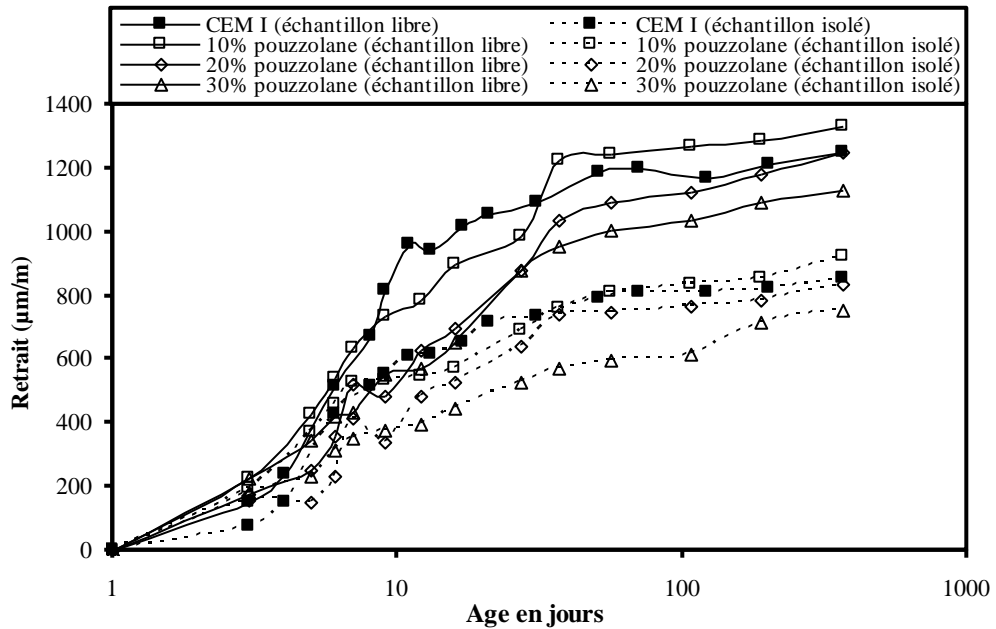
Le retrait total évolue très rapidement pour tous les types d'éprouvettes à cause de la taille de ces dernières qui rend la dessiccation plus favorable. Au jeune âge, le retrait est presque indépendant de la composition du mortier, l'effet des ajouts minéraux ne se manifeste qu'après la première semaine avec une légère supériorité pour le ciment ordinaire. A long terme, la présence des ajouts minéraux diminue le retrait final en fonction de la qualité et la quantité de ces ajouts.

Le retrait total des éprouvettes au calcaire représenté sur la figure 4.4 montre une importante déformation dépassant celle du ciment sans calcaire. Après le septième jour, le retrait du mortier témoin évolue beaucoup plus rapidement et se distingue de celui du calcaire jusqu'à l'âge de six mois. A long terme, le calcaire n'a pas d'effet significatif sur le retrait final où ses valeurs se rejoignent avec celles du ciment ordinaire autour de  $1250\mu\text{m}/\text{m}$ .



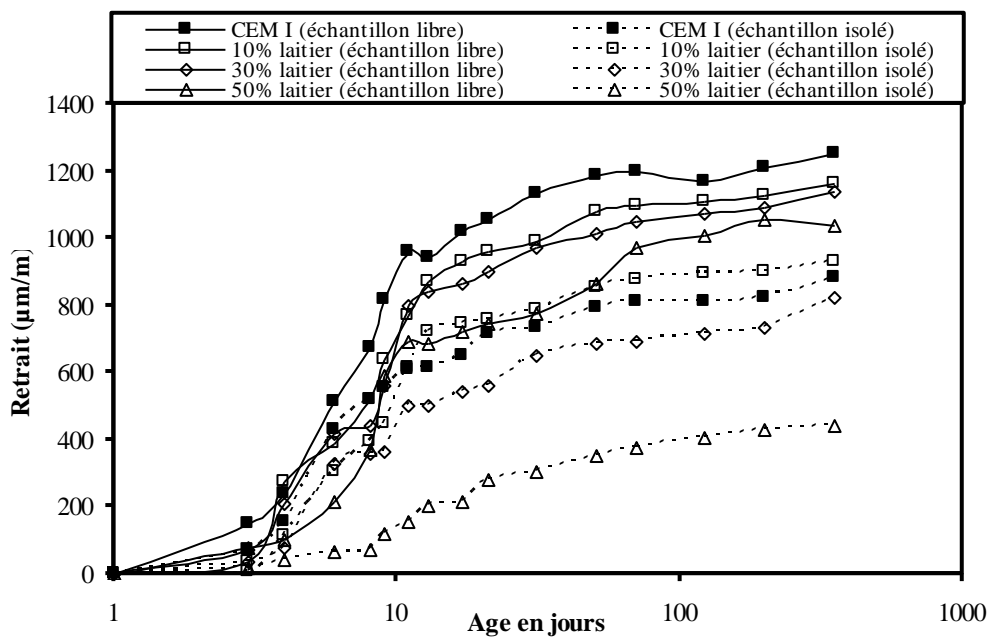
**Figure 4.4 :** Evolution du retrait total des échantillons de mortier libres et scellés au calcaire.

Sur la figure 4.5, le retrait des éprouvettes au ciment à la pouzzolane naturelle est peu supérieur à celui du ciment témoin à cause de la grande porosité engendrée par les ciments pouzzolaniques au jeune âge. Après le cinquième jour, la pouzzolane engendre un retrait moins important que celui du ciment ordinaire après l'enclenchement de sa réactivité. Après le dixième jour, l'échantillon à 10% de pouzzolane naturelle déclenche un retrait très important et dépasse celui du mortier témoin. A une année d'observation, le retrait de l'éprouvette à 20% de pouzzolane naturelle atteint celui de l'éprouvette témoin tandis que celui à 30% de pouzzolane naturelle reste légèrement inférieur.



**Figure 4.5:** Evolution du retrait total des échantillons de mortier libres et scellés à la pouzzolane naturelle

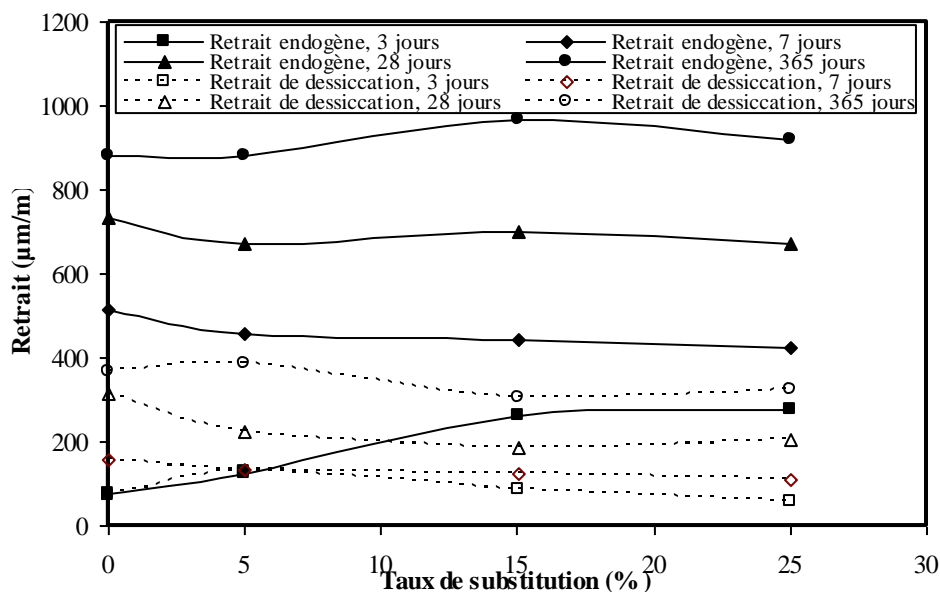
Sur la figure 4.6, le laitier des hauts fourneaux d'El-Hadjar fait diminuer le retrait tel qu'on obtient après une année d'observation 1250, 1163, 1140 et 1030  $\mu\text{m/m}$  pour le mortier au ciment ordinaire et ceux contenant respectivement 10, 30 et 50% de laitier. Cette diminution de retrait est beaucoup plus prononcée après la première semaine à cause de l'effet filler joué par le laitier et la qualité des pores à long terme.



**Figure 4.6:** Evolution du retrait total des échantillons de mortier libres et scellés au laitier

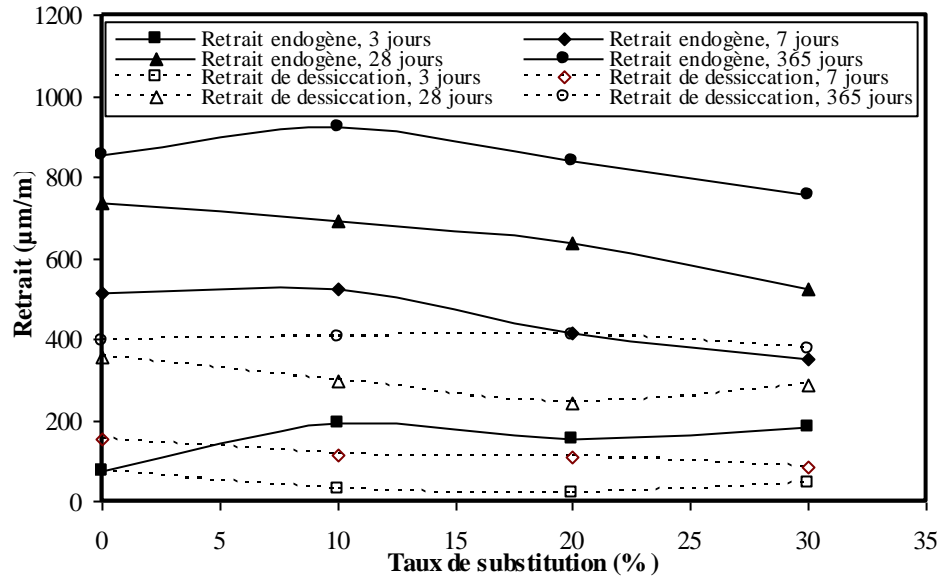
### 4.5.3. Retrait endogène

Le retrait endogène est la déformation des éprouvettes isolées sans échange hydrique avec le milieu extérieur. Ces valeurs témoignent de l'évolution de l'hydratation et la dessiccation interne due à la consommation d'eau par le processus chimique de la formation des hydrates. La figure 4.7 illustre les résultats du retrait endogène pour différents taux de calcaire. Avec son effet filler et sa création d'autres sites de germination, la formation des hydrates est accélérée en provoquant un retrait plus important durant la première semaine. A long terme, le retrait du mortier avec 5% de calcaire atteint celui du mortier témoin, par contre ceux avec 15 et 25 % de calcaire enregistrent une légère supériorité



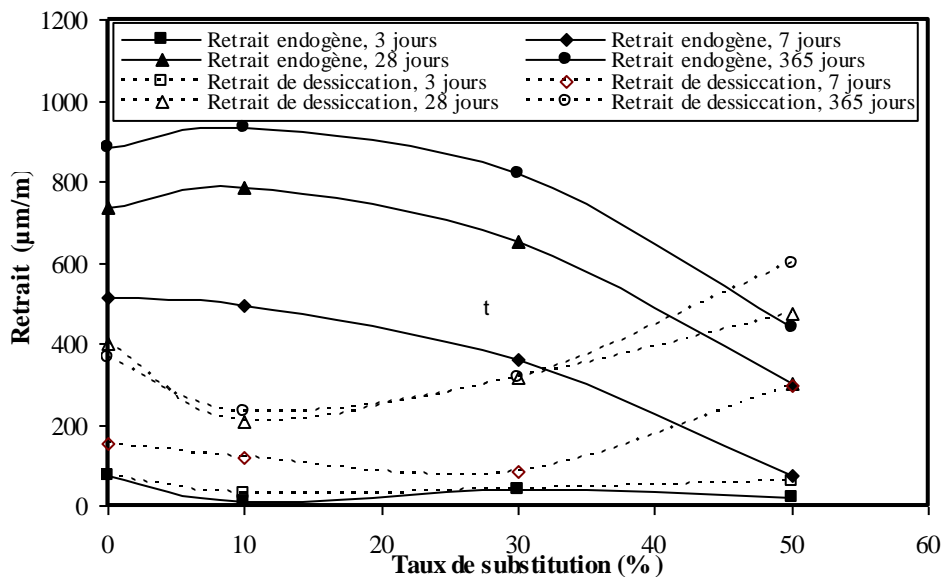
**Figure 4.7:** Retrait endogène et retrait de dessiccation des mortiers en fonction du taux de substitution de calcaire

L'évolution des courbes de retrait endogène des mortiers à la pouzzolane de la figure 4.8 montre une activité de la pouzzolane naturelle au jeune âge due à une importante consommation d'eau par l'hydratation. Ce résultat est en conformité avec les résultats du temps de prise où les taux élevés de cet ajout engendrent une accélération de la prise [98] et [99]. A long terme, Après le dixième jour, le retrait endogène des mortiers à la pouzzolane est réduit et devient nettement inférieur à celui du mortier témoin. Ce résultat témoigne de la faible pouzzolanité, de cet ajout, conduite par une faible teneur en verre [100].



**Figure 4.8:** *Retrait endogène et retrait de dessiccation des mortiers en fonction du taux de substitution de la pouzzolane naturelle*

L'effet du laitier sur l'hydratation est illustré sur la figure 4.9 où l'évolution du retrait endogène montre un effet passif du laitier au jeune âge, surtout avant le dixième jour. Après cette date, le taux de substitution devient plus prononcé où le laitier commence à prendre son effet et son hydraulicité latente se déclenche après la saturation de la solution interstitielle par la chaux. Déjà le mortier à 10% de laitier engendre un retrait endogène supérieur, donnant lieu à une plus forte formation d'hydrates. Par contre celui à 50% de laitier, son retrait endogène est largement inférieur témoignant d'un taux de substitution excessif conduisant à des produits d'hydratation moins nombreux.



**Figure 4.9:** *Retrait endogène et retrait de dessiccation des mortiers en fonction du taux de substitution de laitier*

#### 4.5.4. Retrait exogène

Le retrait exogène représente la déformation des éprouvettes en présence d'un échange hydrique avec le milieu extérieur. Ces valeurs représentent la combinaison entre la dessiccation et la carbonatation qui témoignent de la porosité de la microstructure et sa capacité à favoriser le séchage. Il est mesuré comme la différence des retraits de deux éprouvettes l'une libre et l'autre isolée. Les figures 4.7, 4.8 et 4.9 illustrent les résultats pour les différents ajouts et leurs taux de substitution utilisés.

Le retrait exogène des éprouvettes au calcaire représenté sur la figure 4.7 montre un effet positif au jeune âge quel que soit la quantité de calcaire présente dans le ciment. Après la première semaine, la pâte au calcaire est moins poreuse avec une structure de pores fins empêchant ainsi la dessiccation. A une année d'observation, le retrait enregistré est de 367, 384, 305 et 325  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour le mortier témoin et ceux contenant respectivement 5, 15 et 25% de calcaire.

Le retrait exogène des éprouvettes à la pouzzolane naturelle est représenté sur la figure 4.8 et qui montre une activité précoce de cette substance, caractérisée par une nette réduction du retrait. Cette réduction est d'autant plus marquante après la première semaine où la pouzzolanité commence à prendre effet. Cette réduction est due à la qualité de la microstructure et à l'affinement des pores qui empêchent l'évaporation de l'eau. A long terme, le retrait de dessiccation est presque identique indépendamment de la quantité de ciment substitué.

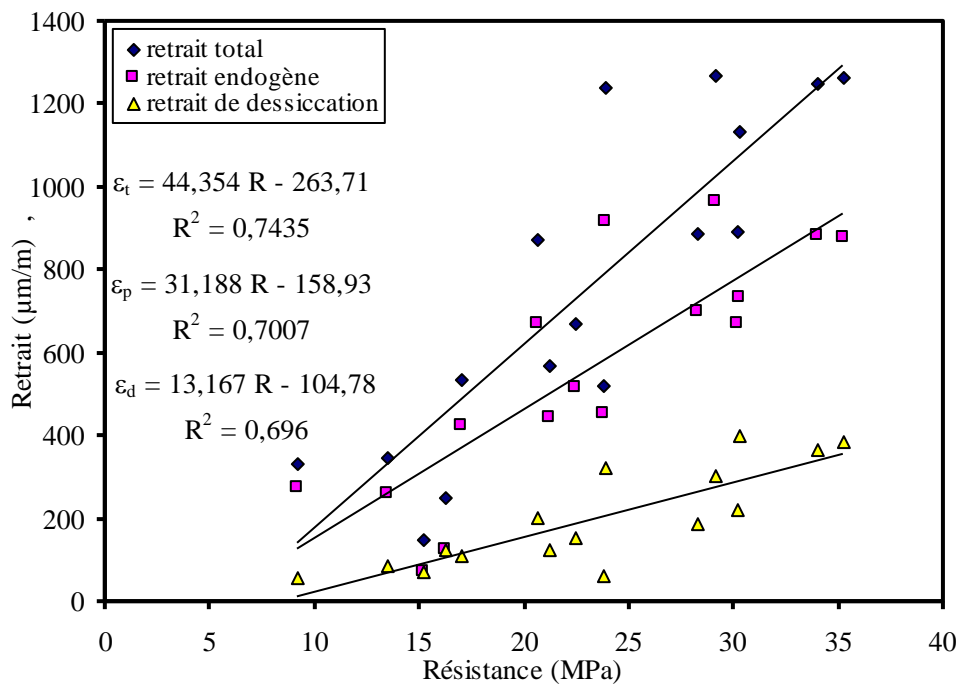
Le laitier contribue par sa finesse et son hydraulicité à réduire la dessiccation pour les taux modérés de 10 et 30%. Au jeune âge, les éprouvettes au laitier développent un retrait identique à celui de l'éprouvette témoin jusqu'à l'âge de sept jours où l'addition de 50% de laitier se manifeste par une plus forte dessiccation. A long terme, on peut conclure qu'une utilisation modérée du laitier réduit le retrait par l'amélioration de la qualité de la microstructure. Le retrait de dessiccation représenté sur la figure 4.9, montre une qualité de la microstructure d'un ciment comportant 30% de laitier identique à celle d'un ciment portland et beaucoup plus meilleure pour des taux inférieurs.

#### 4.5.5. Relation entre la résistance à la compression et le retrait

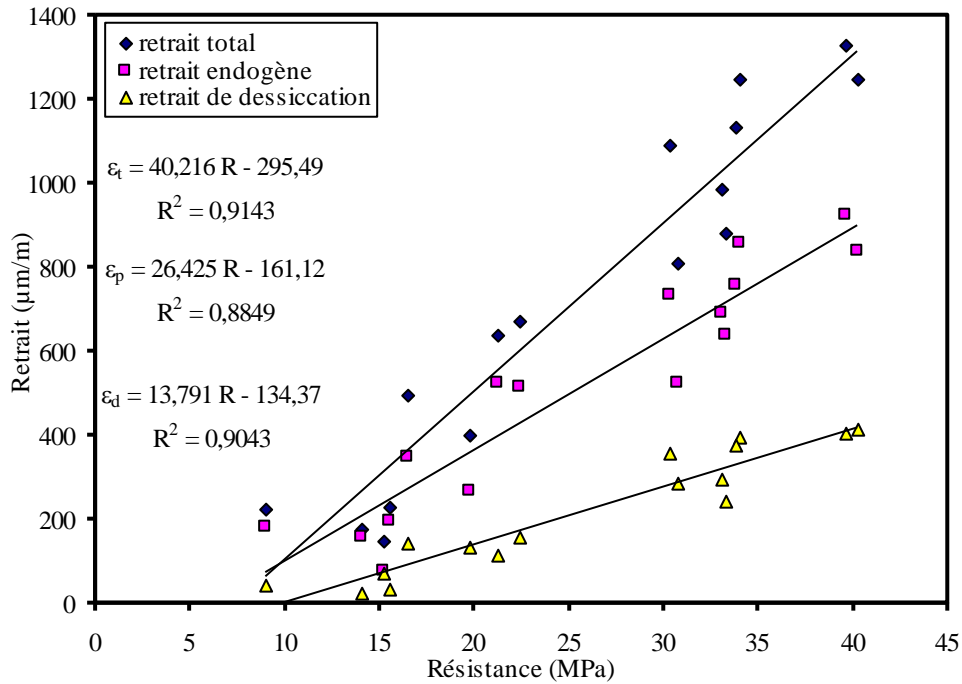
En comparant l'évolution de la résistance à la compression et des déformations du retrait, il est possible de prédire le retrait conformément à la résistance à la compression acquise à un temps donné. Les figures 4.10, 4.11 et 4.12 illustrent clairement une relation linéaire pour les différentes déformations de retrait et pour les trois ajouts où le coefficient de corrélation est pratiquement acceptable. Il est établi que cette corrélation est beaucoup plus adéquate pour le ciment ordinaire et en présence de pouzzolane naturelle que pour les calcaires et les laitiers où la corrélation est juste moyenne. Pour tous les cas on peut écrire :

$$\varepsilon (\text{retrait}) = A * R (\text{résistance}) + B$$

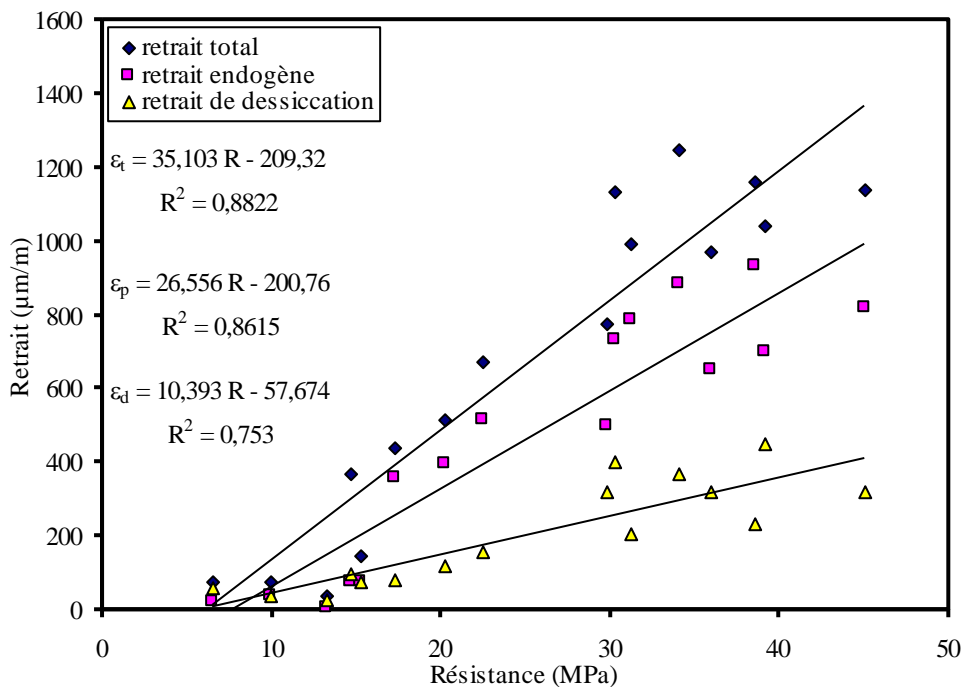
Où A représente le coefficient cinétique conformément à l'évolution de la résistance à la compression et B le retrait initial quand la résistance commence à évoluer,  $\varepsilon$  et R sont le retrait et la résistance à la compression mesurés respectivement au même âge. Cette relation pourra être beaucoup plus adéquate si la mesure du retrait aurait commencé juste après la prise comme cela est reporté dans les recherches précédentes [101] au lieu d'un jour comme il est présenté dans ce travail.



**Figure 4.10 :** Relation entre la résistance à la compression et le retrait pour un mortier au calcaire ( $\varepsilon_t$  : retrait total,  $\varepsilon_a$  : retrait endogène,  $\varepsilon_d$  : retrait de dessiccation, S: résistance en compression,  $R^2$ : coefficient de corrélation)



**Figure 4.11 :** Relation entre la résistance à la compression et le retrait pour un mortier à la pouzzolane naturelle ( $\epsilon_t$  : retrait total,  $\epsilon_a$  : retrait endogène,  $\epsilon_d$  : retrait de dessiccation,  $S$  : résistance en compression,  $R^2$  : coefficient de corrélation)

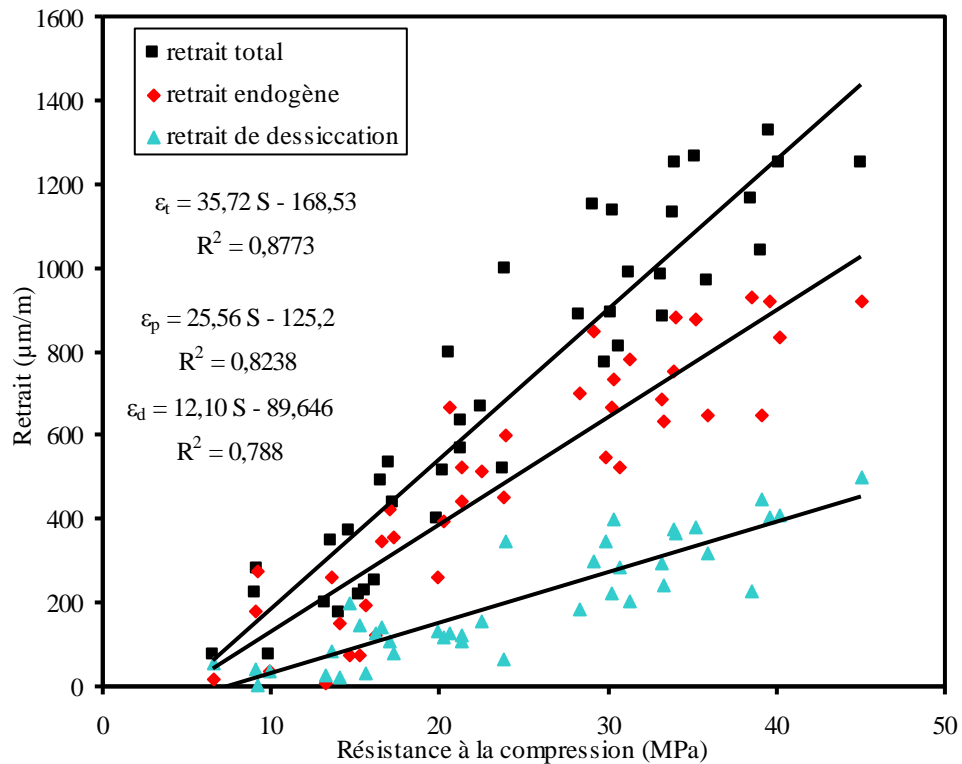


**Figure 4.12 :** Relation entre la résistance à la compression et le retrait pour un mortier au laitier ( $\epsilon_t$  : retrait total,  $\epsilon_a$  : retrait endogène,  $\epsilon_d$  : retrait de dessiccation,  $S$  : résistance en compression,  $R^2$  : coefficient de corrélation)

Conformément aux résultats illustrés à la figure 4.13, il apparaît clairement que la corrélation du retrait total et de la résistance en compression est bien acceptable là où le



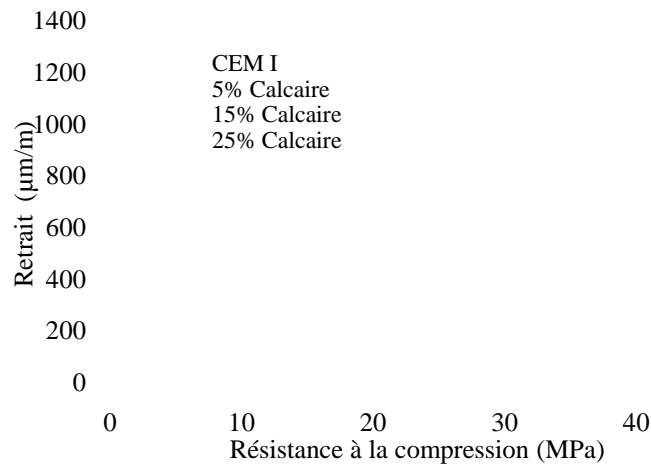
coefficient de corrélation est plus grand. Cette corrélation peut être écrite indépendamment de l'ajout utilisé où les différents retraits sont ajustés directement à la résistance à la compression. Ceci confirme que la compression est une caractéristique intrinsèque où toutes les autres propriétés peuvent être corrélées.



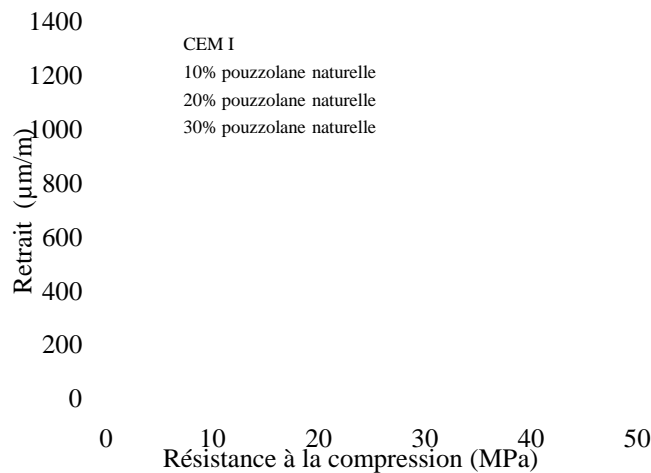
**Figure 4.13 :** Relation entre la résistance en compression et le retrait

( $\epsilon_t$  : retrait total,  $\epsilon_a$  : retrait endogène,  $\epsilon_d$  : retrait de séchage,  $S$  : résistance en compression,  $R^2$  : coefficient de corrélation)

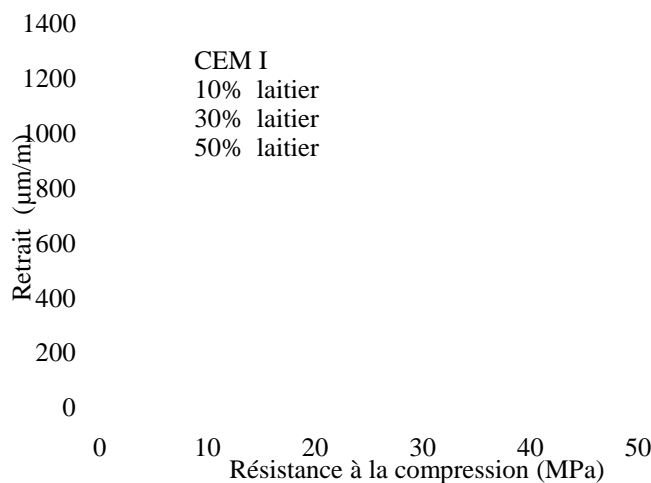
Par la représentation de la déformation de retrait et de la résistance à la compression pour chaque type de béton comme il est illustré dans les figures 4.14, 4.15 et 4.16 il est bien clair que cette corrélation n'est pas simple et dépend largement du type et du taux de substitution des ajouts minéraux. De ces résultats, on peut montrer que tant que le mortier n'atteint pas la résistance de 20 MPa, la présence des ajouts minéraux augmente le retrait total. Une fois cette résistance dépassée, les mortiers renfermant les ajouts engendrent un retrait total moins significatif. Ce résultat reste une simple proposition qui exige d'autres résultats expérimentaux pour confirmer sa validité.



**Figure 4.14:** Variation du retrait conformément à la résistance à la compression pour plusieurs taux de substitution de calcaire



**Figure 4.15:** Variation du retrait conformément à la résistance à la compression pour plusieurs taux de substitution de pouzzolane naturelle



**Figure 4.16:** Variation du retrait conformément à la résistance en compression pour plusieurs taux de substitution de laitier

#### 4.6. Discussion et interprétation

Les ajouts minéraux fins peuvent délibérément promouvoir l'hydratation du ciment et augmenter la quantité des hydrates dans la pâte de ciment offrant au ciment durci une structure plus forte et une résistance à la déformation plus grande. Aussi bien, le mélange de ciment confectionné avec des ajouts minéraux peut remplir les petits pores et réduire le retrait comme reporté par plusieurs chercheurs [100] et [102].

La substitution du ciment par 10, 20 et 30% de calcaire, de pouzzolane naturelle et de laitier respectivement a conduit à une amélioration optimale de la résistance à la compression du mortier. La quantification séparée du retrait endogène et exogène a montré la contribution effective de chaque ajout sur la modifiatrice de la microstructure et de la production des hydrates supplémentaires. La microstructure a été bien améliorée en présence du calcaire et d'un taux modéré du laitier tandis qu'elle reste normale avec la pouzzolane naturelle. Le taux de substitution inférieur à 10%, des ajouts actifs, conduit à une production supplémentaire des hydrates. Cette surproduction qui accompagne le retrait endogène se manifeste beaucoup plus lorsque le ciment est largement remplacé par le calcaire. Les évolutions de la résistance et du retrait des mortiers suivent la même tendance d'où il est facile de trouver une relation linéaire donnant les déformations de retrait en fonction des résistances à la compression.

Les figures 7, 8 et 9 montrent que le retrait endogène à 3 jours augmente conformément au taux de substitution de pouzzolane naturelle et de calcaire par ailleurs il est faible pour le laitier. La présence du calcaire et de la pouzzolane naturelle provoque une accélération du retrait endogène et du processus d'hydratation depuis le jeune âge. Cet effet est expliqué généralement par l'activité supplémentaire de surface fournie par les particules d'ajouts minéraux, créant des sites de nucléation pour les hydrates comme reporté par d'autres chercheurs [103] et [104]. A cet âge, le retrait d'autodesiccation des mortiers au laitier reste inférieur à celui du ciment témoin pour tous les taux de substitution. Ceci explique pourquoi le ciment au laitier est moins réactif que le ciment témoin en conformité avec les résultats de Cassagnabère et al. [105] où 18% de taux de substitution de laitier provoque une diminution de la résistance de 19% et une diminution de la quantité de phase hydratée de 33%.

La pouzzolane naturelle est les dépôts d'une cendre volcanique caractérisée par sa grande réactivité pouzzolanique où sa contribution à l'évolution de la résistance à la compression est clairement montrée à la figure 3. Pour des taux de substitution de pouzzolane naturelle allant jusqu'à 20%, les résistances en compression sont inférieures à celle des mortiers témoins au jeune âge et elles sont plus grandes au-delà de 28 jours. Ceci est en accord avec d'autres recherches [106] et [107] où les additions pouzzolaniques diminuent le mortier jeune et les résistances de béton mais les résistances obtenues sont comparables après 28 ou 90 jours. La portion de silice fine présente dans la pouzzolane naturelle peut se combiner avec l'hydroxyde de calcium en présence d'eau pour former des composés stables comme les silicates de calcium avec ses propriétés cimentaires. L'action pouzzolanique de telle pouzzolane naturelle contribue à l'amélioration de la résistance des mortiers [99] et [108] et la densification de la pâte du ciment durci depuis son entrée dans les pores offrant une grande durabilité [108]. Ceci est en accord avec le retrait présenté à la figure 8 au jeune âge où les valeurs du retrait d'autodessiccation augmentent et celles du retrait de séchage diminuent avec l'augmentation du taux de substitution.

Il est observé que le retrait endogène du mortier au laitier s'améliore dans le temps pour de faibles taux de substitution de 10% comme il est montré à la figure 9. Le retrait endogène représente seulement 10% de celui du ciment témoin à 3 jours, à 7 jours ils sont identiques, mais à 28 jours et une année celui du laitier est 7 et 6% plus grand respectivement. Ce résultat est en agrément avec ceux reportés par d'autres chercheurs [109] et [110] où le béton au laitier avait un retrait endogène plus grand que celui du béton témoin. De même, Lim et al. [111] ont observé qu'il y avait un retrait endogène maximum en fonction du taux de substitution du laitier. Le plus grand retrait endogène de mortier à 10% de laitier au-delà de 28 jours peut être attribué au plus grand retrait chimique et à la grande pression capillaire résultant de sa grande activité hydraulique à cet âge qui conduit à plus de produits d'hydrates. Le grand retrait endogène du mortier au laitier conduit à un retrait de séchage faible pour de faibles taux de substitution comme il est montré à la figure 9. Le retrait endogène augmente quand le taux de substitution du laitier est petit. Cependant, quand le taux de substitution atteint 50%, le retrait endogène devient remarquablement petit ; ceci est en agrément avec ceux reportés par d'autres chercheurs [112]. Il est reporté [113] que le retrait endogène augmente quand le taux de substitution des cendres volantes est de 25%, cependant quand le taux de substitution atteint 50%, le retrait endogène est devenu remarquablement petit. En plus, l'utilisation d'un taux de

substitution de laitier fiable donne à la pâte de ciment une structure de pores plus fins, qui contribue à l'augmentation du retrait endogène et à la diminution du retrait de séchage.

Il est bien établi par les utilisateurs du ciment que les différentes propriétés de ciment sont prédites conformément à la résistance en compression. Les déformations de retrait renfermant la qualité de la microstructure et l'hydratation avancée du ciment peuvent être prédites comme une fonction de la résistance en compression. Des propositions similaires sont présentées dans plusieurs travaux parmi laquelle Haque [114] présenta une relation linéaire entre la résistance du béton et la pénétration de l'eau dans la peau du béton dans les 24H après le coulage. De même une corrélation positive significative est établie par d'autres chercheurs entre le pourcentage des pores de diamètres compris entre 5 et 50 nanomètres et le logarithme naturel du retrait d'autodessiccation. Il semble que la valeur 20MPa donne une idée sur la déformabilité au-delà de laquelle le ciment composé devient moins déformable.

#### ***4.7. Conclusion***

La présence des ajouts minéraux à des taux de substitution convenablement choisis donne une augmentation de la résistance à la compression et une diminution du retrait de séchage, qui est le résultat de leur contribution à la production d'autres hydrates et à l'amélioration de la qualité de la microstructure.

Le mélange de ciment renfermant moins de 15% de calcaire semble être bénéfique et a des résistances à la compression similaires à celles d'un ciment ordinaire avant 28 jours d'âge. Pour des taux de substitution inférieur à 20% en pouzzolane naturelle, les résistances à la compression sont légèrement inférieures à celles des mortiers témoins au jeune âge et elles sont supérieures après deux semaines de cure. Après deux semaines d'hydratation, la résistance du mortier contenant 10% de laitier des hauts fourneaux atteint celle d'un ciment ordinaire. D'un autre côté, pour des taux de substitution élevés de 50%, l'évolution des résistances à la compression exige 28 jours de cure pour atteindre celles d'un mortier témoin.

La poudre de calcaire engendre un retrait total similaire à celui d'un ciment ordinaire. En parallèle, le laitier des hauts fourneaux donne une diminution du retrait final proportionnelle au taux de substitution. D'un autre côté, la pouzzolane naturelle engendre

une augmentation du retrait avec 10% de taux de substitution et le retrait est réduit au-delà ce taux.

Au jeune âge, la substitution du ciment avec du calcaire ou de la pouzzolane naturelle augmente le retrait endogène en engendrant une accélération de l'hydratation du ciment. Le retrait endogène augmente de 10, 8 et 6% quand le ciment est remplacé par 15, 10 et 10% de calcaire, de pouzzolane naturelle ou de laitier respectivement.

Avant la première semaine, le retrait de dessiccation des mortiers au calcaire et à la pouzzolane naturelle est réduit. Cette réduction est due à la qualité de la microstructure et à la structure des pores fins qui préviennent l'évaporation de l'eau. De même, l'utilisation modérée du laitier des hauts fourneaux réduit le retrait de séchage à long terme. Les fillers calcaire n'affectent pas le retrait total, cependant quand la quantité de calcaire augmente, le retrait endogène du mortier augmente et son retrait de séchage diminue pour des taux de substitution très élevés.

Une relation linéaire est établie entre la résistance à la compression et le retrait, cette corrélation est plus significative pour le retrait total et il sera plus adéquat si le retrait est mesuré à partir du temps de prise. Il est montré qu'il y a une valeur de résistance de 20 MPa pour laquelle le comportement du retrait entre le ciment aux ajouts et le ciment témoin s'inverse.

Chapitre V

**Evaluation expérimentale des effets structuraux**

## *5.1. Introduction*

Le béton présente des caractéristiques rhéologiques qui entraînent dans sa structure une redistribution des états de contraintes et de déformations. Cette redistribution est dépendante de plusieurs paramètres tels que la composition du béton, les conditions de cure, la taille de l'élément et son vieillissement. Les désordres et les accidents que cause cette redistribution restent les plus répandus et dont son effet doit être pris en considération dans le calcul des structures. Pour cela, un programme d'essais sur des éprouvettes et des structures est tracé et entamé afin de mieux comprendre les phénomènes différés du béton et leurs influences sur les ouvrages. Le but du présent travail est d'étudier le retrait et le fluage de trois classes de bétons et suivre leurs conséquences sur la déformabilité des poutres isostatiques ayant différents ferraillements.

## *5.2. Confection du béton*

### *5.2.1. Matériaux utilisés*

#### *5.2.1.1. Ciment*

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment composé (CEM II/A 42.5) contenant 10% de calcaire, produit dans la cimenterie d'Oued Sly (Chlef). La cimenterie de Chlef utilise dans la fabrication du ciment 82 à 92 % de Clinker, 5 à 15 % de calcaire et 3,5 % de gypse. Les caractéristiques chimiques, physiques et minéralogiques *du* ciment utilisé sont représentées dans le tableau 5.1.

#### *5.2.1.2. Granulats*

Les granulats utilisés dans cette étude sont le gravier silico-calcaire issu de la carrière de Bir-Safsaf de classe 8/15 et le sable roulé de Oued Ras 0/5mm. Les granulats doivent être bien identifiés et bien propres. Les principales caractéristiques des agrégats sont présentées dans le tableau 5.2 et leurs courbes granulométriques dans la figure 5.1.

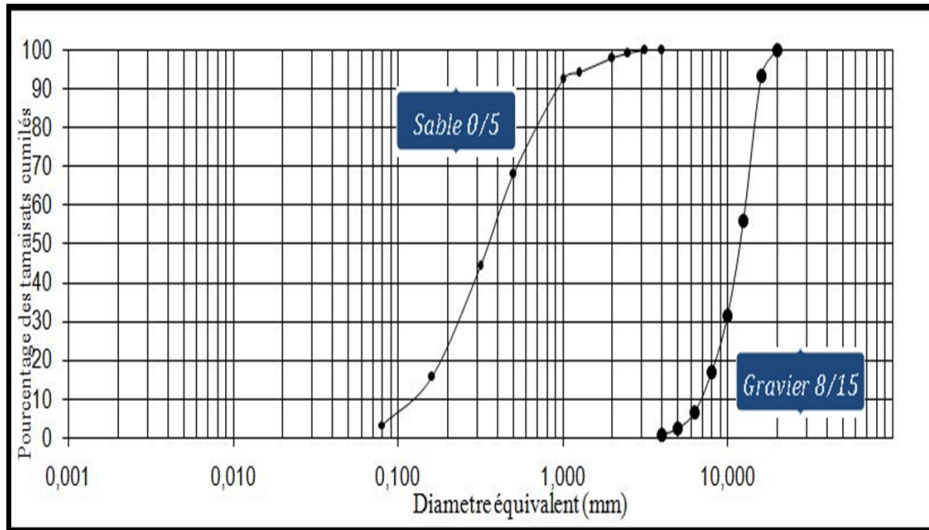


**Tableau 5.1 : Caractéristiques du ciment utilisé**

Caractéristiques		C1 (Ciment de Chlef)
Composition chimique	SiO <sub>2</sub>	22.34
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.1
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.78
	CaO	64.76
	SO <sub>3</sub>	
	MgO	0.47
	K <sub>2</sub> O	
	Na <sub>2</sub> O	
	chaux libre	0.76
	insolubles	1.15
	Perte au feu	1.64
	Physiques	SSB cm <sup>2</sup> /g
Début de Prise		3h
Fin de prise		4h40
Masse volumique spécifique (g/cm <sup>3</sup> )		2.98
Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )		1.81
Consistance normale (E/C)		0.23
minéralogiques	C <sub>3</sub> S	57.79
	C <sub>2</sub> S	20.47
	C <sub>3</sub> A	7.2
	C <sub>4</sub> AF	11.49

**Tableau 5.2 : Propriétés des agrégats utilisés**

	Caractéristiques	valeurs
Sable	Masse volumique spécifique (kg/m <sup>3</sup> )	2,53
	Masse volumique apparente (kg/m <sup>3</sup> )	1,36
	Equivalent de sable (%)	73,73
Gravier	Masse volumique spécifique (kg/m <sup>3</sup> )	2,62
	Masse volumique apparente (kg/m <sup>3</sup> )	1,42
	Los Angeles (%)	24,03



**Figure 5.1 :** Courbe granulométrique du sable et du graviers utilisés

### 5.2.1.3. Eau de gâchage

On utilise l'eau potable du robinet sans passer par l'analyse chimique et on admet qu'elle est propre à la confection du béton puisqu'elle renferme toutes les prescriptions de la norme P18-303.

### 5.2.1.4. Superplastifiant

Les superplastifiants sont des adjuvants hauts réducteurs d'eau qui réduisent fortement les quantités d'eau nécessaires pour une consistance de béton souhaitée à l'état frais. Ils permettent d'augmenter les résistances initiales du béton via la réduction d'eau mais également la maniabilité et la pompabilité à la mise en œuvre.

Le superplastifiant utilisé est un polymère à base de résine mélamine et commercialisé sous le nom de *MEDAPLAST 40*. Les caractéristiques de ce produit sont portées sur le tableau 5.3.

**Tableau 5.3 :** Caractéristiques du superplastifiant

Caractéristiques	MEDAPLAST 40
Forme	Liquide
Couleur	Marron
Densité	1.20±0.01
PH	8.2
Teneur en chlore	<1 g/l
Extrait sec	39%

### 5.2.1.5. Acier

Deux types d'acier ont été utilisés pour le ferrailage des poutres en béton armé. Des aciers à haute adhérence, de diamètre 10mm (HA 10) d'après la norme (A 35 -016), sont utilisés comme armatures longitudinales. Des aciers ronds lisses, de diamètre 6 mm ( $\Phi 6$ ) d'après la norme (A 35-015), sont utilisés comme armatures transversales. Le module élastique correspondant est égal 200 000 MPa

### 5.2.2. Composition du béton

Le béton est un matériau obtenu en solidarissant les agrégats par une pâte liante de ciment, on utilise un béton ordinaire avec différents rapports de E/C (0,55 ; 0,5 et 0,45) afin d'avoir trois classes de béton. Pour la formulation du béton, on a utilisé la méthode de Faury pour obtenir la composition de chaque constituant. Le tableau 5.4 récapitule les résultats trouvés pour chaque classe de béton.

**Tableau 5.4 :** Composition de chaque classe de béton

Composants du béton	Béton (B1) (E/C = 0,55)	Béton (B2) (E/C = 0,5)	Béton (B3) (E/C = 0,45)
Gravier (kg)	1160	1160	1160
Sable (kg)	580	580	580
Ciment (kg)	400	400	400
Eau (kg)	217,6	195,68	174,22
Super plastifiant (%)	1%	1,8 %	2,2 %
Affaissement (cm)	15	15	14
Densité (kg/m <sup>3</sup> )	2361,6	2342,88	2323,52

### 5.2.3. Types et tailles des moules

Les moules utilisés pour identifier les caractéristiques mécaniques du béton sont des moules normalisés en acier de formes cubiques et prismatiques. La figure 5.2 présente les moules utilisés durant cette expérience.

Sur des cubes de 10 cm d'arête, on réalise des essais de compression du béton, le nombre de cubes est choisi de façon à refaire l'essai à différents âges du béton avec une

fréquence de trois éprouvettes pour chaque âge. On mesure la résistance à 2, 7, 14, 28 et 90 jours d'âge. Le nombre total de cubes réalisés est de 45 pour les trois classes de bétons.

Sur les éprouvettes prismatiques de  $7 \times 7 \times 28$  cm, on réalise des essais de traction par flexion. Le nombre d'éprouvettes est choisi de façon à répéter l'essai à différents âges du béton avec la même fréquence : 2, 7, 14, 28 et 90 jours d'âge. Le nombre total des éprouvettes est de 45.

Trois éprouvettes prismatiques de  $10 \times 10 \times 30$  cm, pour chaque classe de béton, sont confectionnées pour suivre la déformation de retrait. Elles sont équipées de deux tiges ancrées dans le béton pour supporter le dispositif de mesure. Les deux bords sont recouverts d'une couche en bitume afin d'éviter toute évaporation et éliminer l'effet de bord lors des mesures de retrait.



a) Cubiques ( $10 \times 10 \times 10$  cm<sup>3</sup>)      b) Prismatiques ( $7 \times 7 \times 28$  cm<sup>3</sup>)

**Figure 5.2 :** *Moules utilisés pour les essais mécaniques*

#### 5.2.4. Fabrication et conservation

La fabrication des gâchées est effectuée dans un malaxeur à axe vertical d'une capacité maximale de 100 litres. Initialement, le sable, le gravier et le ciment sont malaxés à sec pendant une minute. Ensuite, on introduit lentement dans le malaxeur les 2/3 de la quantité de l'eau de gâchage et on poursuit le malaxage pendant deux minutes. Enfin, on introduit le 1/3 restant de la quantité d'eau avec le superplastifiant et on poursuit le malaxage pendant deux autres minutes.

Après le malaxage, le béton est coulé dans des moules selon l'essai destiné et couvert d'un chiffon humide afin d'éviter toute évaporation au jeune âge. Un jour après le

coulage, les éprouvettes de béton destinées à l'essai de compression et de traction sont conservées dans un bac d'eau à une température de 20°C jusqu'à l'âge de l'essai. Les éprouvettes servant à mesurer le retrait libre sont posées dans l'environnement de laboratoire à l'air libre et équipées pour pouvoir mesurer le retrait dès le premier jour.

### *5.2.5. Ouvrabilité du béton*

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams ou Slump-test, est l'essai le plus utilisé pour mesurer la consistance d'un béton. Cet essai est effectué conformément à la prescription de la norme EN 12350-2. Le moule tronconique étant légèrement huilé et fixé sur la plaque d'appui, on le remplit en trois couches de hauteur équivalente avec un piquage à raison de 25 coups par couche. Après avoir arasé le bord supérieur, le moule est soulevé avec précaution. La mesure exprimée en centimètres est réalisée sur le point le plus haut du béton et à une minute du démoulage. L'affaissement au cône d'Abrams mesuré lors de chaque essai est compris entre 14 cm et 15 cm; la classe S3, très plastique donne une ouvrabilité acceptable pour la mise en œuvre du béton.

### *5.2.6. Essais mécaniques*

L'essai de compression consiste à soumettre le corps d'épreuve entre les plateaux d'une presse à forces axiales opposées. La presse utilisée a une capacité maximale de 3000 KN (Figure 5.3). L'essai s'effectue avec une vitesse de chargement de 0,5 MPa /s soit 5 KN/s selon NF 12390-3. Après un bon centrage de l'éprouvette, l'essai s'effectue avec une vitesse de montée de charge constante. Au moment de la rupture, la machine s'arrête et on mesure la charge de rupture.

La résistance à la traction par flexion est déterminée à l'aide d'une machine de flexion par trois points d'une capacité de 200 KN (Figure 5.4). Après un bon centrage, la mise en charge est effectuée avec une vitesse de montée de charge constante. On prend la mesure de la charge à la rupture de l'éprouvette.



**Figure 5.3:** Essai de compression sur cube



**Figure 5.4:** Essai de flexion sur prisme

### 5.3. Confection des poutres

Six poutres de section rectangulaire constante de  $15 \times 18 \text{ cm}^2$  et de longueur égale à 2,90 m ont été fabriquées pour suivre leur comportement différé sous l'effet de leur composition et leur ferrailage. Quatre poutres de même composition de béton (B1) et ayant un ferrailage longitudinal dissymétrique avec une nappe inférieure de 4T10 et une nappe supérieure variant de zéro à 3T10 selon la poutre étudiée. Les cadres sont espacés de 20 cm au milieu et de 5 cm vers les extrémités pour toutes les poutres. Une des quatre poutres (P2) de ferrailage (4T10 et 2T10) est retenue pour fabriquer trois poutres de même ferrailage avec trois classes de béton (B1, B2 et B3). Le tableau 5.5 montre le ferrailage la classe de béton de chaque poutre. Les figures 5.5 et 5.6 illustrent le ferrailage des différentes poutres fabriquées pour suivre le comportement différé du béton.

**Tableau 5.5 :** Ferrailages et classes de béton des poutres utilisées

Ferrailage	Classes de béton		
	B1 (E/C=0.55)	B2 (E/C=0.5)	B3 (E/C=0.45)
4T10 + 0T10	P1		
4T10 + 1T10	P2		
4T10 + 2T10	P3	P5	P6
4T10 + 3T10	P4		

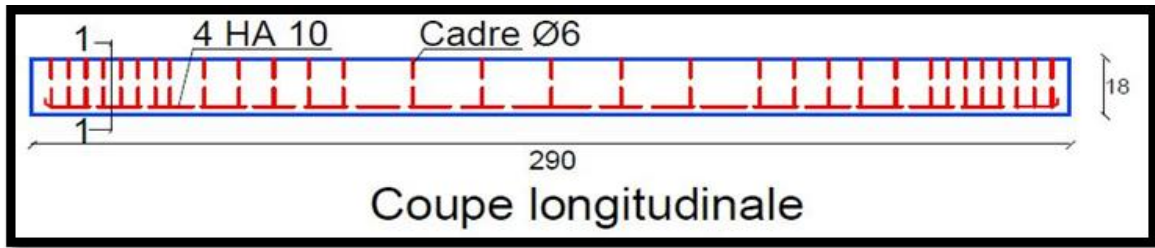


Figure 5.5 : Coupe longitudinale des poutres fabriquées

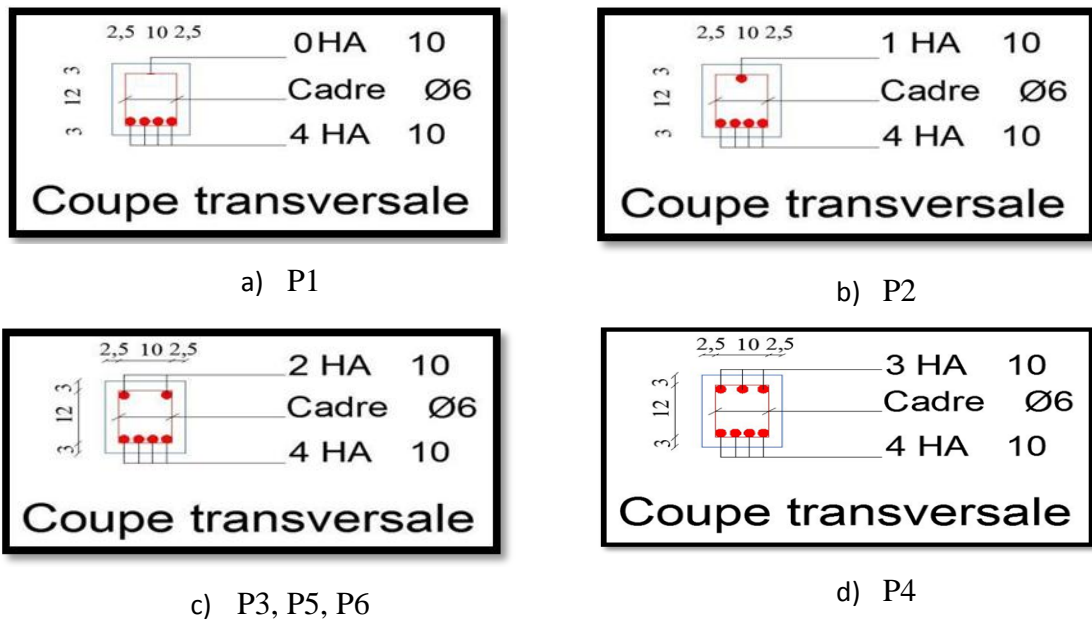


Figure 5.6 : Coupes transversales des poutres fabriquées

### 5.3.1. Fabrication et conservation

Les corps d'épreuves sont bâtis au laboratoire de matériaux de construction de la faculté de génie civil et d'architecture de Chlef. Les poutres sont coulées à l'aide d'un malaxeur à axe vertical, puis vibrées pendant le coulage avec un vibreur à aiguille, afin d'avoir un béton homogène avec un minimum de vides. L'affaissement au cône d'Abrams est mesuré à chaque coulage pour vérification. Les essais sont effectués au laboratoire sous conditions climatiques variables suivant le cycle journalier, pour mieux conserver l'humidité du béton et réduire les effets du retrait avant chargement on couvre la surface extérieure des poutres avec des chiffons (cure de béton) (figure 5. 7).





**Figure 5.7 :** Conservation des poutres avant la mise en charge

### 5.3.2. Appareillage de mesure

Pour la mesure du retrait et du fluage, on utilise un dispositif de mesure fabriqué sur place, en allongeant un comparateur standard de 0,001 mm de précision en le fixant sur un support en bois dont la partie inférieure est équipée d'une tige métallique pointue. La mesure de retrait est prise par le comparateur entre deux tiges ancrées dans le béton et espacées de 20.5 cm. Les prises de mesures sont plus concentrées au début et seront plus espacées dans le temps au fur et à mesure que le béton durcit. La figure 5.8 montre le dispositif de mesure utilisé et les tiges d'ancrage. En plus de la mesure des déformations, un thermomètre de laboratoire est utilisé pour suivre la variation de température durant l'essai.



**Figure 5.8 :** Dispositif de mesure de déformation de retrait

### 5.3.3. Mise en charge

Après 28 jours du coulage, les poutres sont posées sur deux appuis simples distants de 2,8m. Chaque poutre prend un schéma isostatique et le chargement est réalisé par des charges de 10 kg posées en deux rangées le long de la poutre afin d'assurer une charge



uniformément distribuée. La figure 5.9 illustre le schéma des six poutres réalisées au laboratoire.



**Figure 5.9 :** Schéma des six poutres réalisées

#### *5.3.4. Mesure des déformations dans les poutres*

Après 24 heures du coulage des poutres, on commence la mesure du retrait. Les mesures sont effectuées quotidiennement entre deux tiges ancrées dans le béton de la poutre à mi-travée en utilisant le dispositif précédent à raison de six mesures par jour, après 28 jours les mesures sont plus espacées où les effets différés sont moins ressentis.

Après la mise en charge, on commence la mesure des déformations des fibres extrêmes de chaque poutre. Ces mesures sont effectuées en 4 points de chaque poutre, 2 points situées dans la fibre supérieure ( $A_1$  et  $B_1$ ) et les deux autres dans la fibre inférieure ( $A_2$  et  $B_2$ ) tels que les points  $A_1$  et  $A_2$  sont situés à mi portée tandis que les points  $B_1$  et  $B_2$  à  $1/4$  de la portée. Les mesures des déformations différées sont faites avec le même dispositif. La totalité des mesures effectuées par jour est de 36.

#### *5.3.5. Mesure des flèches*

Parallèlement aux mesures des déformations des fibres, on mesure la flèche qui représente la déformation verticale de la poutre sous chargement. Les mesures sont effectuées, chaque jour, pour chaque poutre en 2 points A et B respectivement à mi-portée et à  $1/4$  de la portée par des comparateurs de précision 0.01 mm. Les comparateurs destinés à la mesure des flèches sont supportés par des bâtis métalliques (appareils Vicat) ou des moules cylindriques en béton préparés au laboratoire comme l'illustre la figure 5.10.

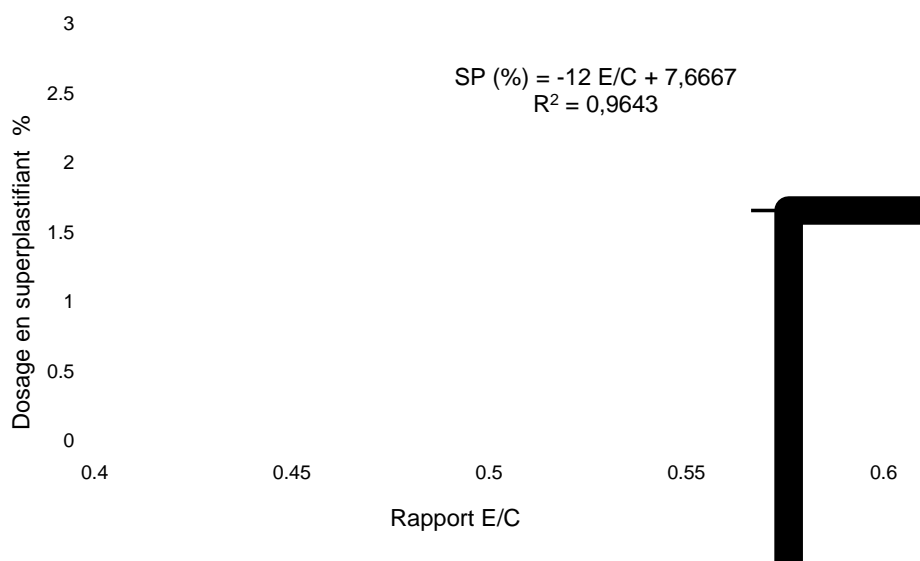


**Figure 5.10 :** Schéma de mesure des flèches sur les poutres

## 5.4. Résultats obtenus

### 5.4.1. Ouvrabilité du béton

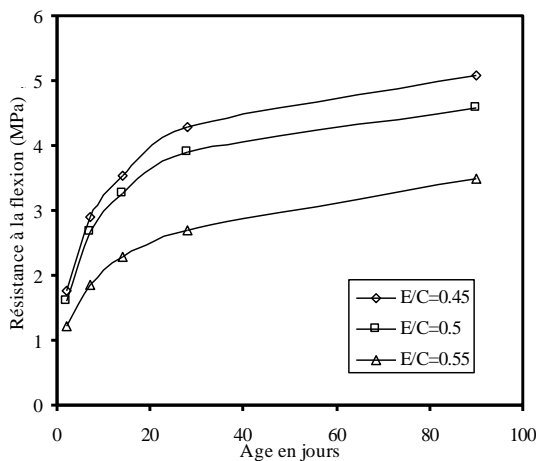
Pour garder la même ouvrabilité pour les trois bétons confectionnés, on a ajouté un superplastifiant au béton afin de lutter contre la consistance lorsqu'on diminue la quantité d'eau de gâchage. Les résultats obtenus donnent un affaissement de 14 à 15 cm pour les trois bétons. La figure 5.11 illustre la variation du dosage en superplastifiant requis pour chaque classe de béton donnée par trois valeurs de E/C. La relation du dosage nécessaire prend une forme linéaire avec un coefficient de corrélation très proche à l'unité. Cette relation peut être utilisée dans la plage des valeurs testées et pour les matériaux employés.



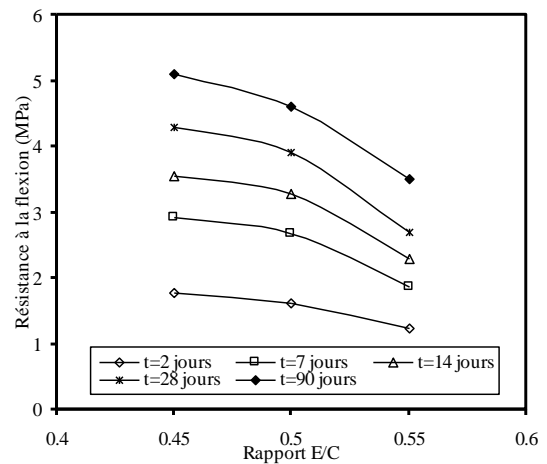
**Figure 5. 11 :** Variation du dosage en superplastifiant

### 5.4.2. Résistance à la flexion

La résistance à la flexion est déterminée sur des prismes de 7x7x28 cm soumis à l'essai de flexion trois points. Les résultats obtenus pour les trois classes de béton sont représentés sur les figures 5.12 et 5.13. A 28 jours, la résistance à la flexion est de 4.3, 3.9 et 2.7 MPa respectivement pour des rapports E/C de 0.45, 0.5 et 0.55. Le béton conçu avec un rapport E/C de 0.55 présente une plus faible résistance comparée aux autres bétons. Sur la figure 5.13 la pente des courbes devient plus accentuée dès qu'on dépasse un rapport E/C de 0.5.



**Figure 5.12 :** Evolution de la résistance à la flexion pour différents rapports E/C



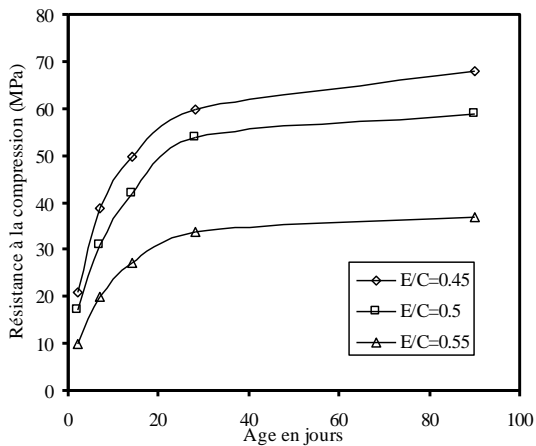
**Figure 5.13 :** Variation de la résistance à la flexion en fonction du rapport E/C

### 5.4.3. Résistance à la compression

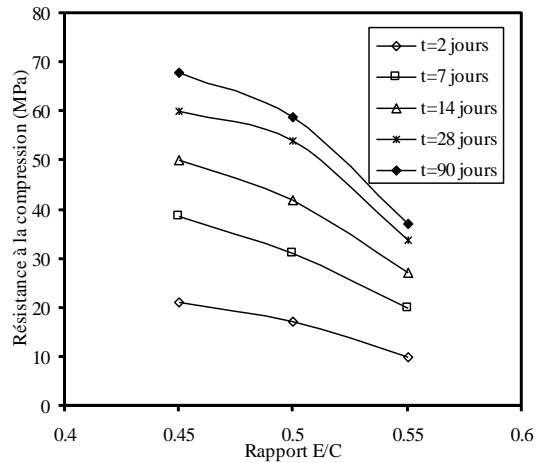
Les résultats de la résistance à la compression sur cubes de 10 cm conçus avec trois rapports E/C et conservés dans l'eau sont représentés sur les figures 5.14 et 5.15. Le rapport E/C est très marquant et son effet est ressenti sur la variation des résistances dès le deuxième jour. La résistance à 28 jours est influencée par la quantité d'eau de gâchage et donne des résistances de béton de 60, 54 et 34 MPa pour un rapport de E/C respectivement égal à 0.45, 0.5 et 0.55.

Il est clair d'après ces résultats que le rapport E/C joue un rôle primordial dans le développement des résistances mécaniques. La résistance à la compression a gagné 39, 37 et 23 MPa de 2 à 28 jours respectivement pour un rapport E/C de 0.45, 0.5 et 0.55. Par contre, de 28 à 90 jours ce gain n'est que 8, 5 et 3 MPa. De ces résultats, on peut conclure

que lorsque le rapport E/C dépasse 0.5, le développement des résistances est plus ralenti au jeune âge et pratiquement arrêté au-delà de 28 jours.



**Figure 5.14 :** Evolution de la résistance à la compression pour différents rapports E/C



**Figure 5.15 :** Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport E/C

#### 5.4.4. Retrait libre

Le retrait libre est mesuré sur des éprouvettes prismatiques conservées à l'air libre sous les conditions climatiques du laboratoire. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 5.16 pour les trois rapports E/C. Chaque courbe représente la moyenne des mesures de deux éprouvettes identiques dans les mêmes conditions. Le retrait des différentes éprouvettes croît rapidement dès le premier jour, après 28 jours sa vitesse décroît et ses valeurs finales se stabilisent dès qu'on dépasse quatre mois d'observation.

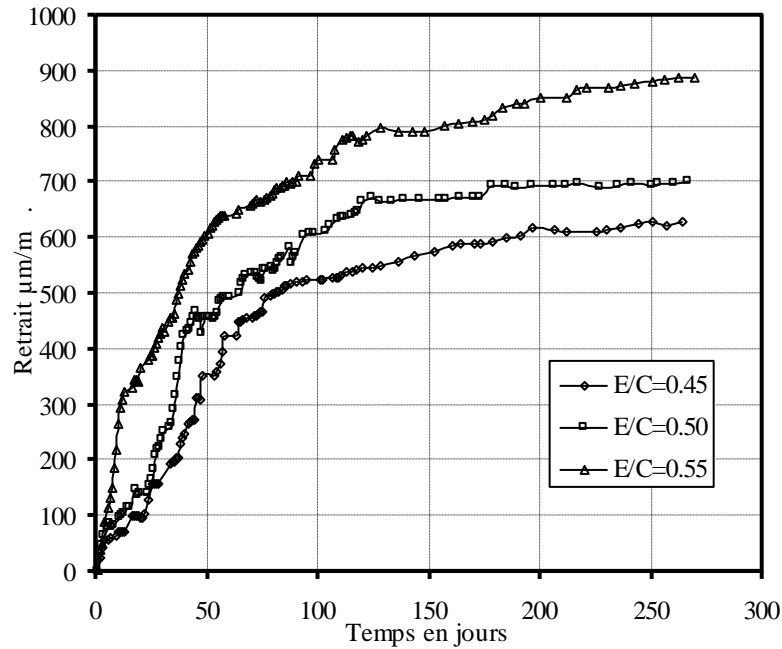


Figure 5.16 : Evolution du retrait libre pour trois rapports E/C.

#### 5.4.4.1. Reproduction des essais

La corrélation des deux retraits des deux éprouvettes représentée sur les figures 5.17, 5.18 et 5.19 témoigne de la fiabilité des résultats et de leurs répétitivités. Il est bien clair, d'après ces résultats, que la mesure du retrait est estimée avec une précision allant de 95 à 99% ce qui justifie la maîtrise des paramètres d'essai. Il s'avère d'après ces résultats que la variabilité des mesures est fortement liée à l'âge et à la quantité de l'eau de gâchage. Au jeune âge les mesures étaient presque identiques où une faible dispersion autour de la moyenne est enregistrée. A long terme les valeurs sont plus dispersées surtout lorsqu'on augmente le rapport E/C. Cette large fluctuation des mesures peut être attribuée à la qualité de la microstructure de la pâte qui se trouve dégradée par la dessiccation et autant plus pour les fortes valeurs de E/C.

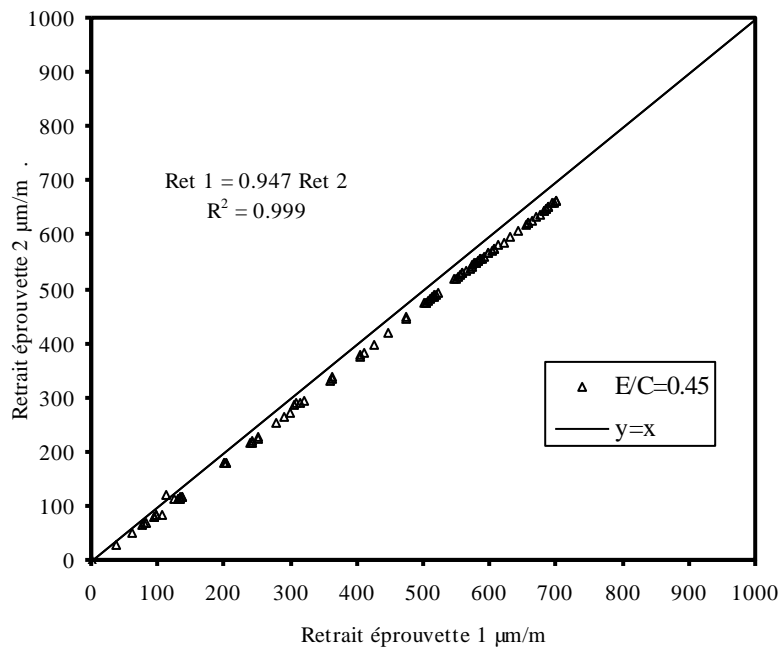


Figure 5.17 : Variation du retrait entre deux éprouvettes identiques ( $E/C=0.45$ )

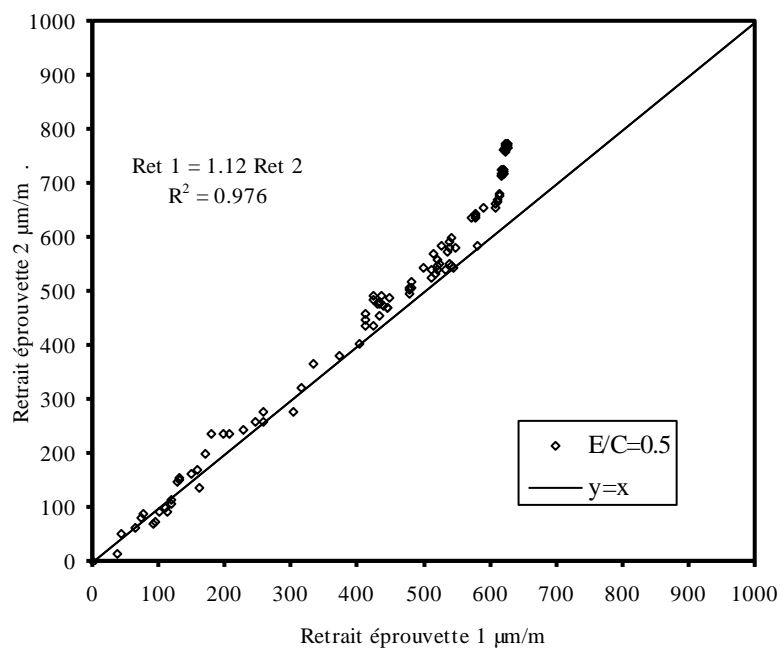
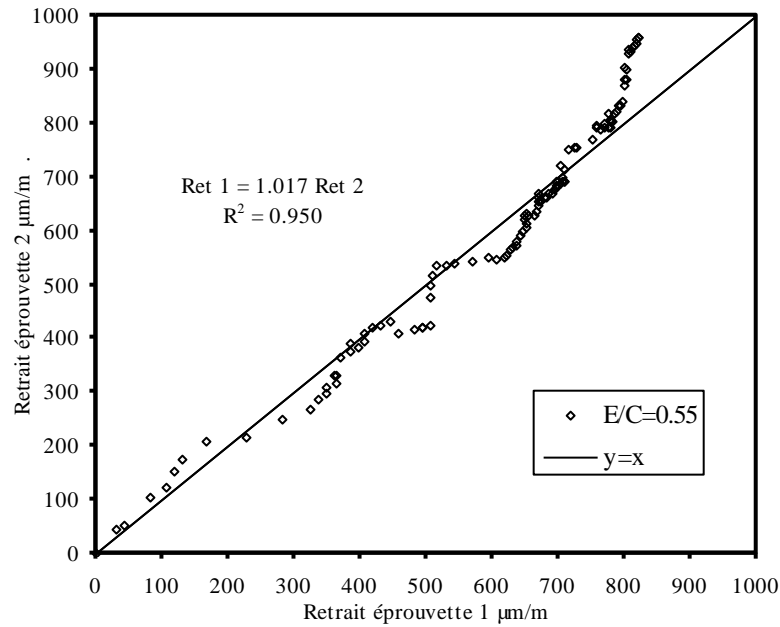


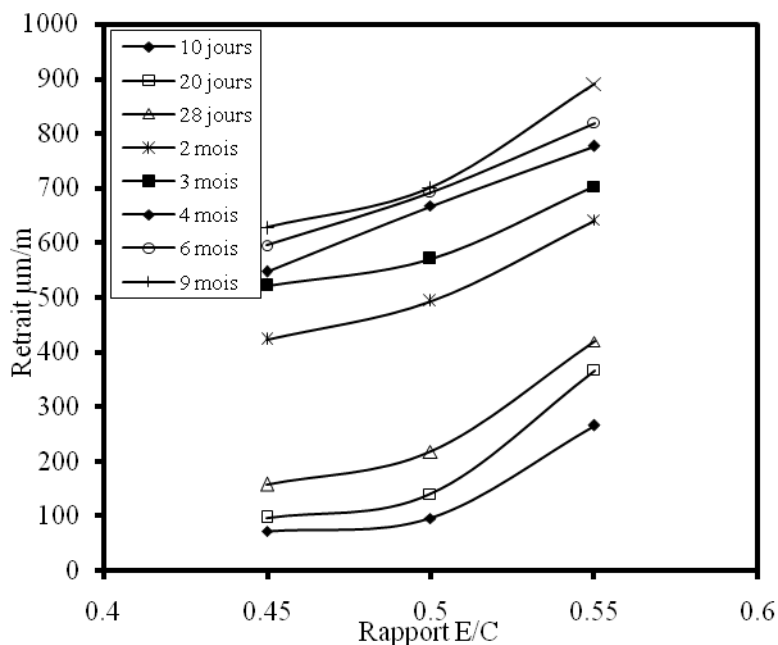
Figure 5.18 : Variation du retrait entre deux éprouvettes identiques ( $E/C=0.5$ )



**Figure 5.19 :** Variation du retrait entre deux éprouvettes identiques ( $E/C=0.55$ )

#### 5.4.4.2. Effet de la classe du béton

La figure 5.20 présente l'évolution du retrait pour différents rapports E/C. Selon ces résultats, on constate que plus le rapport E/C est élevé plus le retrait enregistré augmente. A 10 jours, les bétons confectionnés présentent un retrait de 72, 96 et 265  $\mu\text{m/m}$  respectivement pour des rapports E/C de 0.45, 0.5 et 0.55. A 28 jours, les retraits sont de 158, 217 et 419  $\mu\text{m/m}$  pour les trois bétons. Il est bien visible que le retrait est plus influencé par des rapports E/C supérieurs à 0.5 où ces valeurs augmentent considérablement. Ceci est dû à la quantité d'eau de gâchage ajoutée et qui se trouve non combinée et plus facile à s'évaporer dans une microstructure encore fragile. Le volume d'eau évaporable est plus important et la valeur du retrait final augmente. Après 9 mois d'observation, ces écarts se réduisent et les bétons enregistrent une variation linéaire de leurs retraits. Le retrait atteint 628, 700 et 890  $\mu\text{m/m}$  pour les trois classes de bétons confectionnés. En se basant sur ces résultats, on peut dire qu'un faible rapport E/C ( $E/C=0,45$ ) donne moins de retrait à condition de maintenir une bonne ouvrabilité au béton par l'ajout d'un adjuvant fluidifiant.



**Figure 5.20 :** Evolution des retraits libres en fonction du rapport E/C à différents âges de béton.

#### 5.4.5. Evolution des flèches différées

Le suivi de l'évolution des flèches constitue un moyen très efficace pour évaluer l'effet du fluage et du retrait sur le comportement différé des structures en béton armé. Les poutres isostatiques sont réalisées dans le but de concrétiser ces phénomènes et leur influence sur les structures. Leurs dimensionnements sont choisis de telle façon que les sections restent sans fissures pour le chargement correspondant. Leurs ferrillages dissymétriques visent à mettre en évidence les flèches différées dues au retrait et au fluage. Un système d'instrumentation est utilisé pour mesurer les flèches à mi travée et au quart de chaque poutre.

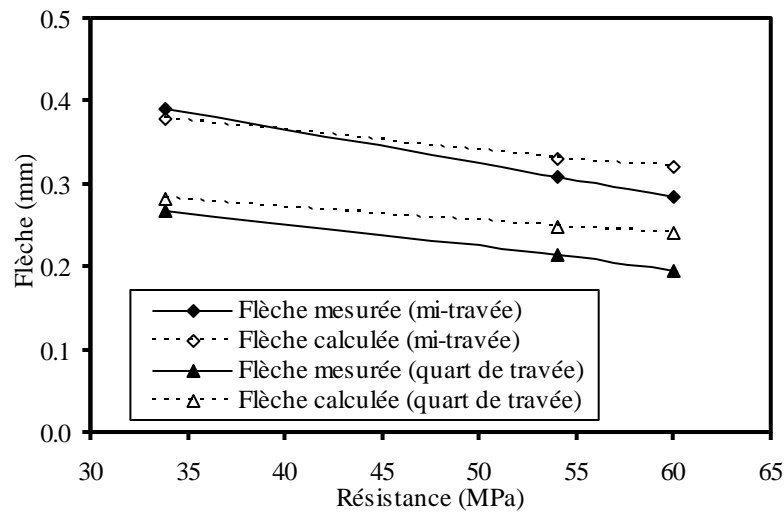
##### 5.4.5.1. Flèches instantanées

Dès la mise en charge des différentes poutres, on a relevé les flèches initiales dues au poids propre et à la surcharge. Les valeurs trouvées sont comparées aux valeurs données par les lois de la résistance des matériaux en prenant un module de déformation du béton proportionnel à sa résistance à la compression comme c'est préconisé par le BPEL 91 [71]. Le tableau 5.6 illustre les valeurs mesurées et calculées où l'écart est resté inférieur à 25% pour les flèches au quart de travée, la précision s'améliore à mi-travée où elle atteint les 2% pour certaines flèches. La figure 5.21 montrent les flèches instantanées mesurées et calculées des poutres isostatiques en fonction de la classe du béton.



**Tableau 5.6 :** Valeurs des flèches instantanées mesurées et calculées à mi-travée et au quart de travée des différentes poutres

Poutre	$R_{c28}$ MPa	A mi travée			Au quart de travée		
		Flèche calculée mm	Flèche mesurée mm	$100 \frac{F_c - F_m}{F_m}$	Flèche calculée mm	Flèche mesurée mm	$100 \frac{F_c - F_m}{F_m}$
P1	33.79	0.396	0.472	16.1	0.297	0.312	4.8
P2	33.79	0.387	0.446	13.3	0.290	0.29	0.0
P3	33.79	0.378	0.391	3.3	0.284	0.268	5.8
P4	33.79	0.370	0.362	2.2	0.277	0.223	24.4
P3	33.79	0.378	0.391	3.3	0.284	0.268	5.8
P5	54	0.331	0.309	7.2	0.248	0.214	16.1
P6	59.96	0.321	0.286	12.4	0.241	0.195	23.6

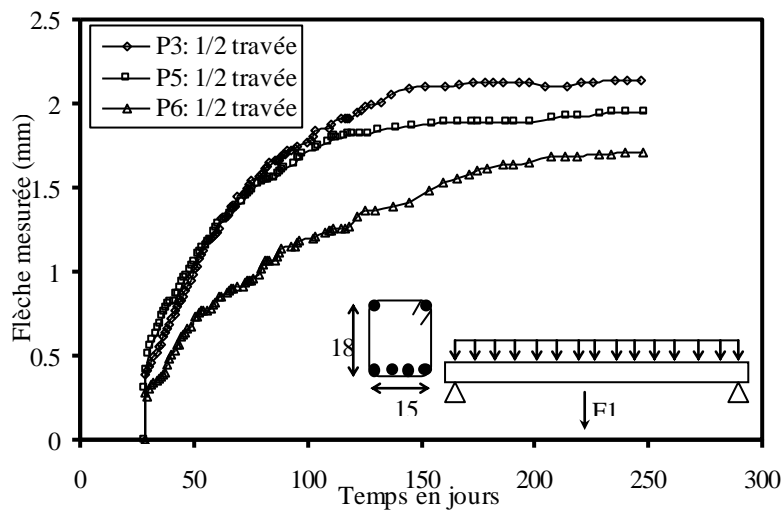
**Figure 5.21 :** Flèches instantanées mesurées et calculées des poutres isostatiques en fonction de la classe du béton

#### 5.4.5.2. Flèches différées

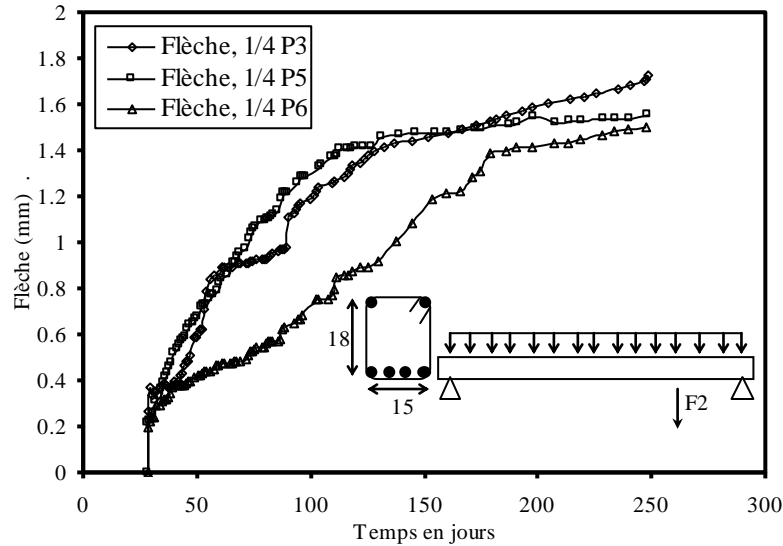
Sous l'effet du fluage et du retrait, les déformations du béton engendrent une évolution croissante des flèches des poutres en béton armé. Le programme expérimental tente de quantifier l'effet de la répartition des armatures sur le comportement différé du béton et ses conséquences sur l'évolution des flèches. De plus, trois bétons de différentes classes sont confectionnés pour mettre en évidence l'effet de la résistance sur le fluage et le retrait.

*a) Effet de la classe du béton*

Les figures 5-22 et 5-23 montrent l'évolution des flèches à mi-travée et au quart de travée pour des poutres isostatiques de même ferrailage conçues avec trois classes de bétons. La poutre P3 confectionnée avec un béton de rapport E/C de 0.55 présente des flèches plus importantes conduites par un retrait plus significatif et un fluage plus accentué. Dès la mise en charge des poutres, les flèches évoluent d'une façon très appréciable et se distinguent légèrement par leurs classes de béton. Quatre mois après le chargement les flèches se différencient par l'effet de la résistance du béton surtout pour les flèches à mi-travée. Après huit mois de mesures, les flèches atteignent 2.14, 1.95 et 1.72 mm à mi portée des poutres confectionnées avec des bétons de rapports E/C respectivement de 0.55, 0.5 et 0.45. Au quart de la travée ces flèches se réduisent et prennent les valeurs de 1.73, 1.55 et 1.5 mm, ce qui concorde avec la théorie de la résistance des matériaux.



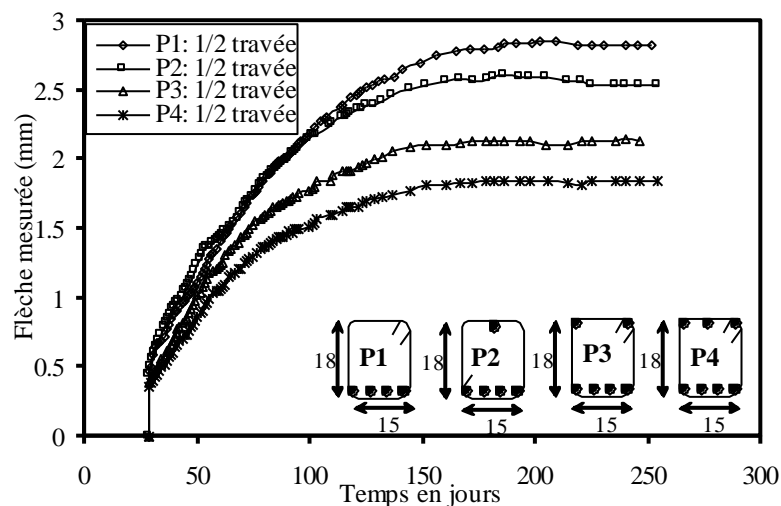
**Figure 5.22 :** Evolution des flèches différées à mi travée pour des poutres de différentes résistances du béton.



**Figure 5.23 :** Evolution des flèches différées au quart de la travée pour des poutres de différentes résistances du béton.

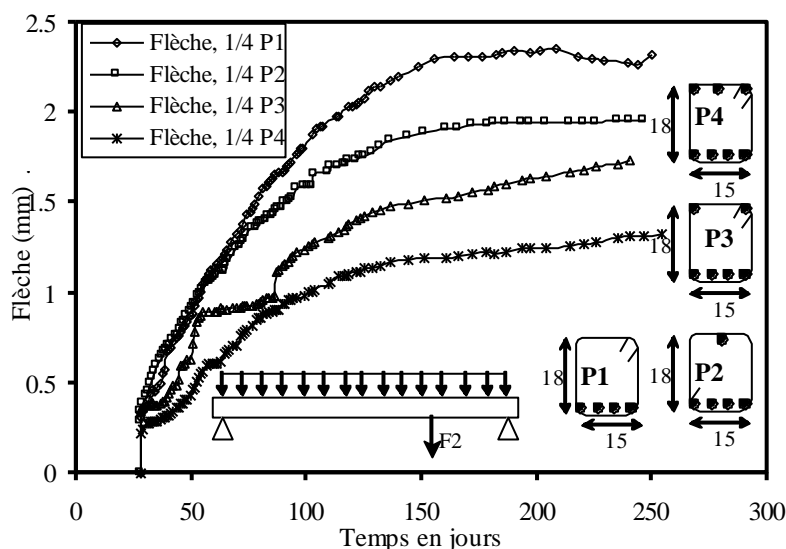
#### b) Effet du ferrailage

Les figures 5-24 et 5-25 montrent l'évolution des flèches à mi-travée et au quart de travée pour les poutres de même composition du béton et un ferrailage différent. La section d'armatures dans la zone comprimée passe de 0 à trois barres entraînant une diminution dans l'évolution de la flèche. La présence des armatures comprimées entraînent une diminution du fluage et du retrait et empêchent le développement des flèches différées. Après huit mois d'observation, la flèche à mi-travée se réduit de 2.82 à 2.53, 2.14 et 1.85 par l'introduction d'une, deux et trois barres de T10 dans la zone comprimée.



**Figure 5.24 :** Evolution des flèches différées à mi-travée pour des poutres de différents ferrillages.

Les mêmes constatations sont observées sur l'évolution des flèches au quart de travée où la répartition des armatures dans la zone comprimée joue un rôle fondamental dans l'évolution des flèches différées. Leur présence empêche le développement libre du retrait et du fluage ainsi que l'amélioration de l'inertie des sections fléchies. Après huit mois de suivi, on a enregistré des flèches de 2.32, 1.95, 1.73 et 1.32 mm pour des poutres ayant 0, 1, 2 et 3 barres de T10 dans la zone comprimée.



**Figure 5.25 :** Evolution des flèches différées au quart de la travée pour des poutres de différents ferrailages.

#### 5.4.6. Déformations différées

Pour mener à bien l'étude des phénomènes différés du béton, il est intéressant de suivre l'évolution des déformations sur différentes sections de chaque poutre. Le choix s'est basé sur deux sections distinctes de chaque poutre à savoir celle à mi travée et au quart de la travée où la fibre supérieure représentant la partie comprimée de la section a été instrumentée pour suivre l'évolution de sa déformation. La mesure directe donne en plus de la déformation instantanée celles dues à la superposition des effets du retrait et du fluage sur la fibre dans la section considérée. Les figures 5.26 et 5.27 montrent les résultats de mesure de la déformation totale.

La déformation de la fibre considérée est la superposition de la déformation initiale avec celles du fluage et du retrait. L'équation ci dessous montre l'expression donnant la valeur de cette déformation :

$$\varepsilon_t = R(28,t) + \varepsilon_0 (1 + \varphi(28,t)) \quad (5-1)$$

Avec :

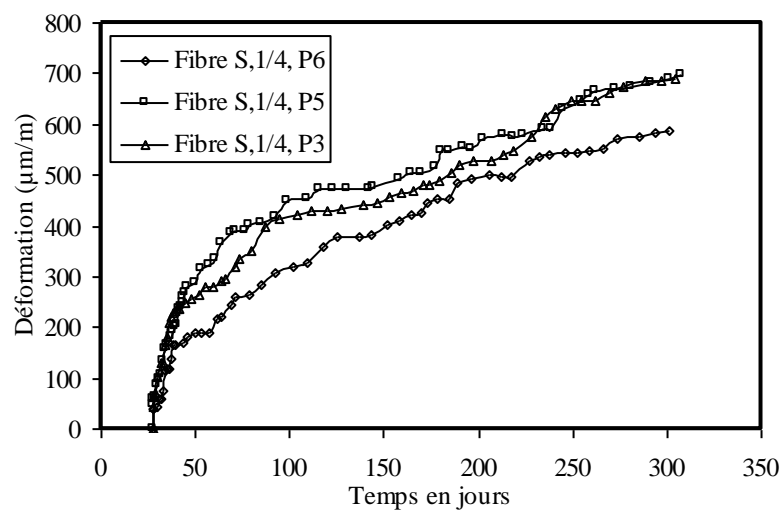
$\varepsilon_0$  : la déformation instantanée due au chargement initial

$R(t_0, t)$  : fonction de retrait du temps  $t_0$  au temps  $t$

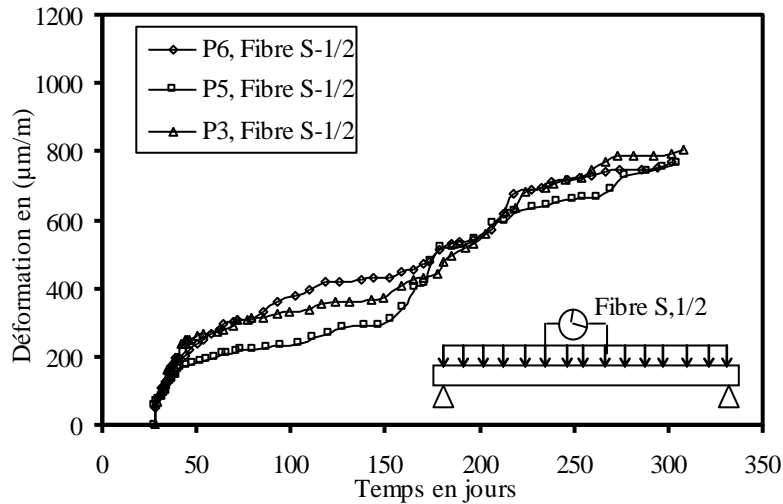
$\varphi(t_0, t)$  : fonction de fluage du temps  $t_0$  au temps  $t$

#### 5.4.6.1. Effet de la classe du béton

Pour trois poutres de ferrailage identique et confectionnées par des bétons représentant trois classes différentes, on a suivi l'évolution de la déformation de la fibre supérieure dans deux sections. Après avoir accompli leurs déformations instantanées, les déformations évoluent librement au cours du temps avec une vitesse décroissante pour atteindre une valeur limite à long terme. Au jeune âge, l'effet de la classe du béton n'est pas significatif et ne se distingue que pour des bétons de grande classe avec un rapport E/C de 0.45. A long terme, la classe du béton prend un rôle important avec des déformations qui diminuent avec l'élévation de la résistance du béton. A mi travée, la déformation de la fibre prend les valeurs de 806, 768 et 771  $\mu\text{m/m}$  pour des bétons ayant des résistances à 28 jours respectivement égales à 34, 54 et 60 MPa. D'autre part, ces fibres n'enregistrent au quart de la travée qu'une déformation de 700, 688, 586  $\mu\text{m/m}$  pour les mêmes classes de bétons.



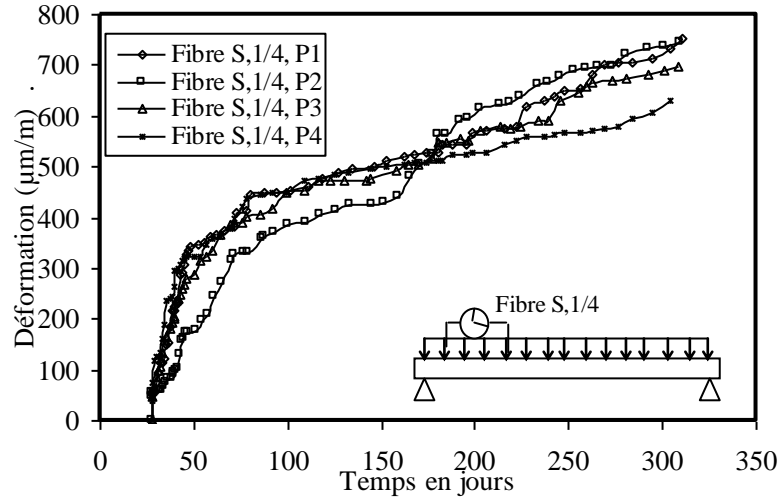
**Figure 5.26 :** Evolution des déformations au quart de la travée sur la fibre supérieure pour des poutres identiques avec trois classes de béton



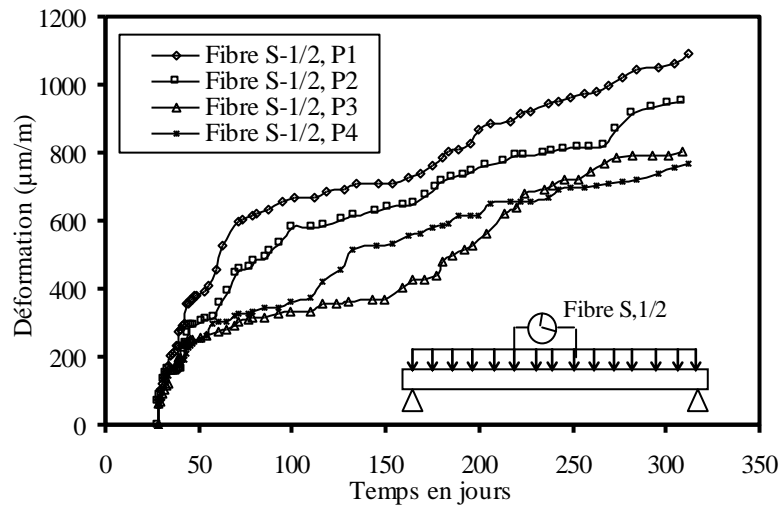
**Figure 5.27 :** Evolution des déformations à mi travée sur la fibre supérieure pour des poutres identiques avec trois classes de béton

#### 5.4.6.2. Effet du ferrailage

Afin de tester l'effet de la distribution du ferrailage sur l'évolution des déformations différées, on a conçu quatre poutres de même classe de béton et différents ferrailages. D'après les résultats représentés sur les figures 5.28 et 5.29, l'effet du ferrailage est plus significatif sur les déformations à mi travée qu'au quart de travée. Ces dernières évoluent indépendamment du type de ferrailage où ce dernier ne prend effet qu'à partir de 5 mois avec une déformation qui diminue avec l'augmentation des armatures comprimées. A mi travée, les armatures comprimées réduisent proportionnellement les déformations telles qu'on obtient 770, 806, 955 et 1093  $\mu\text{m/m}$  respectivement pour des poutres ayant 3, 2, 1 et 0 barres comprimées. La présence des armatures comprimées empêche la libre déformation du béton en réduisant la déformation instantanée, la déformation du retrait et celle du fluage.



**Figure 5.28 :** Evolution des déformations au quart de la travée sur la fibre supérieure pour des poutres de même classe de béton et différent ferrailage



**Figure 5.29 :** Evolution des déformations à mi travée sur la fibre supérieure pour des poutres de même classe de béton et différent ferrailage.

### 5.5. Evaluation des flèches différées

Pour bien mener le calcul des flèches différées dans les poutres en béton armé, on doit connaître les lois qui prédisent les déformations du fluage et du retrait.

#### a) Déformation du retrait:

L'Eurocode 2 propose la relation suivante pour prédire les déformations du retrait :

$$\varepsilon(t_o, t) = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \sqrt{\frac{t - t_o}{0.035 * h_o^2 + t - t_o}}$$

Avec :

$f_{cm}$  : résistance moyenne du béton en MPa

$RH$  : l'humidité relative du milieu de durcissement

$\beta_{sc} = 5$  pour un ciment de prise normale

$h_o = 2 \times \text{section} / \text{périmètre}$  en mm, représente l'effet d'échelle de l'élément

$\epsilon_s(f_{cm}) = (160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm})) 10^{-6}$  représente l'effet de la classe du béton

$\beta_{RH} = 1.55 \left( 1 - \frac{RH}{100} \right)^3$  représente l'effet de l'humidité relative

### b) Déformation du fluage

L'Eurocode 2 propose la relation suivante pour prédire les déformations du fluage:

$$\varepsilon(t_o, t) = \varepsilon_o \left[ 1 + \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_o) \right] \left( \frac{t - t_o}{\beta_h + t - t_o} \right)^{0.3}$$

Avec :

$h_o$  : représente l'effet d'échelle de l'élément égal à  $2 \times \text{section} / \text{périmètre}$  en mm

$f_{cm}$  : résistance moyenne du béton en MPa.

$RH$  : l'humidité relative

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_o}}, \text{ représente l'effet de l'humidité relative}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}, \text{ représente l'effet de la classe du béton}$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + t_o^{0.2}}, \text{ représente l'effet de l'âge de chargement}$$

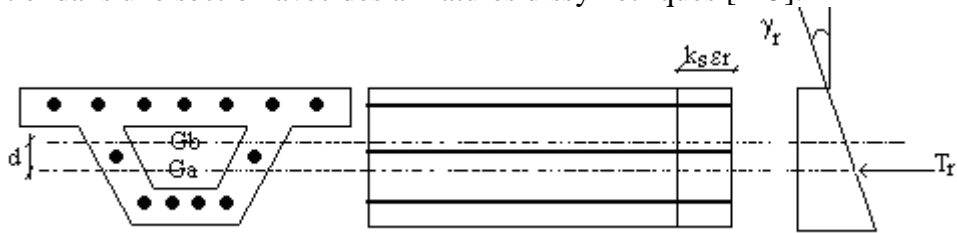
$$\beta_h = 1.5 \left( 1 + (0.012RH)^{18} \right) h_o + 250 \leq 1500$$

### *5.5.1. Evaluation de la flèche due au retrait*

Lorsqu'une dissymétrie des armatures existe dans une section en béton armé, le retrait du béton provoque une certaine courbure dans la direction de la plus forte concentration des armatures. La méthode de la force fictive de traction donne une force de compression  $T_r$  exercée au centre de gravité des armatures égale à la tension causée par un



retrait d'un béton avec le même pourcentage des armatures. La figure 5.30 montre le retrait différentiel dans une section avec des armatures dissymétriques [115].



**Figure 5.30 :** *Retrait différentiel dans une section avec des armatures dissymétriques*[115].

$$T_r = S_a k_s \varepsilon_r E_a \quad (5-3)$$

Où  $S_a$  représente la section des armatures,  $E_a$  leur module de déformation,  $\varepsilon_r$  le retrait du béton libre et  $k_s$  un coefficient de réduction tenant compte du ferrailage.

Le point d'application de cette force coïncide avec le centre de gravité des armatures, ce qui donne un moment fléchissant dans la section égal à :

$$M = T_r \cdot d \quad (5-4)$$

Le comportement élastique de la section relie la courbure au moment fléchissant appliqué par l'équation :

$$\gamma_r = \frac{1}{r} = \frac{M}{E_b I_{bo}} = \frac{T_r d}{E_b I_{bo}} \quad (5-5)$$

Pour une poutre isostatique, avec le même ferrailage pour toutes ses sections, la flèche à une distance quelconque peut être évaluée en appliquant la méthode des moments des aires d'où on trouve :

$$f_r(t) = \frac{T d}{E_b I_{bo}} \frac{L}{2} x - \frac{T d}{E_b I_{bo}} \frac{x^2}{2} \quad (5-6)$$

Où  $I_{bo}$  est le moment d'inertie de la section homogène du béton, ce dernier peut être décomposé en procédant à une séparation entre le moment d'inertie du béton ( $I_b$ ) et celui de l'acier ( $I_a$ ) ce qui donne:

$$I_{bo} = I_b + n I_a \quad (5-7)$$

### 5.5.2. Evaluation de la flèche due au fluage

Une flèche instantanée due à une charge maintenue constante évolue au cours du temps de même manière qu'un fluage simple. Sa détermination peut se faire par l'expression suivante :

$$f_i(t) = f_o + k_s f_o \varphi(t_o, t) \quad (5-8)$$

avec :

$f_o$  : est la flèche instantanée

$k_s$  : est un facteur tenant compte de la présence des armatures

$\varphi(t_0, t)$  : le coefficient de fluage de l'instant du chargement  $t_0$  au temps d'observation  $t$ .

Comme pour la RDM, on suppose que l'allure de l'axe d'un élément fléchi en béton armé dans son plan de symétrie ne dépend que du moment fléchissant appliqué, son inertie et son module de déformation, ainsi le rayon de courbure " $r$ " est donné par:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \quad (5-9)$$

La flèche instantanée  $f_0$  est évaluée par la méthode des moments des aires en intégrant la courbure donnée par l'équation 5-9 le long de la poutre d'où on obtient :

$$f_0 = \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \frac{L}{2} x - \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \frac{x^2}{2} \quad (5-10)$$

Avec :

$M_q$  : moment fléchissant dû au chargement

### 5.5.3. Evaluation de la flèche totale

La flèche totale causée par le chargement permanent, l'évolution du fluage et du retrait peut être estimée par la superposition des équations 5-6, 5-8 et 5-10.

$$f(t) = \left( \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \frac{L}{2} x - \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \frac{x^2}{2} \right) + k_s \varphi(t_0, t) \left( \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \frac{L}{2} x - \frac{M_q}{E_b I_{bo}} \frac{x^2}{2} \right) + \left( \frac{T d}{E_b I_{bo}} \frac{L}{2} x - \frac{T d}{E_b I_{bo}} \frac{x^2}{2} \right) \quad (5-11)$$

### 5.5.4. Résultats obtenus de calcul des flèches

Les résultats de calcul des flèches différées à mi-portée des six poutres sont représentés sur les figures 5.31, 5.32, 5.33, 5.34, 5.35 et 5.36. Le tableau 5.7 récapitule les variations entre les flèches calculées et mesurées où l'écart se situe entre 10 et 40%. L'écart augmente avec l'âge d'observation où le fluage et le retrait atteignent leurs plus grandes valeurs. Entre le premier et le neuvième mois, cet écart varie de 16 à 29% pour la poutre P1, 13 à 34% pour la poutre P2, 3 à 32% pour la poutre P3, 2 à 36% pour la poutre P4, 7 à 42% pour la poutre P5 et de 12 à 37% pour la poutre P6. De même, l'écart varie avec le ferrailage et d'autant plus que les armatures comprimées augmentent, tel qu'on enregistre un écart variant de 29, 34, 32 et 36% respectivement pour les poutres P1, P2, P3 et P4. Les écarts enregistrés peuvent être expliqués par les valeurs importantes du fluage et du retrait observés dans les conditions locales de conservation qui dépassent celles données par la réglementation en vigueur. Ces valeurs progressent avec l'amplification des

phénomènes différés et lorsque le calcul fait intervenir l'effet de la présence des armatures comprimées.

Tableau 5.7: Flèches mesurées et calculées à mi portée des différentes poutres

Temps en jours		28	60	90	120	150	180	210	240	270
P1	Calcul (mm)	0.40	1.37	1.55	1.71	1.78	1.87	1.95	1.98	2.01
	Mesure (mm)	0.47	1.36	1.97	2.24	2.40	2.54	2.70	2.80	2.84
	(cal-mes)/mes %	-16.14	0.45	-21.32	-23.54	-26.04	-26.22	-27.96	-29.26	-29.11
P2	Calcul (mm)	0.39	1.21	1.34	1.47	1.53	1.60	1.65	1.69	1.72
	Mesure (mm)	0.45	1.44	1.93	2.17	2.31	2.39	2.50	2.59	2.60
	(cal-mes)/mes %	-13.33	-16.04	-30.50	-32.16	-33.98	-33.00	-34.29	-34.54	-33.79
P3	Calcul (mm)	0.38	1.04	1.15	1.25	1.30	1.35	1.38	1.42	1.44
	Mesure (mm)	0.39	1.22	1.65	1.79	1.91	1.98	2.10	2.14	2.13
	(cal-mes)/mes %	-3.31	-14.85	-30.71	-30.37	-31.77	-31.90	-34.02	-33.49	-32.29
P4	Calcul (mm)	0.37	0.88	0.96	1.03	1.08	1.11	1.14	1.16	1.18
	Mesure (mm)	0.36	1.07	1.44	1.55	1.66	1.72	1.81	1.85	1.84
	(cal-mes)/mes %	2.05	-17.91	-33.22	-33.61	-34.91	-35.28	-37.33	-37.02	-35.93
P5	Calcul (mm)	0.33	0.83	0.91	0.99	1.03	1.07	1.09	1.12	1.14
	Mesure (mm)	0.31	1.28	1.58	1.80	1.83	1.89	1.89	1.93	1.95
	(cal-mes)/mes %	6.70	-35.18	-42.57	-45.26	-43.52	-43.50	-42.27	-41.88	-41.70
P6	Calcul (mm)	0.32	0.80	0.87	0.95	0.99	1.02	1.05	1.07	1.09
	Mesure (mm)	0.29	0.86	1.09	1.26	1.37	1.56	1.64	1.69	1.72
	(cal-mes)/mes %	12.08	-7.41	-20.23	-24.89	-27.73	-34.52	-36.24	-36.65	-36.74

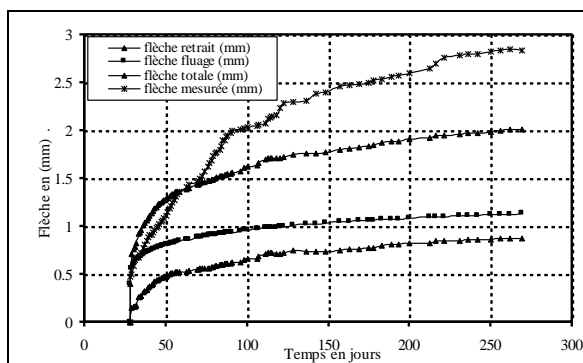


Figure 5.31 : Flèche calculée et mesurée de la poutre P1 (4T10+0T10,  $f_{c28}=34$  MPa)

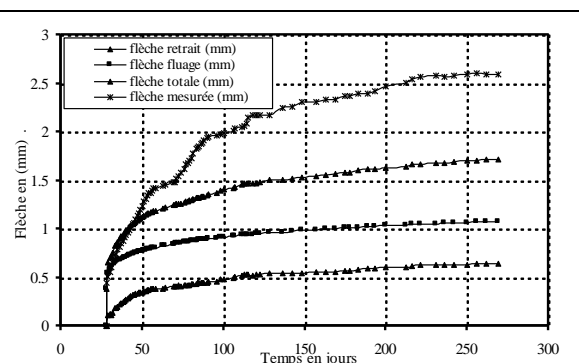
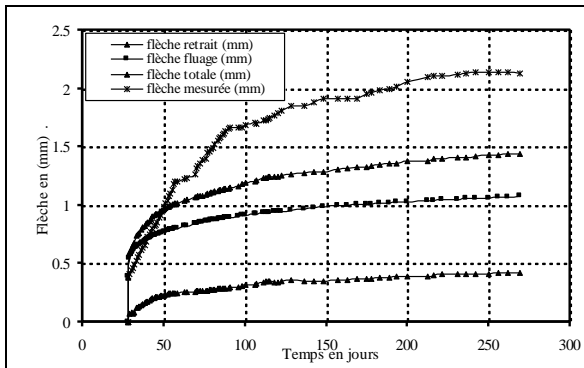
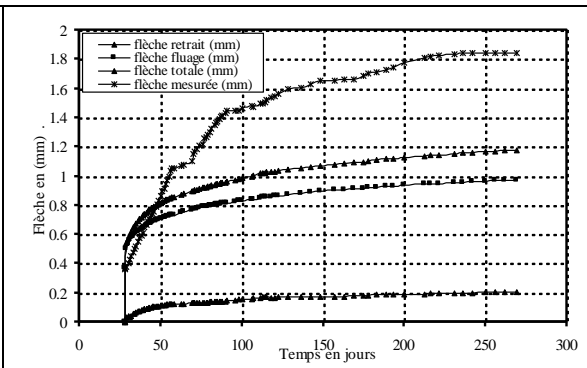


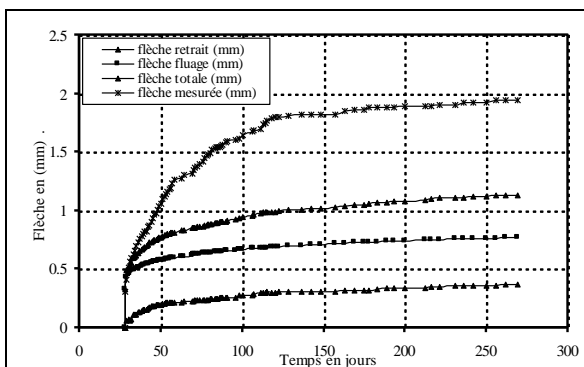
Figure 5.32 : Flèche calculée et mesurée de la poutre P2 (4T10+1T10,  $f_{c28}=34$  MPa)



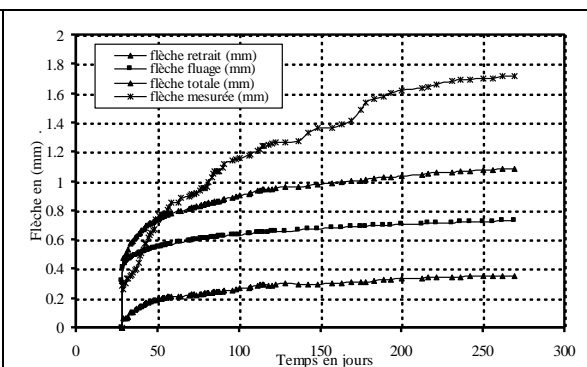
**Figure 5.33 :** Flèche calculée et mesurée de la poutre P3 (4T10+2T10,  $f_{c28}=34$  MPa)



**Figure 5.34 :** Flèche calculée et mesurée de la poutre P4 (4T10+3T10,  $f_{c28}=34$  MPa)



**Figure 5.35 :** Flèche calculée et mesurée de la poutre P5 (4T10+2T10,  $f_{c28}=54$  MPa)



**Figure 5.36 :** Flèche calculée et mesurée de la poutre P6 (4T10+2T10,  $f_{c28}=60$  MPa)

## 5.5. Conclusion

Les résultats expérimentaux permettent une évaluation de l'influence de la résistance à la compression du béton et le ferrailage sur l'évolution du retrait et du fluage. La mesure des déformations instantanées et différées ainsi que les flèches de poutres en béton armé à mi-travée et au quart de la travée a mis en évidence une relation directe avec la classe du béton et la présence des armatures comprimées. Il est bien visible que le retrait est plus influencé par des rapports E/C supérieurs à 0.5 où ces valeurs augmentent considérablement. Le retrait atteint 628, 700 et 890  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour des bétons de classe 60, 54 et 34 MPa. La comparaison des déformations instantanées avec la théorie de calcul donne un écart inférieur à 25% pour les flèches au quart de travée, cet écart s'améliore à mi-travée où il atteint les 2%. Les mesures de déformations sur une période de 10 mois ont permis de mettre en évidence l'influence des armatures comprimées ainsi que l'effet de la classe de béton. L'addition des armatures comprimées réduit les flèches à long terme. Cette réduction est significative à partir du 5<sup>ème</sup> mois et pour un béton de résistance élevée. De même, l'utilisation des armatures comprimées pour réduire les déformations différées est très importante pour des bétons de faible résistance.

# Conclusions et recommandations

## *Conclusions générales*

Les prédictions imprécises des effets du fluage et du retrait peuvent avoir des conséquences indésirables sur toutes les parties concernées ; concepteurs, constructeurs, possesseurs, utilisateurs, assureurs, institutions financières etc.....Plusieurs facteurs affectent l'évolution du retrait et du fluage tels que le rapport E/C, l'humidité relative, la taille de l'élément et la température. D'autres facteurs ont des effets moins compréhensibles sur ces phénomènes comme le type et la composition chimique du ciment, la granulométrie des agrégats et les ajouts. Une meilleure compréhension de ces effets est d'identifier les phénomènes physiques dominants concernés et ensuite séparer les propriétés des matériaux des effets structuraux. Ces derniers sont caractérisés dans le laboratoire par des tests sur de petits spécimens : des éprouvettes et des poutres sous des conditions homogènes.

L'évolution de la résistance à la compression des mortiers contenant différentes quantités d'ajouts minéraux montre l'effet bénéfique de la poudre de calcaire sur la résistance pour de faibles taux de substitutions. Les taux de 5 à 15% sont retenus et donnent des résistances comparables au mortier témoin mais plus économiques et écologiques. Au-delà, l'ajout s'avère inefficace. Des taux de substitution de 10 à 20% de pouzzolane naturelle donnent des résistances inférieures à celles d'un mortier témoin au jeune âge et ceci est dû à la dilution et à l'absence de la réaction pouzzolanique. Les résistances de mortier au laitier sont inférieures par rapport au mortier témoin au jeune âge et ceci est dû à la réactivité du laitier qui exige une solution très basique conduisant à une faible évolution de la résistance à la compression. Le taux de 30% est très significatif sur les résistances et ceci est dû à l'effet hydraulique du laitier.

Le retrait total évolue très rapidement pour tous les types d'éprouvettes à cause de la taille de ces dernières qui rend la dessiccation plus favorable. A long terme, le retrait du mortier témoin et celui au calcaire se rejoignent. A long terme, le retrait du mortier à la pouzzolane à 20% atteint celui du mortier témoin et reste inférieur au-delà de ce taux.

Une relation linéaire est établie entre la résistance à la compression et le retrait, cette corrélation est plus significative pour le retrait total. Il est montré qu'il y a une valeur de

résistance de 20 MPa pour laquelle le comportement du retrait entre le ciment aux ajouts et le ciment témoin s'inverse.

L'incorporation de différents dosages de superplastifiant a permis d'avoir un affaissement entre 14 et 15 cm pour les trois bétons. La variation du dosage requis en fonction du rapport E/C prend une forme linéaire avec un coefficient de corrélation très proche de l'unité. Cette relation peut être utilisée dans la plage des valeurs testées et pour les matériaux employés.

$$\text{Dosage Sp(\%)} = 7.6 - 12 \frac{E}{C}$$

La résistance à la flexion décroît avec l'augmentation du rapport E/C où le béton conçu avec un rapport E/C de 0.55 présente une plus faible résistance comparée à celles des autres bétons. La pente des courbes de résistances en fonction du rapport E/C devient plus accentuée dès qu'on dépasse un rapport E/C de 0.5.

Le rapport E/C joue un rôle primordial dans le développement des résistances mécaniques où la résistance à la compression a gagné 39, 37 et 23 MPa de 2 à 28 jours respectivement pour un rapport E/C de 0.45, 0.5 et 0.55. Par contre, de 28 à 90 jours ce gain n'est que 8, 5 et 3 MPa. Lorsque le rapport E/C dépasse 0.5, le développement des résistances est plus ralenti au jeune âge et pratiquement arrêté au-delà de 28 jours.

Le retrait des différentes éprouvettes croît rapidement dès le premier jour, après 28 jours sa vitesse décroît et ses valeurs finales se stabilisent dès qu'on dépasse quatre mois d'observation. Plus le rapport E/C est élevé plus le retrait enregistré augmente. De plus, le retrait est plus influencé par des rapports E/C supérieurs à 0.5 où ces valeurs augmentent considérablement. Après 9 mois d'observation, ces écarts se réduisent et les bétons enregistrent une variation linéaire de leurs retraits. Le retrait atteint 628, 700 et 890  $\mu\text{m/m}$  pour les trois classes de bétons confectionnés. De ces résultats, on peut dire qu'un faible rapport E/C (E/C=0,45) donne moins de retrait à condition de maintenir une bonne ouvrabilité au béton par l'ajout d'un adjuvant fluidifiant.

La comparaison des flèches mesurées et calculées des différentes poutres a donné un écart inférieur à 25% pour les flèches au quart de travée, cette précision s'améliore à mi-travée où elle atteint les 2% pour certaines flèches.

Dès la mise en charge des poutres, les flèches évoluent d'une façon très appréciable et se distinguent légèrement par leurs classes de béton. Quatre mois après le chargement les flèches se différencient par l'effet de la résistance du béton surtout pour les flèches à mi-travée. Après huit mois de mesures, les flèches atteignent 2.14, 1.95 et 1.72 mm à mi-portée des poutres confectionnées avec des bétons de rapports E/C respectivement de 0.55, 0.5 et 0.45. Au quart de la travée ces flèches se réduisent et prennent les valeurs de 1.73, 1.55 et 1.5 mm, ce qui concorde avec la théorie de la résistance des matériaux.

La présence des armatures comprimées entraînent une diminution du fluage et du retrait et empêchent le développement des flèches différées. Après huit mois d'observation, la flèche à mi-travée se réduit de 2.82 à 2.53, 2.14 et 1.85 par l'introduction d'une, deux et trois barres de T10 dans la zone comprimée.

Après avoir accompli leurs déformations instantanées, les déformations évoluent librement au cours du temps avec une vitesse décroissante pour atteindre une valeur limite à long terme. Au jeune âge, l'effet de la classe du béton n'est pas significatif et ne se distingue que pour des bétons de grande classe avec un rapport E/C de 0.45. A long terme, la classe du béton prend un rôle important avec des déformations qui diminuent avec l'augmentation de la résistance du béton.

La présence des armatures comprimées empêche la libre déformation du béton en réduisant la déformation instantanée, la déformation du retrait et celle du fluage. L'effet du ferrailage est plus significatif sur les déformations à mi travée qu'au quart de travée. Ces dernières évoluent indépendamment du type de ferrailage où ce dernier ne prend effet qu'à partir de 5 mois avec une déformation qui diminue avec l'augmentation des armatures comprimées.

Un calcul des flèches différées est établi en utilisant les lois qui prédisent les déformations du fluage et du retrait d'après l'Eurocode II. La méthode des moments des aires est appliquée pour calculer les flèches et les résultats obtenus sont comparés à ceux mesurés où l'écart est inférieur à 30% à mi-travée. Cet écart augmente avec l'âge d'observation où le fluage et le retrait atteignent leurs plus grandes valeurs. De même, l'écart varie avec le ferrailage et d'autant plus que les armatures comprimées augmentent.



**Recommandations :**

Malgré tous les travaux menés sur le fluage et le retrait depuis plus d'un siècle, les chercheurs restent toujours préoccupés par ces phénomènes et leurs effets structuraux. Ce travail nous a permis de mettre un pas dans ce domaine de recherche et nous a encouragés à entamer d'autres investigations. Pour cela, on prévoit de futurs travaux :

- ✓ Lancer un champ d'investigation sur les nouveaux matériaux entrant dans la confection des nouveaux bétons.
- ✓ Contribuer à l'évaluation des conditions atmosphériques locales de notre pays dans l'évolution du comportement différé du béton. De nouveaux modèles de prédictions ou de coefficients de corrections doivent être élaborés selon les conditions locales.
- ✓ Développer des méthodes de calcul ou des outils numériques pour évaluer les effets structuraux du fluage et du retrait pour les structures en tenant compte de la répartition des armatures.
- ✓ Lancer un programme d'instrumentation des nouveaux ouvrages afin de suivre leurs comportements différés et ajuster les modèles de calcul existants.



# Références bibliographiques

## Références Bibliographiques

- 1 Aitcin P.C., « Bétons Haute Performance », Edition Eyrolles, 2001.
- 2 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.
- 3 Auperin M., Richard P., De Larrad F., Acker P., *Retrait Et Fluage De Bétons A Hautes Performance, Influence De L'Age Au Chargement. Annale de l'I.T.B.T.P mai 1989 N°474*
- 4 Aitcin P.C., Neville A., Acker P., « Les Différents Types de Retrait du Béton », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° 215, Mai-Juin 1998, pp.41-51.
- 5 P. Acker *Critique Des Modèles De Calcul Actuels, Orientation Pour Les Recherches Future. Annale de l'I.T.B.T.P juillet-Aout- 1987 N°456*
- 6 Vernet C., « Petit Menento de la Chimie des Ciments », *La Durabilité des Bétons*, Edité par Olivier J.P., Baron J., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.
- 7 Granger L., « Comportement Différé du Béton dans les Enceintes Nucléaires : Analyse et Modélisation », *Série Ouvrages d'Art – OA 21*, Avril 1996, 381 p.
- 8 Gardner N. J., Lockman M. J., « Design Provisions for Drying Shrinkage and Creep of Normal Strength Concrete », *ACI Materials Journal*, Vol. 98, N° 2, Mar.-Apr. 2001, pp. 159-167.
- 9 Baron J., « Fissuration du béton par hydratation localement différée du ciment », *Laboratoires des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche N° 15*, Mai 1971.
- 10 GCI – 714 « Cours : Durabilité et Réparations du Béton », Université de Sherbrooke, CANADA, Juillet 2009.
- 11 Baron J., « Les retraits de la pâte du ciment », in *Le béton hydraulique : connaissance et pratique*, Presses des de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982, pp.485-502.
- 12 Baroghel- Bouny V., « Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons », Thèse de l'Ecole Nationale des Pont et Chaussées, Paris , 1994.
- 13 Neville A. M., « Propriétés des bétons », Eyrolles, Paris, France, 2000.
- 14 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, 1992, pp. 173-226.
- 15 Claisse P.A., El-Sayad H., Shaaban I.G., « Permeability and pore volume of carbonated concrete », *ACI Materials Journal*, Vol. 96, N° 3, 1999, pp. 378-381.
- 16 Neville A.M, Brooks J.J., « Concrete Technology », co-published in the United States with John Wiley, Longman Group UK Limited, 1987.
- 17 Berthier P.M., « Physique des bétons et des Aciers pour Ouvrages en Béton Précontraint », *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment Travaux Publics*, N° 389, Décembre 1980, pp.35-66.

- 18 Ödman S.T.A., « *Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of concrete on shrinkage* », RILEM/CEMBUREAU International Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes, 20 pp., Madrid, 1968.
- 19 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, 1979, pp. 103-110.
- 20 Troxell G.E., Raphael J.E., Davis R.W., « *Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete* », Proceeding ASTM 58, 1958, pp.1101-1120.
- 21 Bryant A.H., Vadhanavikkit C., « *Creep, shrinkage and age at loading* », ACI Materials Journal, Vol. 84, N° 2, March-April 1987, pp. 117-123.
- 22 Bazant Z.P., Wittmann F.H., « *Creep and Shrinkage in Concrete Structures* », John Wiley and Sons, 1982
- 23 Brahma A., Bal L., « *Evolution of the drying shrinkage of high performance concrete*», Cement Combination for Durable Concrete, Proceeding of the International Conference Held at the University of Dundee, Scotland UK on 5-7 july 2005.
- 24 Wittmann F.H., Lunk P., Muller T., « *Feuchtigkeits- und Ionentransport beigerissene Stahlbetonbauteilen*», EidgenössischesVerkehrs-und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau, Heft 538, 1998.
- 25 P. Rossi Une Nouvelle Approche Concernant le Fluage et la Relaxation Propres du Béton. Bull de Liaison Labo P.CH 153 Jan/Fev 1988
- 26 L'Hermite R.G., « *quelques compléments à l'étude expérimentale du fluage du béton en compression simple*», annales de l'institut technique du bâtiment travaux publics, sérs béton (179), N° 373, 1978, pp17-20
- 27 Bazant Z.P., « *Creep analysis of concrete structures*», Nuclear Engineering and Design, 1972
- 28 Ghali et al « *Concrete Structure : Stresses and deformations* » Chapman and hall, London, 1986
- 29 Pickett G, « *The Effect of Change in Moisture Content on the Creep of Concrete under Sustained Loading*», Journal of Americain Concrete Institute, Proc., Vol. 36, 1942
- 30 Bazant Z.P., « *State of the art report on creep and shrinkage of concrete : Mathematical Modelling* » , Proceedings of the Fourth RILEM International Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete, Mathematical Modelling, Evanston, 1988, pp. 41-455.
- 31 Ulm F.J., Acker P., « *Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons* », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XX, 1998, pp. 73-82.
- 32 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, 1982,pp. 335-364.
- 33 Wittmann F.H., « *Einflub des Feuchtigkeitsgehalyses auf das Kriechen des Zementsteines* », Rheologica Acta, Vol. 9, N° 2, pp. 282-287, 1970.

- 34 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, 1997, 165 p.
- 35 Ruetz W., « An hypothesis for the creep of the hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage », *Proceeding of the structure of concrete and its behaviour under load*, Londres, 1968, pp.365-387.
- 36 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, 1982, pp. 129-161
- 37 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, 1999, pp. 21-37.
- 38 Bazant Z.P., Hauggaaed A.B., Baweja S., and Ulm F.J., « Microprestressing-solidification theory for concrete creep-I : Aging and drying effects », *Journal of Engineering Mechanics*, 123, N°11, 1997, pp. 1188-1194.
- 39 Bousaid E., « Contribution à la modélisation des effets différés du bois et du béton sous conditions climatiques variables, application aux structures mixtes bois-béton », Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon, 2003.
- 40 Acker P., Colson A., Granger L., Rossi P., and 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, Paris, 1997, pp. 575-654.
- 41 Bazant Z.P., Wu S.T., « Rate type creep law of aging concrete based on Maxwell chain », *Materials and Structures*, Vol. 7 N° 37, 1974, pp. 45-60.
- 42 Wittmann F.H., Roelfstra P.E., « Total deformation of loaded drying concrete », *Cement and Concrete Research*, Vol. 10, N° 6, 1980, pp. 601-610.
- 43 Torrenti J.M., « Comportement multiaxial du béton : aspects Expérimentaux et modélisation », Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1987.
- 44 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.
- 45 Day R.L., Cuffaro P., Illston J.M., « The effect of drying on the drying creep of hardened Cement paste », *Cement and Concrete Research*, Vol. 14, N° 3, 1984, pp. 329-338.
- 46 Powers T.C, « The thermodynamics of volume change and creep », *Materials and constructions*, Vol 1, N° 6, 1968, pp. 487-507.
- 47 Bazant Z.P., Chern J.C., « Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism », *Materials and Structures*, Vol. 18 N° 103, 1985, pp. 1-30.
- 48 Brooks J.J., « The influence of pore stress on creep of hardened cement paste », in Ulm F.J., Bazant Z.P., Wittmann F.H., (Eds.), « *Creep, Shrinkage and durability mechanics of concrete and other Quasi-Brittle materials* », Elsevier, Cambridge, 2001, pp. 61-66.

- 49 Smadi M.M., Slate F.O., Nilson A.H., « Shrinkage and creep of high-, medium, and low-strength concrete, including overloads », *ACI Materials Journal*, Vol. 84, N° 3, 1987, pp.224-234
- 50 Harsh S., Shen Z., Darwin D., « Strain-rate sensitive behaviour of cement paste and mortar in compression », *ACI Materials Journal*, Vol. 87, N° 5, 1990, pp. 508-516.
- 51 Benaissa A., Morlier P., Viguier C., « Fluage et retrait du béton de sable », *Matériaux et Structure/Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, pp. 333-339.
- 52 Bissonnette B., Pigeon M., « Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes », *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, N° 5, 1995, pp. 1075-1085.
- 53 Ostergaard L., Lange D.A., Altoubat S.A., and Stang H., « Tensile basic creep of early-age concrete under constant load », *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, N° 12, 2001, pp.1895-1899
- 54 Bennett EW, Loat DR, *Retrait et fluage du béton en fonction de la finesse du ciment portland*, *Magazine of concrete research*, GB, V22, N°71, pp 69-78.
- 55 Ngab A.S., Nilson A.H., Slate F.O., « Behavior of high strength concrete under sustained compressive stress », Report N° 80-2, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1980.
- 56 Russell H.G, Corley W.G, « Time dependent behavior of columns in water tower place », *Seminar course manual/SCM -15 (87)*, *ACI Journal*, 1987.
- 57 Song H.W., Kim S.H., Byun K.J., Song Y.C., « Creep prediction of concrete for reactor containment structures », *Nuclear Engineering and Design*, 217, 2002, pp. 225-236.
- 58 Guy Coquillat, « Mesures Fondamentales Sur Eprouvettes, Définition et Méthodes Expérimentales ». *Annale de l'I.T.B.T.P juin 1987*, N°455
- 59 M.Thénoz, « Redistribution Des efforts Par Fluage Dans Les ponts Construits Par Encorbellement », *Journées Nationales De L'AFPC -AVRIL 1974 Bull.Liaison des Pont et Chaussées N°72 Juillet-Aout 1974*.
- 60 J Courbon, « Influence du Fluage Linéaire sur L'Equilibre des Systèmes Hyperstatiques en Béton Précontraint ». *Annale de l'I.T.B.T.P N°455 Fev. 1968*
- 61 W. Nowacki, « Théorie du Fluage » *Edition Eyrolles*, 1965
- 62 H.Thonier, « Béton Précontraint aux Etats Limites » *Presse de l'ENPC*
- 63 Lacroix & Fuentes, « Le Projet De Béton Précontraint »
- 64 A. Huber, "Effect of Hyperstatic Prestressing Moments and the Carrying Capacity of Continuous Beams". *ACI journal juillet-aout 86*
- 65 J. Bruneau, « Redistribution des Efforts Dans les Ponts Hyperstatiques en Béton Précontraint; Interprétation de Résultats Expérimentaux sur Ouvrages en Place ». *Bull. Liaison des Ponts et Chaussées N°96 Juillet-Aout 1978*.
- 66 J.C.Doimerre, « Etude des Effets Différés dans les Structures en Béton et Domaine d'Utilisation des Méthodes Théoriques ». *Annales des Travaux Publiques de Belgique*.



- 67 C.Huet & P.Acker & J.Baron, "Fluage et autres Effets Rhéologiques Différés du Béton ». *Le Béton Hydraulique & Connaissance et Pratique, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 1982
- 68 A.Ghali & M.M.Elbadry, "Computer-Aided Design for Serviceability of Prestressed and Non-Prestressed Reinforced Concrete Frames". *Computational Modelling of Reinforced Concrete Structures. Ee nest Hinton and Owen*.
- 69 M.Y.Lau, « Calcul Des Effets Structuraux », *Annale de l'I.T.B.T.P* juin 1987 N°455
- 70 P.Acker, « Le Problème des Pertes de Précontrainte par Fluage et Relaxation Combinés ». *Bull.Liaison des Ponts et Chaussées*, N°96 Juillet-Aout 1978.
- 71 BPEL 91, « Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Précontraint suivant la Méthode des Etats Limites », AVRIL 1992.
- 72 P.Acker & M.Y.Lau & F.Collet, « Comportement Différé du Béton, Validité Expérimentale de la Méthode du Temps Equivalent », *Bull de liaison des labo P.CH* 163 Sep-Oct 89
- 73 A.Friaa & J.M.Menot, « Fluage et Relaxation dans un Pont Précontraint, Etude Mathématique et Numérique ». *Revue tunisienne de l'équipement* 6eme année N°21 juillet-Aout-Sept 1977.
- 74 Z.P.Bazant and F.H.Wittman, "Creep and Srinkage of Concrete", a Wiley Inter-science Publication.
- 75 B.Fouré & Nung zen Tao, « Redistribution des Efforts dus au Fluage du Béton dans une Poutre Précontrainte à deux Travées, Etude expérimentale », *Annale de l'I.T.B.T.P* N°461 janvier 1988.
- 76 Zen-Tao Nung, « Déformation Différés et Redistribution des Efforts sous l'Effet du Fluage dans les Structures en Béton Précontraint ». *Annale de l'I.T.B.T.P* N°456, juillet-Aout- 1987
- 77 P.Acker, « Interprétation des Mesures, Modélisation pour le Calcul Débouchés sur la Réglementation ». *Annale de l'I.T.B.T.P* N°456 juin – 1987.
- 78 Lau & Jiang, « Application des Résultats des Recherches Récentes à l'étude de Déformations Différées du Pont De Savines ». *Division Matériaux et Structures pour Ouvrages d'Art (CEBTP)* Nov. 89
- 79 Maurice Diruy, « Fluage des Structures en Béton Précontraint, le point sur les expérimentations faites par le LCPC depuis 15ans. *Annale de l'I.T.B.T.P* N°:455 juin – 1987.
- 80 R. Le Roy, J.M.Cussac, O.Martin, « Structures sensitive to creep : from laboratory experimentation to structural design- The case of the Avignon high speed rail viaduct" *Revue française de genie civil. Volume3-n°3-4/1999*, pages 133 to 157
- 81 R.F.Warner, "Influence of Creep and Shrinkage on the Behaviour of Reinforced Concrete Beams", *Symposium: l'Influence du Fluage et du Retrait, l'Effet des Changements de la Température sur les Construction en Béton, MADRID 70*.
- 82 Charles A.MILLER, "Creep Effects in Continuous Reinforced Concrete Beams. *Symposium : l'Influence du Fluage et du Retrait, l'Effet des Changements de la Température sur les Construction en Béton. MADRID 70*.



- 83 A. Al-Manaseer, S.Lakshmikantan, « Comparison between Current and Future Design Code Models for Creep and Shrinkage », *Revue française de génie civil*. Volume3-n°3-4/1999, pages 39 to 59
- 84 Kent A. Paulson, Arthur H. Nilson, Kenneth c. Hover, " Long-Term Deflection of High-Strength Concrete Beams ", *ACI Materials Journal*, V. 88 n°2 March-April 1991
- 85 M. Sule, K. van Breugel, "The effect of reinforcement on early age cracking due to autogenous shrinkage and thermal effects", *Cement and Concrete composite* 26 (2004) 581-587
- 86 Antonio R. Mari, Jesus M. Bairan, Noemi Duarte, « Long-term deflections in cracked reinforced concrete flexural members », *Engineering Structures* 32 (2010)929-842
- 87 J. C. Chern and Y. G. Wu, "Long Term Behavior of a Composite Prestressed Concrete Railway Bridge", *ACI SP 129-1*
- 88 Sellevold EJ, Nilsen T. « Les fumées de silice condensées dans la fabrication du béton: une étude mondiale. In: Matériaux supplémentaires en cimenterie ». CANMET; 1987. p. 183–73.
- 89 Mehta PK. « Pouzzolanes naturelles. In: Matériaux complémentaires en cimentation ». CANMET; 1987. p. 3–38.
- 90 Mehta PK. "Pozzolanic and cementitious by-products in concrete: another look. In: Proceedings of the 3th CANMET/ACI international conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete", Trondheim, Norway; 1989. p. 1–43.
- 91 Katri RP, Sirivivatnanon V, Gross W. "Effect of different supplementary cementitious materials on mechanical properties of high performances concrete". *Cem Concr Res* 1995; 25:209–20.
- 92 Jianyong L, Yan Y. "A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete". *Cem Concr Res* 2001; 31:1203–6.
- 93 ACI Committee 232. "Use of fly ash in concrete. Manual of concrete practice", ACI 232.2R-96, 33p.
- 94 Chen JC, Chan YW. "Effect of temperature and humidity conditions on the strength of blast furnace slag cement concrete. In: Proceedings of the 3th CANMET/ACI international conference of fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete", Trondheim, Norway; 1989. p. 1377–97.
- 95 Atiz CD, Kilic A, Sevim UK. "Strength and shrinkage properties of mortar containing a nonstandard high calcium fly ash". *Cem Concr Res* 2004; 34:99–102.
- 96 Chindaprasirt P, Homwuttiwong S, Sirivivatnanon V. "Influence of fly ash fineness on strength, drying shrinkage and sulphate resistance of blended cement mortar". *Cem Concr Res* 2004; 34:1087–92.
- 97 Ravindrarajah SR, Tam CT. "Properties of concrete containing low calcium fly ash under hot and humid climate. In: Proceedings of the 3th CANMET/ACI international conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete", Trondheim, Norway; 1989. p. 139–55.
- 98 Ezziane K, Kadri EH, Hallal A, Duval R. "Effect of mineral additives on the setting of blended cement by the maturity method". *Mater Struct J* 2009; 43:393–401.

- 99 Ezziane K, Bougara B, Kadri A, Khelafi H, Kadri EH. "Compressive strength of mortar containing natural pozzolan under various curing temperature". *Cem Concr Compos* 2007; 29:587–93.
- 100 Lee KM, Lee HK, Lee SH, Kim GY. "Autogenous shrinkage of concrete containing granulated blast-furnace slag". *Cem Concr Res* 2006; 36:1279–85.
- 101 Ezziane K, Kadri EH, Bougara A, Bennacer R. "Analysis of mortar long-term strength with supplementary cementitious materials cured at different temperatures". *ACI Mater J* 2010; 107:323–31.
- 102 Jianyong Li, Yan Yao. "A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete". *Cem Concr Res* 2001; 31:1203–6.
- 103 Li H, Wee TH, Wong SF. "Early-age creep and shrinkage of blended cement concrete". *ACI Mater J* 2002; 99:3–10.
- 104 Bouasker M, Mounanga P, Turcry P, Loukili A, Khelidj A. "Chemical shrinkage of cement pastes and mortars at very early age: effect of limestone filler and granular inclusions". *Cem Concr Compos* 2008; 30:13–22.
- 105 Cassagnabère F, Mouret M, Escadeillas G. "Early hydration of clinker–slag–metakaolin combination in steam curing conditions, relation with mechanical properties". *Cem Concr Res* 2009; 39:1164–73.
- 106 Craeye B, De Schutter G, Desmet B, Vantomme J, Heirman G, Vandewalle L, et al. « Effect of mineral filler type on autogenous shrinkage of self-compacting concrete". *Cem Concr Res* 2010; 40:908–13.
- 107 Bougara A, Lynsdele C, Milestone NB. "Reactivity and performance of blastfurnace slags of differing origin". *Cem Concr Compos* 2010; 32:319–24.
- 108 Shannag MJ, Yeginobali A. "Properties of pastes, mortars and concretes containing natural pozzolan". *Cem Concr Res* 1995; 25:647–57.
- 109 Ghrici M, Kenai S, Said-Mansour M. "Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements". *Cem Concr Compos* 2007; 29:542–9.
- 110 Li Y, Bao J, Guo Y. "The relationship between autogenous shrinkage and pore structure of cement paste with mineral admixtures". *Constr Build Mater* 2010; 24:1855–60.
- 111 Lim SN, Wee TH. "Autogenous shrinkage of ground-granulated blast-furnace slag concrete". *ACI Mater J* 2000; 97:587–93.
- 112 Hossain KMA, Lachemi M. "Strength, durability and micro-structural aspects of high performance volcanic ash concrete". *Cem Concr Res* 2007; 37:759–66.
- 113 Pipat T, Toyoharu N, Masashi N, Toshiki S. "Effect of fly ash on autogenous shrinkage". *Cem Concr Res* 2005; 35:473–82.
- 114 Haque MN. "Strength development and drying shrinkage of high-strength concretes". *Cem Concr Compos* 1996; 18:333–42.
- 115 D.E.Branson, "Déformation of Concrete Structures", McGraw-Hill, New York 1977.