

UNIVERSITE SAAD DAHLAB. BLIDA

Faculté des Science de L'ingénieur

MEMOIRE DE MAGISTER

En Génie Civil

Spécialité : construction

**SUR la RÉSISTANCE POTENTIELLE À LONG TERME DU
BÉTON SOUS CHARGE SOUTENUE**

Par

BOULGHEBAR Khadidja

Devant les jury composé de

ABED Mohamed	professeur	U.S.D.B	président
OUDJIT Mohamed Nadjib	Maitre de conférence	U. S. T.H. B	Examineur
BOUIKNI Amar	charge de cours	U.S.D.B	Examineur
BRAHMA Abdelmalek	professeur	U.S.D.B	Rapporteur

Blida, Novembre 2010

ملخص

الخرسانة هي الأكثر استخداما على نطاق واسع في عالم من اجل تحقيق أنواع مختلفة من هياكل. هذه المواد هي معقدة جدا لأنها على حد سواء غير متجانسة و ثلاثيه الأطوار . علاوة على ذلك يتغير باستمرار و يتميز بنقص في خصوصية.

إن المواد الهيدروليكيه فورا بعد توظيفها تكون عرضه لعدة عوامل مؤثرة بما فيها التجفيف. عامه يرافق تجفيف و معالجه المكونات و يؤدي إذا لم يمنع على تغييرات واسعة الإبعاد التي تطر فعالية عمل و استمرارية الأعمال و الأداء المنخفض من العناصر الهيكلية هي واحدة من الأحداث.

نحن في هذه الدراسة تحليل في الخطوة أولى العوامل المختلفة التي تؤثر في خرسانة على مدى طويل . ثم مرة ثانية نقدم نموذجا جديدا لتوقع لأداء الخرسانة على مدى طويل و أخيرا فإننا ندرس المقاومة الكامنة المحتملة من الخرسانة تحت تحميل المستدام.

ABSTRACT

Concrete is the material the most used in the world, in various constructions. It is a very complex material, it is heterogeneous and triphasic at the same time. It is moreover, in continuous evolution and loses its performances in long term.

Hydraulic materials support various aggressions after their installation such as drying. Most of the time, drying occurs at the same time with hardening and leads to important change in dimensions, which can affect the solidity and the length of the constructions life.

In the first step of this document, we make an analysis of the various parameters that could affect consistence of the concrete after a period of time. In a second step, we show a new pattern of evolution of concrete after a period of time. In the end, we proceed to the potential evolution of the concrete under constant loads.

REMERCIEMENTS

Au terme de travail je tiens à remercier en premier lieu dieu miséricordieux qui m'a donné la force à achever cette réalisation et nous lui rendons grâce.

Je tiens à remercier le professeur A. BRAHMA, pour m'avoir dirigé et suivi, et pour ses précieux conseils, qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Je remercie également tous les membres de jury pour avoir accepté d'examiner ce mémoire.

Mes remerciements vont à tous les enseignants du département de génie civil.

Enfin, je remercie toute personne, qui de près ou de loin ont m'aidé à la réalisation de ce mémoire.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : évolution de la résistance instantanée avec l'age.....	5
Figure 1.2 : Limites de fluage ou courbe intrinsèque de deux bétons avec ajouts (Fumée de silice et polymères), [38]....	6
Figures 1.3 : essais de fluage sous fortes contraintes, [37].	7
Figure 1.4 : Identification de la courbe "limite de fluage" simultanément par les tests de fluage et par ceux de résistance avec effet de vitesse, [39]	9
Figures 1.5 : (a) Evolution du changement de volume $q(s)$	10
Figures 1.5 : (b) Evolution des incréments de variation volumique Δq en fonction du niveau de contrainte, [9]	10
Figure 1.6.a : Evolution de la déformation de fluage complète [1].	12
Figures 1.6.b :Variation du coefficient de fluage $j(t', t)$ en fonction du niveau de contrainte [9].	13
Figure 1.7.a :Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton [10].	15
Figures 1.7.b : Déformations d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à ratio équivalent de contrainte.	15
Figure 1.8 : Evolution des déformations de fluage en traction avec variation hygrométrique au jeune âge (7 jours) [22].	17
Figures 1.9.a : Processus de diffusion à travers la pâte de ciment sous chargement appliqué [23].	20
Figures 1.9.b :Déformations de fluage propre et de fluage total (propre + dessiccation)...	21
Figure 1.10 : Expérience de Pickett.....	22
Figures 1.11 : Courbes de fluage total et de fluage propre pour deux contraintes de traction	24
Figure 1.12 .a : cinétique de gonflement par fluage [26].	25
Figures 1.12.b : Déformations de fluage en traction totale et propre avec correction de l'effet de gonflement [16].	25

Figure 1.13 : Augmentation de la complaisance $J(t,t')$ par élévation de température [28]..	30
Figures 1.19 : Influence du ratio E/C (série 5 : E/C=0.55 ; série 4 : E/C=0.40) [22].....	31
Figure 1.15 : Déformations de fluage par emploi de granulats divers [1].....	33
Figures 1.16 : (a) Déformation différée de retrait d'un spécimen non chargé.....	34
Figures 1.16 : (b) Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait.....	34
Figures 1.17 : (a) Ponts cristallins (Interparticle bond) lors de la prise [1].	36
Figures 1.17 : (b) Localisation des fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette [10]..	36
Figure 1.18 : Variation du retrait en fonction de l'humidité relative (RH%).....	37
Figure 2.1 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) pour différent humidité relative.....	43
Figure 2.2 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=250mm) pour différent humidité relative.....	44
Figure 2.3 : évolution de fluage en fonction du temps (HR=50%) pour différent rapport V/S.....	44
Figure 2.4 : évolution de fluage en fonction du temps (HR=75%) pour différent rapport V/S.....	45
Figure 2.5 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.....	45
Figure 2.6 : évolution de fluage en fonction du temps (HR=50%) pour différent rapport V/S.....	46
Figure 2.7 : évolution de fluage en fonction du temps (HR=75 %) pour différent rapport V/S.....	47
Figure 2.8 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) pour différent humidité relative.....	47
Figure 2.9 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=250mm) pour différent humidité relative.....	48
Figure 2.10 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.....	48
Figure 2.11 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) pour différent humidité relative HR.....	49
Figure 2.12 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=250mm) pour différent humidité relative.....	50
Figure 2.13 :évolution de fluage en fonction du temps (HR=50%) pour différent rapport V/S.....	50

Figure 2.14 : évolution de fluage en fonction du temps (HR=75%) pour différent rapport V/S.....	51
Figure 2.15 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour Différent durées de cures.....	51
Figure 2.16 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent modèles de prédictions.....	52
Figure 2.17 : évolution de fluage en fonction du temps (V/S=200mm) et (HR=75%) pour différent modèles de prédictions.....	53
Figure 2.18 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps V/S=50mm pour différent HR.....	54
Figure 2.19 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps V/S=250mm pour différent HR.....	54
Figure 2.20 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps HR=50% pour différent V/S.	55
Figure 2.21 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps HR=75% pour différent V/S.....	55
Figure 2.22 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.....	56
Figure 2.23 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps HR=50% pour différent V/S.....	56
Figure 2.24 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps HR=75% pour différent V/S.....	57
Figure 2.25 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps V/S =50mm pour différent HR.	57
Figure 2.26 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps V/S =250mm pour différent HR.....	58
Figure 2.27 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.....	58
Figure 2.28 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps V/S =50mm pour différent HR.....	59
Figure 2.29 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps V/S =250mm pour différent HR.	59
Figure 2.30 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps HR=50% pour différent V/S.	60

Figure 2.31 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps HR=75% pour différent V/S.....	60
Figure 2.32 : évolution de coefficient de fluage en fonction du temps (V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.....	61
Figures 2.33 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (V/S = 50 mm) pour différents humidité relative.....	61
Figures 2.34 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (V/S = 100 mm) pour différents humidité relative.....	62
Figures 2.35 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (V/S = 200 mm) pour différents humidité relative.....	63
Figures 2.36 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (HR = 20 %) pour différents rapport V/S.....	63
Figures 2.37 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (HR = 50 %) pour différents rapport V/S.....	64
Figures 2.38 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (HR = 75 %) pour différents rapport V/S.....	64
Figure 3.1 : évolution de la fonction fluage en fonction de temps avec $t_0=4$ jours.....	65
Figure 3.2 : évolution de la fonction fluage en fonction de temps avec $t_0=7$ jours.	78
Figure 3.3 : évolution de la fonction fluage en fonction de temps avec $t_0=28$ jours.	78
Figure 3.4 : évolution de la fonction de fluage en fonction de temps V/S=100mm et HR=75%.	79
Figure 3.5 : évolution de la fonction de fluage en fonction de temps V/S=50mm et HR=90%.....	80
Figure 3.6 : évolution de la fonction de fluage en fonction de temps V/S=200mm et HR=50%.	80
Figure 4.1 : évolution de la résistance potentielle en fonction du temps.....	82
Figure 4.2 : évolution de la résistance potentielle en fonction du temps.....	83
Figure 4.3 : évolution de la résistance potentielle en fonction du temps.....	84

TABLE DES MATIERES

RESUME	
REMERCIEMENTS	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
INTRODUCTION.....	12
1-ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
1.1-Généralité.....	15
1.2-Résistance en chargement instantané.....	16
1.3-La résistance intrinsèque.....	17
1.3.1-Définition de la résistance intrinsèque.....	18
1.3.2-Valeurs des résistances intrinsèques.....	18
1.4-Le comportement intrinsèque du béton.....	19
1.4.1-Corrélation du chargement à vitesse infiniment lente et des chargements de fluage.....	19
1.4.2-Cinétiques, mécanismes et paramètres du comportement intrinsèque.....	20
1.5-Déterminaton de la résistance par le teste de caractérisation.....	21
1.6-Définitions et généralité sur fluage.....	22
1.6.1-Comportements mécaniques du béton sous chargement de fluage.....	22.
1.6.2-Les déformations de fluage sous contraintes croissantes.....	23
1.6.3-Influence de la résistance de béton.....	25
1.7-Les sources du fluage.....	27
1.8-Les théories de fluage	27
1.9-Le fluage propre.....	29
1.10-Le fluage de dessiccation.....	30
1.11-L'expérience de Pickett.....	32
1.12-L'expérience de Kovler.....	34

1.13-Mesure de la fissuration par fluage de dessiccation.....	37
1.14-Le fluage à court terme et à long terme.....	37
1.15-Influences de l'eau, de la température et des conditions environnementales.....	39
1.15.1-Les transferts hydriques.....	39
1.15.2-Interaction "eau-fluage-fissure"	39
1.15.3-Les variations de température.....	40
1.15.4-Influence des température extérieures.....	41
1.15.5-Influence de la composition de béton.....	42
1.15.6-Influence des granulats.....	43
1.15.7-Influence des ajouts.....	44
1.16-Fluage et retrait.....	44
1.17-les différents retraits du béton.....	45
1.17.1-Retrait au très jeune âge.....	45
1.17.2-Retrait endogène.....	46
1.17.3-Retrait thermique.....	47
1.17.4-Retrait de dessiccation.....	47
2-COMPORTEMENT DIFFÉRÉ DU BÉTON	
2.1-Introduction.....	49
2.2-Fluage.....	49
2.2.1-Fluage propre.....	49
2.2.2-Fluage de dessiccation.....	49
2.2.3-Paramètres affectant le fluage.....	49
2.3-Les modèles de prédiction.....	50
2.3.1-Le modèle de fluage Eurocode2.....	50
2.3.2-Le modèle de fluage BPEL91.....	52
2.3.3-Le modèle de fluage ACI209.....	53
2.4-Analyse des déformations diffères.....	54
2.4.1-Prédiction de modèle Eurocode2.....	54
2.4.2-Prédiction de modèle BPEL91.....	57
2.4.3-Prédiction de modèle ACI209.....	60
2.5-Comparaison entre les modèles.....	63
2.6-Coefficient de fluage.....	65
2.6.1-Prédiction de modèle de Eurocode02.....	65
2.6.2- Prédiction de modèle de BPEL91.....	67

2.6.3- Prédiction de modèle de ACI209.....	70
2.7- Variations dimensionnelles spontanées	72
2.7.1- Introduction	72
2.7.2- Les résultats expérimentales	73
3-MODELISATION	
3.1-Introduction.....	77
3.2-Recherche d'un modèle de prédiction optimale.	77
3.3- Méthode de Marquardt-Levenberg	78
3.4-Evaluation du modèle.....	80
3.5- Modèle choisi	81
3.5.1- Identification des paramètres du modèle.	81
3.5.2- Présentation du modèle de régression	81
3.5.3-Estimation des paramètres.....	82
3.6 - Test des modèles	83
3.7- Validation de modèle	88
4-RESISTANCE POTENTIELLE	
4.1-Introduction	92
4.2-Facteurs influçant sur la résistance potentielle	92
4.3-Méthodes d'indentification	92
4.3.1- Détermination par les testes de fluage	92
4.3.1.1- Un test de résistance à vitesse infiniment lente	93
4.3.1.2- Détermination par les tests de fendage	93
4.3.1.3- Détermination par les tests de caractérisation	93
4.3.2- Détermination de la résistance par le test de caractérisation	93
4.4-Quelque relation de la résistance potentielle	94
CONCLUSION	98
REFERENCES	
ANNEXE	

RESUME

Le béton est le produit le plus utilisé dans le monde pour la réalisation de divers types d'ouvrages. C'est un matériau très complexe dans la mesure où il est à la fois hétérogène et triphasique. De plus, il est en perpétuelle évolution et manifeste à long terme une réduction de ses performances.

Les matériaux hydrauliques sont soumis après leur mise en place aux agressions les plus diverses entre autres le séchage. En général, le séchage accompagne la prise et le durcissement et conduit s'il n'est pas empêché à d'importantes variations dimensionnelles lesquelles sont préjudiciables à la bonne tenue et à la durabilité des ouvrages ; la réduction des performances des éléments structuraux est l'une des manifestations.

Dans cette étude nous analysons dans une première étape les différents paramètres qui agissent sur le comportement différé du béton, puis, dans un second temps nous présentons un nouveau modèle de prédiction du comportement différé du béton.

Enfin, nous procédons à l'évaluation de la résistance potentielle du béton sous charge soutenue.

ملخص

الخرسانة هي الأكثر استخداما على نطاق واسع في عالم من اجل تحقيق أنواع مختلفة من هياكل. هذه المواد هي معقدة جدا لأنها على حد سواء غير متجانسة و ثلاثيه الأطوار . علاوة على ذلك يتغير باستمرار و يتميز بنقص في خصوصية.

إن المواد الهيدروليكيه فورا بعد توظيفها تكون عرضه لعدة عوامل مؤثرة بما فيها التجفيف. عامه يرافق تجفيف و معالجه المكونات و يؤدي إذا لم يمنع على تغييرات واسعة الإبعاد التي تطر فعالية عمل و استمرارية الأعمال و الأداء المنخفض من العناصر الهيكلية هي واحدة من الأحداث.

نحن في هذه الدراسة تحليل في الخطوة أولى العوامل المختلفة التي تؤثر في خرسانة على مدى طويل . ثم مرة ثانية نقدم نموذجا جديدا لتوقع لأداء الخرسانة على مدى طويل و أخيرا فإننا ندرس المقاومة الكامنة المحتملة من الخرسانة تحت تحميل المستدام.

TABLE DES MATIERES

RESUME	
REMERCIEMENTS	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES FIGURES	
INTRODUCTION.....	12
1-ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
1.1-Généralité.....	15
1.2-Résistance en chargement instantané.....	16
1.3-La résistance intrinsèque.....	17
1.3.1-Définition de la résistance intrinsèque.....	18
1.3.2-Valeurs des résistances intrinsèques.....	18
1.4-Le comportement intrinsèque du béton.....	19
1.4.1-Corrélation du chargement à vitesse infiniment lente et des chargements de fluage.....	19
1.4.2-Cinétiques, mécanismes et paramètres du comportement intrinsèque.....	20
1.5-Déterminaton de la résistance par le teste de caractérisation.....	21
1.6-Définitions et généralité sur fluage.....	22
1.6.1-Comportements mécaniques du béton sous chargement de fluage.....	22.
1.6.2-Les déformations de fluage sous contraintes croissantes.....	23
1.6.3-Influence de la résistance de béton.....	25
1.7-Les sources du fluage.....	27
1.8-Les théories de fluage	27
1.9-Le fluage propre.....	29
1.10-Le fluage de dessiccation.....	30
1.11-L'expérience de Pickett.....	32
1.12-L'expérience de Kovler.....	34

1.13-Mesure de la fissuration par fluage de dessiccation.....	37
1.14-Le fluage à court terme et à long terme.....	37
1.15-Influences de l'eau, de la température et des conditions environnementales.....	39
1.15.1-Les transferts hydriques.....	39
1.15.2-Interaction "eau-fluage-fissure"	39
1.15.3-Les variations de température.....	40
1.15.4-Influence des température extérieures.....	41
1.15.5-Influence de la composition de béton.....	42
1.15.6-Influence des granulats.....	43
1.15.7-Influence des ajouts.....	44
1.16-Fluage et retrait.....	44
1.17-les différents retraits du béton.....	45
1.17.1-Retrait au très jeune âge.....	45
1.17.2-Retrait endogène.....	46
1.17.3-Retrait thermique.....	47
1.17.4-Retrait de dessiccation.....	47
2-COMPORTEMENT DIFFÉRÉ DU BÉTON	
2.1-Introduction.....	49
2.2-Fluage.....	49
2.2.1-Fluage propre.....	49
2.2.2-Fluage de dessiccation.....	49
2.2.3-Paramètres affectant le fluage.....	49
2.3-Les modèles de prédiction.....	50
2.3.1-Le modèle de fluage Eurocode2.....	50
2.3.2-Le modèle de fluage BPEL91.....	52
2.3.3-Le modèle de fluage ACI209.....	53
2.4-Analyse des déformations diffères.....	54
2.4.1-Prédiction de modèle Eurocode2.....	54
2.4.2-Prédiction de modèle BPEL91.....	57
2.4.3-Prédiction de modèle ACI209.....	60
2.5-Comparaison entre les modèles.....	63
2.6-Coefficient de fluage.....	65
2.6.1-Prédiction de modèle de Eurocode02.....	65
2.6.2- Prédiction de modèle de BPEL91.....	67

2.6.3- Prédiction de modèle de ACI209.....	70
2.7- Variations dimensionnelles spontanées	72
2.7.1- Introduction	72
2.7.2- Les résultats expérimentales	73
3-MODELISATION	
3.1-Introduction.....	77
3.2-Recherche d'un modèle de prédiction optimale.	77
3.3- Méthode de Marquardt-Levenberg	78
3.4-Evaluation du modèle.....	80
3.5- Modèle choisi	81
3.5.1- Identification des paramètres du modèle.	81
3.5.2- Présentation du modèle de régression	81
3.5.3-Estimation des paramètres.....	82
3.6 - Test des modèles	83
3.7- Validation de modèle	88
4-RESISTANCE POTENTIELLE	
4.1-Introduction	92
4.2-Facteurs influçant sur la résistance potentielle	92
4.3-Méthodes d'indentification	92
4.3.1- Détermination par les testes de fluage	92
4.3.1.1- Un test de résistance à vitesse infiniment lente	93
4.3.1.2- Détermination par les tests de fendage	93
4.3.1.3- Détermination par les tests de caractérisation	93
4.3.2- Détermination de la résistance par le test de caractérisation	93
4.4-Quelque relation de la résistance potentielle	94
CONCLUSION	98
REFERENCES	
ANNEXE	

INTRODUCTION

L'invention du béton armé est généralement attribuée à Joseph Lambot, qui, en 1848, fit flotter une barque en ciment armé, et à Joseph Monier, qui construisit indépendamment, grâce à ce matériau, des bacs à fleurs en 1849. L'emploi du béton armé dans les structures s'étend dès lors rapidement en France sous l'impulsion de Joseph Monier, mais aussi de Coignet, de François Hennebique et de Armand Gabriel Considère; dès 1906, une circulaire ministérielle fixe des " Instructions relatives à l'emploi du béton armé ", codifiant ainsi pour la première fois la conception et le calcul des ponts et des bâtiments avec ce matériau.

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction par excellence. Environ 4 milliards de mètres cubes de béton sont utilisés tous les ans de par le monde pour la construction d'ouvrages de toutes natures, notamment de bâtiments, d'immeubles d'habitation, de ponts, de routes, de tunnels, d'aéroports, de barrages, de ports, de centrales thermiques et nucléaires et de plates-formes offshore.

Ce choix universel est fondé sur des critères technico-économiques, la résistance mécanique et la durabilité. Autrement dit le bon comportement dans le temps face aux actions des charges et aux agressions physico-chimiques de l'environnement, constituent les principaux critères techniques. Les critères économiques sont évalués à partir de la disponibilité et du coût des matières premières, de la facilité d'emploi et du prix de revient du matériau en œuvre.

Tous les matériaux, et entre autres le béton, sont, à des degrés divers, viscoélastiques. Le facteur temps intervient donc dans leur comportement et dans la formulation de leurs déformations. Il faut donc distinguer les déformations instantanées des déformations différées qui se produisent au cours du temps. Cela est d'autant plus vrai pour le béton dont la résistance s'accroît avec le temps à mesure que se complète l'hydratation du ciment

La résistance potentielle du béton à long terme est fonction de la durée d'application de la contrainte. Elle résulte en première analyse de la combinaison de deux phénomènes contradictoire dont les effets sont antagonistes :

1. le durcissement progressif du béton, en absence de la contrainte, due à la réaction physico-chimique lié a l'hydratation du ciment.
2. l'endommagement interne progressif sous l'effet de la contrainte appliquée correspondant au développement de microfissures.

La résistance et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton. Elles jouent un grand rôle dans la stabilité, et la durabilité des ouvrages.

Dans cette étude nous nous sommes intéressés au comportement à long terme du béton sous charge soutenue.

Le fluage du béton est ce processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément, de l'hygrométrie de l'environnement et du temps. Le fluage est un phénomène complexe, constaté mais encore mal compris. Il serait lié à des effets de migration d'eau dans les pores et les capillaires de la matrice ainsi qu'à un processus de réaménagement de la structure des cristaux hydratés du liant.

C'est Eugène Freyssinet qui, le premier, dès 1912, a mis en évidence ce phénomène et en a mesuré les conséquences sur le comportement des structures en béton armé et en béton précontraint (réduction de la résistance sous charges soutenues, pertes de précontrainte, redistribution de moments).

Il est bien connu actuellement, que le séchage influence fortement les variations dimensionnelles du béton tant en présence qu'en absence de charge.

Dans ce travail, nous analysons le comportement différé du béton. Nous portons un intérêt particulier au phénomène fluage et à la relation qui existe entre ce dernier et le séchage.

Par la suite nous procédons à l'évaluation et la prédiction de la résistance potentielle, à long terme du béton sous charge soutenue.

Nous avons scindé ce travail comme suit : Le premier chapitre présente les définitions et paramètres qui influencent la résistance potentielle et le fluage. Dans le deuxième chapitre nous exposons les différents codes de prédiction de fluage les plus usités.

Dans le troisième chapitre nous proposons un modèle de prédiction de fluage, lequel est par la suite comparé aux différents codes de calculs et validé par des résultats expérimentaux obtenus par Staquet (46).

Enfin, dans une quatrième partie nous donnons une expression simple permettant l'évaluation de la résistance potentielle à long terme du béton sous charge soutenue.

CHAPITRE 1

ÉTUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

1.1généralité

L'histoire du béton remonte à deux mille ans avant JC, à cette époque, les romains construisaient leurs premiers ouvrages à base de chaux vive (poudre issue de la calcination du calcaire pur) dont ils avaient découvert les propriétés hydrauliques et qui fournissait une pâte "dure comme de la pierre" très résistante et durable. Plus tard (19^{ième} siècle), les véritables recherches approfondies sur les propriétés de la chaux furent entreprises par Smeaton, Vicat et Aspidin qui montrèrent dans un premier temps que le clinker issu de la calcination du mélange "calcaire-argile" (particules anhydres) fournissait une meilleure hydraulicité au liant. En 1855, du gypse (SO_3) en une petite quantité ajoutée au clinker, permit d'obtenir au contact de l'eau, un mélange homogène et maniable pendant un laps de temps. Ce mélange original "gypse-clinker" fut breveté et possède encore aujourd'hui l'appellation "Ciment Portland Artificiel" (réglementairement CPA – CEM). Puis, rapidement les premiers mortiers et béton furent mis en œuvre en introduisant dans la pâte de ciment respectivement du sable ou granulats. En parallèle à de nombreuses recherches sur leur composition, ces nouveaux matériaux composites furent rapidement employés dans de nombreuses constructions.

Les résultats d'analyses des différentes phases (ciment – granulats – eau) précisent l'influence de chacun des constituants.

Classiquement, le ciment Portland se compose d'environ 50% de silicate tri-calcique (C_3S), 20% de silicate bi-calcique (C_2S), 5% d'alumino-ferrite tétra calcique (C_4AF) et 15% d'aluminate tri-calcique (C_3A).

Le pourcentage de C_3A doit être alors le plus faible possible car il est également plus vulnérable aux sulfates. La réaction du gypse est rapide et sous l'action peut entraîner un fluage plus important du béton à court terme (dû à la finesse du liant), mais il ne possède aucune influence à long terme. Seuls les CSH agissent sur le comportement à long terme du béton car leur réaction est plus lente.

Il est important de signaler que l'hydratation du ciment n'est jamais complète. Isolées de l'humidité les particules de ciment peuvent rester très longtemps à l'état anhydre.

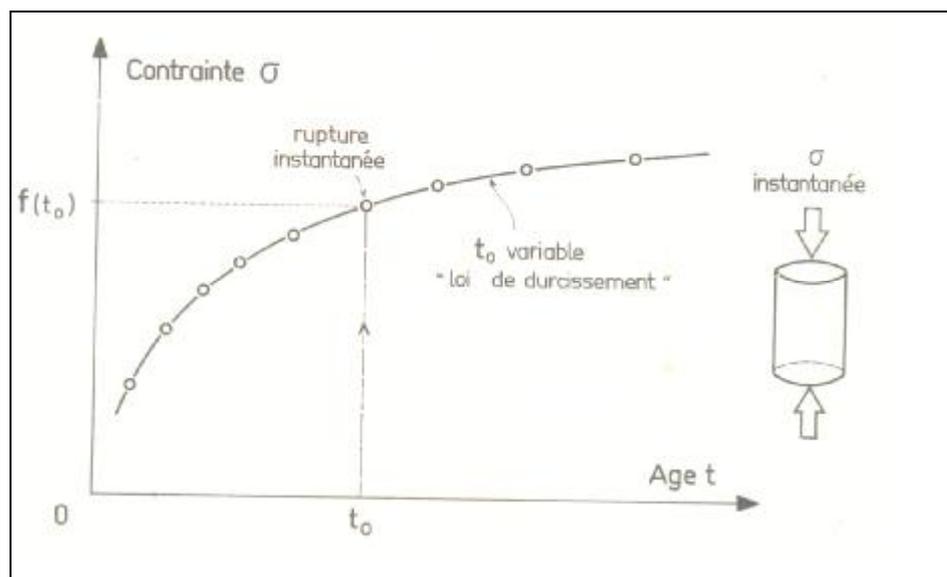
Un béton âgé de cent ans peut encore développer des réactions d'hydratation. La phase solide obtenue par hydratation est beaucoup plus poreuse à l'interface entre le gel de ciment et le granulat. Cette couche d'interface de plus faible résistance, appelée aussi "auréole de transition" est composée de fines aiguilles d'étringite et de particules d'hydroxydes de calcium [1] enveloppant le grain inerte. Elle est la zone de fissures prépondérante de par sa plus grande porosité (capacité de rétention d'eau importante accentuée par la porosité du granulat) et sa structure fragile, qui lui confèrent une plus faible résistance aux efforts de traction et de cisaillement.

Quant aux granulats utilisables pour le béton, ils sont de forme roulées (alluvions) ou anguleuses (issus de processus de concassage) et de composition siliceuses, calcaires ou silico - calcaires.

1.2-résistance en chargement instantané :

La rupture d'une éprouvette de béton à l'âge t_0 , en chargement rapidement croissant permet de déterminer la résistance instantanée $f(t_0)$. Des essais de même bétons à des âges différents permettent de tracer l'évolution de la résistance instantanée en fonction de l'âge (figure 1.1). L'allure de cette courbe dépend essentiellement :

- Du type de béton (dosage et type de ciment, nature des granulas, quantité d'eau, l'adjuvant éventuelle..).
- Des conditions de cure initiales (y compris les traitements thermiques ou autres) et de conservation ultérieure.



1.3la ré
Figure. 1.1 : évolution de la résistance instantanée avec l'âge.

1.3.1-dé

La résistance intrinsèque ou "différée ultime" constitue la "résistance potentielle maximale" correspondant à la plus grande valeur de contrainte qu'il est possible de maintenir constante sur la structure à long terme (avec une durée conventionnelle de 25 ans), [37].

La résistance intrinsèque est confondue avec le seuil de ruine par fluage. Elle représente un niveau de contrainte où les fissures dans le mortier affectent l'intégrité du liant, [19].

Par conséquent, elle est fonction du type de béton, du type de granulat, des conditions de conservation, de l'âge de chargement, du type de sollicitation traction ou compression), [37].

Par exemple, un béton avec fumée de silice possède une résistance intrinsèque en compression légèrement supérieure par rapport au béton ordinaire (environ 85 % de la résistance en compression f_c). A l'inverse, un béton de polymères par une matrice cimentaire plus déformable, est aussi moins résistant avec une résistance intrinsèque qui avoisine seulement 50 % de f_c (figure 1.2) , [38].

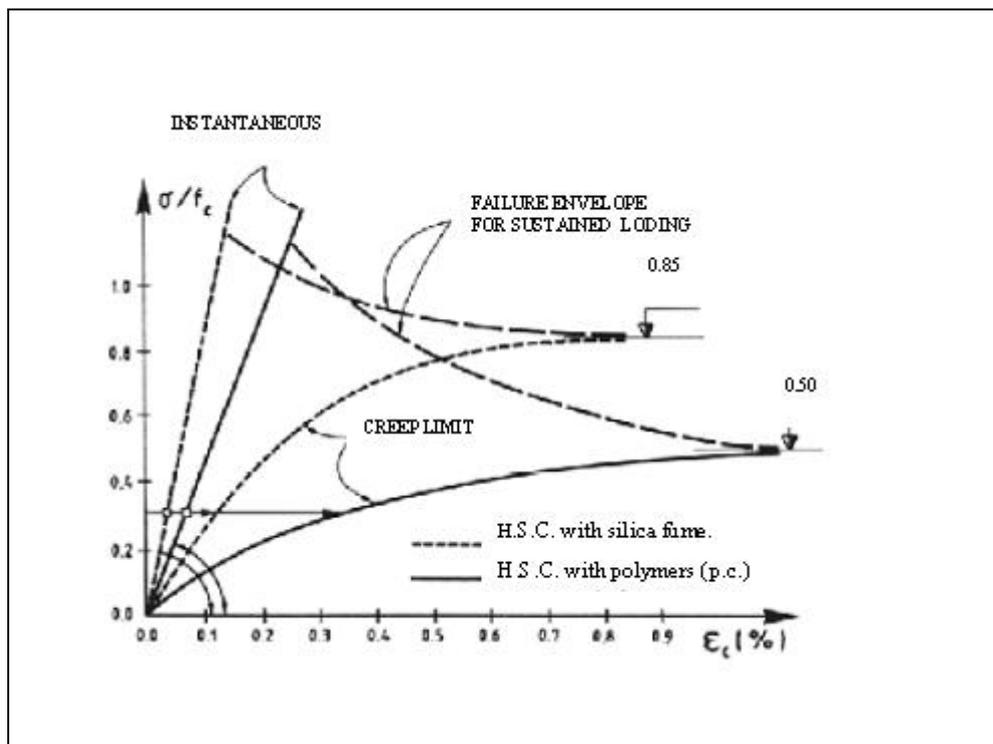
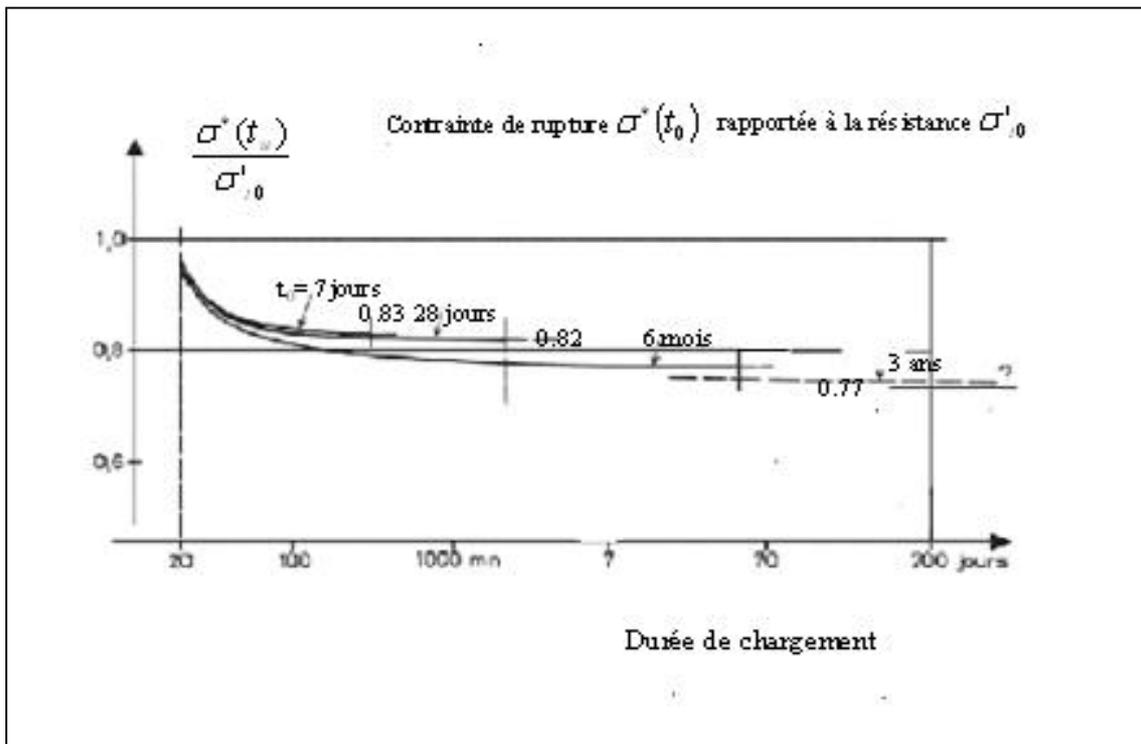


Figure 1.2 : Limites de fluage ou courbe intrinsèque de deux bétons avec ajouts (Fumée de silice et polymères), [38].

Un autre exemple concerne l'influence des conditions de conservation. Une éprouvette immergée présente un niveau de contrainte intrinsèque proche de 75 % de la résistance à

court terme alors qu'il atteint 85 %, pour un béton confiné (transfert hydrique empêché), [21].

L'âge de chargement influence également la valeur de la résistance potentielle qui tend à diminuer lorsque le matériau est plus mature (de 5 à 10% en compression à long terme) (figure 1.3), [37].



Figures 1.3 : essais de fluage sous fortes contraintes, [37].

1.3.2-valeurs des résistances intrinsèques

Quelques valeurs expérimentales de la résistance intrinsèque sont fournies à titre indicatif.

1. Pour un béton traditionnel :

- en compression : $f_c = 75$ à 80 % de f_c , d'après les essais de **Rüsch (1960)**.
- en traction : $f_c = 70$ à 80 % de f_c , d'après une série d'essais de fluage à rupture en traction sur des éprouvettes cylindriques entaillées.

2. Pour un béton à hautes performances :

- en compression : $f_c = 80$ à 85 % de f_c , d'après les essais de **Smadi & Slate 1989**).

3. Pour un béton léger :

- en compression : $f_c = 73\%$ de f_c , d'après les essais de **Fouré (1985(1))**.
- en traction : $f_c = 69\%$ de f_c , d'après les essais de **Fouré (1985(1))**.

1.4-le comportement intrinsèque du béton

Le cas particulier d'un test de résistance à une vitesse de chargement infiniment lente fournit une limite de comportement du béton. La corrélation de cette courbe dite "intrinsèque" avec l'amplitude des déformations de fluage est mise en évidence par les résultats expérimentaux.

A partir de ces observations, plusieurs paramètres sont définis comme la résistance intrinsèque ou la raideur intrinsèque.

1.4.1- corrélation du chargement à vitesse infiniment lente et des chargements de fluage

L'isochrone de comportement à vitesse lente est représentative d'une limite inférieure de comportement du béton, [38] où l'existence d'un état de contrainte et de déformation en deçà de cette limite est impossible.

On dénomme généralement cette limite de comportement par "courbe intrinsèque" car la durée du test de résistance qu'il faudrait conduire dépendrait d'une vitesse de progression infiniment lente dans l'optique d'obtenir un maximum de déformations différées. Par conséquent, cette courbe est définie aussi comme "limite de fluage" (Creep limit) et peut être matérialisée par un ensemble d'essais de fluage à niveaux de contraintes croissants (figure 1.4).

Les essais de fluage réalisés pour des niveaux de contraintes supérieurs à la résistance de la courbe de comportement intrinsèque, conduisent à la rupture par fluage (Failure limit).

Plus le niveau de sollicitation se rapproche de la résistance caractéristique ou instantanée, plus il est difficile d'accéder à la mesure du fluage, car la rupture du béton devient de plus en plus rapide, [27].

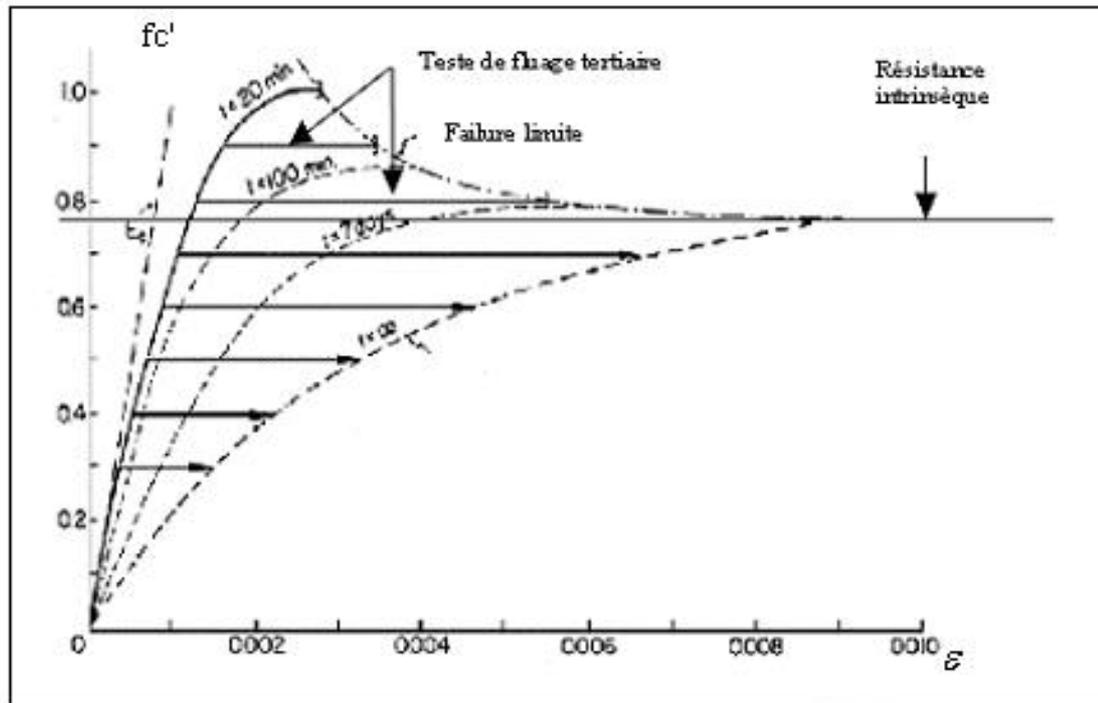


Figure 1.4 : Identification de la courbe "limite de fluage" simultanément par les tests de fluage et par ceux de résistance avec effet de vitesse, [39].

1.4.2- cinétiques, mécanismes et paramètres du comportement intrinsèque

Le comportement intrinsèque du béton se limite à une représentation très brève au-delà de la résistance, [39].

Il se produit une rupture nette et la zone d'adoucissement est réduite. La courbe ne comporte d'ailleurs que la phase résistante et tend vers une valeur asymptotique (la résistance intrinsèque).

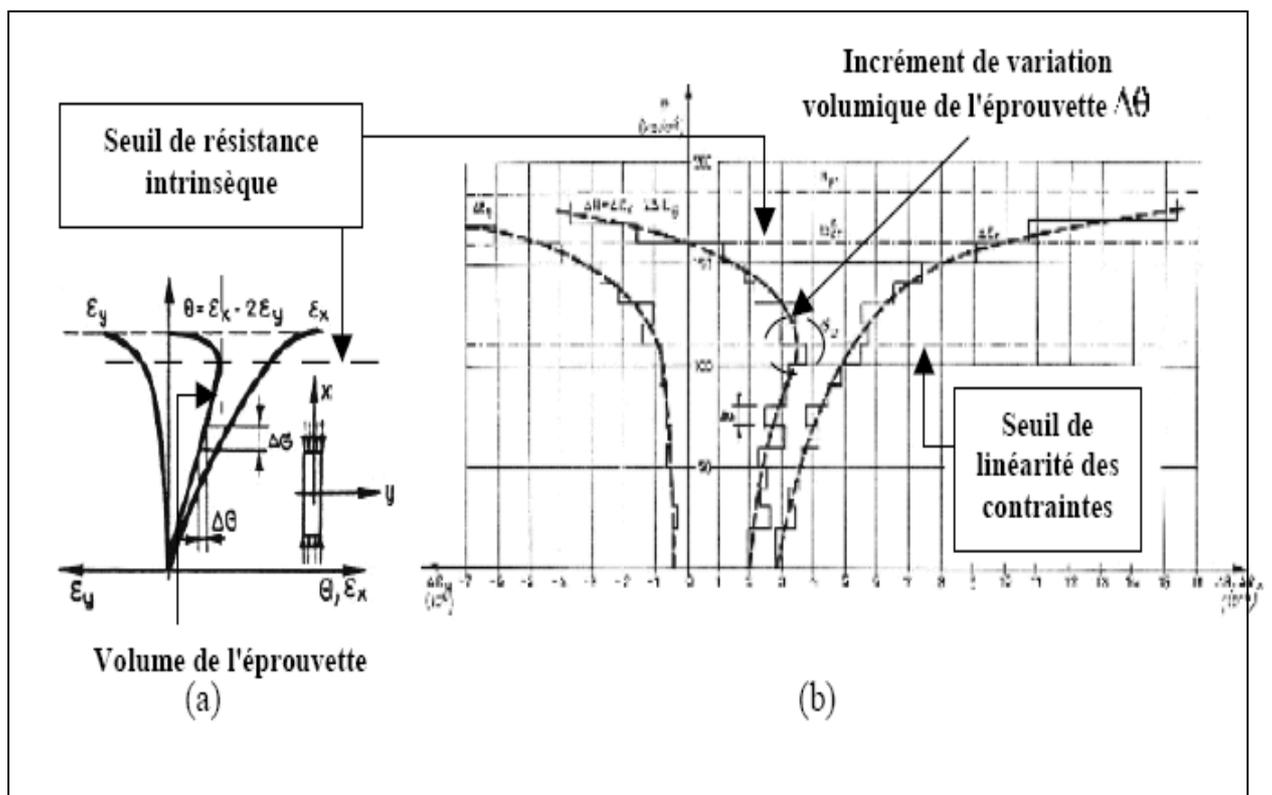
La raideur associée est elle aussi intrinsèque puisque elle représente la valeur minimale de raideur due à la participation des effets différés. Dans le cas d'un béton à hautes performances, la viscosité de la pâte de ciment est réduite ainsi que les déformations de fluage. La raideur intrinsèque associée reste par conséquent, plus élevée que celle du béton ordinaire, [10]. Le comportement intrinsèque demeure proche de la courbe de caractérisation réglementaire. A l'inverse, les bétons de polymères possèdent un comportement intrinsèque très éloigné de la courbe réglementaire. Les déformations de fluage sont importantes entraînant une perte de raideur maximale, [38].

1.5- détermination de la résistance par le test de caractérisation

Lors du test de caractérisation réglementaire, **Bérès (1969)** représente l'évolution du volume de l'éprouvette $q(s)$ (figure 1.5 (a)) mais aussi, celle des incréments de variations volumiques Δq à chaque niveau de chargement (figure 1.5 (b)).

Ces courbes renseignent respectivement sur la valeur de la résistance intrinsèque et sur la valeur du seuil de contrainte du comportement linéaire où l'éprouvette subit tout d'abord une diminution de son volume par compactage. A contraintes croissantes, l'éprouvette se désagrège progressivement.

Les incréments de variation de volume Δq , positifs dans le domaine de comportement linéaire, voient leur valeur diminuer au dépassement de celui-ci. Cette observation renseigne dans un premier temps, sur le seuil de linéarité. Elle se traduit par un début de fissuration (figure 1.5 (b)).



Figures 1.5 : -(a) Evolution du changement de volume $q(s)$

- (b) Evolution des incréments de variation volumique Δq en fonction du niveau de contrainte, [9].

Lorsque le niveau de contrainte est proche de la résistance intrinsèque, le développement de l'endommagement par des déformations latérales importantes entraîne une réduction du volume de l'éprouvette.

On observe une dilatance du béton à un point critique tangent sur la courbe d'évolution du volume qui se traduit par des modifications internes de la structure (endommagement, fissures, etc).

Ce point critique semble correspondre au niveau de résistance intrinsèque, déterminé à partir de l'essai de caractérisation à vitesse quasi- statique, il est légèrement surestimé par effet de vitesse, [9].

1.6-définition et généralité sur fluage.

Conventionnellement, le fluage correspond à l'augmentation des déformations d'un élément de structure sous charge maintenue constante au cours du temps.

Les déformations de fluage sont évaluées par la différence des évolutions dans le temps des bétons chargés et non chargés [5] (Voir annexe1).

La découverte du fluage en 1910 a été révélée par **Eugène Freyssinet** qui l'observa sur un pont qu'il construisit à Le Veudre sur l'Allier (France) en observant une évolution des déplacements de la structure au cours du temps. En parallèle, il étudiait les méthodes de précontraintes et montra qu'elles remédiaient en partie aux déformations différées. Mais, il cherchait aussi à établir les relations entre l'évolution des déformations et les propriétés des ciments et des matériaux. Ces travaux permirent de conclure que le fluage dépendait des mouvements de l'eau contenue dans le ciment et très tôt, il l'associa davantage à un retrait amplifié par l'état de contrainte qui accélérât la vitesse de déformation et par suite, le départ d'eau [6].

1.6.1- comportements mécaniques du béton sous chargement de fluage.

Nous considérons ci-après, les cinétiques de déformations de fluage, l'influence de la résistance et du type de chargement sur l'évolution des déformations, la comparaison du comportement en fluage sous efforts de traction et de compression avec un rappel sur la définition de la fonction de fluage. L'influence de plusieurs paramètres sur le comportement différé est démontrée.

1.6.2- les déformations de fluage sous contraintes croissantes.

La déformation de fluage se décompose suivant trois phases d'évolution (primaire, secondaire et tertiaire) qui possèdent des caractéristiques différentes en terme de déformation (Creep strain), de vitesse de déformation (Creep strain rate) et d'accélération de la déformation (Creep strain accélération) [7]. La mise en évidence des trois évolutions est possible par un test de fluage maintenant un niveau de charge élevé et constant, après une montée en charge rapide (instantanée).

Le plus souvent, l'état de contrainte global au sein d'une structure, reste relativement faible et n'engendre que les phases de fluage primaire à secondaire. Les déformations de fluage sont alors approximativement deux à trois fois plus importantes que la déformation "instantanée"(figure 1.6 (a)) [8]. Dans cette gamme de contraintes, le mécanisme de fluage a tendance à modifier le matériau en le compactant (figure 1.6 (b)) [9]; ce qui lui confère un gain de résistance.

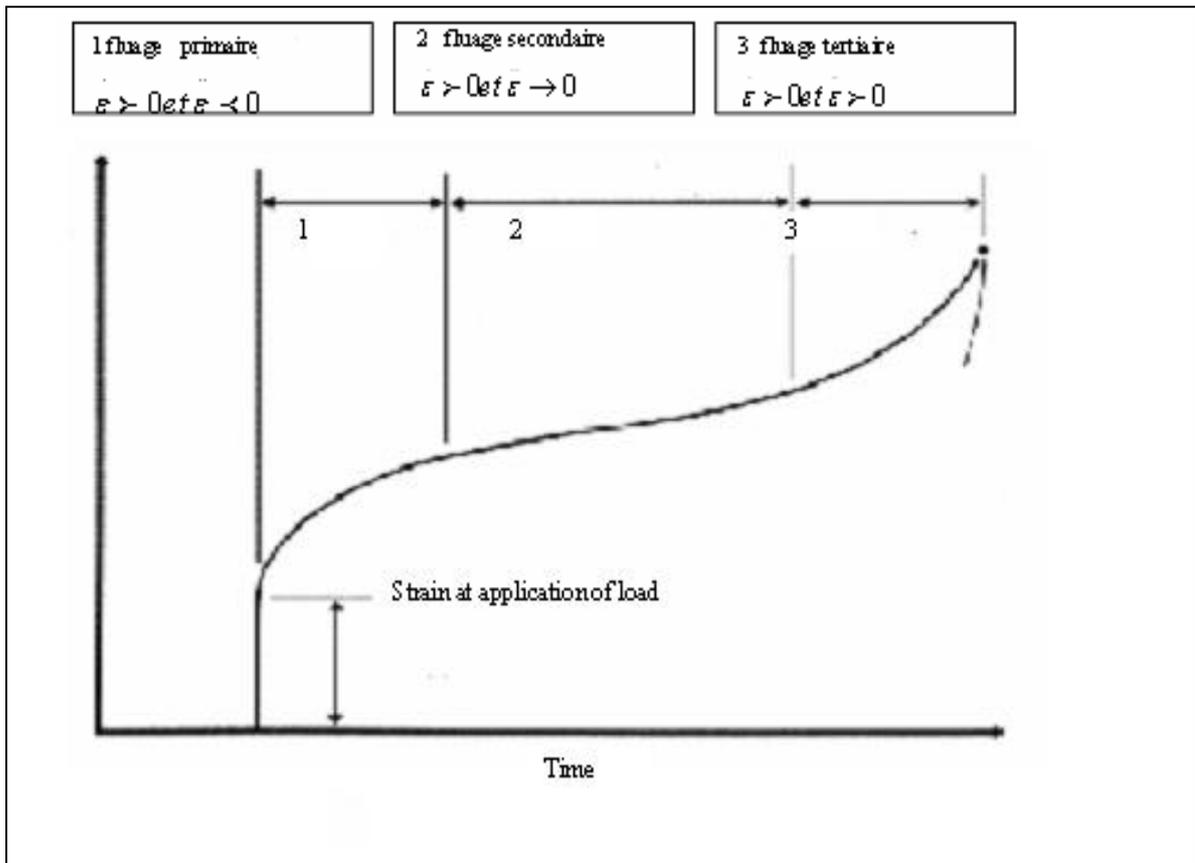
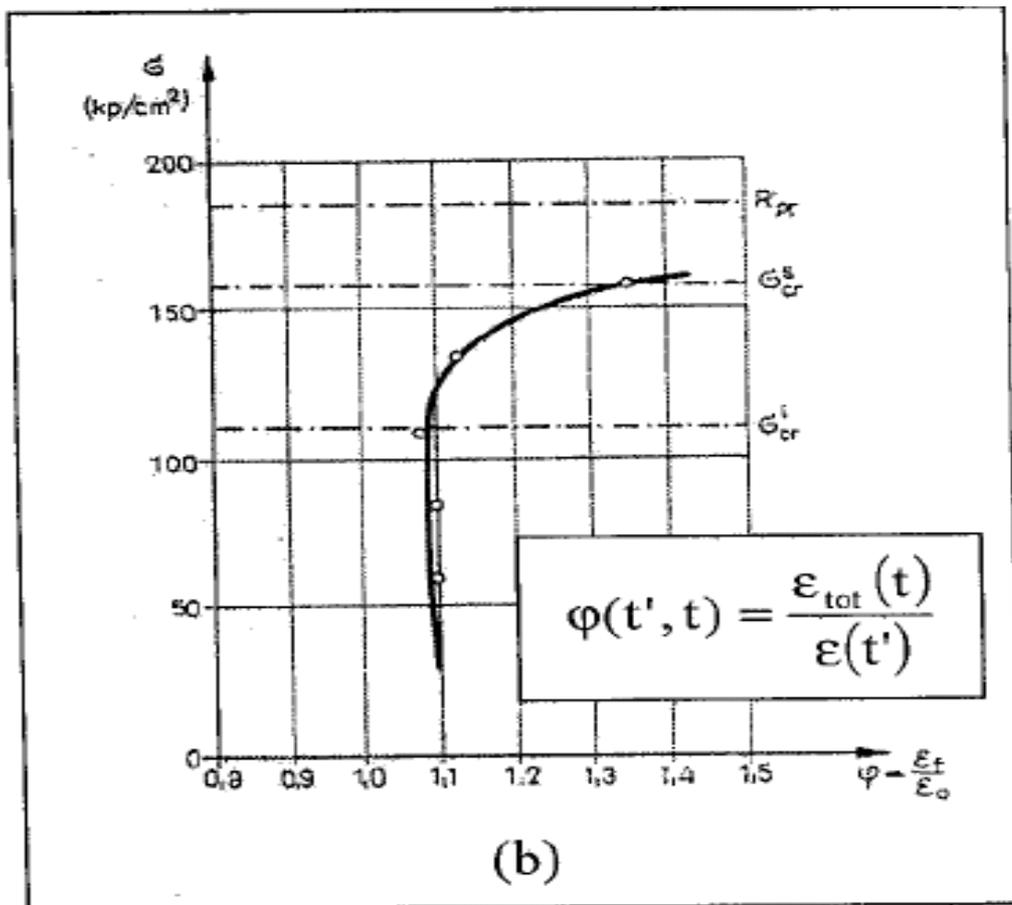


Figure 1.6.a: Evolution de la déformation de fluage complète [1].



Figures I.6.b: Variation du coefficient de fluage $j(t', t)$ en fonction du niveau de contrainte [9].

Quelque soit la phase enclenchée, on remarque que la vitesse de déformation reste toujours positive. En revanche, pour ces trois phases de fluage, différentes accélérations de la déformation sont identifiées :

- Phase primaire : l'accélération est négative $\ddot{\epsilon} < 0$ et influence la déformation à se stabiliser.
- Phase secondaire : l'accélération oscille autour d'une valeur nulle $\ddot{\epsilon} \rightarrow 0$ entraînant une évolution de la déformation à vitesse constante.
- Phase tertiaire : l'accélération devient positive $\ddot{\epsilon} > 0$. La déformation augmente rapidement en générant la rupture du matériau.

On observe que les forts niveaux de contrainte génèrent une fissuration du matériau dont la progression modifie de manière significative la déformation de fluage et notamment dans sa dernière phase (80% de déformation en plus par rapport à la valeur de déformation de Fluage secondaire) [10]; [11]. L'accélération positive dans cette ultime phase s'associe à un mécanisme de déformations dilatantes du béton par croissance rapide de la microfissuration [12].

Les travaux de [9] confirment cette ultime cinétique de déformation par la représentation du coefficient de fluage $j(t', t)$ défini à partir de la déformation totale $e_{tot}(t)$ (au temps t , à l'observation) et de la déformation instantanée $e(t')$ (au temps t' , au chargement) (figure 1.6 (b)). A un niveau de contrainte proche de la rupture, la bifurcation de $j(t', t)$ indique le seuil de non-linéarité qui varie en fonction de la résistance du béton [10].

L'observation du coefficient de Poisson dans la phase de fluage fournit une indication intéressante de la valeur de ce seuil. Lorsqu'il vaut $\nu = 0.5$, le niveau de contrainte est suffisamment élevé pour initier des zones de fissure au sein même de la pâte de ciment. Pour un béton, la présence de granulats semble différer, voire arrêter ces premières fissures à l'interface "pâte de ciment –granulat". Dans le cas d'une pâte de ciment, cette barrière à l'ouverture de fissure est inexistante et la fissuration se propage plus rapidement en générant la perte de cohésion matérielle et l'instabilité de l'élément [13]

1.6.3- influence de la résistance du béton.

Des bétons de compositions différentes développent des déformations de fluage dont l'amplitude peut être reliée à leur résistance (figure 1.7 (a)) [10].

Globalement, le taux de fluage comme la déformation, semble plus importante pour des bétons de plus faible résistance. En revanche, à ratios de contrainte égaux $\alpha = \sigma / f_c$, la déformation totale du béton est supérieure pour de plus fortes résistances (figure 1.7(b)).

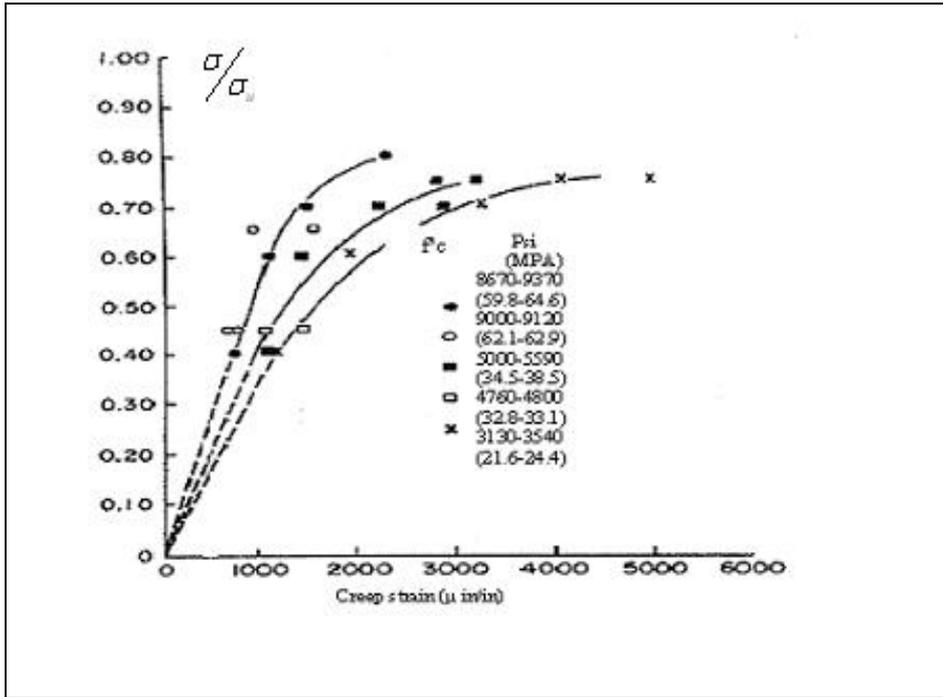
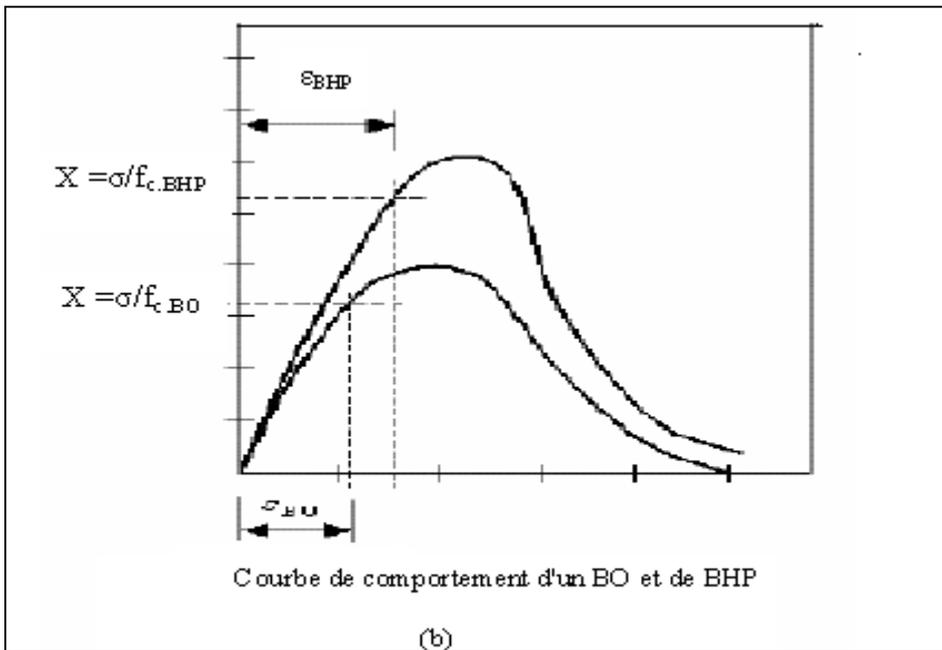


Figure 1.7.a: Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton [10.]



Figures 1.7.b : Déformations d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à ratio équivalent de contrainte.

1.7- les sources du fluage.

Le béton est un mélange de particules inertes (inclusions) et de particules chimiquement réactives au contact de l'eau. Le mélange est donc partagé en deux phases : la pâte de ciment et les inclusions. En observant les propriétés mécaniques respectives de ces deux phases, on peut affirmer que la majorité des déformations de fluage est issue de la déformation de la pâte de ciment autour des granulats ! Le taux de déformation possible de la pâte dépend principalement de la présence et du transport de l'eau dans la matière poreuse (à travers les micro et macro pores) qui modifient les contacts et les liens entre particules et créent une source d'intensification ou de réduction du fluage [16].

En traction ou en compression, la déformation de fluage semble provenir d'une source identique ; à savoir la possibilité de glissement des CSH entre eux. Pour le béton, la présence des granulats joue un rôle important dans la cinétique des déformations de fluage en créant une interface "pâte – granulat" qui constitue une zone de cohésion de moindre résistance notamment en traction et en cisaillement et par conséquent, une source prépondérante de microfissuration [17].

Le mécanisme de fluage peut provenir d'autres sources. Si généralement, il est le résultat des mouvements de l'eau adsorbée et de sa migration entre les feuillets de CSH, il peut aussi traduire des glissements cristallins, un écoulement visqueux de la pâte, la redistribution interne de l'eau, l'échange hydrique avec l'environnement extérieur, la microfissurations, la polymérisation des silicates (capacité illimitée de diffusion et de recristallisation des particules) ou éventuellement, la cassure des ponts cristallins [15]; [19]. Ces multiples sources du fluage ont donné lieu à la proposition de théories diverses.

1.8- les théories de fluage.

Eugène Freyssinet relia tout d'abord le mécanisme de fluage à la théorie de la dépression capillaire des ménisques aqueux situés entre les particules de ciment sous chargement [14]. L'eau, élément favorisant la viscosité, constitue la base des théories ultérieures. Puis, l'étude de différents types de béton a démontré que la cinétique de fluage dépend plus précisément, des mouvements de l'eau, par exemple, du cœur du béton vers le milieu extérieur [20]. Ces déplacements hydriques sont particulièrement remarquables sous faibles contraintes et dépendent de la valeur de l'humidité relative du matériau en chaque point de la matière [21]. Certains auteurs affirment même qu'aucun fluage n'est possible s'il n'existe pas une quantité d'eau évaporable dans la pâte [1].

Les théories qui suivent trouvent leur fondement dans la présence d'eau au sein du matériau, mais leur analyse a permis de ne pas les retenir. Néanmoins, nous les citons brièvement pour un rappel historique [14]

- La théorie de suintement ("seepage theory") associe le fluage à la consolidation de la structure poreuse par départ d'eau sous charge. Cette idée n'est pas valide car on constate que la contrainte de compression en condition d'équilibre hydrique, ne provoque pas de départ d'eau mais que le fluage propre associé (condition de confinement, sans séchage) est loin d'être négligeable. En parallèle, des essais de fluage en traction sur des éprouvettes au jeune âge, mettent en évidence une accélération de la vitesse de fluage lorsque l'humidité relative est augmentée (figure 1.8) ; ce qui annule cette théorie au moins dans le cadre d'efforts de traction [21]

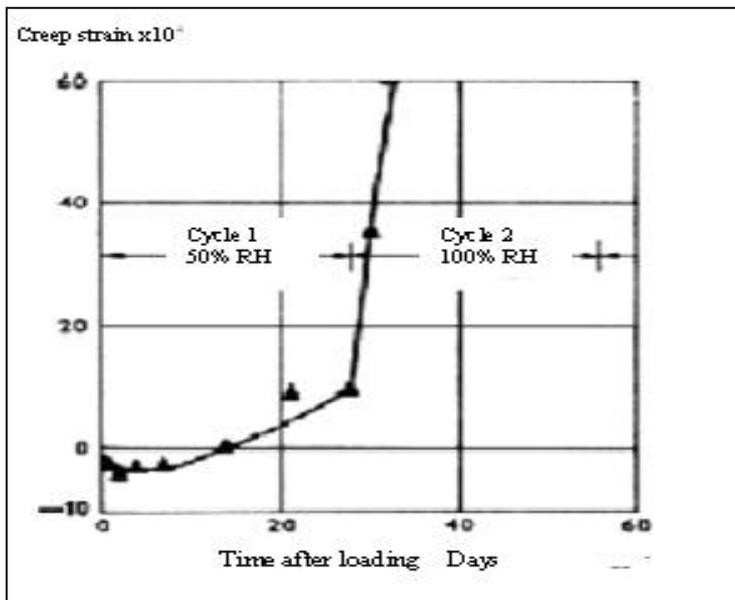


Figure 1.8 : Evolution des déformations de fluage en traction avec variation hygrométrique au jeune âge (7 jours) [22]

- La théorie de cisaillement visqueux ("viscous shear theory") est basée sur la possibilité de glissement des particules de la pâte de ciment liées par une interface hydrique. De plus, la migration de l'eau aurait tendance à accroître le taux de glissement et créerait des dérangements de la structure poreuse. Des tests de perméabilité ont cependant démontré l'indépendance du flux hydrique vis-à-vis de l'amplitude des déformations de fluage.

- La théorie de l'effet de vitesse avec énergie d'activation ("rate process theory") correspond à la tension de surface produite par le séchage des pores. Cet effort sollicite la microstructure en compression et les déformations semblent liées à une dépendance du taux de fluage sur la contrainte. Cette explication proposée par **Wittmann**, ne reste valide que pour des chargements en compression.

- Enfin, **Powers** démontre que les molécules d'eau contenues à l'interface des feuillets de CSH peuvent transmettre de fortes pressions dans un état d'équilibre et en même temps mobile (en cours de séchage). Le fluage serait issu de la diffusion des molécules d'eau de l'intérieur vers l'extérieur de l'interface des feuillets (ou inversement). Le taux de fluage secondaire s'explique ici et son évolution ralentit lorsque la teneur en eau chute.

L'incidence de l'eau vis-à-vis du mécanisme de fluage met en évidence plusieurs types de fluage (fluage propre, fluage de dessiccation, fluage transitoire, etc.).

1.9- le fluage propre.

Dans des conditions de température et d'hygrométrie en équilibre avec les caractéristiques internes du matériau (système thermodynamique fermé) (température, teneur hydrique, etc.), le béton sous chargement présente des déformations de fluage propre (Basic creep) [14]. Si on souhaite étudier l'influence des échanges hydriques du béton, on retranche de la déformation totale de fluage, la part de fluage propre pour quantifier celle de dessiccation. L'expérience de **Kovler** présentée ci-après remet en cause cette possible partition des déformations en mettant en évidence l'influence de la quantité d'eau dans les pores qui représente un paramètre essentiel de la cinétique de fluage propre. La quantité d'eau étant plus faible, le taux de fluage diminue d'autant plus [23]. C'est pourquoi, au jeune âge, le fluage propre constitue une grande part des déformations différées [19]. Sa définition l'associe à une caractéristique intrinsèque au matériau et l'amène donc à coexister avec le retrait endogène [24]; [25]. L'évolution des deux mécanismes différés est alors inhérente à la composition du béton. Par exemple, à retrait endogène équivalent, les déformations de fluage propre sont deux fois plus importantes pour un béton de sable que pour un béton de granulats [20].

En terme de cinétique, les déformations de fluage propre n'atteignent pas de valeur asymptotique par le maintien d'un état hydrique intrinsèque au matériau [24]. Nous verrons à l'inverse, que les déformations de fluage de dessiccation tendent à se stabiliser à l'approche d'un équilibre thermo-hydrique (à l'exception des pièces de fortes épaisseurs pour lesquelles le séchage est infiniment lent laissant supposer continûment une teneur en eau constante) [8]. Pour des ouvrages dont le séchage est lent, le fluage propre peut-il être

le seul à déterminer leur durée de vie à long terme ? Les conditions environnementales possèdent-elles un impact sur les déformations de fluage de séchage pour ces structures généralement massives ? [16].

Les mesures de déformations de fluage propre sont effectuées en créant un confinement du matériau vis-à-vis de l'extérieur (réalisé soit sur des éprouvettes, soit dans le cas de pièces massives). Une pression de vapeur qui ne peut s'échapper, se produit en limitant les déformations de fluage dues à la dessiccation [16]. Ceci explique la dépendance des déformations de fluage propre vis-à-vis de la quantité d'eau évaporable dans le béton [16]. Les faibles déformations de fluage propre du béton à hautes performances (BHP) résultent d'un faible ratio E/C mais, constituent une bonne part du fluage total. Les déformations différées dues au séchage sont donc réduites mais également, le potentiel de fluage propre en traction, comme en compression qui est inhérent à la composition de béton. On constate que le pourcentage de déformation de fluage propre par rapport à l'amplitude de fluage total (propre et dessiccation) est aussi réduit [17].

1.10- le fluage de dessiccation.

Quatre sources de fluage de dessiccation d'importance décroissante existent [23]; à savoir:

- le retrait induit par la contrainte (Stress-induced shrinkage),
- l'adoucissement de la déformation en traction par la progression de la fissuration,
- l'irréversibilité au déchargement due à la contraction après adoucissement,
- l'augmentation de la raideur du matériau due au vieillissement.

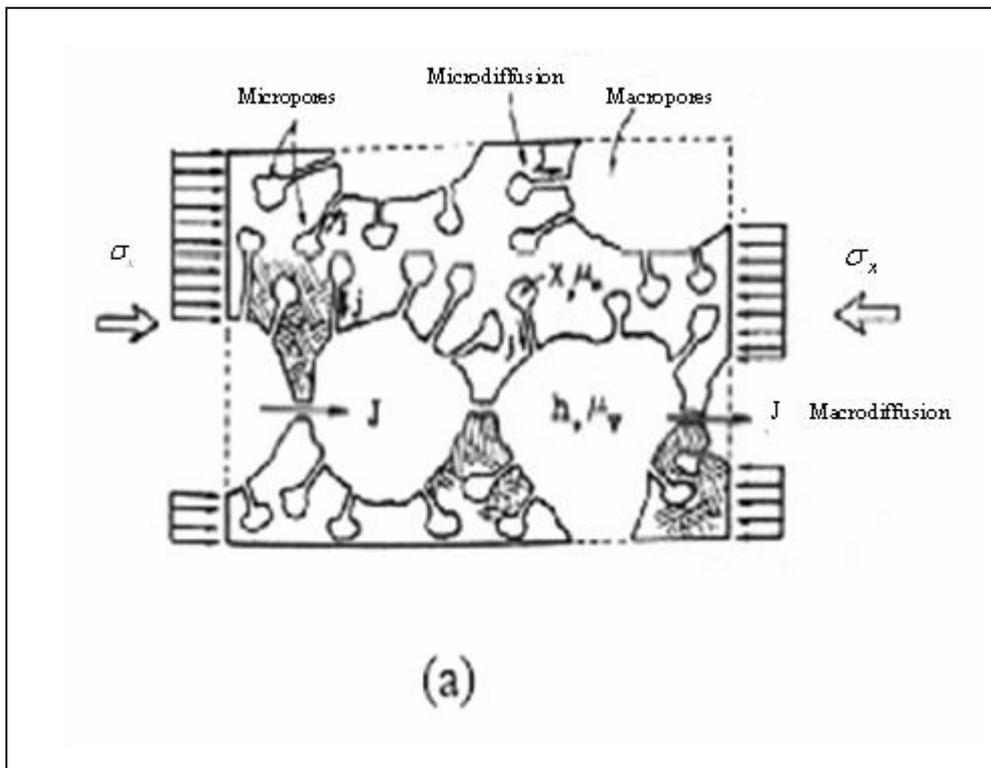
La composante d'autodessiccation générée par les processus d'hydratation, peut être négligée devant l'amplitude des déformations de fluage de dessiccation liées au séchage de l'élément de béton.

Le fluage de dessiccation est majoritairement présent dans deux types de configurations :

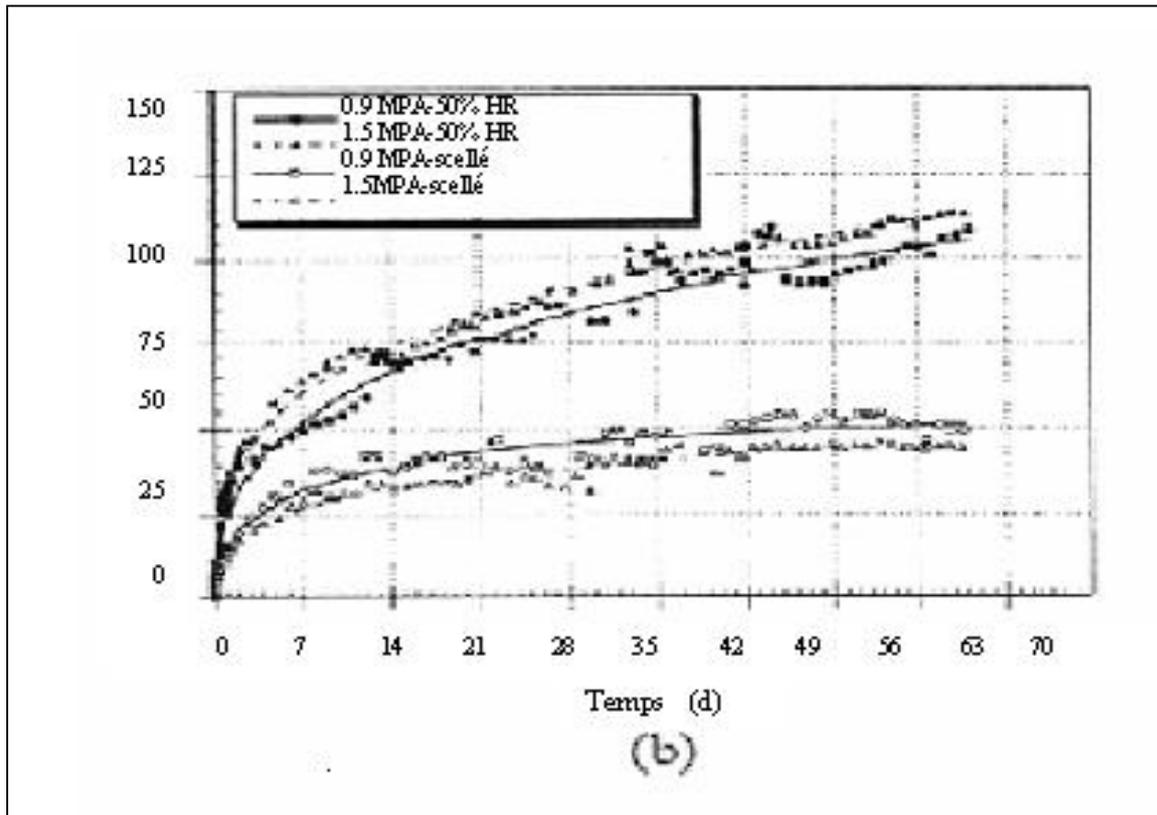
- La première coïncide avec la phase de retrait (contraction et séchage) qui s'effectue dans la première année après fabrication du béton. Au jeune âge, l'eau contenue dans les pores s'évapore par porosité ouverte (séchage) en intégrant le retrait du béton (contraction) (figure 1.9(a)). Le fluage propre devient alors plus faible car le béton s'assèche mais le départ d'eau provoque aussi des déformations de fluage de dessiccation par le passage d'un état humide à un état plus sec [8]. La durée du retrait effective correspond à l'assèchement de la zone de porosité granulaire ouverte. Notons ici l'existence de l'interaction entre la charge et le retrait qui provoque une déconnexion de la porosité fermée en une porosité

ouverte pendant le temps de retrait. Un retrait moyen plus faible d'un spécimen non chargé en compression est la cause de fissuration dans les zones tendues (non relaxées en compression par fluage).

- La seconde configuration d'obtention du fluage de dessiccation est obtenue en plaçant le béton en déséquilibre thermo-hydrrique qui subit un séchage ou une réhumidification (figure 1.9 (b)). Si on suppose l'arrêt du retrait à partir d'un an de maturité du béton, il est difficile d'associer le "fluage de dessiccation" à un retrait amplifié sous charge au-delà de cette période. En revanche, les variations hydriques et hygrométriques possèdent une influence sur la cinétique de déformation du fluage au séchage (ou à la sorption) qui conduit à l'appellation confirmée de "fluage" de dessiccation [16]. En terme de cinétique, on observe des déformations de fluage de dessiccation deux fois plus grandes si le séchage est deux fois plus rapide.



Figures 1.9.a : Processus de diffusion à travers la pâte de ciment sous chargement appliqué [23]



Figures 1.9.b : Déformations de fluage propre et de fluage total (propre + dessiccation)

1.11 - l'expérience de pickett.

L'expérience de **Pickett (1942)** a permis de déceler l'existence d'une déformation de fluage supplémentaire à la composante de fluage propre en plaçant une éprouvette simultanément dans une configuration de chargement et de séchage (figure 1.10) [24]. Cet excès de déformation est appelé "fluage de dessiccation" (Drying creep). [5] en fournissant une définition du fluage qui repose sur l'hypothèse de l'égalité des retraits (ou des gonflements) des bétons témoins et des bétons chargés, confirme l'appellation "fluage de dessiccation" et non celle de "retrait de dessiccation".

Cependant, la terminologie interroge plusieurs chercheurs sur l'origine du "fluage de dessiccation". Comme le mentionnait **Eugène Freyssinet**, ce supplément de déformation au cours du temps d'un béton contraint et séchant, correspondait plutôt à un retrait amplifié sous charge.

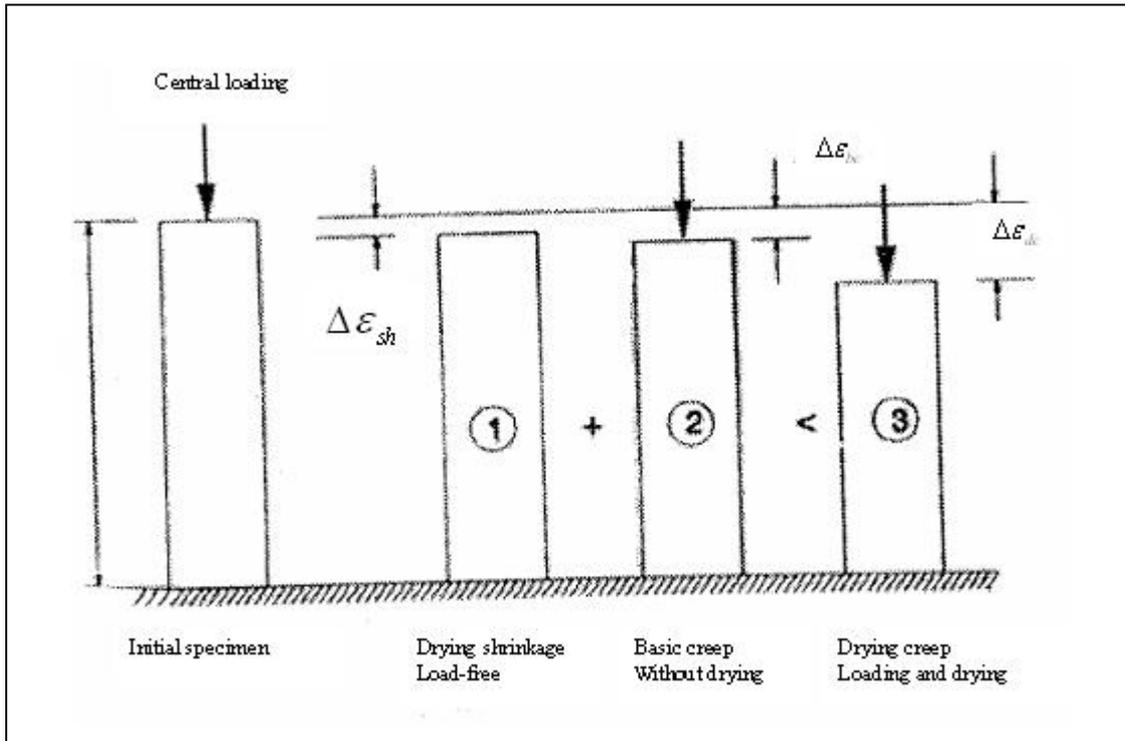


Figure 1.10 : Expérience de Pickett.

La réflexion semble plus complexe encore. Tout d'abord, il est difficile d'affirmer que le fluage de séchage est indépendant du fluage propre puisque la valeur de la teneur en eau varie au sein de l'éprouvette. Cependant, l'amplitude des déformations du fluage de séchage est bien supérieure à la variation liée au fluage propre que l'on pourrait imaginer (par variation de l'eau interne). **Kovler** comme **Bazant & al.** Supposent donc en première approche, le fluage de dessiccation indépendant du fluage propre et que l'interaction majeure se réalise avec le retrait dont la cinétique est liée au départ d'eau. Deux définitions du fluage de dessiccation sont alors établies. Le fluage de dessiccation pourrait être :

- un excès de fluage au séchage : $e_{dc} = (e - e_{fs}) - e_{bc}$
- un excès de retrait au chargement : $e_{dc} = (e - e_{bc}) - e_{fs}$

Avec e , la déformation différée totale, e_{dc} , la déformation de fluage de dessiccation (Drying creep), e_{fs} , la déformation libre de retrait (Free shrinkage) et e_{bc} , la déformation de fluage propre (Basic creep).

L'influence du fluage propre semble plus importante que supposée au départ et fait l'objet de l'expérience de **Kovler** qui mesure sous conditions confinées et de séchage, les déformations différées d'un béton en traction.

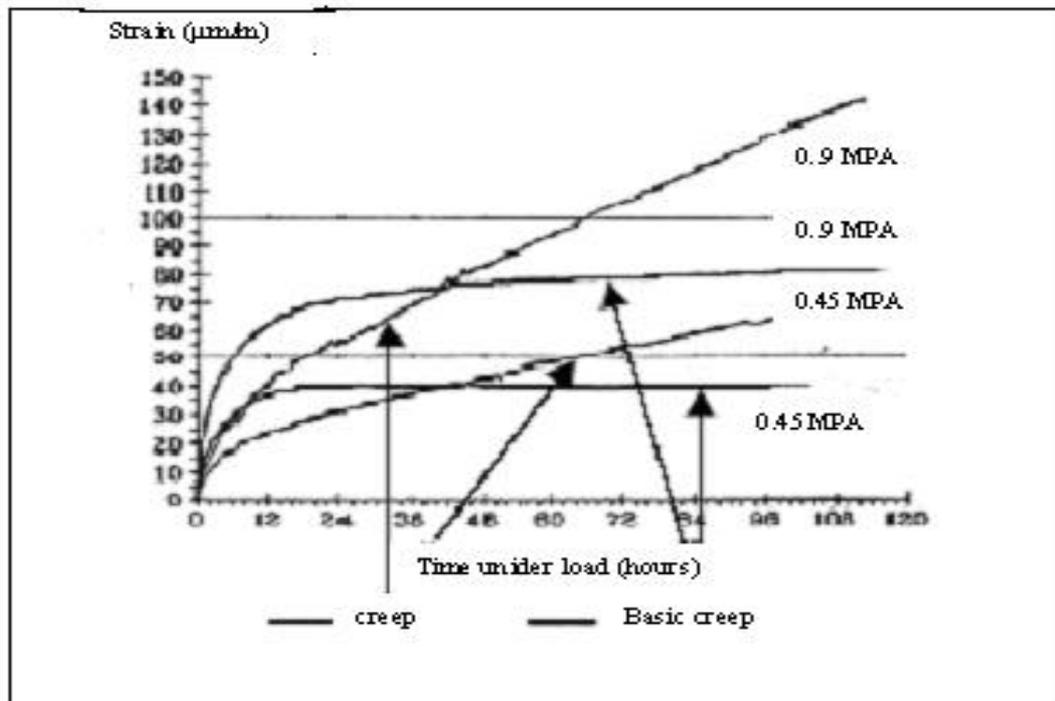
1.12 - l'expérience de kovler.

Dans les essais conduits par **Kovler** en traction, les cinétiques de déformation du fluage propre et du fluage de dessiccation sont mises en évidence. Les résultats émanant de ces tests, conduisent à la proposition de nouvelles définitions pour les déformations de fluage. Pendant la première période du palier de chargement, les déformations de fluage de dessiccation (par différence des déformations obtenues sous conditions en air et confinées) tendent à amplifier les déformations de retrait (Retrait induit par fluage : creep-induced shrinkage). Ensuite, le phénomène s'inverse et on assiste à des déformations de fluage de séchage qui seraient dues à un fluage induit par retrait (Shrinkage-induced creep). Ces nouveaux résultats conduisent à observer de plus près l'influence et la participation du fluage propre dans ce changement de mécanisme.

L'amplitude des déformations de fluage propre dépend de la quantité d'eau maintenue constante par les conditions de confinement. Ces déformations sont plus ou moins importantes comme la quantité d'eau contenue. Cette teneur peut être considérée comme un élément intrinsèque au fluage propre. Au séchage, l'implication des déformations de fluage de dessiccation contribue à un supplément de déformation. Comment alors expliquer que les déformations de fluage propre soient plus fortes pendant les deux premiers jours d'essai ? (Figure 1.11).

Lorsqu'une éprouvette est immergée, elle gonfle (Figure 1.12a). L'humidification induit une plus forte teneur en eau et fournit une plus grande capacité intrinsèque du matériau à fluer. A l'inverse, une baisse de cette teneur en eau contribue à un ralentissement des déformations de fluage propre.

Lors des essais de **Kovler**, l'eau contenue dans l'éprouvette confinée ne peut s'extraire et induit un fluage propre plus large que si on considérait la teneur en eau effective du matériau en chaque temps (au cours du séchage). Cette différence de fluage au départ peut s'apparenter à un gonflement puisque que l'éprouvette confinée est plus humide. (Figure 1.12a).



Figures 1.11 : Courbes de fluage total et de fluage propre pour deux contraintes de traction

Kovler explique que la charge impose au spécimen un gonflement et précise qu'il serait dû à la libération des tensions de surface de l'eau des capillaires de la pâte de ciment par changement de pression de vapeur autour du ménisque de transition. Et, les plus fortes déformations de fluage propre résultent uniquement de la possibilité d'une conservation de la teneur en eau constante et élevée (système thermodynamique fermé) [19].

Pendant le test avec séchage, cette pression hydrique est libérée. A ce propos, on rappelle que les processus sont opposés si on augmente l'humidité relative. Ils sont analogues à une augmentation de déformation de fluage par gonflement ou par "recouvrance" des déformations de fluage au changement d'humidité relative (séchage) [23].

En retranchant la composante de gonflement de la cinétique de fluage propre, les courbes de déformations de fluage propre et de dessiccation deviennent très proches dans un premier temps puis s'éloignent l'une de l'autre car la déformation de fluage propre évolue très peu alors que le processus de séchage continue (figure 1.12 (b)).

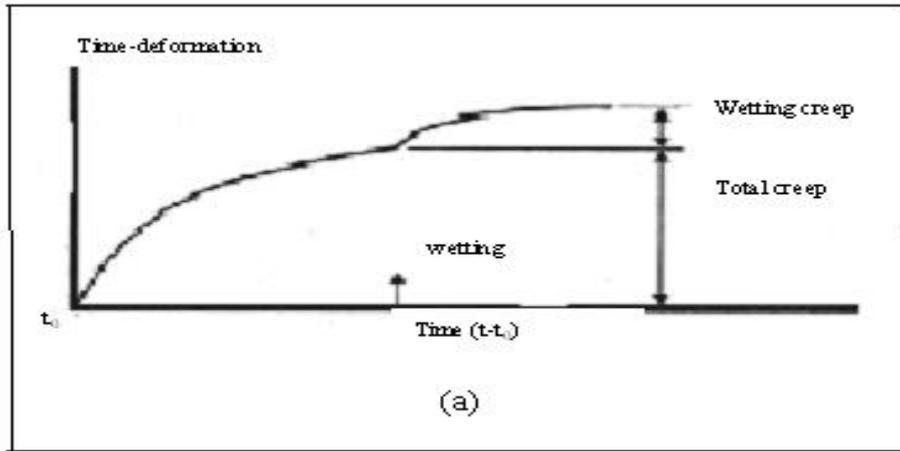
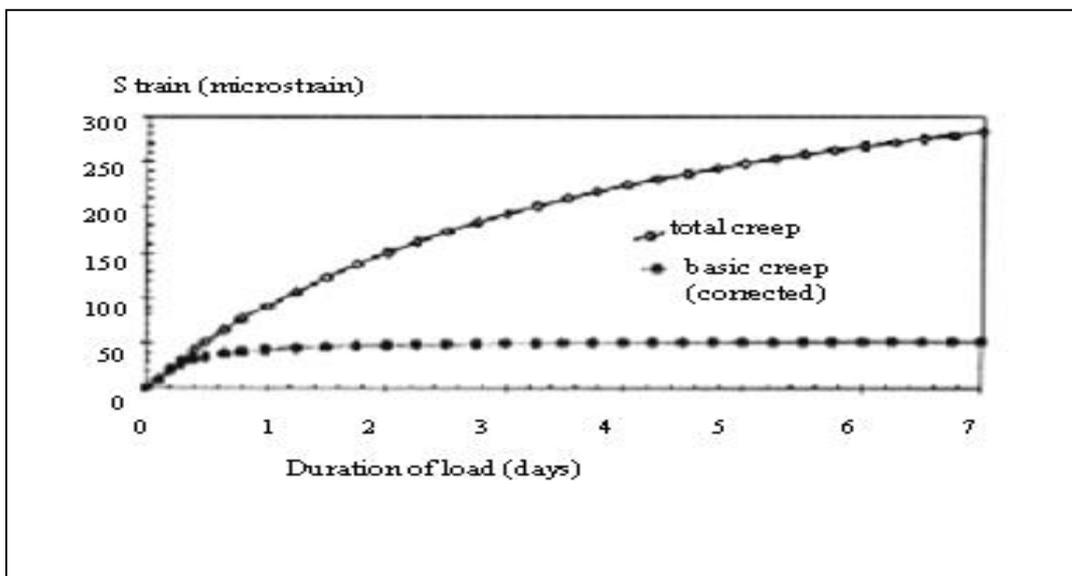


Figure 1.12 (a): cinétique de gonflement par fluage [26].



Figures 1.12.b : Déformations de fluage en traction totale et propre avec correction de l'effet de gonflement [16]

La déformation de fluage de dessiccation résulte donc uniquement du processus de "fluage induit par le retrait" (Shrinkage induced creep).

Bazant & Xi l'associent aussi à une composante de microfissuration.

Wittmann & Roelfstra suggère une participation maximale de la fissuration dans le processus de fluage de dessiccation. La contribution à l'excès de déformation au séchage est en grande partie due à la non-linéarité en traction et tout particulièrement, si la

déformation se produit en phase d'adoucissement [23]. Après fissuration, il se produit une redistribution de contrainte importante.

L'association de la fissuration avec les déformations de fluage de dessiccation est aussi supposée par la constatation d'une fissuration plus dense de spécimens plus "secs" (l'énergie de fissure est plus faible) [22] et, par la localisation des déformations au niveau du frottement interne de la pâte de ciment durcie dont la teneur hydrique est plus faible [2]. Par exemple, les tests montrent qu'un des mécanismes possibles de fluage réside dans la rupture interne par sorption en immergeant des spécimens après une période de séchage.

1.13 - mesure de la fissuration par fluage de dessiccation.

La procédure d'essais d'**Altoubat & Lange** est destinée à la quantification de la fissuration du béton en cours de séchage. Trois essais sont réalisés en condition scellée (isolé, il n'échange ni énergie, ni matière), en condition d'humidité (fermé, il échange de l'énergie, mais pas de matière) et en condition de séchage (ouvert, il échange de l'énergie et de la matière). Le fluage propre est obtenu en condition d'humidité. Le "retrait induit par contrainte" (Stress-induced shrinkage) est déterminé par soustraction de la déformation du test scellé avec la déformation de fluage propre. Enfin, la microfissuration liée au séchage est calculée en retranchant de la déformation en condition de séchage, le fluage propre et le "retrait induit par contrainte".

1.14 - le fluage à court terme et à long terme.

Au jeune âge, l'eau contenue dans les pores s'évapore par porosité ouverte (retrait, fluage, perte d'eau et microfissurations). Ce transfert contribue à la déformation du matériau.

Les particules glissent aisément jusqu'au durcissement des unes par rapport aux autres. Un premier réarrangement de la matière s'établit. Sous charge, il se traduit par un processus de compactage de la matière. Le béton frais se déforme davantage sous contraintes que dans une configuration non chargée. Au cours du temps, la charge maintenant une pression autour de la porosité fermée et humide, réduit petit à petit la résistance des liens entre feuillets par "pression-dissolution" des cloisons affaiblies.

Puis, des zones de fermeture de la porosité se créent progressivement par hydratation de feuillets de CSH au cours de la première année de mûrissement du béton. Le béton contenant encore de l'eau peut permettre le mouvement (glissement) des particules de ciment anhydre.

De nouveaux liens se créent et en particulier, à proximité des auréoles de transition où la compacité cimentaire est faible. Le potentiel de déformation est alors progressivement

ralenti par l'hydratation et la prise progressive du ciment en créant une rigidité de la structure par la réaction chimique interne qui évolue continûment.

Dans sa théorie sur la solidification du béton (Solidification theory), **Bazant & al.** tentent d'expliquer le fluage par un processus imagé de maturation par assemblage de couches solidifiées au cours du temps. Ils émettent l'hypothèse d'une dépendance directe de la viscosité sur le temps. Le mûrissement du béton est expliqué par le mécanisme de déposes successives de nouvelles couches de solides issues de l'avancement de l'hydratation et procurant une raideur plus grande du matériau. Cependant, les déformations dues au vieillissement ou au mûrissement du béton, font l'objet d'un processus temporel à elles seules. Un état de contrainte appliqué pendant l'hydratation peut modifier l'arrangement des grains mais, il ne sera pas responsable de la réaction d'hydratation du béton. La vision simplifiée du durcissement par **Bazant** reste néanmoins acceptable dans la phase où le béton n'a pas atteint sa résistance maximale ; c'est-à-dire environ un an après coulage, même si **Hansen** en 1960 montre par ses expériences que des éprouvettes identiques chargées et non chargées s'assèchent aussi rapidement. Ce qui mettrait en défaite la théorie de la solidification. D'autre part, le béton ayant atteint sa maturité, l'idée de cette théorie paraît difficilement acceptable pour expliquer le fluage à long terme car le béton n'a plus ou très peu de gain de raideur.

Le mécanisme de fluage est encore mal ciblé à long terme. Les premières explications s'appuient sur la réduction de l'eau contenue dans le béton et sur l'accroissement de raideur du matériau. La pâte est soumise à des glissements de cristaux entre eux qui dégagent par frottement, plus de chaleur que si les cristaux se déplaçaient par interposition d'un film hydrique. Ce dégagement de chaleur entraîne le "dessèchement" des particules et la perte de cohésion de certaines d'entre elles, car leur lien hydrique est révoqué. L'état de contrainte atteint la résistance en traction interparticulaire du ciment. Ce processus reste très progressif et semble particulièrement relié au niveau de contrainte ainsi qu'à la vitesse de chargement.

L'hypothèse d'un phénomène de pression-dissolution des hydrates de ciment s'impose également comme ultime source de fluage à long terme et s'apparente à un processus de polymérisation [23]. Enfin, une autre explication s'appuie sur la liaison des hydrates et l'implication d'une pression de disjonction à l'interface des CSH.

1.15- influences de l'eau, de la température et des conditions environnementales.

Le mécanisme de fluage dépend de l'état hydrique du béton. Les mouvements de l'eau au sein du matériau lors des processus de séchage ou d'hydratation, ainsi que la température sont des facteurs de variations des déformations de fluage. Leur contribution vis-à-vis de la fissuration est démontrée d'après des observations en laboratoire et des mesures de déformations différées du béton dans des conditions environnementales naturelles.

1.15.1 - les transferts hydriques.

Des essais en traction mettent en évidence l'action d'humidification et de séchage dans deux configurations différentes [22]. Une analyse de l'évolution de la déformation de fluage vis-à-vis des changements d'ambiance hygrométrique et compte tenu de l'âge de chargement du spécimen est effectuée.

Lorsque le béton est soumis à une augmentation d'humidité relative, au jeune âge (7 jours), le taux de fluage en traction augmente. Cette forte accélération semble reliée à l'adsorption hydrique de la structure micro - poreuse dont les liens et l'état micro - fissuré sont relaxés par la présence d'eau. L'effet est contraire à maturité (28 jours) avec un taux de fluage qui diminue.

A l'inverse, une chute d'humidité relative ralentit le taux de fluage au jeune âge. A maturité, il croît et dans ce cas, il est probablement attribué à la propagation de la fissure résultante de l'état de contrainte créée par la dessiccation.

1.15.2 - interaction "eau – fluage – fissure".

Les déformations de fluage s'associent pour une part, à la propagation des micro-fissures lorsque les contraintes sont comprises dans le domaine non-linéaire de comportement [10]. Or, le seuil de non linéarité varie en fonction des conditions dans lesquelles est placée l'éprouvette. Il atteint 60% de la résistance pour des bétons scellés et 40 % seulement pour des bétons immergés. Dans ce dernier cas, les déformations de fluage augmentent et induisent une bifurcation plus grande du comportement.

Cet accroissement de déformation s'associe alors plus à un endommagement (fissuration) et le déplacement de l'eau est accéléré comme le nombre de fissures par ouverture de nouveaux chemins de capillarité. Néanmoins, l'effet le plus défavorable de la teneur hydrique sur la fissuration est observé par la présence d'humidité en fond de fissure. Il est mis en évidence par des essais à chargement lent ou des tests de fluage qui mettent en

défaut l'action de l'eau sur le processus d'accélération de l'ouverture de fissures. Les surfaces hydratées libérant une partie de l'énergie de rupture relaxent en créant un déplacement possible des lèvres de la fissure [27]. A l'échelle de l'élément, l'énergie de rupture est également plus faible en présence d'une plus forte humidité relative.

1.15.3 - les variations de température.

La température possède un effet non négligeable sur le mécanisme de fluage. On choisit généralement une amplitude et une cinétique de fluage de référence pour des températures analogues à celles de l'environnement, à savoir 10 à 20° C.

Si la température chute, les variations de comportement sont le plus souvent mises à défaut si la structure est sollicitée par les cycles gel – dégel. Si la température augmente, la déformation de fluage est amplifiée sauf au jeune âge où, une température élevée accélère le processus d'hydratation du ciment pour produire un durcissement plus rapide en ralentissant ainsi le taux de déformation.

Dans un cas de fortes sollicitations, l'élévation de température, associée à l'énergie de pression dans le domaine non-linéaire de comportement, produit une accélération des déformations d'autant plus élevée (figure 1.13) [29]. Si on atteint de très hautes températures, les ruptures des ponts cristallins qui sont responsables d'un plus grand fluage du béton se produisent en plus grande quantité [28].

Ces variations d'amplitude dépendent essentiellement de la variation de viscosité de la pâte de ciment. Une viscosité minimale de la pâte est obtenue à des températures avoisinant 30° C, voire 40° C. Deux phénomènes pilotent ce minimum de viscosité [2]. Le premier est lié à la perte du caractère suspensif de la pâte par accélération des processus d'hydratation (exothermiques). Ces derniers induisent une chute de viscosité par accélération des réactions chimiques en raidissant la structure et en créant de nouvelles surfaces résistantes. Le second est combiné avec le premier puisqu'il s'agit de la variation de la teneur en eau qui devient optimale à cette température et s'apparente à un séchage. Au-delà du seuil de viscosité minimale, la température augmente et génère un processus d'accélération de la viscosité. Il est d'ailleurs confirmé qu'une pâte de ciment échauffée ne revient pas à sa configuration initiale au refroidissement. Cette hausse de viscosité est irréversible car elle fige la pâte. A la chute de température, cette nouvelle configuration entraîne des contraintes au sein du matériau par des déplacements localement limités. Donc, elle confère une source de microfissuration.

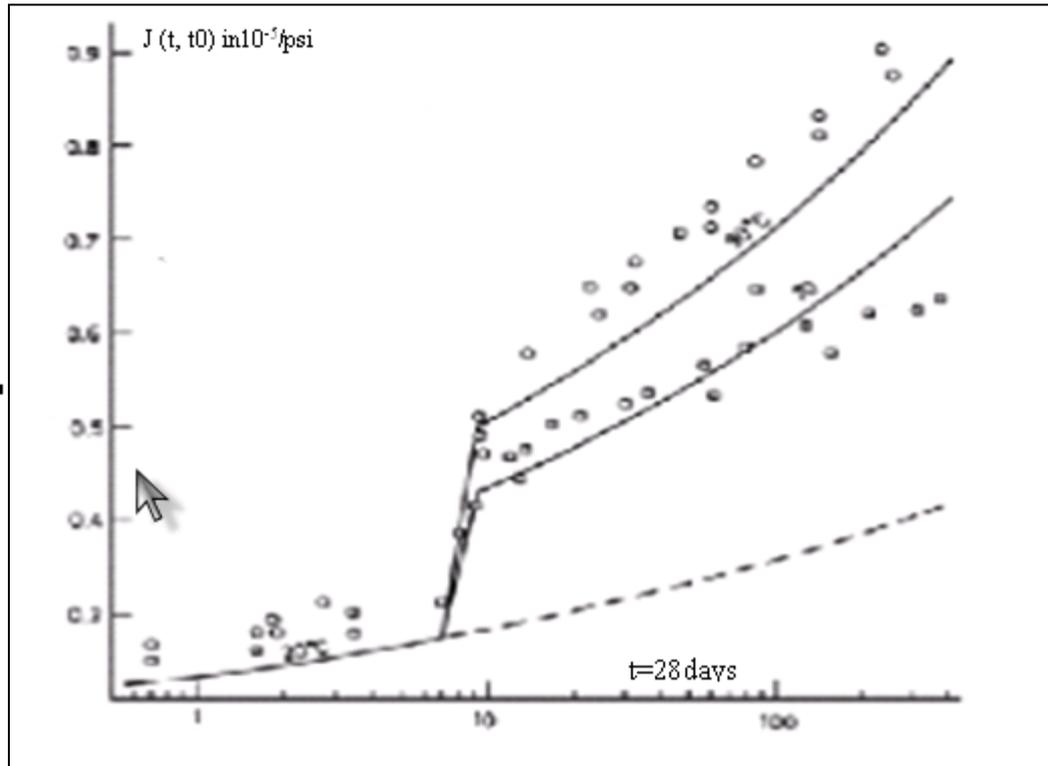


Figure 1.13 : Augmentation de la complaisance $J(t,t')$ par élévation de température [28]

1.15.4 - influence des températures extérieures.

Les variations de la déformation de fluage résultent pour une part, des gradients de température journaliers qui influencent le comportement de la structure (. Des tests de fluage ont démontré des variations de cinétique de déformation différée pour différents traitements thermiques [8]. De manière contradictoire, un matériau préalablement séché se déforme très peu au cours du temps alors que la simultanéité "chargement – séchage" induit des déformations de fluage maximales. Pour appliquer ces résultats aux cas de structures réelles, l'adaptation passe par la considération des variations de température qui s'établissent journalièrement. Les mesures sur site ont déjà montré un ralentissement des déformations de fluage pour des températures basses (en saison hivernale). Car leur

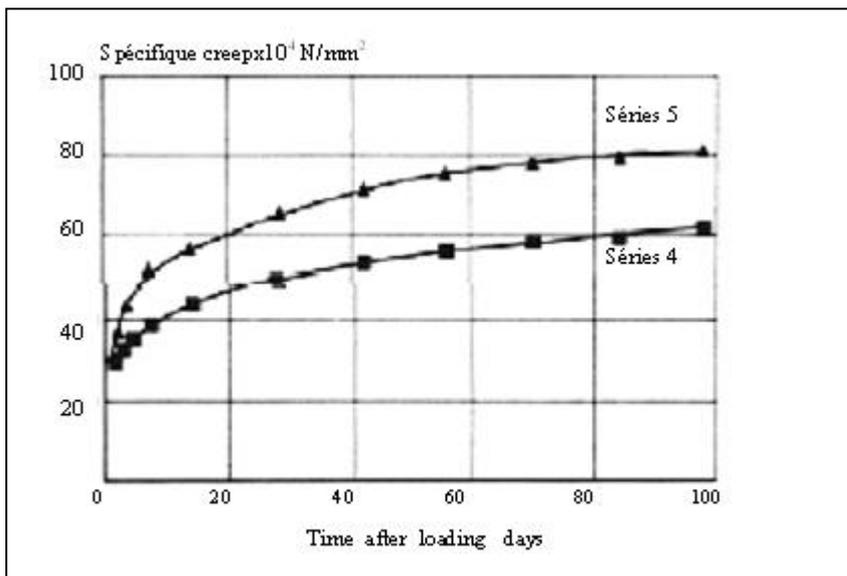
influence sur l'évolution des déformations de fluage, les saisons modifient indirectement le retrait et nous réserve la possibilité d'observer par exemple, un gonflement du matériau lors des saisons froides et plus humides [32].

1.15.5 - influence de la composition de béton.

Concernant la composition de béton, les paramètres influençant de la déformation de fluage sont le ratio eau/ciment (E/C), le type de granulats et les additifs possibles du béton. On constate que le rapport E/C au très jeune âge (âge où l'hydratation est peu avancée) n'influence pas vraiment les déformations de fluage [17]. Après quelques jours d'âge du béton, à rapport E/C croissant, il constitue un facteur d'affaiblissement de la résistance en traction et d'accroissement du fluage spécifique.

Les bétons à fort ratio E/C contiennent 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 (évoluable) est importante, plus les déformations de fluage en compression comme en traction (fluage propre, en particulier) vont croître [16]. Cette amplitude dépend aussi de la qualité du ciment et de la quantité de pâte effective du béton [17]

A ratio E/C constant, par exemple, on note une légère diminution des déformations avec un plus fort dosage en ciment (**L'Hermite, 1978**). A l'inverse, à quantité d'eau équivalente mais pour des dosages en ciment plus faibles, les déformations de fluage augmentent (figure 1.14).



Figures 1.14 : Influence du ratio E/C (série 5 : E/C=0.55 ; série 4 : E/C=0.40) [22]

1.15.6 - influence des granulats.

La fonction des granulats vis-à-vis du fluage est de restreindre les déplacements de la pâte de ciment [10]. Leur taille et leur qualité sont particulièrement influentes sur l'état de déformation et de fissuration.

L'augmentation de la taille des granulats améliore la raideur du matériau en réduisant la capacité de déformation [33]. Une granulométrie plus étalée (représentation de la gamme des poudres, en particulier) permet d'augmenter d'autant plus la raideur mais aussi la résistance. La dimension des poudres, de taille plus faible que le ciment (la fumée de silice, par exemple), contribue à une baisse de la porosité à l'interface entre la pâte de ciment et le grain restituant ainsi une meilleure cohésion d'ensemble à maturité. A l'opposé, les granulats grossiers bloquent la déformation du liant, l'initiation de fissures et la vitesse de séchage. Leur rigidité étant très grande devant celle de la pâte de ciment, ils vont constituer une part importante de la raideur du matériau. Pour exemple, le béton de sable développe des déformations de fluage environ deux fois plus larges que le béton de granulats [20]. Souvent négligée, la qualité des grains influence véritablement l'évolution de la déformation de fluage. Pour un béton de basalte, la déformation correspond environ au double de celle d'un béton de quartz (figure 1.15). Enfin, la participation des inclusions sur la microfissuration (localisée à l'interface entre la pâte de ciment et le granulat) est remarquée lors de tests de fluage en traction. Parmi les paramètres intrinsèques à retenir pour le fluage (en traction, en particulier), on choisit le ratio granulats/pâte de ciment dont la diminution entraîne un fort fluage spécifique en traction et en compression et parce que la source majeure de microfissuration du fluage en traction se situe au niveau des auréoles de transition [17].

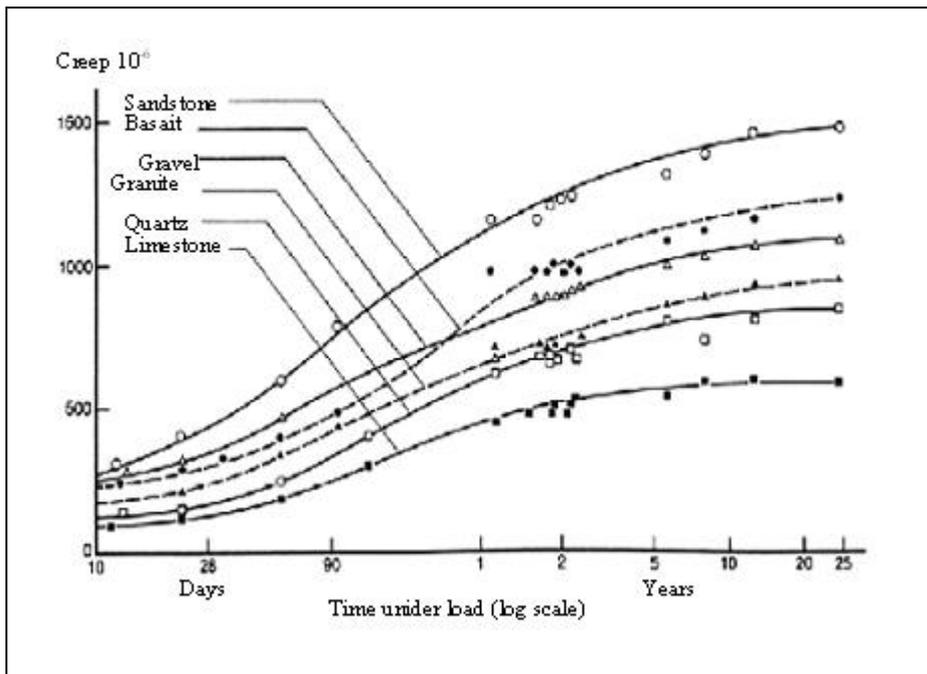


Figure 1.15 : Déformations de fluage par emploi de granulats divers [1].

1.15.7 - influence des ajouts.

Les ajouts sont reconnus améliorer la résistance du béton à long terme. Ce gain de résistance semble dépendre de l'implication des déformations différées (notamment de fluage) qui sont réduites par rapport au béton sans ajout [34]. Plusieurs types d'ajouts (laitier de haut - fourneau, cendres volantes, plastifiants, polymères, fumée de silice, etc.) ont été testés et présentent des propriétés diverses vis-à-vis du comportement du béton.

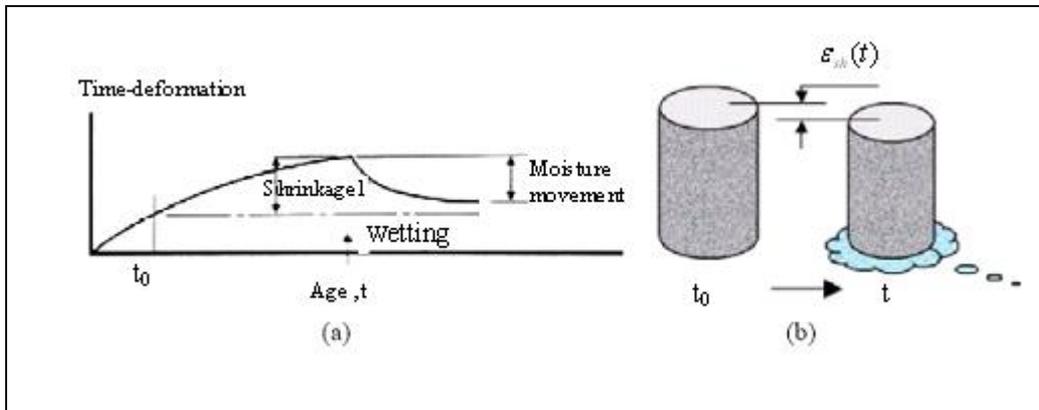
1.16 - fluage et retrait.

Le mécanisme de retrait du béton ne constitue pas notre thème de recherche principal. Cependant, son action différée interagit avec le mécanisme de fluage en modifiant le comportement du béton [16]. Cette interaction nous amène à la présentation du retrait du béton qui, même si elle n'est pas exhaustive, regroupe les principales sources du mécanisme ainsi que les cinétiques de comportement.

Par définition, 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 (figure 1.16 (b)). Par opposition, un gonflement (*wetting*) s'observe par immersion de l'éprouvette (ou lors de conditions hygrométriques saturées) (figure 1.16 (a)) [5].

Les processus de diffusion hydrique du retrait tendent à se stabiliser à un an d'âge du béton.

La déformation finale de retrait varie entre 500 et 1000 $\mu\text{m} / \text{m}$ sachant que la déformation élastique ultime en traction n'excède pas 100 à 200 $\mu\text{m} / \text{m}$ [17].



Figures 1.16 : -(a) Déformation différée de retrait d'un spécimen non chargé : Illustration de la cinétique de retrait (shrinkage) et, du gonflement (wetting) par variation hydrique (moisture movement)

-(b) Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait.

1.17-les différents retraits du béton.

1.17.1-retraits au très jeune âge.

Au moment du mélange du ciment avec l'eau, le retrait d'hydratation ou retrait chimique (à ne pas confondre avec le retrait hydraulique, ni avec le retrait de dessiccation) se produit par contraction ; c'est pourquoi, d'autres auteurs le nommeront "retrait de serrage avant prise" [5].

Ce premier retrait, mis en évidence par Le Châtelier en 1894 d'où la dénomination "Contraction de Le Châtelier", résulte d'une diminution du volume (8 à 12 % du volume initial) de la pâte formée par rapport à la somme des volumes absolus des anhydres et de l'eau [8].

Avant la prise de la pâte de ciment, il est possible d'observer un retrait d'évaporation ou retrait plastique [40] la limitation de ce retrait est souhaitée par des solutions de cure pour éviter une perte en eau excessive conduisant au phénomène pathologique de ressuage et à un arrêt prématuré de l'hydratation. En conséquence, une faible résistance du béton et une durabilité limitée à long terme seraient obtenues [17].

Ce syllogisme est évidemment une source de fissuration excessive au sein du matériau

car l'amplitude du retrait plastique est très importante comparée à celle du retrait hydraulique (ou retrait endogène) et dépend de la géométrie de l'ouvrage [40]. C'est le

problème des bétons mis en place longtemps après gâchage et qui possèdent un retardateur de prise. La durabilité de ce type de béton est largement moins importante devant celle d'un béton gâché et mis en place immédiatement.

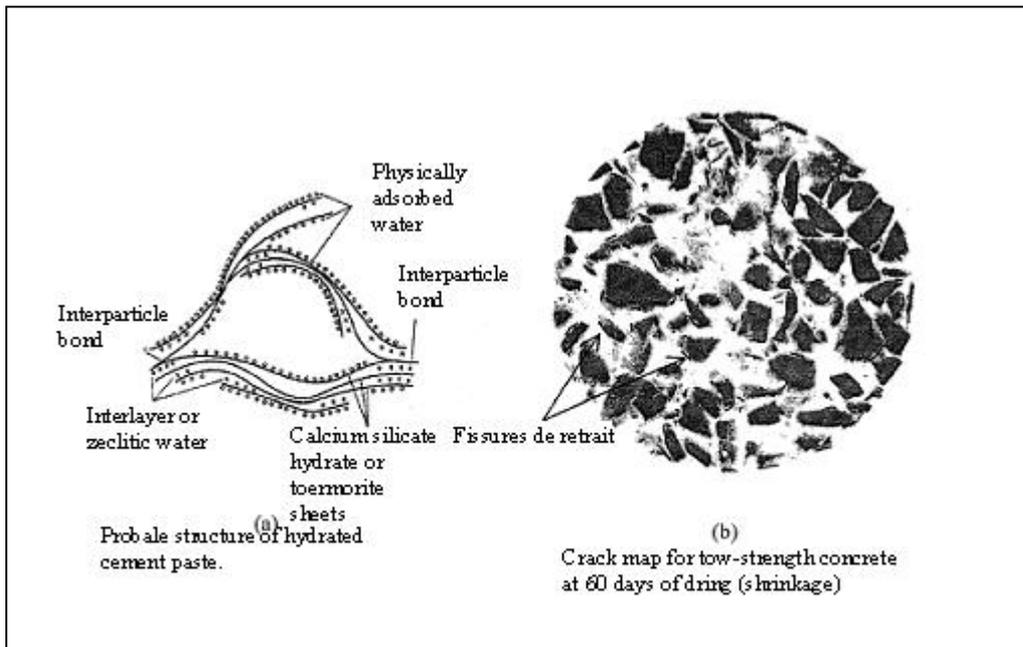
1.17.2-retrait endogène.

Après la phase d'hydratation, le mélange "eau – ciment" à l'état de suspension se raidit. C'est la prise. Il se constitue une étroite où les particules de ciment se soudent, formant entre eux des ponts cristallins (figure 1.17 (a)). Cette étape coïncide avec le début du retrait hydraulique ou plus communément "retrait endogène", même si de nombreux hydrates de ciment ont déjà été formés dès le mélange [8] ce retrait est aussi qualifié de retrait d'autodessiccation. En effet, le squelette minéral formé après la prise s'oppose à la diminution de volume de l'hydratation croissante au sein de la pâte de ciment. La mise en pression du système cristallin conduit à la cavitation des pores et à un dégagement gazeux analogue à un départ d'eau.

Le retrait endogène est également influencé par le nombre et le type d'agrégats car, à l'interface "pâte – granulat", il est empêché par les granulats qui créent des zones de concentration de contraintes où vont se former les premières fissures (figure 1.17 (b)) [33].

Un béton de granulats calcaires concassés donnera un plus fort retrait qu'un béton de granulats quartzeux ou de granulats roulés [40]. Enfin, un ratio E/C plus faible produit un retrait endogène plus important [33].

Le retrait endogène est un des processus intrinsèques du béton car il ne dépend que des propriétés du matériau [8] par exemple, les composés du ciment C_3S et en particulier, C_3A , provoquent d'importants dégagements de chaleur lors de l'hydratation. Ils accélèrent le retrait dont on peut diminuer l'amplitude en réduisant principalement la teneur en C_3A .



Figures 1.17 : -(a) Ponts cristallins (Interparticle bond) lors de la prise [1].

-(b) Localisation des fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette [10].

1.17.3-retrait thermique.

La réaction d'hydratation peut devenir fortement exothermique et provoquer de forts gradients de température. Au coeur d'éléments massifs de structure, la température peut atteindre 50 à 70 ° C. Par conséquent, des retraits différentiels d'origine thermique vont s'ajouter pour obtenir l'équilibre de l'élément avec les températures du milieu environnant [8] ; [5].

La durée de la réaction d'hydratation est relativement courte puisque 60% de l'hydratation (en rapport avec la quantité de ciment qui pourra réellement être hydratée de l'ordre de 60 à 70% du volume de ciment) est obtenue au bout d'un jour et, 90% au bout de 4 à 5 jours. Par conséquent, le retrait thermique est effectif à très court terme.

1.17.4-retrait de dessiccation.

Le retrait de dessiccation ou retrait de séchage par définition, se traduit par un départ d'eau inhérent à l'équilibre hydrique du matériau avec l'atmosphère ambiante non saturée et ce, dès la mise en place du béton. Il possède une amplitude très importante devant les autres retraits. La contraction produite permet l'évaporation de l'eau en excès, nécessaire

uniquement au malaxage du béton frais et dépend donc, de la teneur en eau initiale de la composition de béton. Le retrait de séchage est notamment diminué si la proportion "granulats/pâte de ciment" augmente [17]. Ce retrait hydrique n'est pas un processus intrinsèque du béton car les transferts hydriques du coeur de l'élément vers l'extérieur, amènent à considérer la taille et de la géométrie des éléments [8]. En particulier, de forts gradients hydriques sont maintenus longtemps au voisinage de la surface [8].

Le retrait de dessiccation dépend fortement de l'environnement hygrométrique et de ses variations (conditions de conservation) qui interviennent sur l'accélération ou le ralentissement du séchage. Selon le matériau et son épaisseur, le séchage peut prendre fin au bout de quelques années (structures massives) (figure 1.18) [17]. Pour les structures de faibles épaisseurs, le changement brusque d'ambiance par ré-humidification ou un séchage intense conduit à un endommagement du matériau en générant des efforts de traction trop importants devant la résistance effective du béton [37].

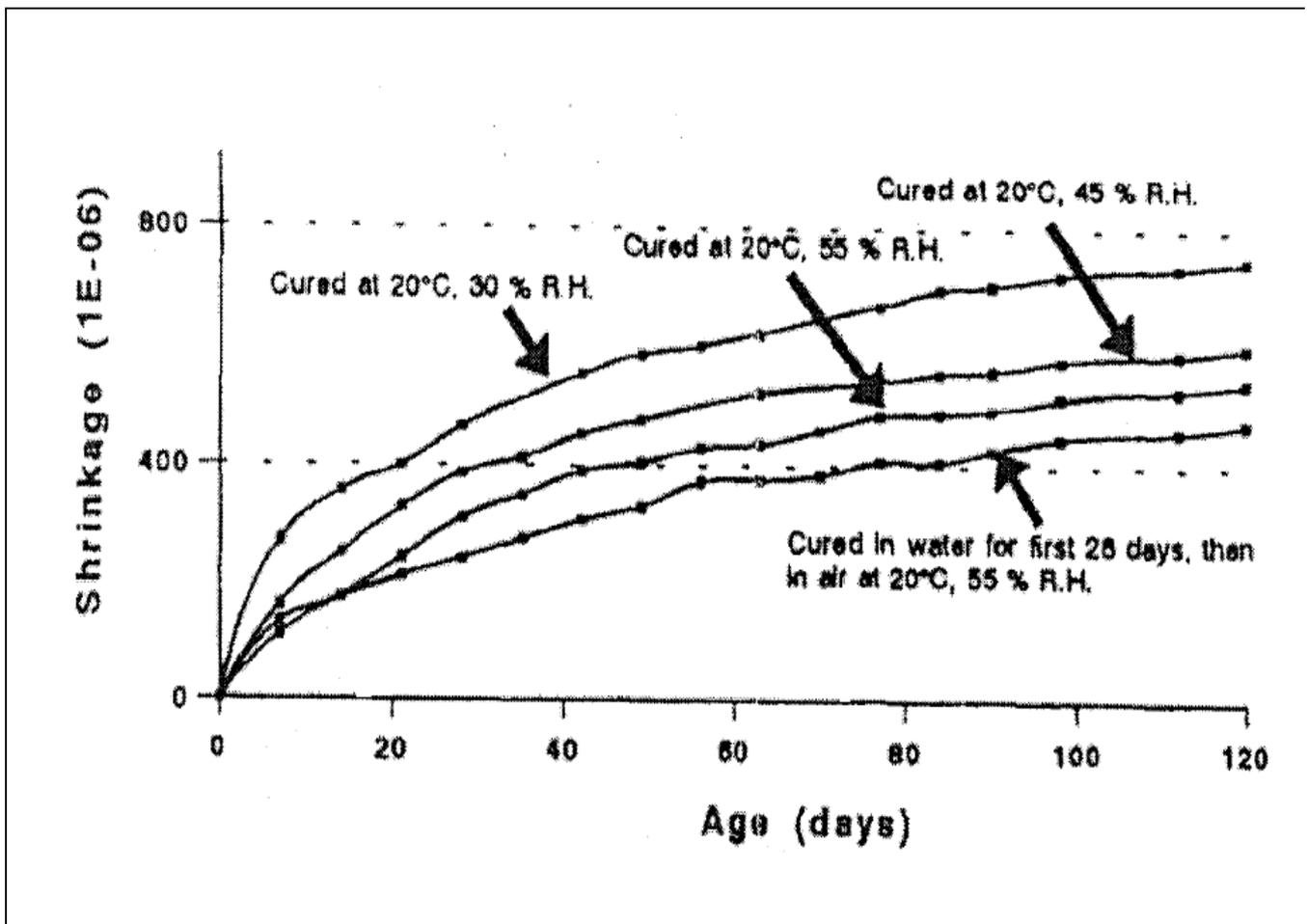


Figure 1.18 : Variation du retrait en fonction de l'humidité relative (RH%).

CHAPITRE 2 COMPORTEMENT DIFFERE DU BÉTON

2.1- introduction

Le comportement différé du béton dépend essentiellement de la composition du béton, de la résistance, de l'âge à la mise en charge et de la vitesse de chargement.

L'ensemble des résultats expérimentaux examinés montre que le séchage est le paramètre le plus influençant sur le comportement différé du béton. En effet, le fonctionnement mécanique d'une structure en béton évolue avec l'initiation des déformations du matériau au cours du temps. Aux jeunes âges, les déformations sont issues du chargement (déformation instantané et de fluage) mais également du mécanisme de retrait qui s'impose au sein d'un matériau en phase de mûrissement. A plus long terme, sous chargement constant, les déformations de fluage sont prépondérantes avec des valeurs dépendantes des conditions environnementales.

2.2- fluage

Le fluage d'un élément en béton soumis à une contrainte appliquée se traduit par l'augmentation graduelle de sa déformation dans le temps.

2.2.1- fluage propre

Il s'agit du fluage qui se produit en absence d'échange d'humidité entre l'élément en béton et le milieu ambiant.

2.2.2- fluage de dessiccation

Il s'agit du fluage additionnel qui se produit en plus du fluage fondamental (ou propre) lorsque l'élément en béton est exposé à des conditions de séchage. La somme du fluage fondamental et du fluage de dessiccation constitue le fluage total. C'est cette valeur totale de fluage qui est utilisée généralement dans les calculs de structures.

2.2.3- paramètres affectant le fluage

- Ø L'âge du béton au moment de la mise en charge: plus le temps de mise en charge augmente plus le fluage diminué.

- ∅ Les conditions ambiantes: l'hygrométrie de milieu a une influence notable sur le fluage.
- ∅ Les dimensions de l'élément : plus la surface exposée au séchage augmente plus le fluage augmente.
- ∅ Type de granulats: ces derniers interviennent par leur rigidité.
- ∅ Le niveau de contrainte appliqué: le niveau de contrainte appliqué a une grande influence sur le fluage.

2.3-les modèles de prédiction

Les normes et les modèles proposés pour évaluer le fluage des bétons tiennent compte de l'âge du béton au moment du chargement, du rapport volume surface et des conditions ambiantes.

Nous considérons dans ce qui suit les modèles de fluage les plus usités de par le monde, à savoir : modèle eurocode2, modèle BPEL91 et modèle ACI209.

2.3.1-le modèle de fluage eurocode2

Le modèle de fluage européen Eurocode 2 est réglementairement, le code de calcul à appliquer à tout élément en béton plein ou armé dans des conditions d'états limites de service en (France Norme NF P18-711-A, 1992).

Le modèle eurocode 2 est de la forme :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{Ei(t_0)} + \frac{j(t, t_0)}{E_{i28}}$$

$J(t, t_0)$: la fonction fluage.

Le coefficient de fluage $j(t, t_0) = f_0 \times b_c(t - t_0)$

Le coefficient de fluage $j(t, t_0)$ dépend d'un coefficient de fluage fictif f_0 et d'une fonction $b_c(t - t_0)$ quantifiant l'amplitude de la déformation en fonction de la durée du chargement $(t - t_0)$.

$$f_0 = f_{RH} \times b(f_c) \times b(t_0).$$

Le facteur f_{RH} tient compte de l'humidité relative HR en fonction du rayon moyen de la pièce h_0 (en mm) qui est calculé par le rapport de la section transversale A_c sur le périmètre en contact avec l'air ambiant U.

$$b_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.10 \times \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{Pour } \bar{f}_c \leq 35 \text{MPa.}$$

$$b_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH / 100}{0.10 \times \sqrt[3]{h_0}} \times a_1\right) \times a_2 \quad \text{Pour } \bar{f}_c > 35 \text{MPa.}$$

a_1 , a_2 Sont deux coefficients fonction de la résistance du béton.

$$h_0 = 2 \times \frac{A_c}{U} \quad (\text{en mm})$$

Les deux paramètres $b(\bar{f}_c)$ et $b(t_0)$ sont respectivement liés à la résistance du béton \bar{f}_c et l'âge du béton au moment du chargement t_0 .

$$b(\bar{f}_c) = \frac{16.8}{\sqrt{\bar{f}_c}}$$

$$b(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0)^{0.20}}$$

$$b_c(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{b_H + (t-t_0)} \right]^{0.30}$$

Avec b_H un coefficient lié à l'humidité relative et au rayon moyen de l'élément de béton.

$$b_H = 1.5 \times [1 + (0.012 \times HR)^{18}] \times h_0 + 250 \quad \text{Avec } b_H \leq 1500 \quad \text{pour } \bar{f}_c \leq 35 \text{MPa.}$$

$$b_H = 1.5 \times [1 + (0.012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times a_3 \quad \text{Avec } b_H \leq 1500 \times a_3 \quad \text{pour } \bar{f}_c > 35 \text{MPa.}$$

$$a_1 = [35 / \bar{f}_c]^{0.7}, \quad a_2 = [35 / \bar{f}_c]^{0.2} \quad \text{et} \quad a_3 = [35 / \bar{f}_c]^{0.5}$$

$$E_i(t_0) = 9975 \times \sqrt[3]{f_{cj}(t_0)}$$

Où $E_i(t_0)$ est la raideur tangente instantanée à l'âge t_0 du béton au chargement.

$$f_{cj}(t_0) = \bar{f}_c \times e^{s(1 - \sqrt{28/t_0})} \quad \text{Avec } s = \begin{cases} 0.38 \\ 0.25 \\ 0.20 \end{cases}$$

- 0.38 pour les ciments à prise lente.
- 0.25 pour les ciments à prise normale ou rapide.
- 0.20 pour les ciments à prise rapide et haute résistance.

2.3.2- le modèle de fluage BPEL 91

Le modèle de fluage du règlement de Béton Précontraint aux Etats Limites (**Règles BPEL91, 1999**) est largement employé en France.

Les nombreuses structures construites avec ce mode de construction admettent une forte proportion de contraintes maintenues constantes.

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_i(t_0)} + \frac{j(t, t_0)}{E_{i28}}$$

$J(t, t_0)$: la fonction fluage.

$$E_i(t_0) = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}(t_0)}$$

$$f_{cj}(t_0) = \frac{t_0}{4.76 + 0.83 \times t_0} \bar{f}_c \leq 1.1 \times \bar{f} \quad \text{Si } f_{cj}(t_0) \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj}(t_0) = \frac{t_0}{1.40 + 0.95 \times t_0} \bar{f}_c \leq 1.1 \times \bar{f}_c \quad \text{Si } f_{cj}(t_0) > 40 \text{ MPa.}$$

$$j(t, t_0) = K_{fl}(t_0) \times f(t - t_0)$$

Le coefficient de fluage $j(t, t_0)$ résulte du produit du coefficient $K_{fl}(t_0)$ avec une fonction de fluage $f(t - t_0)$ qui quantifie l'amplitude de la déformation en fonction de la durée de maintien du chargement $(t - t_0)$.

$$f(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.5}}{(t - t_0) + 5 \times \sqrt{r_m}} \quad \text{Avec } r_m \text{ est le rayon moyen de l'élément de béton en cm.}$$

$$k_{fl}(t_0) = k_s [k_e + k_c \times k(t_0)]$$

Les multiples facteurs du coefficient de fluage $K_{fl}(t_0)$ représentent :

- pour K_s , une fonction du ratio r_s de la section d'acier longitudinal par rapport à la section transversale de béton.
- pour K_e , la limite inférieure du coefficient de fluage du béton à long terme (non armé).
- pour K_c , la considération des conditions ambiantes r_h % et de la taille de la pièce r_m .
- pour $K(t_0)$, la prise en compte du mûrissement à l'âge du béton au chargement t_0 (en jours).

$$K_s = \frac{1}{1 + 20r_s} \text{ Avec } r_s = A_t / B_t$$

S'il s'agit d'un béton sans armatures, $r_s = 0$ et $K_s=1$.

$$K_e=0.4.$$

$$K_c = \frac{120 - r_h}{30} + \frac{2}{3} \times \frac{100 - r_h}{20 + r_m}$$

$$K(t_0) = \frac{100}{100 + t_0}$$

2.3.3- le modèle de fluage ACI 209 :

Le modèle de fluage américain ACI 209 largement appliqué, est de la forme :

$$J(t, t_0) = \frac{1 + j(t, t_0)}{E(t_0)}$$

$J(t, t_0)$: la fonction fluage .

$$E(t_0) = E(28) \times \left(\frac{t_0}{a + b \times t_0} \right)^{0.5}$$

a et b sont deux paramètres dépendants de la classe du ciment Portland et du type de cure.

Cure humide à température ambiante :

$a = 0.4$ et $b = 0.85$ Pour un ciment normal (R ou type ASTM I).

$a = 2.3$ et $b = 0.92$ Pour un ciment haute résistance (RS ou type ASTM III).

Cure en étuve en atmosphère humide :

$a = 1.0$ et $b = 0.95$ Pour un ciment normal (R ou type ASTM I)

$a = 0.7$ et $b = 0.98$ Pour un ciment haute résistance (RS ou type ASTM III)

$$j(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)^{0.6}}{(t - t_0)^{0.6} + 10} \right] \times K_{CS} \times K_{CA} \times K_{CH} \times C_{CU} \text{ Avec :}$$

$$K_{CS} = (2/3) \times \{ 1 + 1.13 \exp(-0.0213 \times (v/s)) \}.$$

$$K_{CH} = 1.27 - 0.0067 \times HR.$$

$$K_{CA} = 1.25 \times t_0^{-0.118} \text{ si cure humide.}$$

$$K_{CA} = 1.13 \times t_0^{-0.094} \text{ si cure vapeur.}$$

$$C_{CU} = 2.35.$$

K_{CS} : facteur tenant compte de l'effet des dimensions de la pièce sur le fluage.

K_{CH} : facteur tenant compte de l'effet de l'humidité relative sur le fluage.

K_{CA} : facteur tenant compte de l'effet de l'âge au chargement sur le fluage.

C_{cu} : coefficient de fluage ultime.

V/S : rapport du volume à la surface en contact avec l'atmosphère (mm)

HR : humidité relative (%)

2.4-prédiction des déformations différées

2.4.1- modèle eurocode2 :

Les déformations différées prévues par le modèle **Eurocode2** pour différentes valeurs de rapport (V/S), de durée de cure et d'humidité relative (HR), sont données sur les figures ci-dessous (2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5).

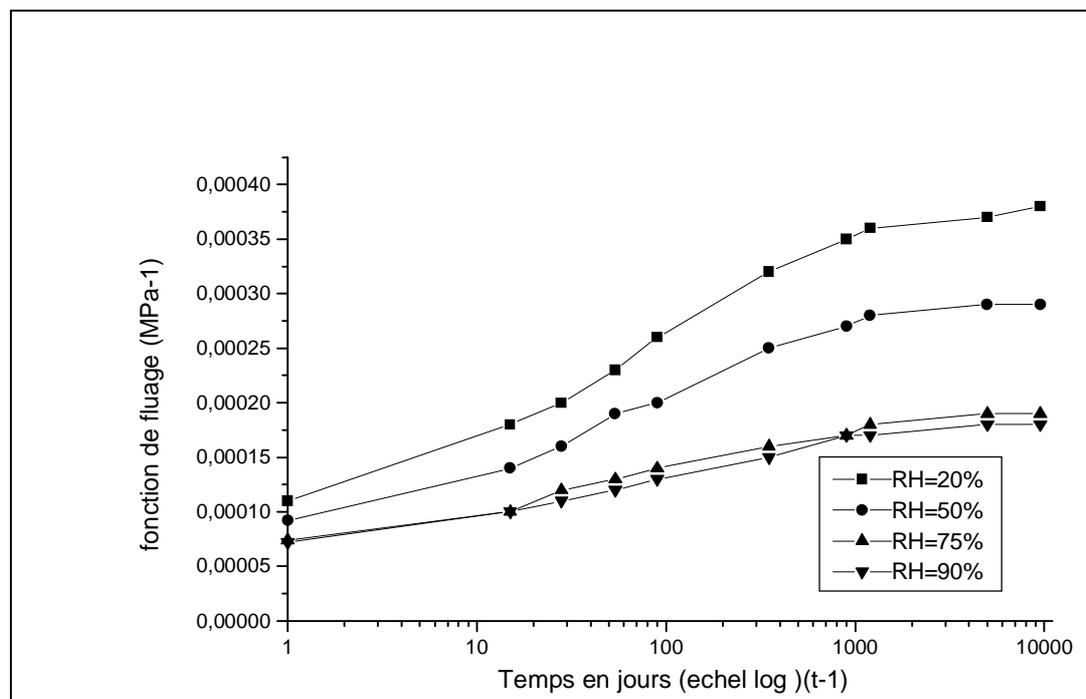


Figure 2.1 : Evolution de fluage en fonction du temps

($V/S=50\text{mm}$) pour différent humidité relative.

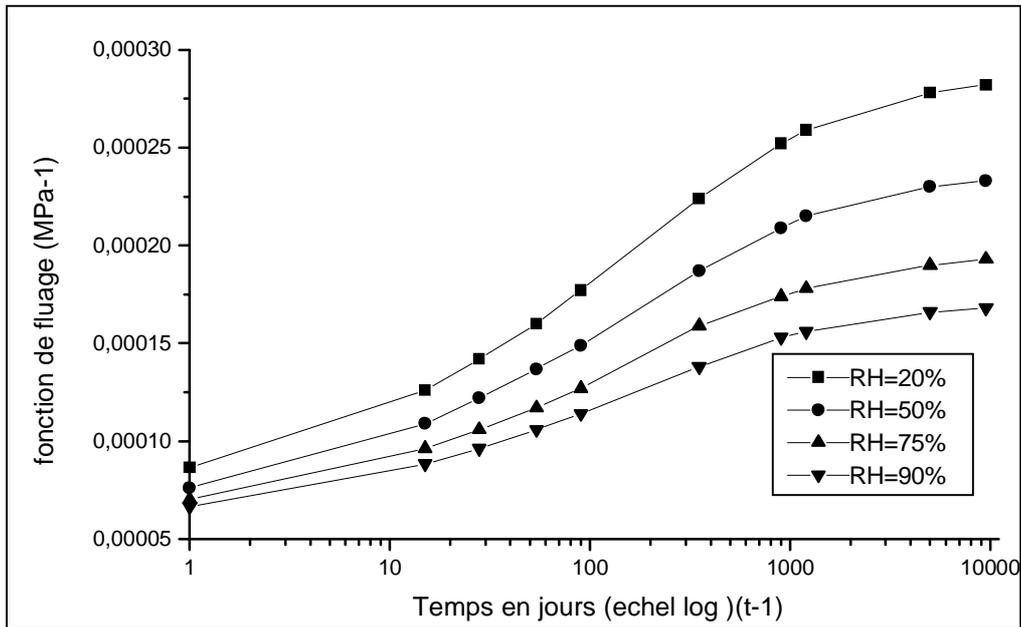


Figure 2.2 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=250mm) pour différentes humidités relatives.

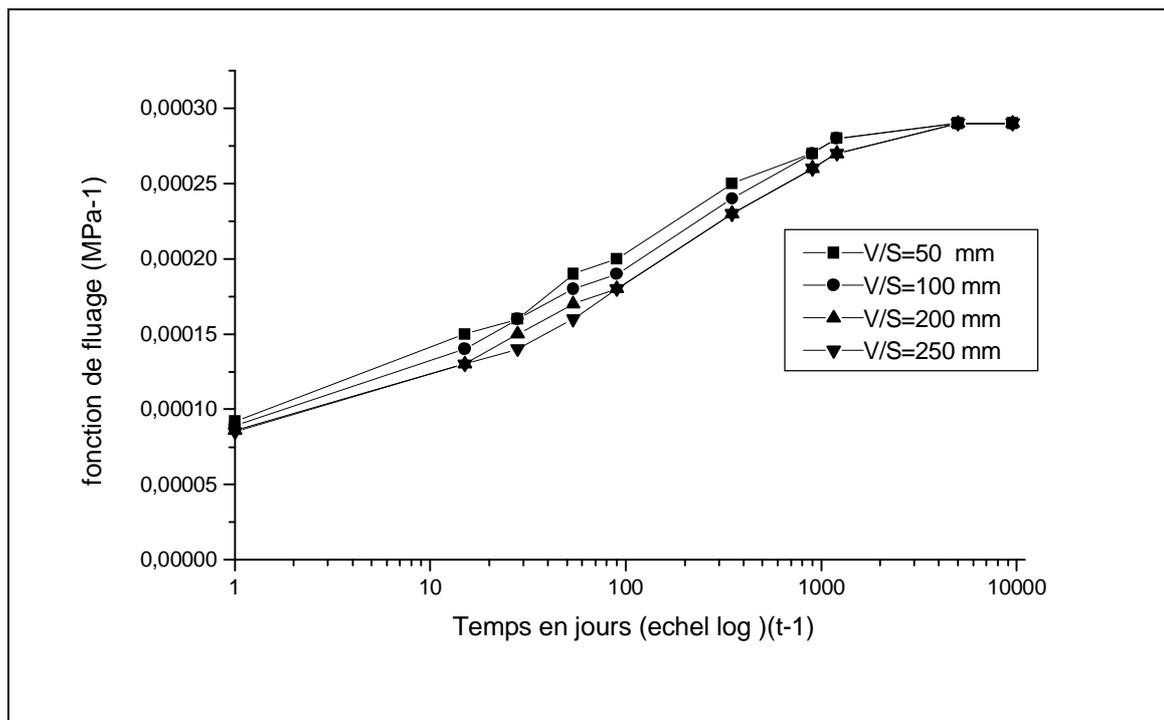


Figure 2.3 : Evolution de fluage en fonction du temps
(HR=50%) pour différents rapports V/S.

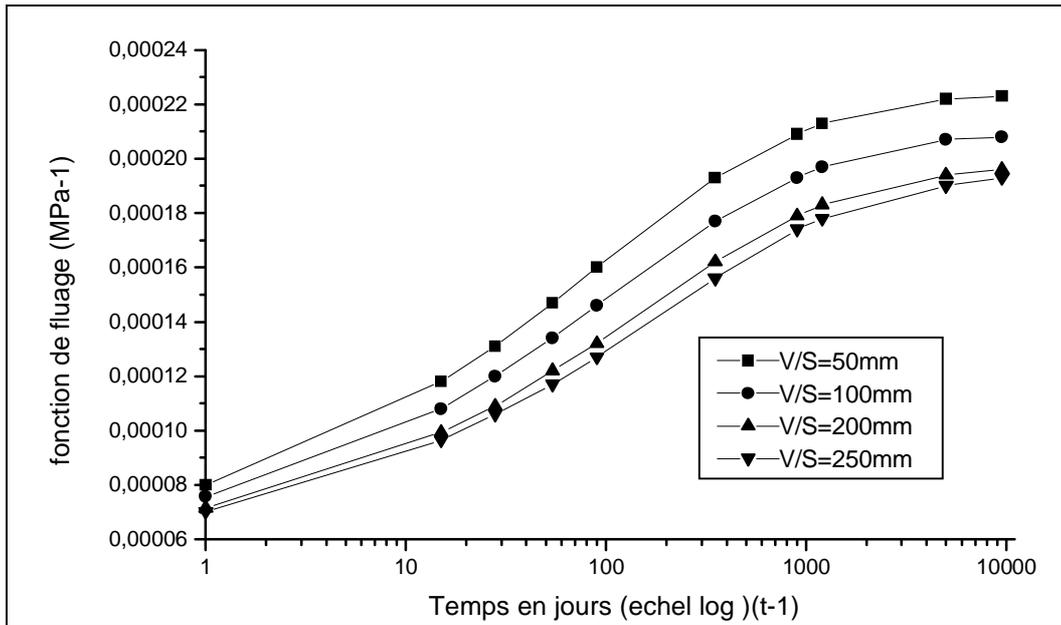


Figure 2.4 : Evolution de fluage en fonction du temps
(HR=75%) pour différent rapport V/S.

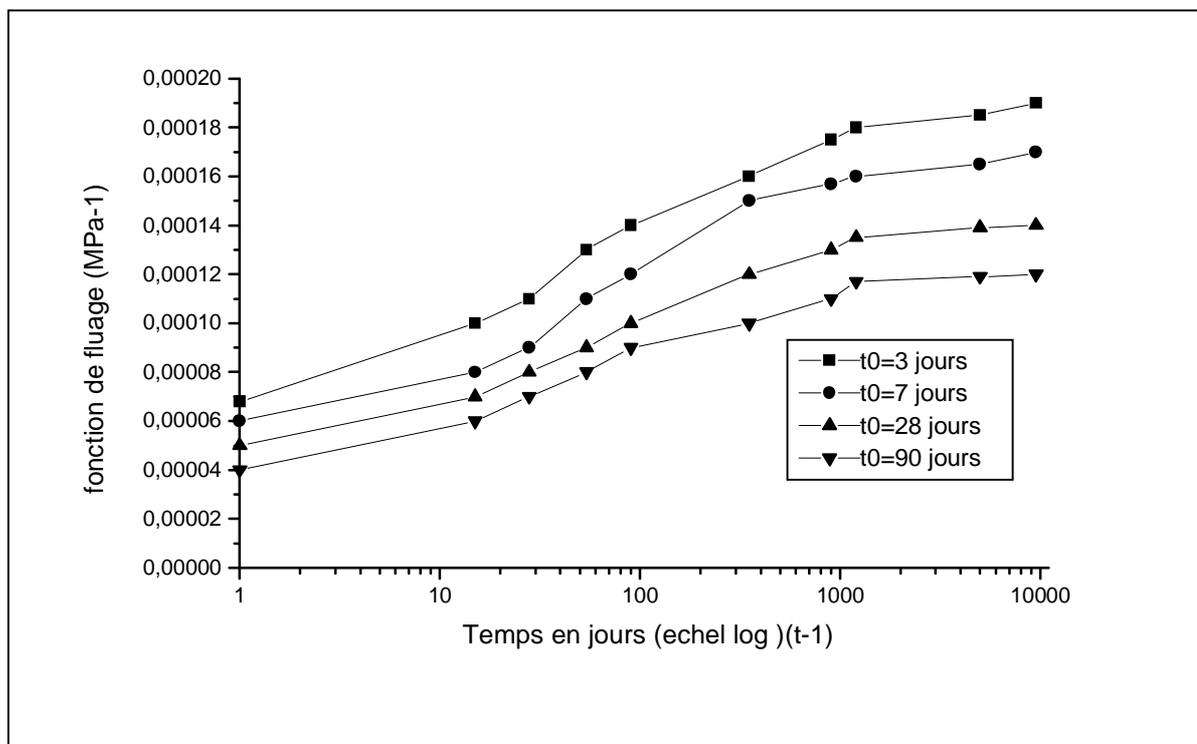


Figure 2.5 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.

conclusion

L'analyse des valeurs de prédiction du modèle Eurocode2 montre que l'humidité relative du milieu ambiant a une influence importante. Par contre le fluage semble moins influencé par le rapport V/S.

2.4.2- modèle BPEL

Des déformations différées prévues par le modèle **BPEL** pour des différentes valeurs de (V/S), durées de cure et l'humidité relative (HR), sont rapporté aux figures(2.6,2.7,2.8,2.9,2.10) ci-dessous

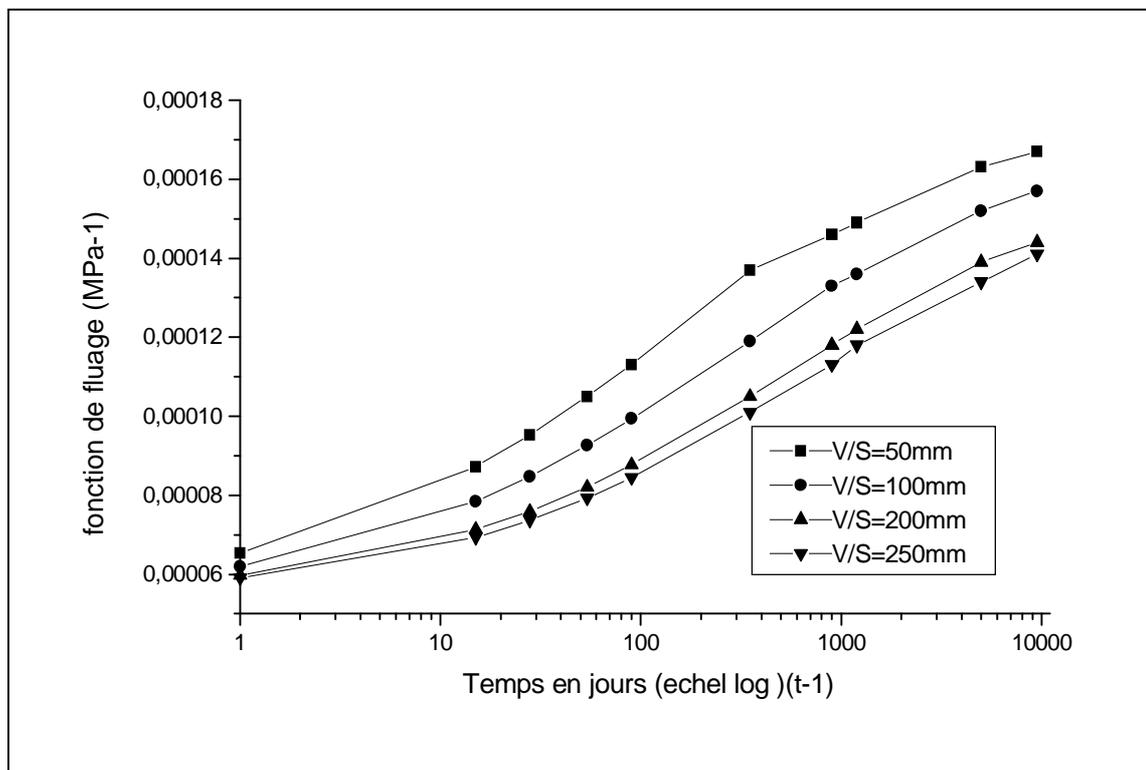


Figure 2.6 : Evolution de fluage en fonction du temps
(HR=50%) pour différent rapport V/S.

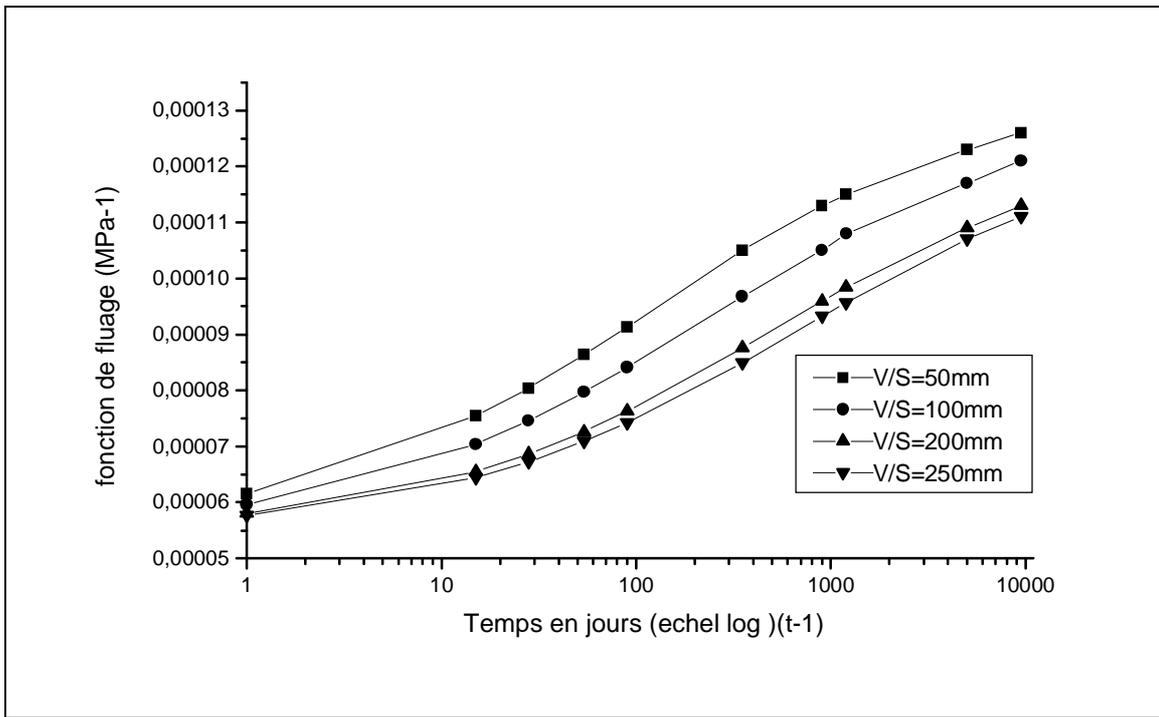


Figure 2.7 : Evolution de fluage en fonction du temps
(HR=75 %) pour différent rapport V/S.

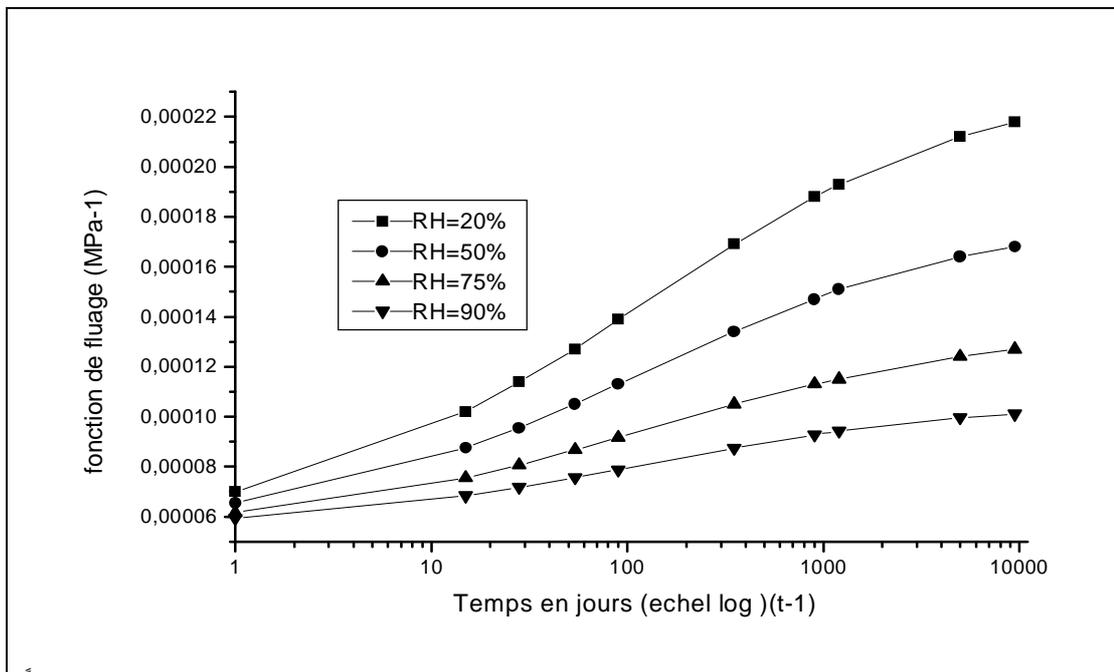


Figure 2.8 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=50mm) pour différent humidité relative.

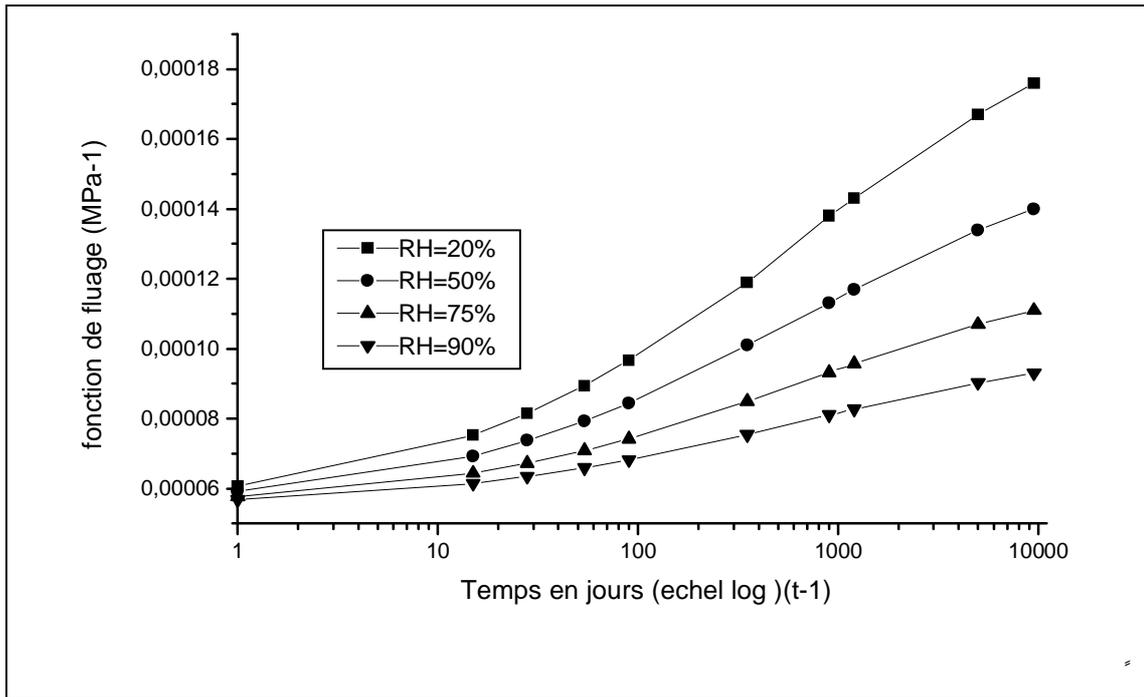


Figure 2.9 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=250mm) pour différent humidité relative.

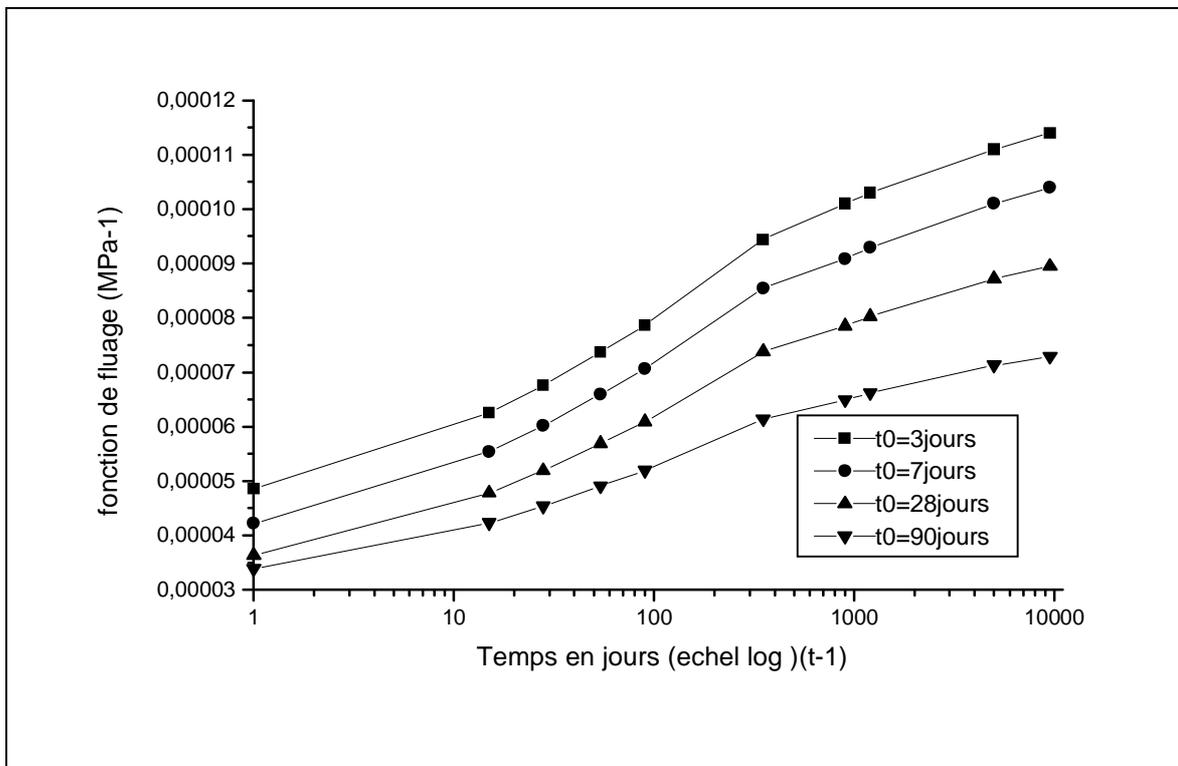


Figure 2.10 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.

conclusion

On peut faire les mêmes remarques que pour le modèle Eurocode2 sauf qu'avec le modèle BPEL l'amplitude du fluage est plus faible par rapport aux valeurs du fluage prévu par le modèle Eurocode2. Dans le modèle BPEL l'influence de rapport volume surface (V/S) est importante.

2.4.3- modèle ACI209 :

Des déformations différées prévu par le modèle **ACI209** pour de différentes valeurs de (V/S), de durée de cure et d'humidité relative (HR), sont illustrées aux figures (2.11, 2.12, 2.13, 2.14, 2. 15) ci-dessous.

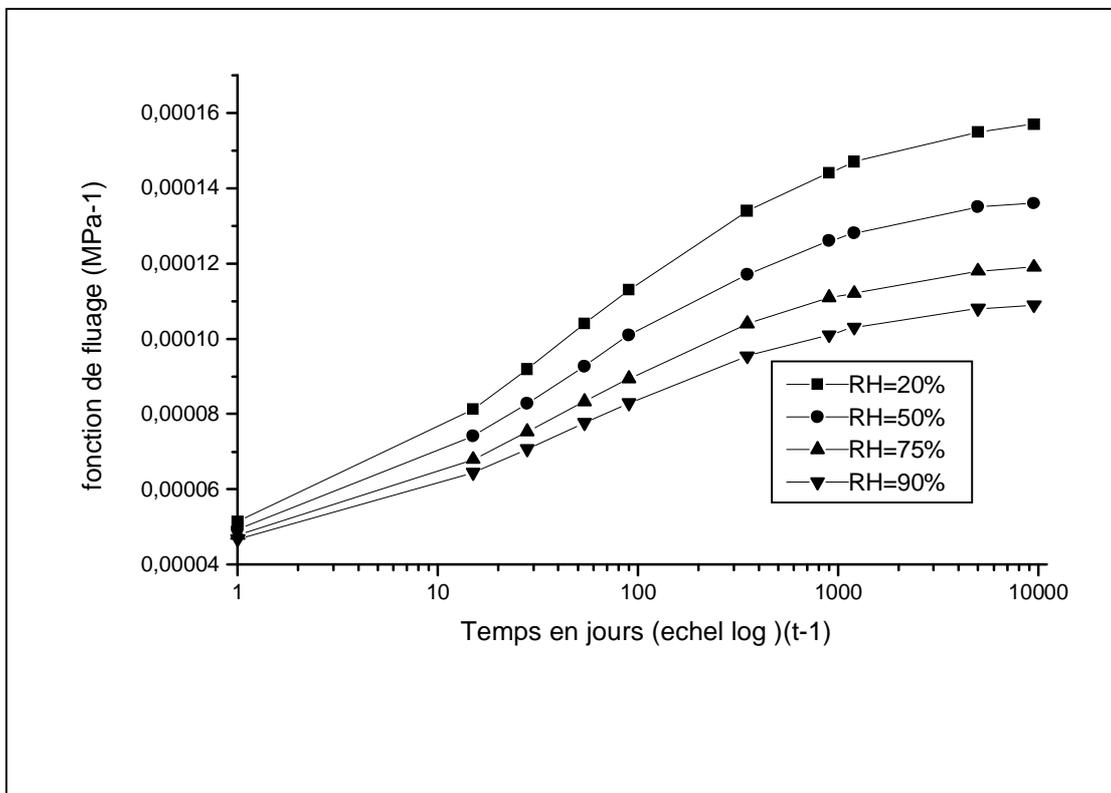


Figure 2.11 : Evolution de fluage en fonction du temps

(V/S=50mm) pour différent humidité relative HR.

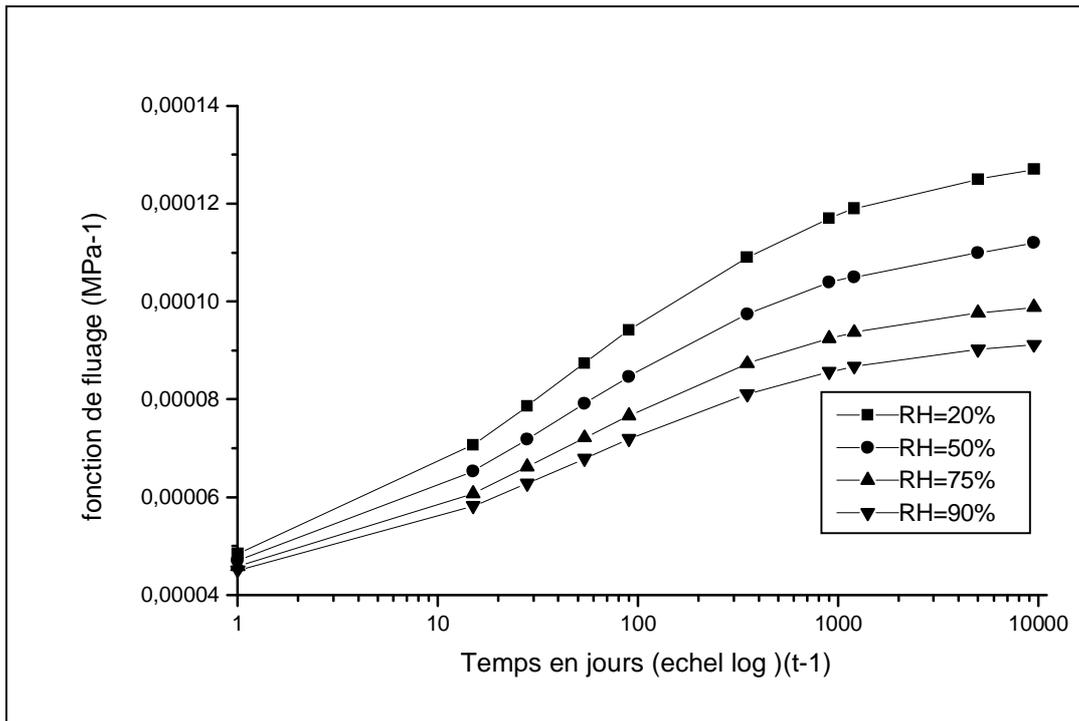


Figure 2.12 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=250mm) pour différent humidité relative.

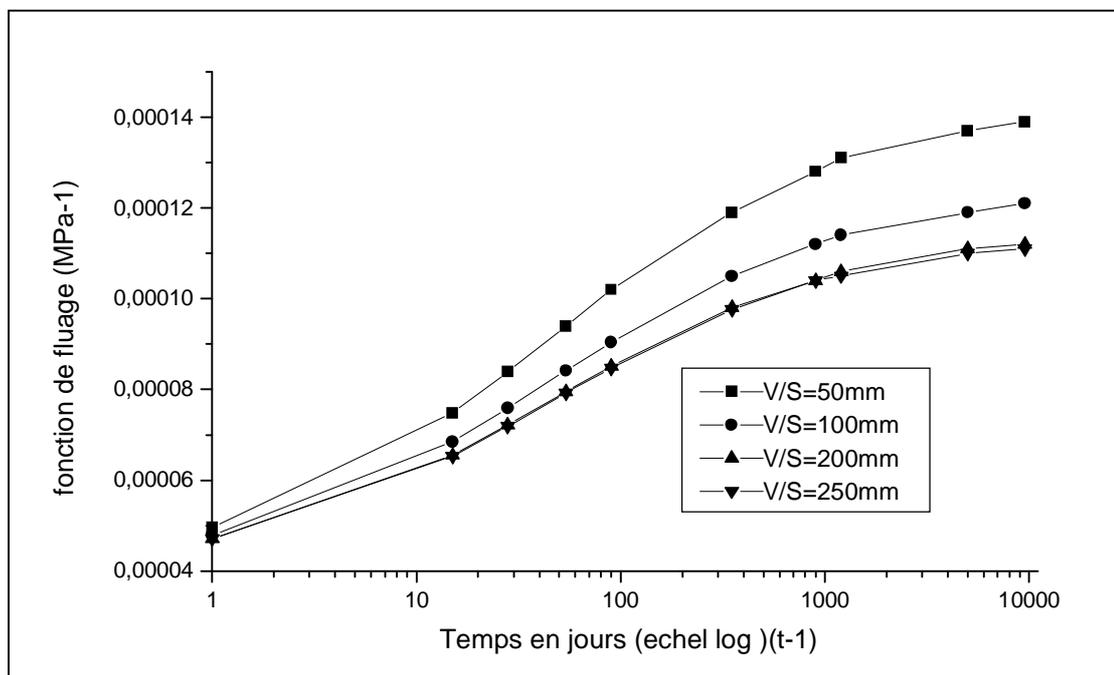


Figure 2.13: Evolution de fluage en fonction du temps
(HR=50%) pour différent rapport V/S.

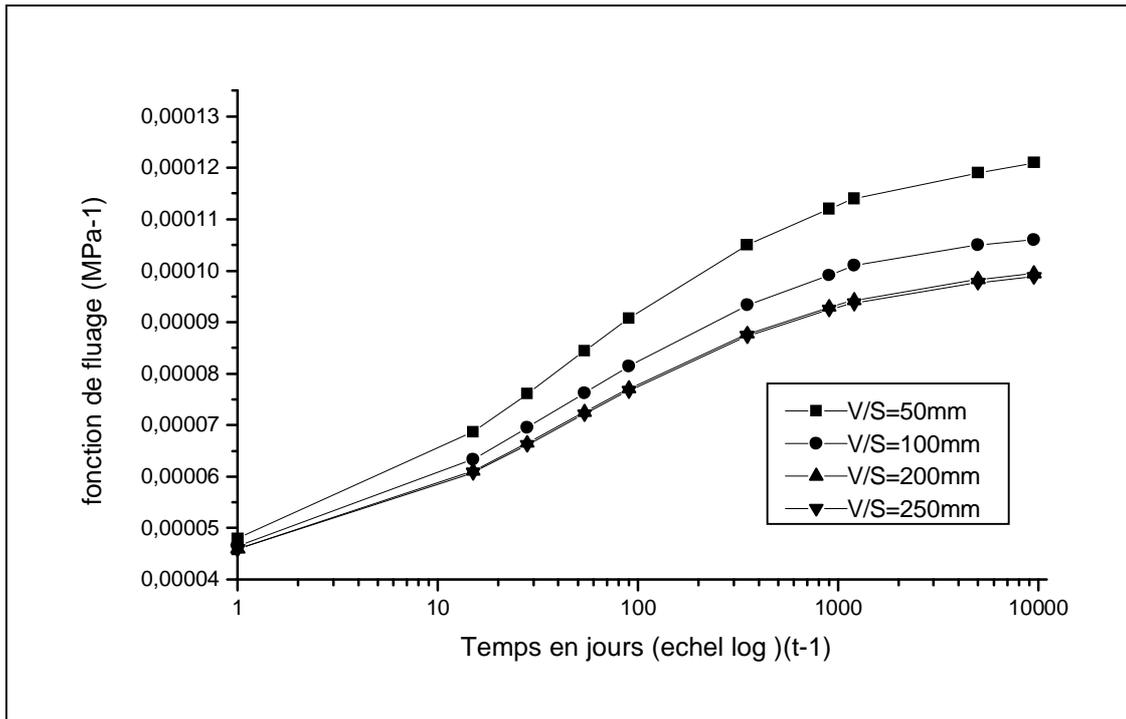


Figure 2.14: Evolution de fluage en fonction du temps
(HR=75%) pour différent rapport V/S.

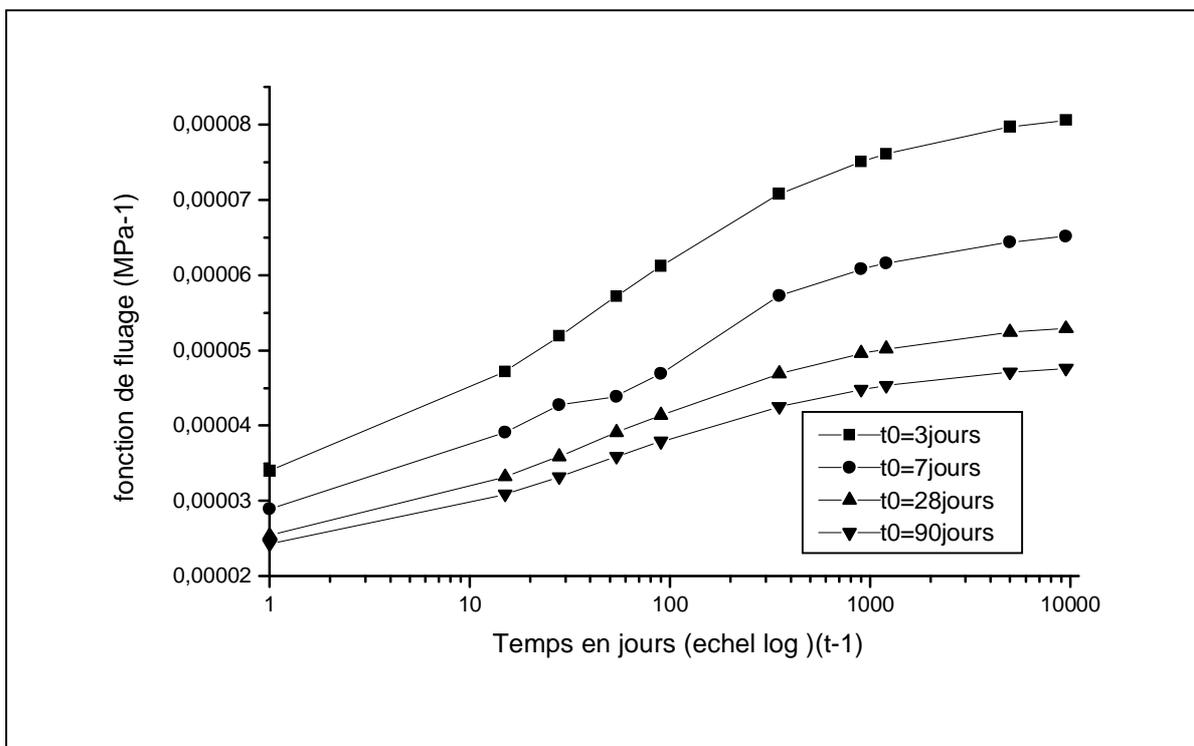


Figure 2.15 : Evolution de fluage en fonction du temps
(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures

Conclusion

On peut faire les mêmes remarques que pour le modèle BPEL. Par ailleurs ;les amplitudes du fluage sont plus faible étant comparées à celle prévues par l'eurocode2.

2.5-Compraison entre les modèles

Ces trois modèles de prédiction utilisable, en Europe et aux états unis fournissent des valeurs nettement différentes, c'est ce que montrent les figures (2.16, 2.17) ci-dessous.

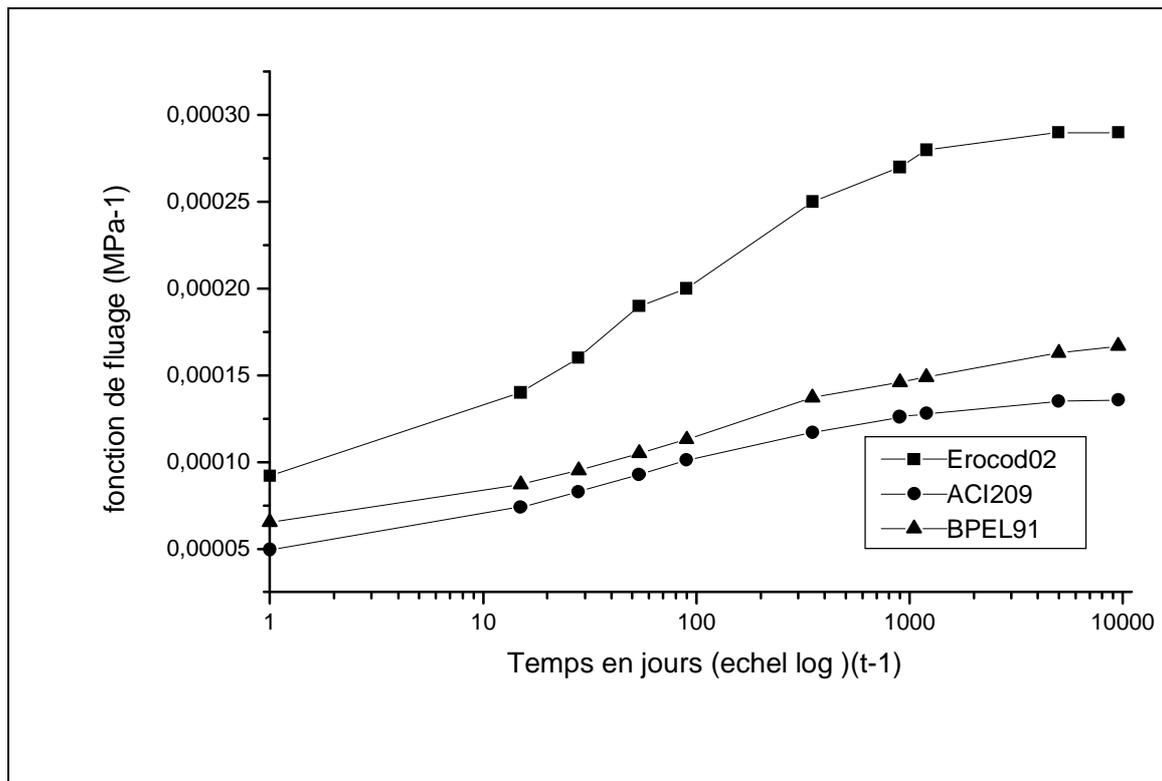


Figure 2.16 : Evolution de fluage en fonction du temps

(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent modèles de prédictions.

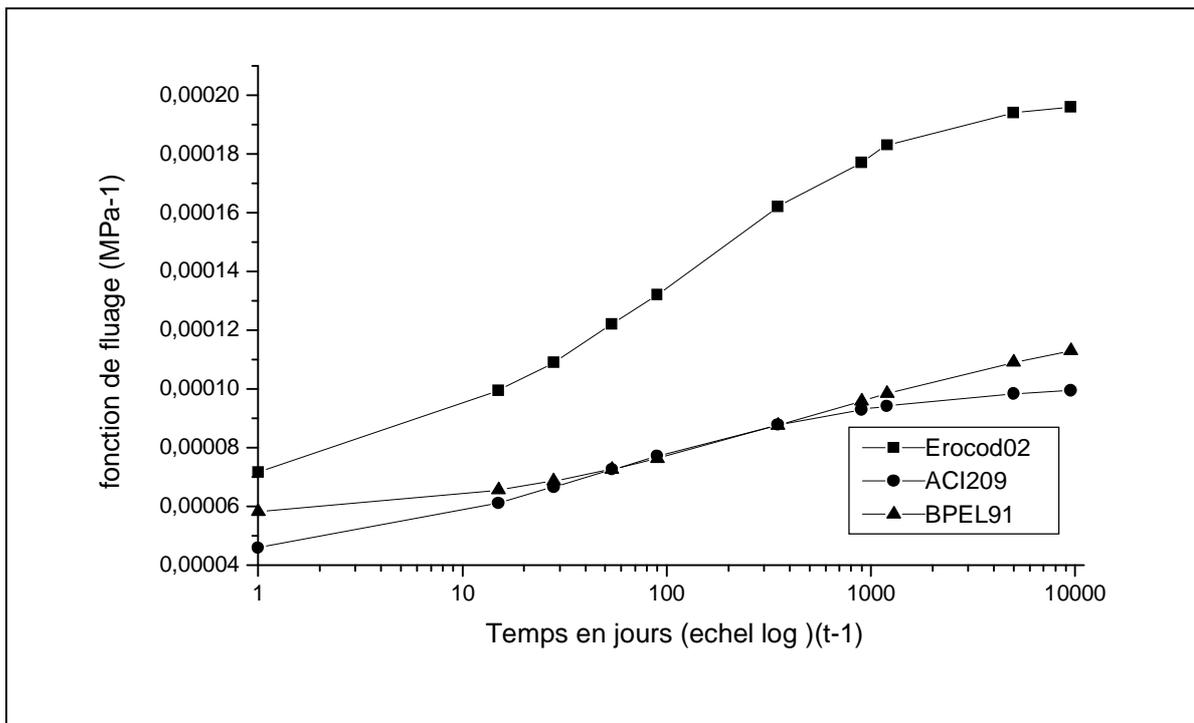


Figure 2.17 : Evolution de fluage en fonction du temps

(V/S=200mm) et (HR=75%) pour différent modèles de prédictions

Conclusion

L'analyse des précédents codes montre bien que les facteurs les plus influençant sur le fluage sont l'humidité relative du milieu de conservation, les dimensions de la pièce et l'âge de la mise en charge.

L'ensembles des modèles de prédictions du fluage utilise des expressions enferment un paramètre essentielle nommé coefficient de fluage $\phi(t, t_0)$; ce dernier dépend à son tour de plusieurs paramètres géométriques et environnementaux. Ce sont ces derniers paramètres qui influencent sur le comportement à long terme du béton aussi bien en présence qu'en absence de charge.

2.6- Coefficient de fluage

L'analyse des fonctions fluage montre que le coefficient de fluage régit les prédictions et l'amplitude du fluage. En effet c'est le coefficient de fluage qui distingue les différents codes.

2.6.1-Evaluation du coefficient fluage (Eurocod02)

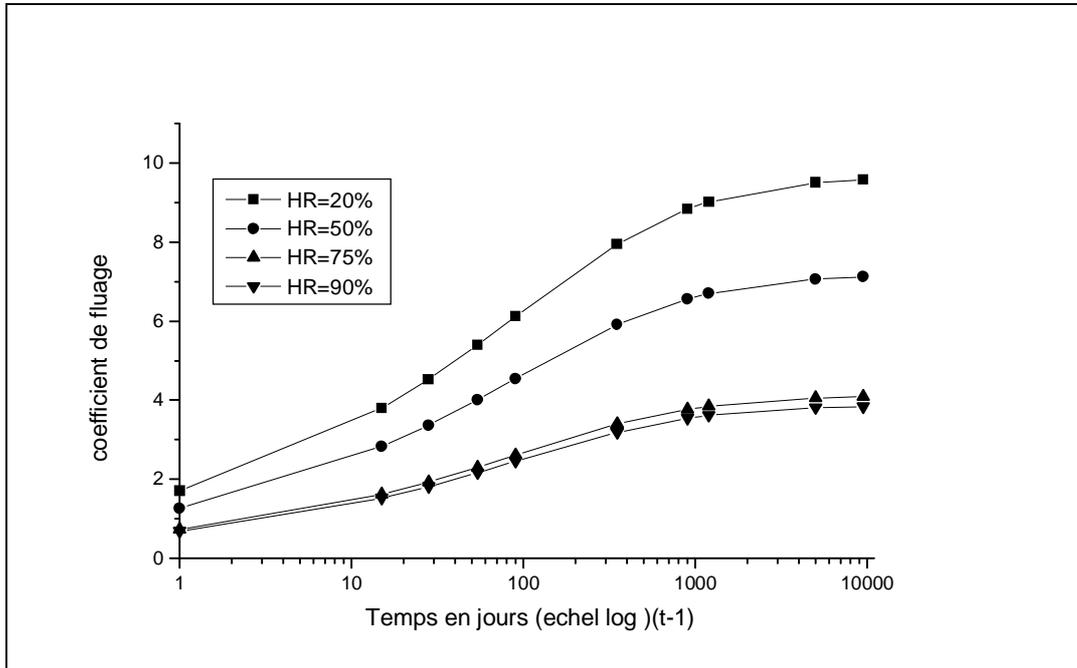


Figure 2.18 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps

V/S=50mm pour différent HR.

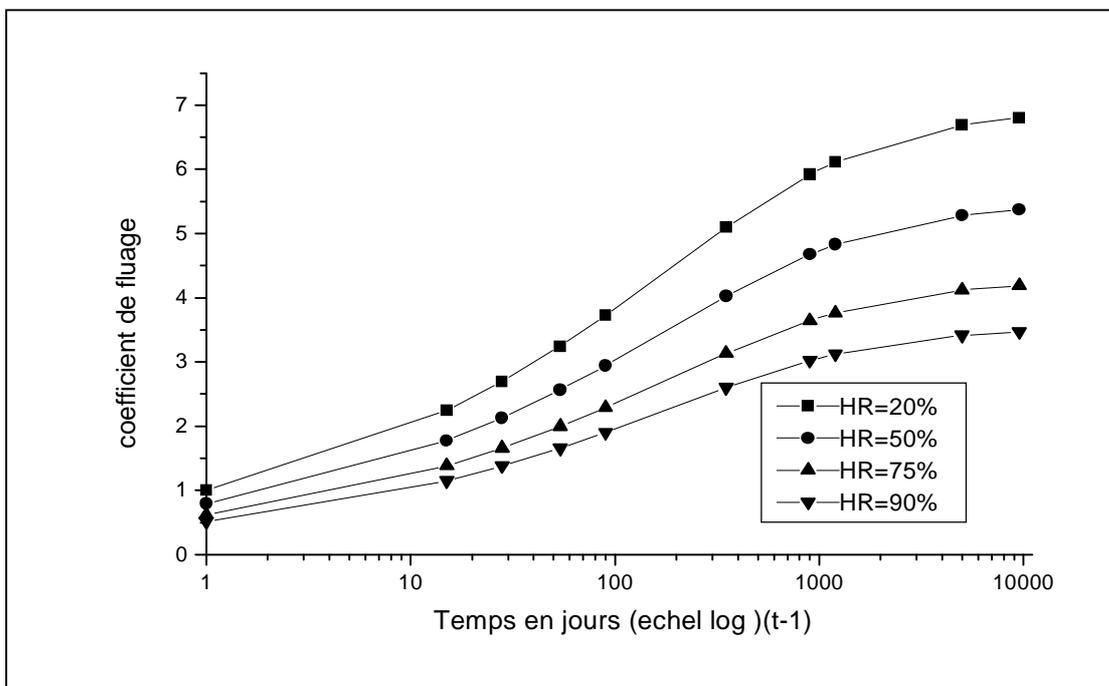


Figure 2.19 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps

V/S=250mm pour différent HR

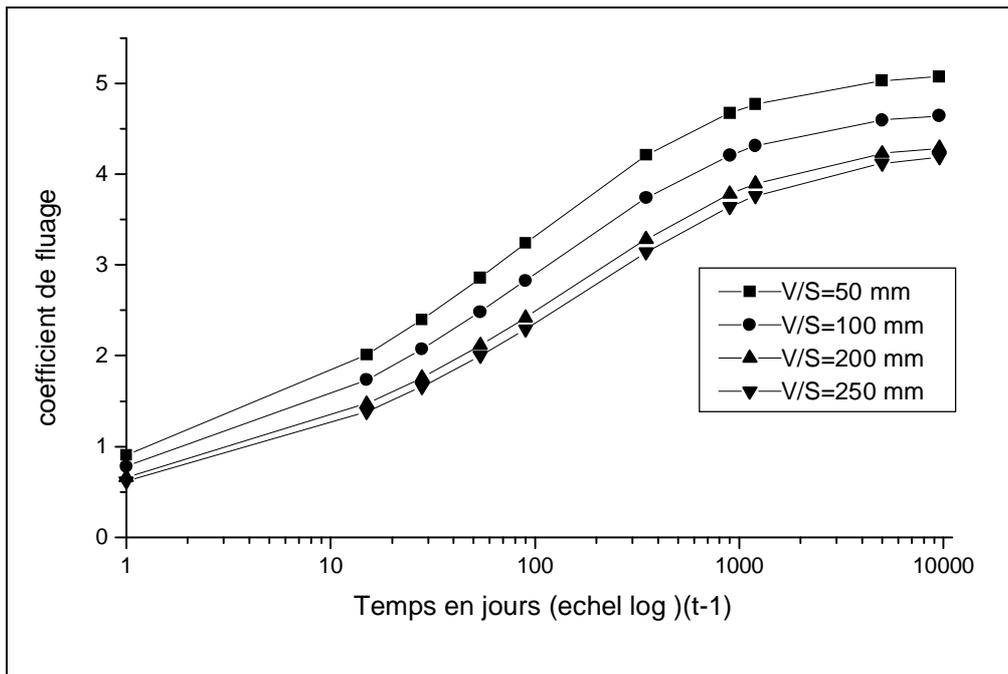


Figure 2.20 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
HR=50% pour différent V/S.

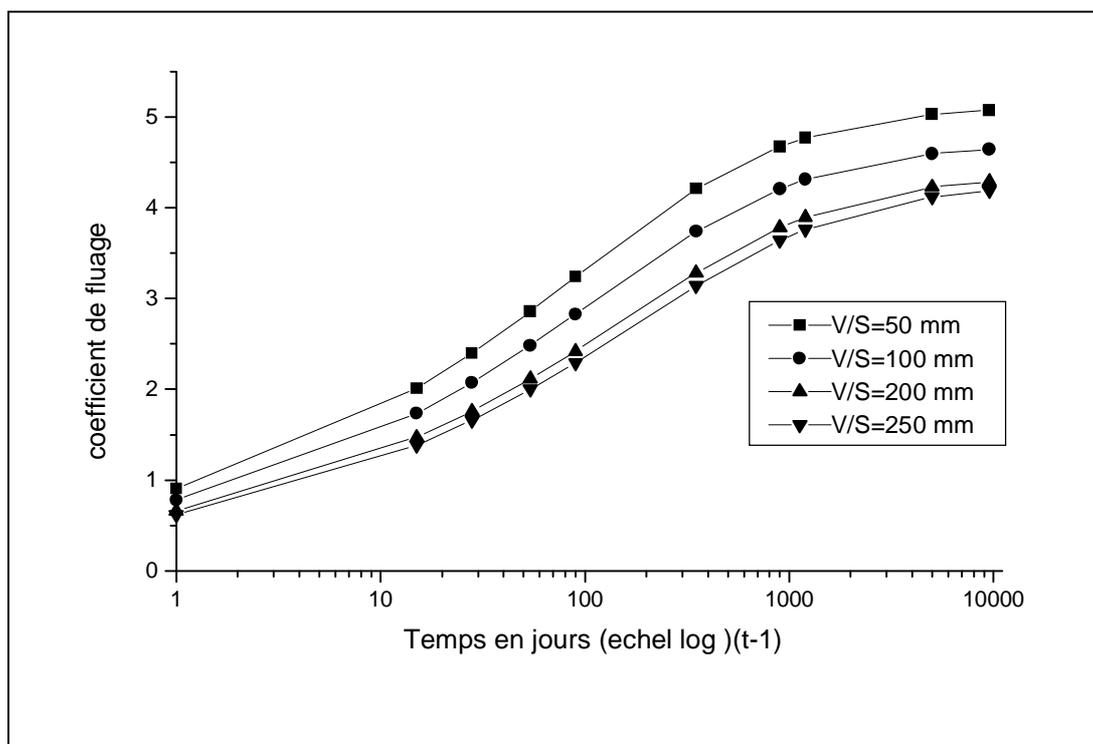


Figure 2.21 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
HR=75% pour différent V/S.

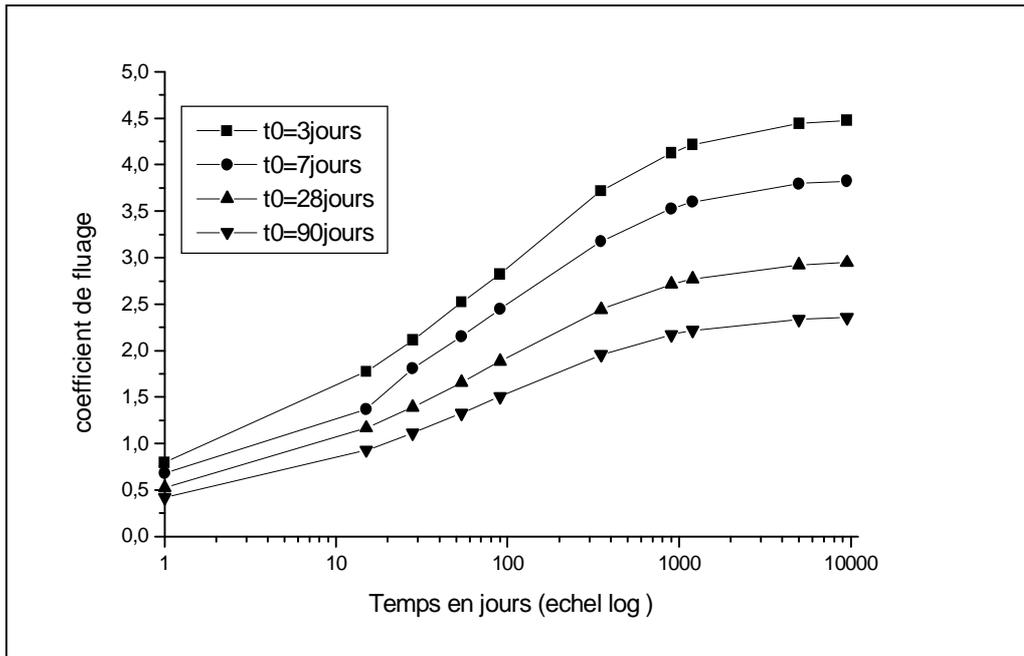


Figure 2.22 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures

2.6.2- Evaluation du coefficient fluage (BPEL91)

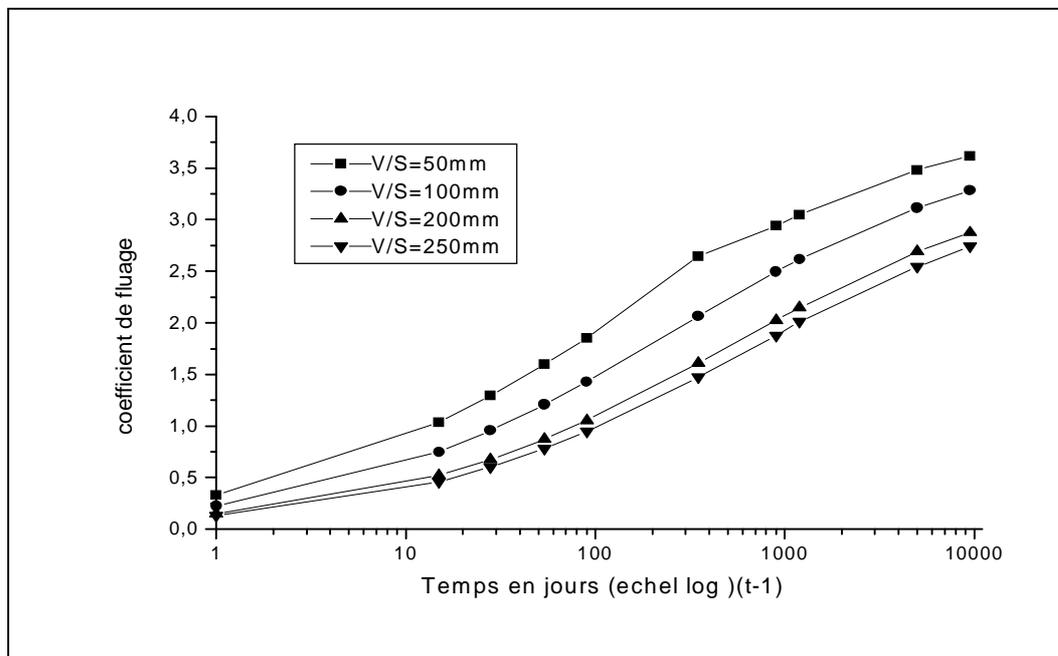


Figure 2.23 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
HR=50% pour différent V/S.

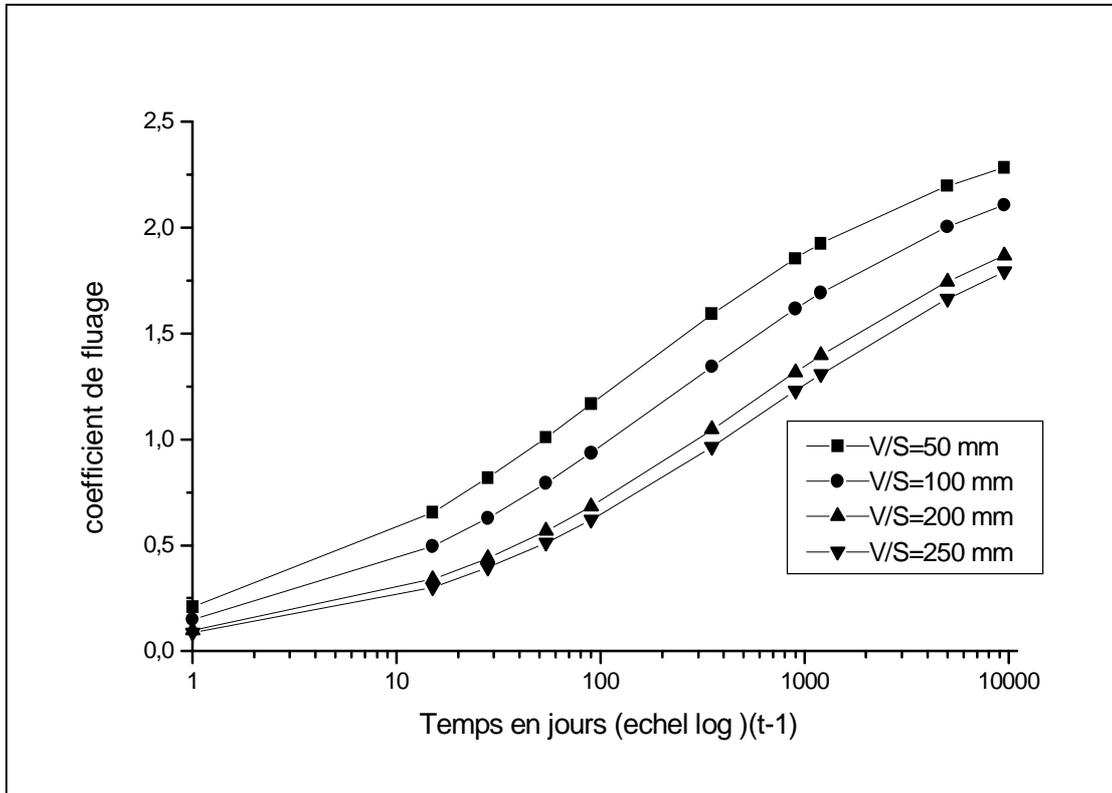


Figure 2.24 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
HR=75% pour différent V/S.

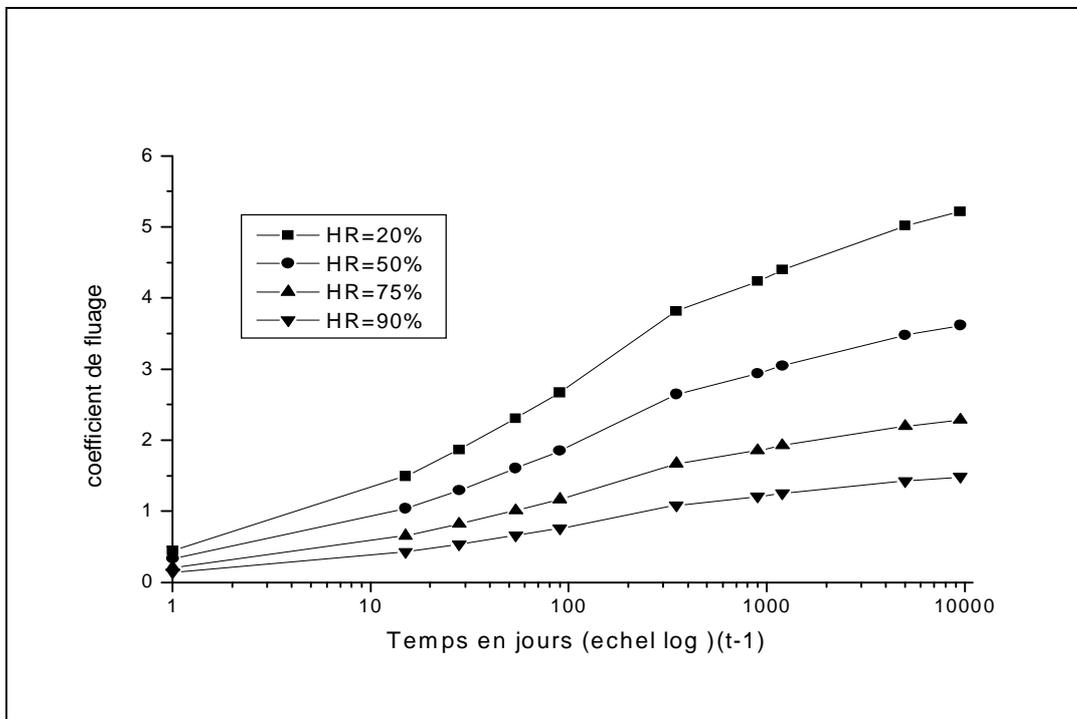


Figure 2.25 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
V/S =50mm pour différent HR.

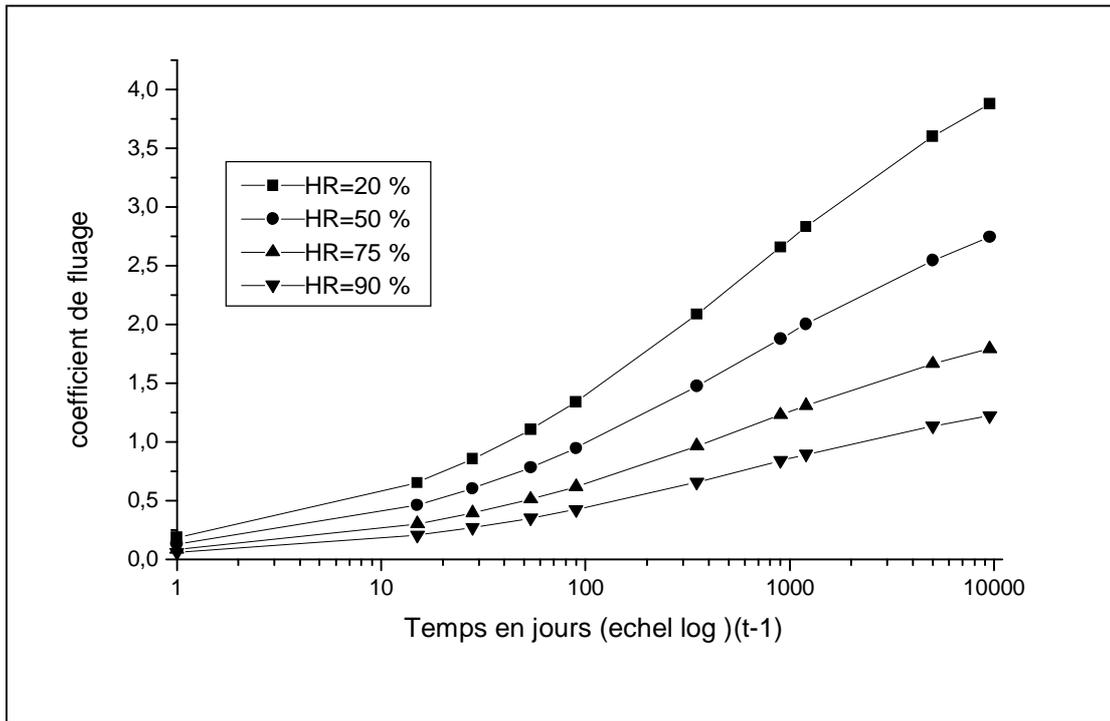


Figure 2.26 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps

(V/S =250mm pour différent HR.

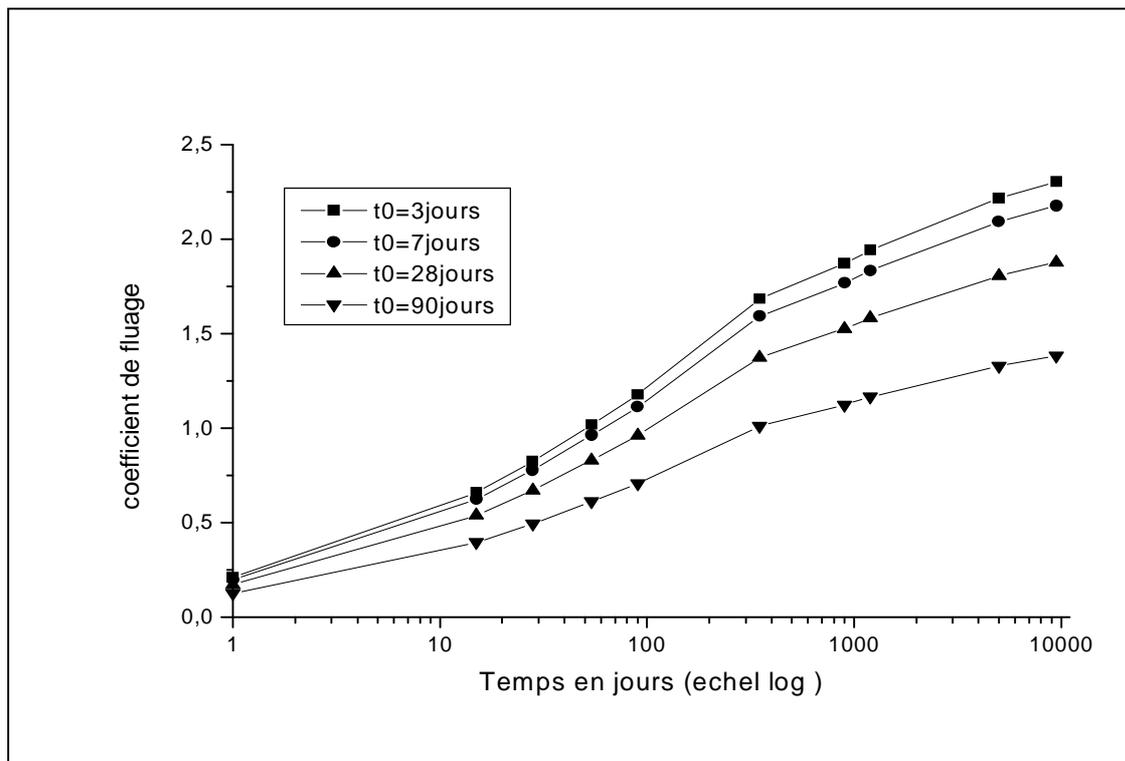


Figure 2.27 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps

(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures.

2.6.3- Evaluation du coefficient fluage (ACI209)

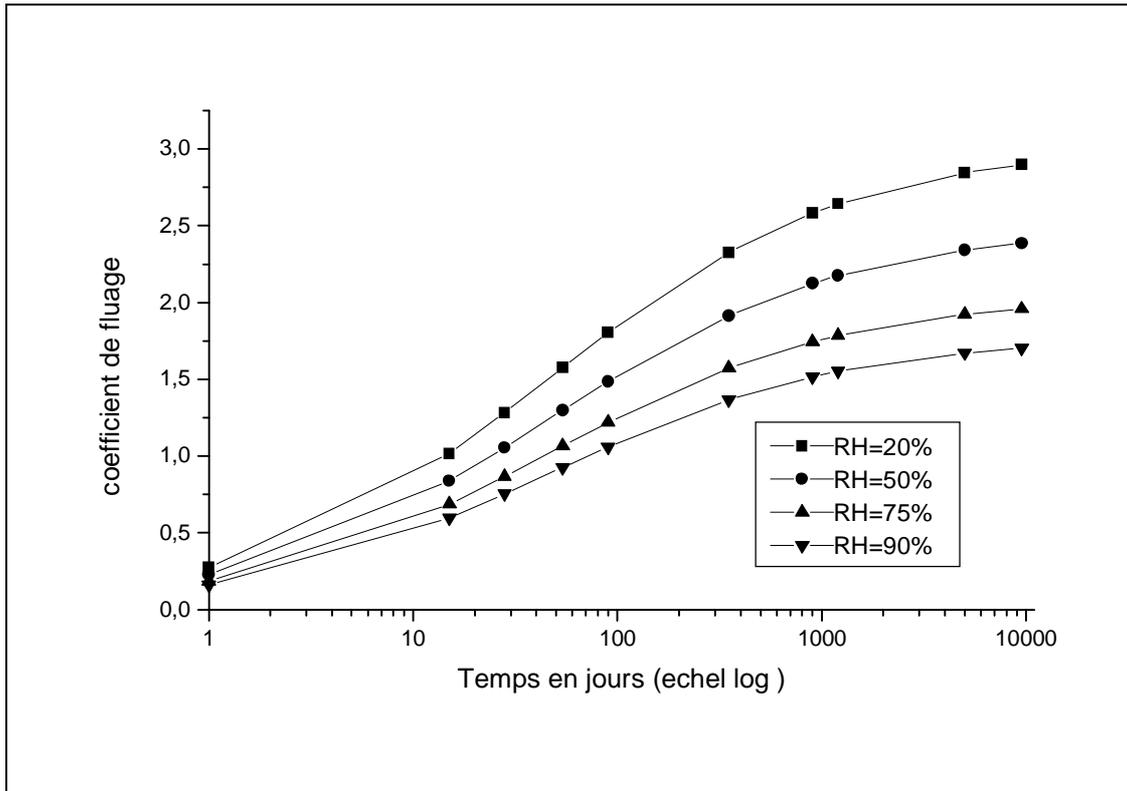


Figure 2.28 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps

V/S =50mm pour différent HR.

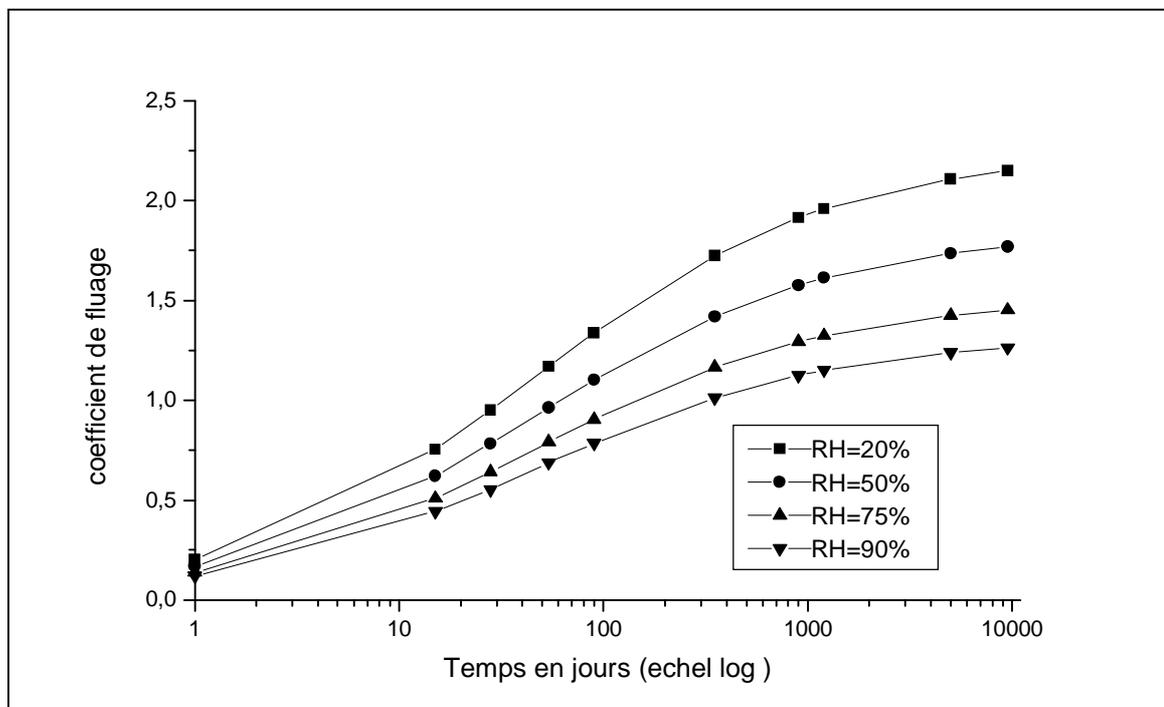


Figure 2.29 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps

V/S =250mm pour différent HR.

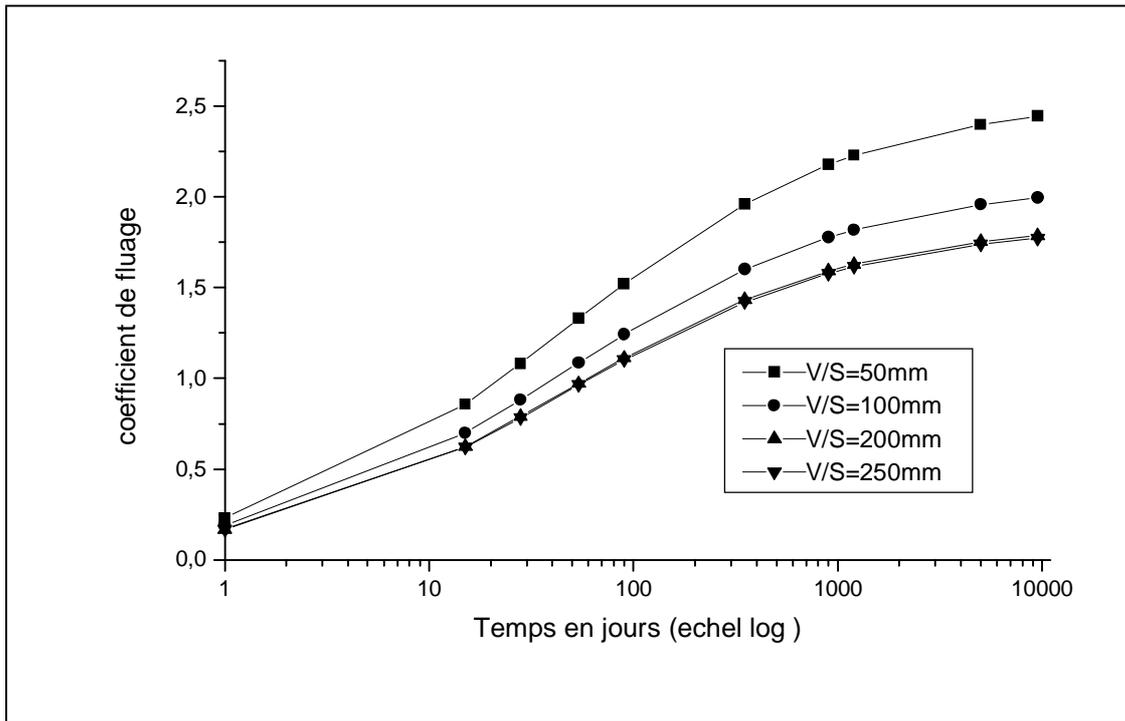


Figure 2.30 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
HR=50% pour différent V/S.

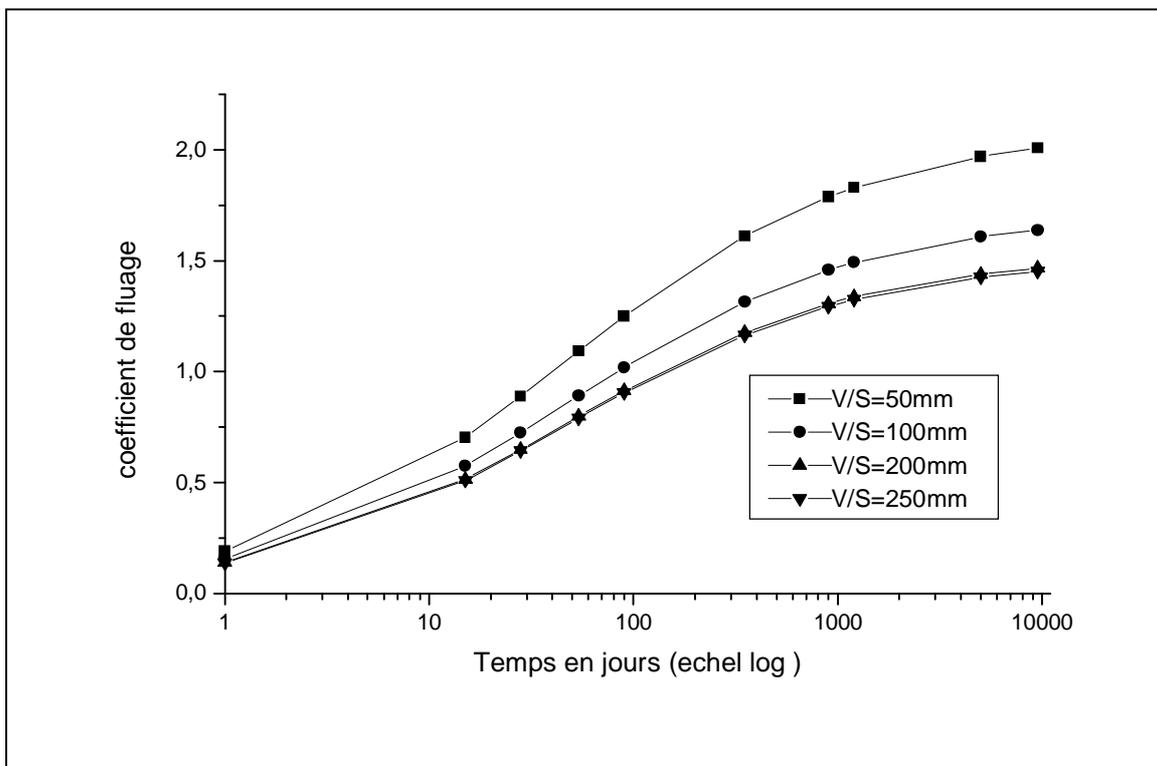


Figure 2.31: Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
HR=75% pour différent V/S.

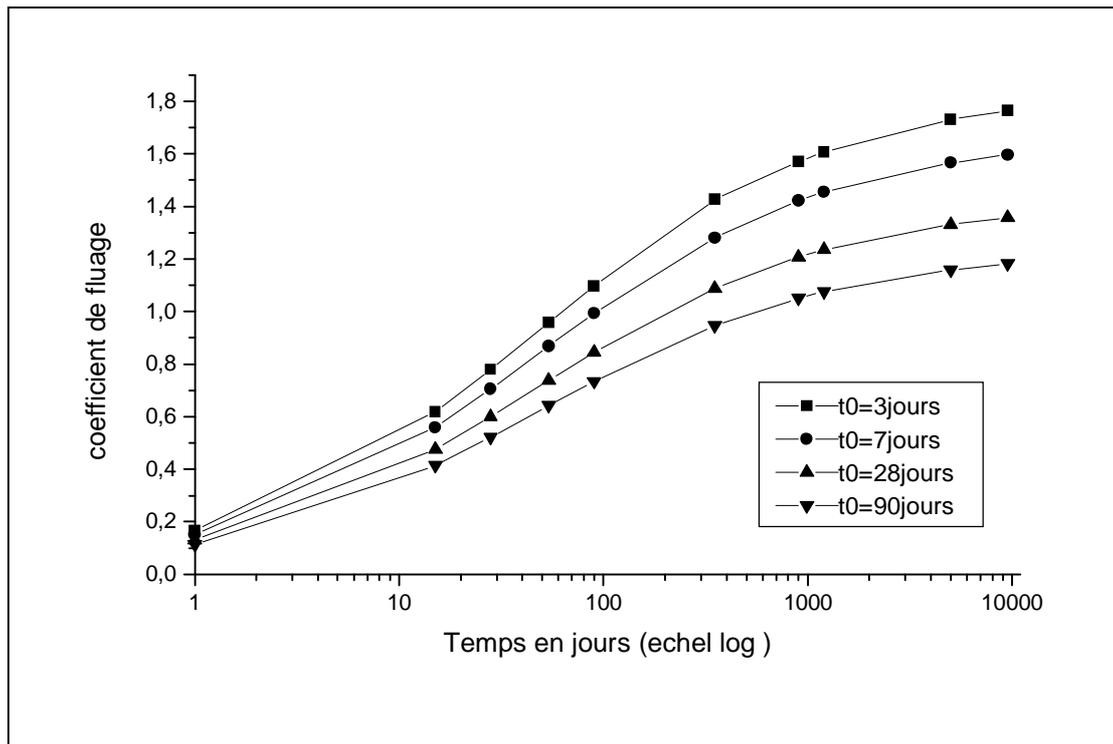


Figure 2.32 : Evolution de coefficient de fluage en fonction du temps
(V/S=50mm) et (HR=50%) pour différent durées de cures

2.6-variations dimensionnelles spontanées

26.1-introduction

Il bien connu que le fluage lequel affecte les structures en béton se compose

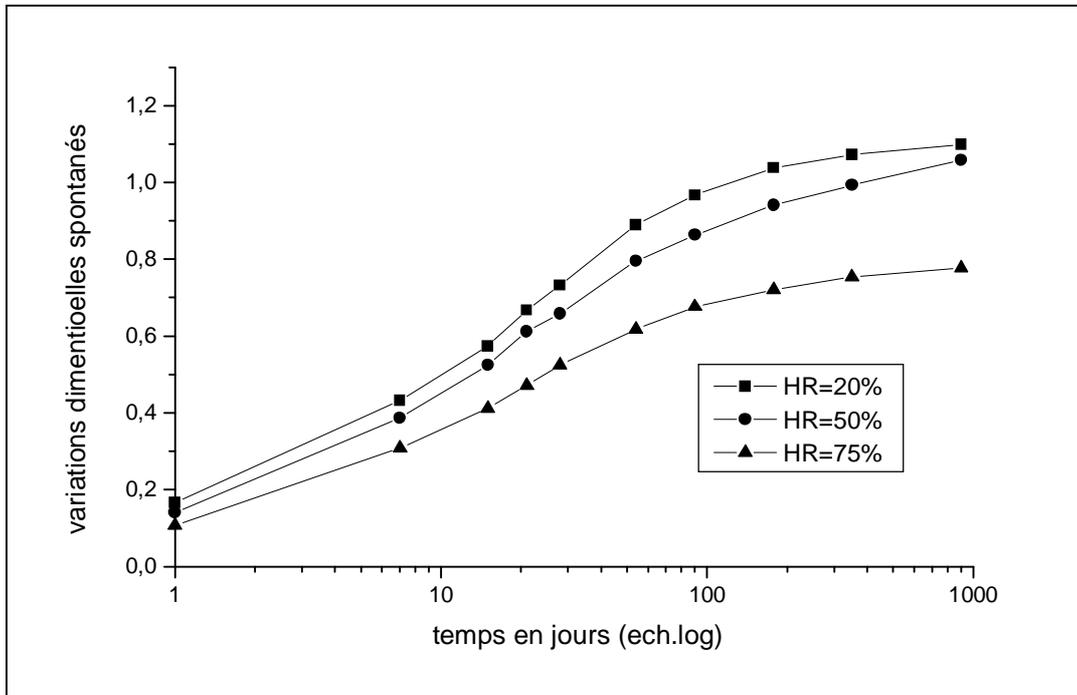
- 1-du fluage propre.
- 2-du fluage de dessiccation.

Le fluage de dessiccation est loin le plus important et conduit à d'importante déformation et par conséquent à une réduction des performances du béton sous charge.

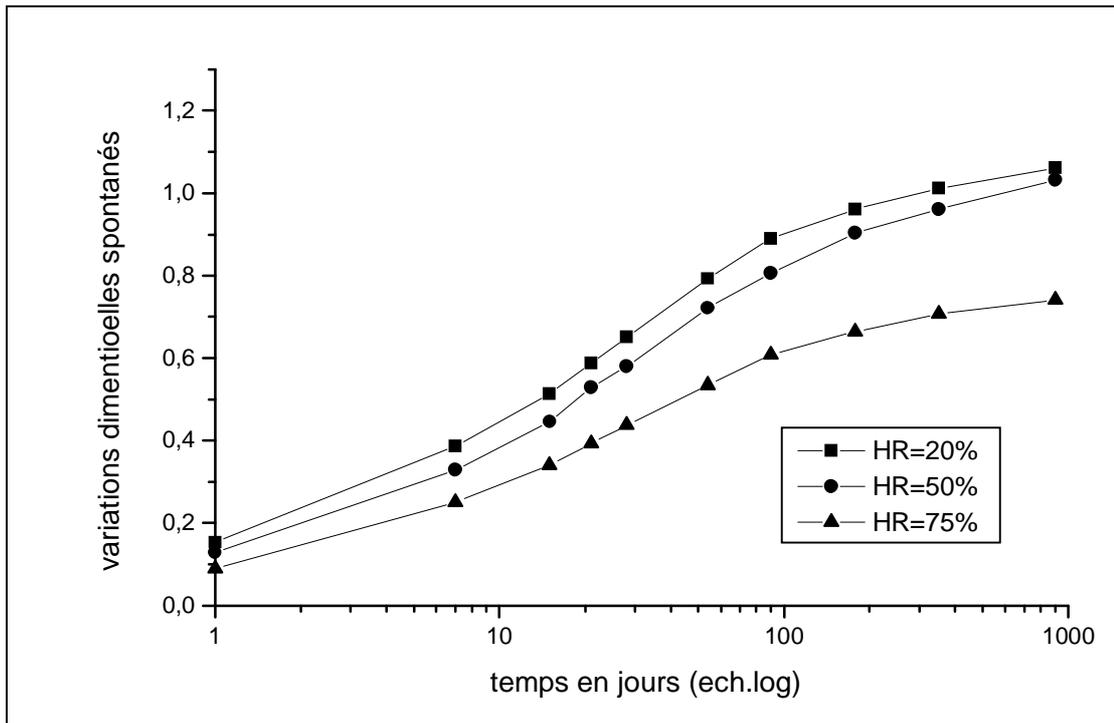
En effet, le fluage de dessiccation est une conséquence directe du retrait de séchage. nous donnons ci après quelque résultats expérimentaux relatifs aux retrait de séchage, pour de différentes hygrométries relative, et de différent rapport V/S.

2.6.2-les résultats expérimentaux

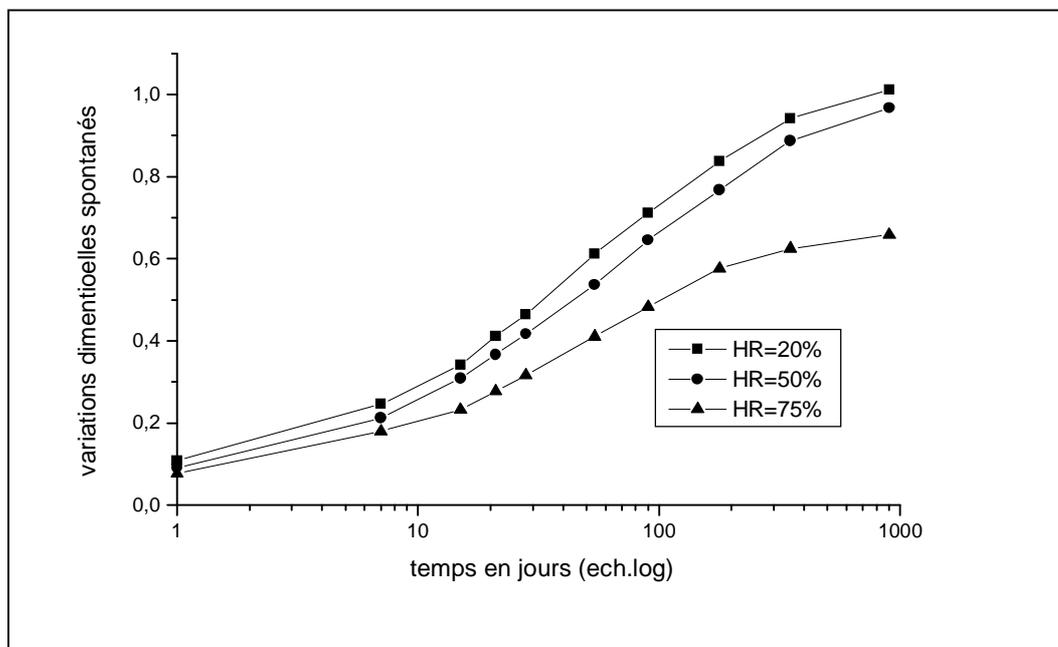
Les résultats expérimentaux de déformations des séchage du béton obtenue par [14]; [12], sont rapportés aux figures ci-dessous.



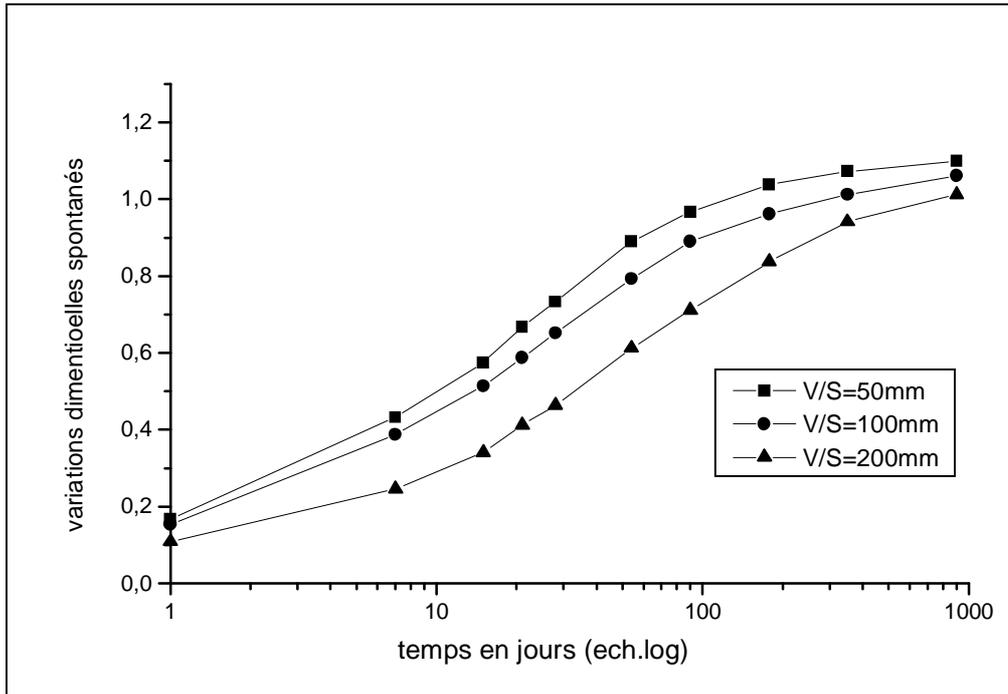
Figures 2.33 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (V/S = 50 mm) pour différents humidité relative



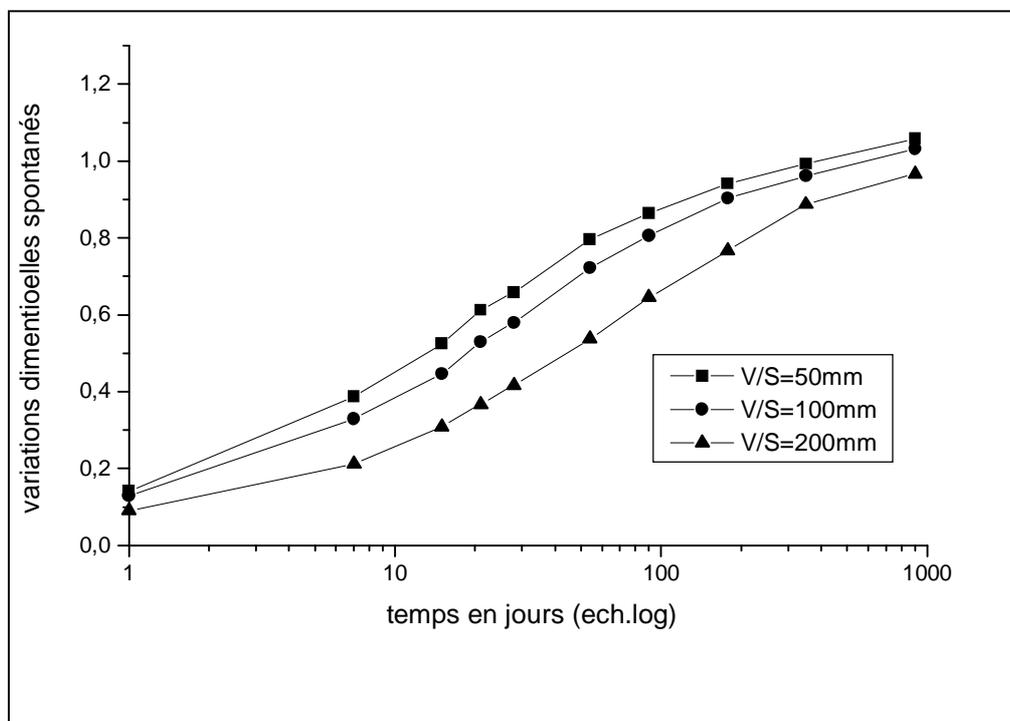
Figures 2.34 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (V/S = 100 mm) pour différents humidité relative



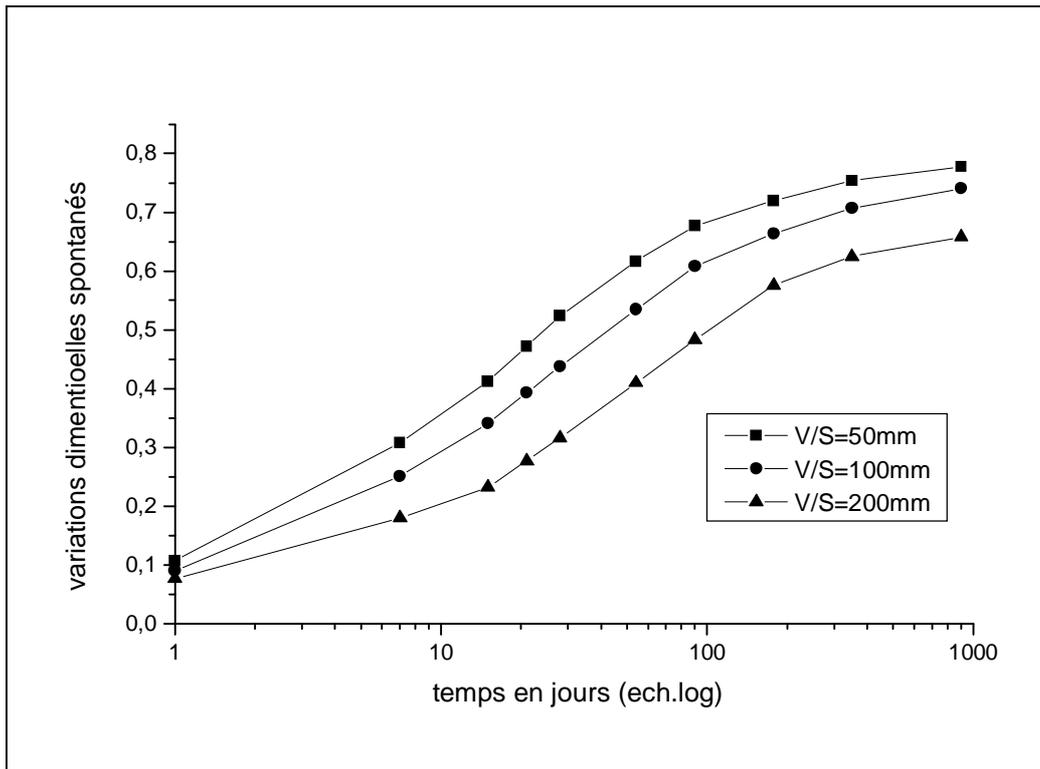
Figures 2.35 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (V/S = 200 mm) pour différents humidité relative.



Figures 2.36 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps
(HR = 20 %) pour différents rapport V/S



Figures 2.37 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps
(HR = 50 %) pour différents rapport V/S



Figures 2.38 : Évolution de variations dimensionnelles spontanées en fonction de temps (HR = 75 %) pour différents rapport V/S

Conclusion

On observe une similitude entre les courbes de prédiction de fluage prévue par les modèles les plus usités et les courbes des variations dimensionnelles due aux séchages des bétons.

Il apparaît que le séchage est un paramètre prépondérant qui affecte grandement le comportement différé du béton.

Les déformations totales à long terme du béton sous charge soutenue porte le nom de fluage.

Ce dernier a deux composantes :

- L'une en absence d'échange hydrique avec le milieu extérieur et porte le nom de "fluage propre".
- L'autre et liée au départ d'eau vers un milieu extérieur: c'est le fluage de dessiccation. Ce dernier est de loin le plus important. il affecte fortement le comportement à long terme des éléments de structure en béton.

CHAPITRE 3 MODÉLISATION

3.1- Introduction :

La modélisation consiste en une présentation formalisée d'un phénomène sous forme d'équations, son objectif est de représenter les traits les plus marquants d'une réalité qu'on cherche à styliser. Le modèle est donc l'outil que le modélisateur utilise lorsqu'il cherche à comprendre et à expliquer des phénomènes [14].

Dans certains cas, la connaissance des paramètres du modèle et des conditions de l'expérience des phénomènes permet de proposer un modèle mathématique nommé modèle déterministe. Mais, dans la plupart des cas, on ignore le mécanisme précis du phénomène. On peut alors concevoir un modèle statistique dont on estimera les paramètres à partir des échantillons de mesures [2].

L'analyse des déformations différées du béton sous charge soutenue montre bien que l'humidité relative du milieu de conservation et le rapport V/S sont les paramètres les plus déterminants.

En effet, dans les différents codes de calcul, la détermination du coefficient de fluage prend en considération à l'hygrométrie et à la dimension géométrique de la pièce. Enfin, cette a montré qu'il existe une certaine divergence dans les prédictions des différents codes utilisés.

Nous nous proposons ici de trouver une nouvelle expression pour le coefficient de fluage qui soit la mieux adaptée pour la prédiction du phénomène fluage.

3.2- Recherche d'un modèle de prédiction optimal

A partir des résultats expérimentaux des variations dimensionnelles, précédemment cités et auxquelles nous avons eu recours et les valeurs de prédictions des différents coefficients de fluage usités par divers codes, nous avons cherché le modèle de prévision le mieux adapté au phénomène étudié qui est le fluage. Ceci s'opère en procédant à l'estimation statistique des paramètres du modèle lesquelles seront par la suite évaluées à partir de l'erreur et de

coefficient de corrélation correspondant.

La phase d'estimation des paramètres des modèles retenue, pour caractériser le phénomène à étudier, nécessite le choix d'un critère d'ajustement puis son optimisation. Le problème d'optimisation des données par une forme non linéaire est relativement plus complexe que celle d'un problème linéaire.

Dans notre cas, la méthode de Marquardt-Levenberg s'est avérée satisfaisante. Elle présente, en outre, l'avantage de condenser deux méthodes différentes : la méthode du gradient et la méthode de Newton.

La méthode de Marquardt-Levenberg est la plus employée dans les problèmes de modélisation non linéaires.

3.3- Méthode de marquardt-levenberg

Les méthodes d'optimisation consistent à former une suite $x(0), x(1), \dots, x(k)$ convergeant vers un optimum local de y en partant d'un point de départ $x(0) \in \mathbb{R}^m$

A chaque étape de k , $x(k+1)$ est définie par :

$$x(k+1) = x(k) + I(k) \cdot d(k)$$

Où, $d(k)$: direction de déplacement, choisie, de façon qu'elle soit une direction de descente.

$I(k)$: pas de déplacement.

y est une fonction réelle de m variables réelles x_1, \dots, x_m chacune de ces valeurs pouvant prendre n'importe quelle valeur dans \mathbb{R} .

Soit $y : \mathbb{R}^m \rightarrow \mathbb{R}$

$$X \rightarrow y(x) = y(x_1, \dots, x_m)$$

On cherche à résoudre,

$$\begin{cases} \text{Min } \psi(x) \\ x \in \mathbb{R}^m \end{cases}$$

L'Hessien de $\mathcal{Y}(x)$ s'écrit sous la forme suivante :

$$\nabla^2 \mathcal{Y}(x) = 2.E^T(x).E(x) + 2 \sum_{i=1}^n f_i(x). \nabla^2 f_i(x)$$

Dans le cas où $|f|$ et / ou $|\nabla^2 f|$ tend vers zéro ; le terme

$$\sum_{i=1}^n f_i(x) \nabla^2 f_i(x) \text{ est négligé (méthode de Gauss Newton,).}$$

Le système à résoudre à chaque étape k devient alors :

$$E^T(x(k)).E(x(k)).[x(k+1) - x(k)] = E^T(x(k)).F(x(k))$$

Où, le vecteur $F = (f_1, f_2, \dots, f_n)$, et $E^T(x(k))$ est la transposée de la matrice jacobienne du vecteur F au point $x(k)$.

La méthode de Marquardt-Levenberg traite le problème de la singularité possible de E^T .

E définie positive, une matrice multiple à la matrice identité est rajoutée à $E^T.E$, soit :

$$A = E^T.E + \lambda \text{ Id}$$

Où, λ est un scalaire positif choisi minimal avec la contrainte que A est forcée à devenir positive (pour une valeur de λ grande on retrouve la méthode du gradient).

D'où le système linéaire à résoudre à chaque étape :

$$A(x(k)).[x(k+1) - x(k)] = -E^T(x(k)).F(x(k)).$$

La formule itérative est du type :

$$x(k+1) = x(k) + \mu(k).[x(k+1) - x(k)].$$

Le réglage de facteur $\lambda(x)$ s'effectue au cours du processus de la factorisation de la matrice $E^T.E$ par la méthode de Cholesky.

Généralement, on détermine une approximation du scalaire $\mu(k)$ à partir de l'algorithme suivant :

- 1) On pose $T = x(k+1) - x(k)$ (i)
- 2) Si $\psi(x(k) + \alpha.T) < \psi(x(k))$ (ii) alors : $x(k+1) = x(k) + \alpha.T$
- 3) Sinon $\alpha = \alpha / 2$ retour à (ii) (iii)

3.4- Evaluation du modèle

Pour l'appréciation d'ensemble d'un modèle, on calcule généralement l'erreur ainsi que le coefficient de corrélation [44].

L'erreur est évaluée à partir de la formule suivante :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_i^n (y - y_i)^2}{n - p}}$$

Avec,

y : valeurs obtenues à partir du modèle.

y_i : valeurs expérimentales.

n : nombre de points expérimentaux.

p : nombre de paramètres de modèle.

Le coefficient de corrélation R est donnée à partir d'un calcul de son carré.

$$R^2 = \frac{S_t - S}{S_t}$$

$$\text{Avec, } S_t = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\bar{y} - y_i)^2}{n - 1}}$$

Ou, la moyenne des valeurs expérimentales (\bar{y}) est donnée par :

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_i^n Y_i$$

N : taille de l'échantillon.

Les qualités d'un modèle augmentent quand l'erreur « S » s'approche de zéro, et le coefficient de corrélation « R » s'approche de l'unité.

3.5-modèle choisi

A la suite d'un grand nombre d'essai le modèle qui décrit au mieux le coefficient de fluage est :

$$j(t, t_0) = k(1 - e^{-\lambda \cdot (t-t_0)^n})$$

Où, k, λ , n: paramètres de modèle.

t : temps.

t_0 : temps de mise en charge.

3.5.1- Identification des paramètres du modèle

Dans le but de modéliser les paramètres a,b et c du modèle, nous faisons intervenir conjointement les facteurs les plus influents, à savoir : l'humidité relative (HR) et les dimensions de la pièce (rapport V/S : volume /surface); leurs modélisation a été possible grâce à la régression multiple.

3.5.2-Présentation du modèle de régression

Pour la détermination du modèle nous avons fait appelle a la régression multiple. En effet régression, la régression est un outil statique qui utilise une relation mathématique entre deux variables ou entre une variable et plusieurs autres variables, et qui, à l'aide de cette relation, fait l'étude des variations d'une variable « y » connaissant les variations des autres variables « x_i ». La première variable est appelée « variables dépendantes »

(Ou encore variables Endogène) et les autres variables sont appelées « variables indépendantes » (ou encore variables Exogènes).

Dans les domaines les plus variés de la physique, de la technique, de l'économie, on s'intéresse fréquemment à un phénomène y (variable expliquée) dépendant de un ou plusieurs facteurs explicatifs x_1, x_2, \dots, x_p . On cherche à donner la relation qui existe entre une variable expliquée « y » et une ou plusieurs variables explicatives « x_i », et

permet en outre de donner les variations de la variable expliquée à partir des variables explicatives.

Par régression, on entend donc un modèle mathématique tendant à expliquer la variabilité d'un phénomène mesurable par celles d'autres facteurs également mesurables et choisis par leur valeur explicative.

Le modèle théorique s'écrit sous la forme suivante :

$$y_i = c_0 + c_1 x_{1i} + c_2 x_{2i} + \dots + c_k x_{ki} + e_i \quad i=1 \dots$$

Où, k : nombres de variables explicatives.

N : nombre d'observations.

e_i : Erreur.

c_0, \dots, c_k : Paramètres inconnus du modèle dont on cherche à calculer les valeurs numériques correspondantes, nous avons cherché le modèle de prévision le plus simple et mieux adapté au phénomène étudié qui est, l'évolution de coefficient de fluage. Ceci s'opère en procédant à l'estimation statistique des paramètres du modèle lesquels seront par la suite évalués à partir de l'erreur et du coefficient de corrélation correspondants. Ces derniers seront justifiés par des méthodes d'optimisation

3.5.3- Estimation des paramètres

La méthode la plus appropriée et la plus simple, pour l'estimation des paramètres des modèles linéaires, est la méthode des moindres carrés. Cette méthode consiste à minimiser les écarts entre la droite de régression et la variable expliquée « y »; en d'autres termes, elle minimise la somme des carrés appelée aussi « somme des carrés de résidus » notée « SCR ».

$$SCR = \sum_{i=1}^N e_i^2 \quad (*I)$$

Avec, $e_i = y_i - \hat{y}_i$: erreur commise au point t entre la valeur mesurée et la valeur calculée.

L'estimation \hat{c} est la valeur de b qui rend minimale l'expression (*)

$$y_i = c_0 + \hat{c}_1 x_{1i} + \hat{c}_2 x_{2i} + \dots + \hat{c}_k x_{ki} + e_i$$

La forme matricielle de cette expression est :

$$y_N = X_{Nk} \cdot \hat{c}_k + e_N \quad (*, *)$$

La résolution de système (eq*,*) permet de déterminer l'estimateur \hat{b} .

$$\hat{c} = (X' \cdot X)^{-1} X' \cdot Y$$

3.6-Tests des modèles

Il est fréquent que l'on utilise en parallèle plusieurs variantes d'un modèle théorique, le problème consiste alors à juger de la validité des différents modèles estimés. Cette validité est réalisable à l'aide des critères de décision suivants :

Ecart type :

L'écart type est une caractéristique de dispersion qui permet d'estimer dans quelle mesure les observations (ou les valeurs) s'écartent les unes des autres ou s'écartent de leur valeur centrale.

L'écart type est évalué comme suit :

$$\text{Ecart type} = s = \sqrt{\text{VAR}}$$

Où, VAR : est la variance, qui a son tour est donnée par la formule suivante:

$$\text{VAR} = \frac{1}{N} \sum_1^k (x_i - \bar{x})^2 \quad \text{avec} \quad \bar{x} = \frac{1}{N} \sum_i^k x_i$$

Coefficient de détermination R²:

Le coefficient de détermination est défini par la relation suivante :

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (\hat{y}_i - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}$$

Notons que R^2 ne renseigne pas sur la précision des coefficients de régression, mais uniquement sur la dispersion autour de la droite des points représentatifs des données. Ce coefficient est proche de la valeur absolue de 1 lorsqu'une large part de la variance de y est expliquée par le modèle.

Coefficient de détermination ajusté \bar{R}^2 :

Soit \bar{R}^2 le coefficient de détermination ajusté du nombre de degrés de liberté, il est défini par l'équation ci après :

$$\bar{R}^2 = 1 - \frac{N-1}{N-k} (1 - R^2)$$

Ce coefficient facilite la comparaison entre plusieurs régressions de la même variable expliquée ceci, lorsque ces régressions varient suivant le nombre de variables explicatives ou par la taille de l'échantillon. Le modèle le mieux adapté est celui qui a le coefficient \bar{R}^2 le plus élevé.

Tests sur la qualité des estimateurs :

-Test de Student :

C'est un test de signification portant sur un élément c_i de c . Il permet de connaître l'influence de la variable explicative x_i sur la variable dépendante y .

Il repose sur les deux hypothèses suivantes :

$H_0 : c_i = 0$	Hypothèse de base
$H_1 : c_i \neq 0$	Hypothèse alternative

Ce test est basé sur la statique de student :

$$T_{student} = \frac{\hat{c}_i - c_i}{S(\hat{c}_i)}$$

Où, c_i est l'estimateur de \hat{c}_i et $S(\hat{c}_i)$ est l'estimateur de l'écart type.

Sous l'hypothèse de H_0 , $T_{student}$ suit une loi de student à (N-k) degré de liberté a un niveau de risque α .

Si $T_{student} < T_{student}(N-k, \alpha) \longrightarrow$ on accepte H_0 , le coefficient $\beta_i=0$.

Si $T_{student} > T_{student}(N-k, \alpha) \longrightarrow$ on rejette H_0 , le coefficient $\beta_i \neq 0$.

La valeur $T_{student}(N-k, \alpha)$ est relative à la distribution de student (N-k) degrés de liberté et un niveau de risque α .

Test de Fisher :

Le test de Fisher est un test d'évaluation globale, il permet de savoir si l'ensemble des variables explicatives « x_i » permet de bien expliquer « y ».

$$T_{Fisher} = \frac{\frac{R^2}{k-1}}{\frac{1-R^2}{N-k}}$$

Cette statique a une distribution de Fisher à (k-1) et (N-k) degrés de liberté avec un seuil de risque « α ».

Si $T_{Fisher} < T_{Fisher}(k-1, N-k) \longrightarrow$ on décide que le modèle n'est pas globalement Significatif.

Si $T_{Fisher} > T_{Fisher}(k-1, N-k) \longrightarrow$ on décide que le modèle est significatif.

Le degré de validité d'un modèle de régression s'appuie sur les conditions suivantes [45]:

- 1 Le \bar{R}^2 doit être le plus élevé possible.
- 2 Les tests de student et de fisher doivent fournir des résultats acceptables.

- 3 carts-type des coefficients doivent être les plus faibles par rapport aux valeurs estimées des coefficients.

A partir de l'ensemble des observations sur les variables du modèle retenu au cours de notre étude, nous avons proposés plusieurs expressions par régression multiple donnant les paramètres du modèle; les expressions retenues sont données par les relations suivantes :

$$k = c_1 \left((1 + HR^3) \right)^3 + c_2 \left(\frac{V}{S} \right)^{0.5} + C_3$$

$$I = c_4 \left(\frac{\left(\frac{V}{S} \right)^3}{HR^7} \right) + c_5$$

$$n = c_6 \left(HR^7 \left(1 - \left(\frac{1}{\frac{V}{S}} \right)^3 \right) \right) + c_7$$

Avec : V/S rapport volume surface (V/S) en (mm).

HR : humidité relative en %

Les tests et les constantes correspondantes à ces expressions sont résumés dans les tableaux : 1,2 et3.

P(S)* : Probabilité de signification de chaque coefficient estimé.

P (F) ** : Probabilité de signification à la valeur T_{Fisher} .

Coefficient du modèle		Ecart type	Test de Student		Test de Fisher		Coeff. De corrélation	
			$T_{Student}$	P(S)*	T_{Fisher}	P(F)**	R^2	\overline{R}^2
c_1	3.250042	0.0155	80.6407	0.0000	682.517	0.0000	0.9572	0.9558
c_2	-0.74552	0.0267	-30.8289	0.0000				
c_3	0.022280	0.0001	9.6071	0.0000				

Tableau 1 : tests du paramètre « k »

Coefficient du modèle		Ecart type	Test de Student		Test de Fisher		Coeff. De corrélation	
			T _{Student}	P(S)*	T _{Fisher}	P(F)**	R ²	\overline{R}^2
c ₄	0.236297	0.0027	85.8150	0.0000	1071.38	0.0000	0.9723	0.9714
c ₅	-0.004002	8.7 E-05	-45.8909	0.0000				

Tableau 2 : tests du paramètre « λ »

Coefficient du modèle		Ecart type	Test de Student		Test de Fisher		Coeff. de corrélation	
			T _{Student}	P(S)*	T _{Fisher}	P(F)**	R ²	\overline{R}^2
C ₆	0.540869	0.0037	144.6832	0.0000	682.517	0.0000	0.7901	0.7202
C ₇	3.13E-05	8.9E-06	3.5082	0.0127				

Tableau 3 : tests du paramètre « n »

Fonction fluage

Dans la pratique on se sert de la fonction fluage pour apprécier les déformations à long terme sous chargement soutenue. Dans notre cas nous adaptions la même expression pour la fonction que celle préconisés par l'eurocode2 et le BPEL

La différence entre les fonctions fluage de l'eurocode2, le BPEL et notre modèle réside dans l'expression du coefficient fluage.

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_i(t_0)} + \frac{j(t, t_0)}{E_{i28}} = \frac{1}{E_i(t_0)} + \frac{K \left(1 - e^{-1(t-t_0)^n}\right)}{E_{i28}}$$

$$E_i(t_0) = 9975 \times \sqrt[3]{f_{c_j}(t_0)}$$

Où $E_i(t_0)$ est la raideur tangente instantanée à l'âge t_0 du béton au chargement.

$$f_{cj}(t_0) = \bar{f} \times e^{s(1-\sqrt{28/t_0})} \quad \text{Avec } s = \begin{cases} 0.38 \\ 0.25 \\ 0.20 \end{cases}$$

- 0.38 pour les ciments à prise lente.
- 0.25 pour les ciments à prise normale ou rapide.
- 0.38 pour les ciments à prise rapide et haute résistance.

Nous pensons que cette expression est mieux adaptée pour décrire les déformations de fluage à long terme du béton sous chargement soutenue étant comparés à d'autre code ; elle est plus simple d'utilisation.

3.7-validation de modèle

Pour valider le modèle développé nous comparons dans un premier temps les prédictions de ce dernier avec celles des différents codes ,puis dans un second temps ,nous comparons les prédictions de notre modèle aux valeur obtenues expérimentalement par STAQUET [46]les résultats sont illustrés dans les figures ci-dessous.

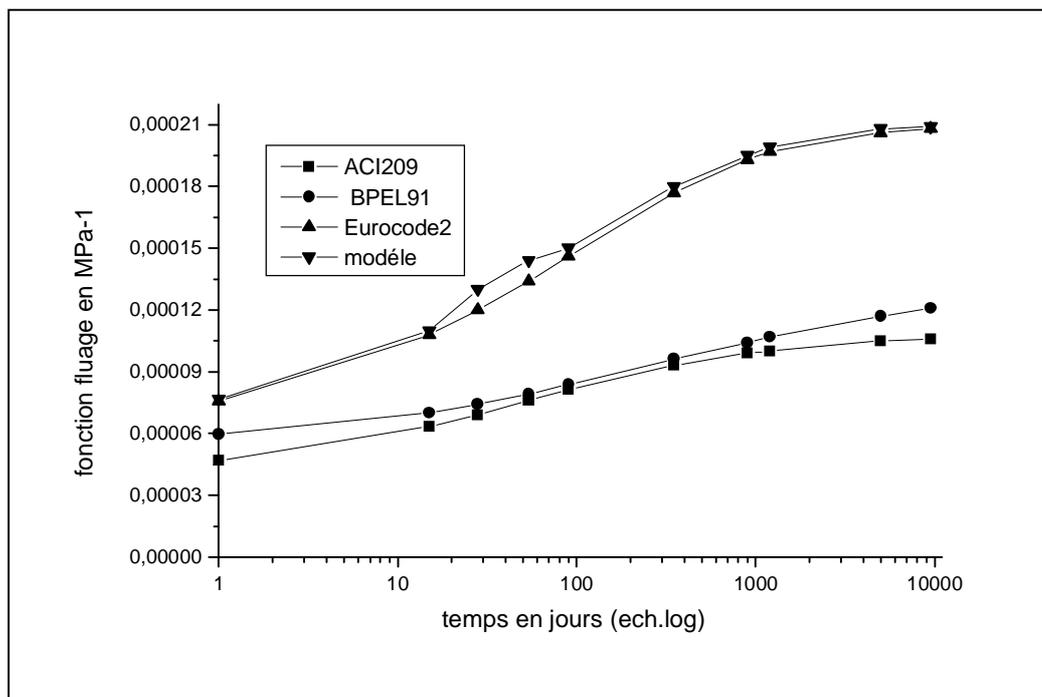


Figure 3.1 : Evolution de la fonction de fluage en fonction de temps

V/S=100mm et HR=75%.

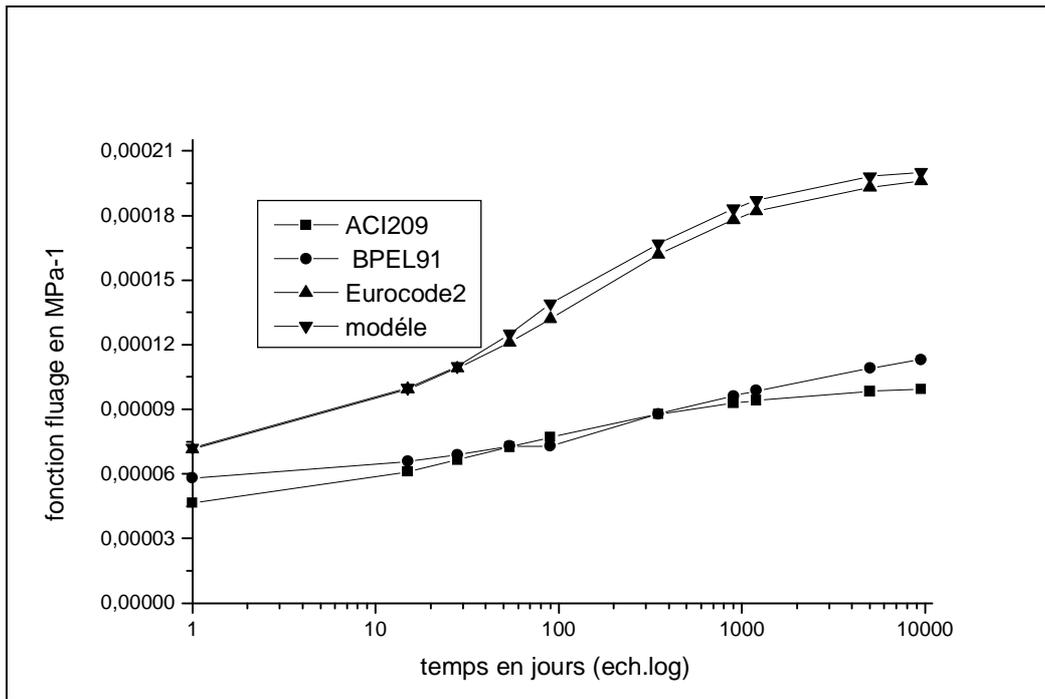


Figure 3.2 : Evolution de la fonction de fluage en fonction de temps
V/S=50mm et HR=90%.

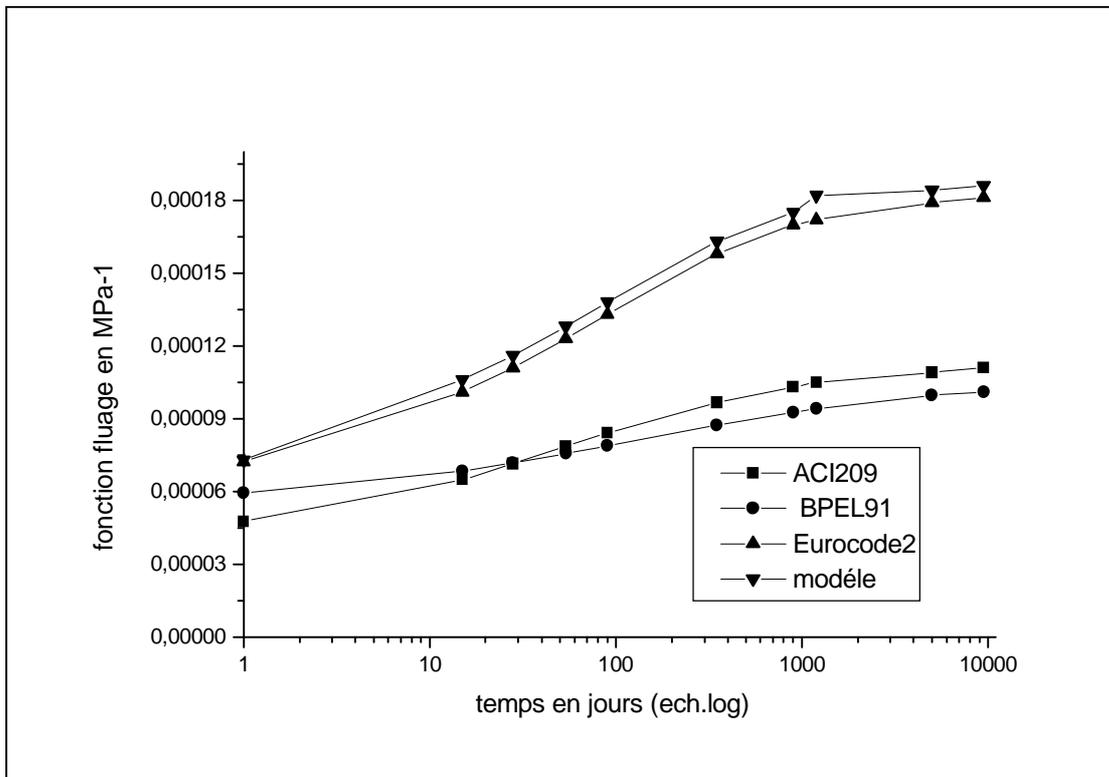


Figure 3.3: Evolution de la fonction de fluage en fonction de temps
V/S=200mm et HR=50%.

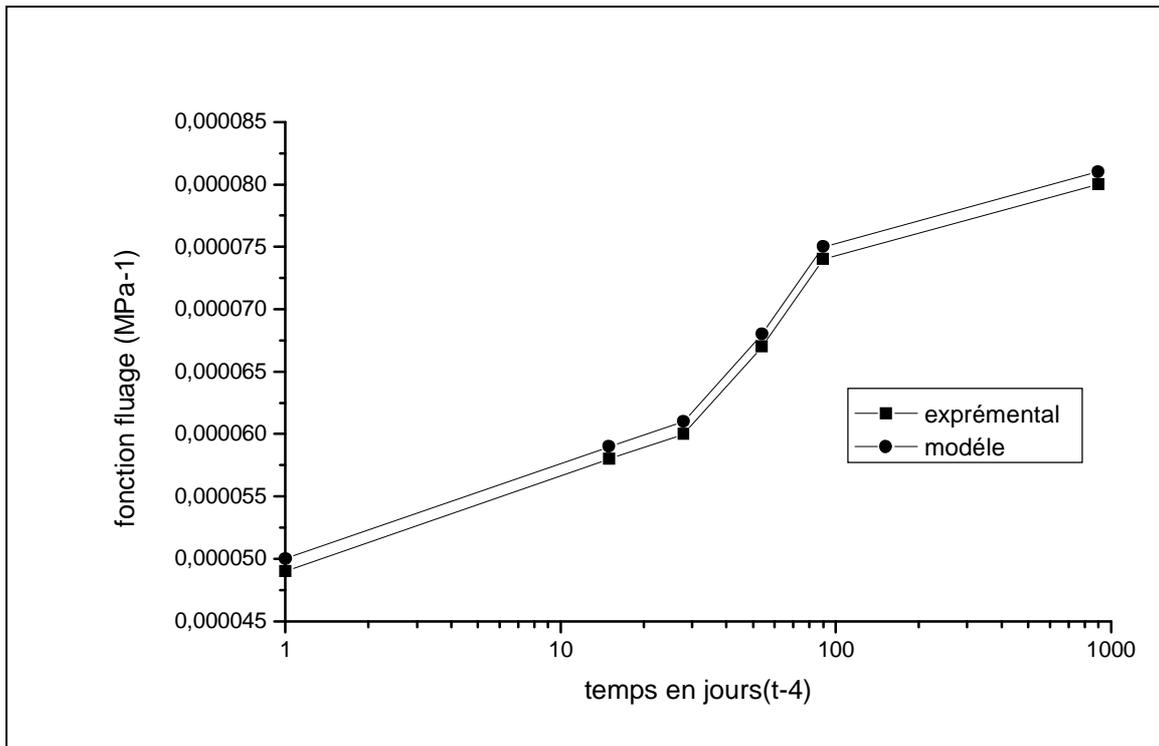


Figure 3.4 : Evolution de la fonction fluage en fonction de temps avec $t_0=4$ jours.

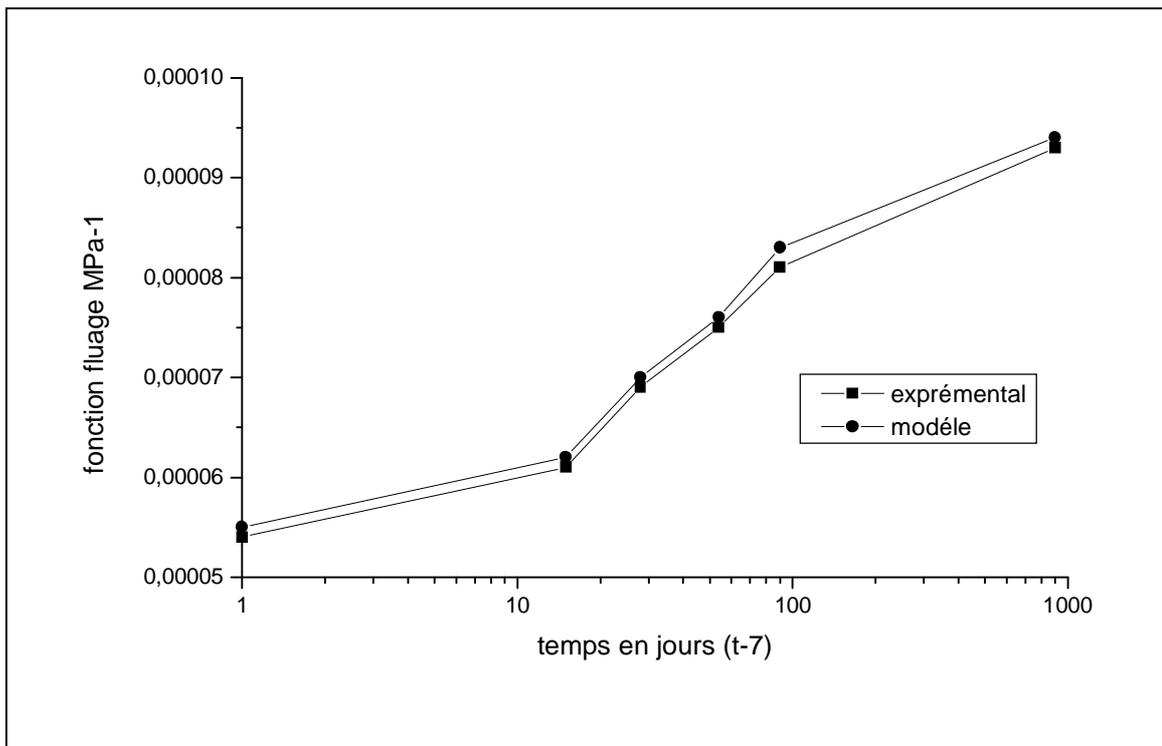


Figure 3.5 : Evolution de la fonction fluage en fonction de temps avec $t_0=7$ jours.

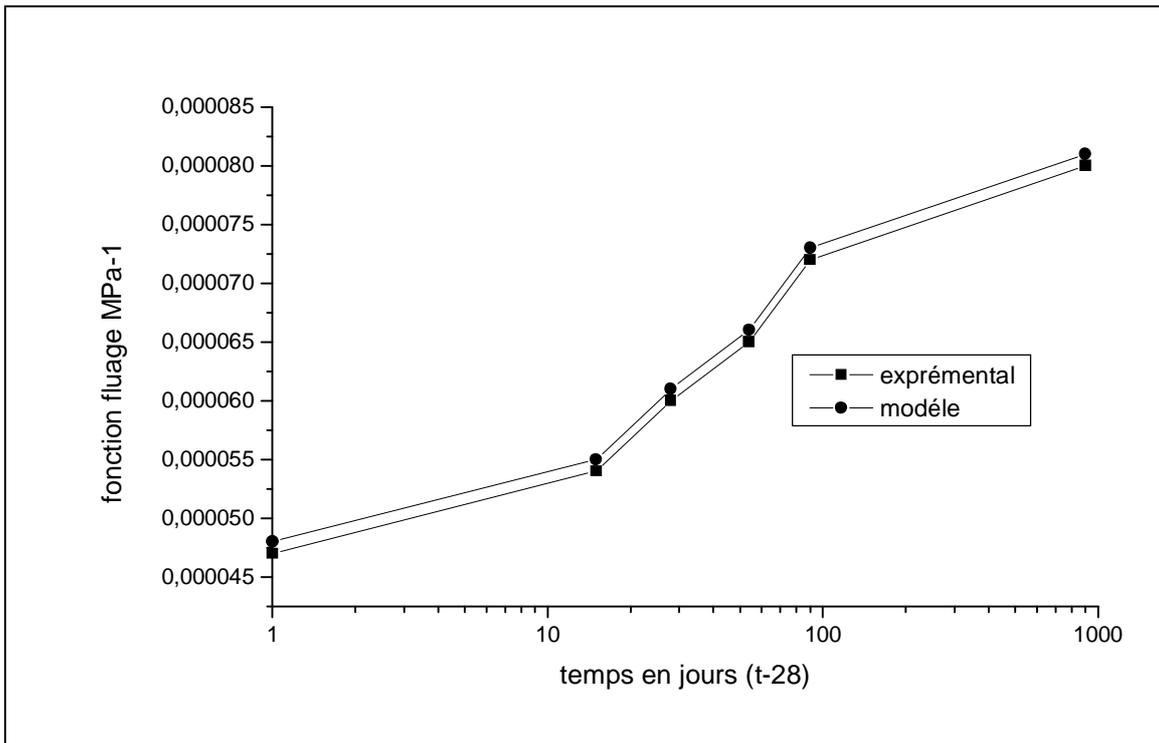


Figure 3.6: Evolution de la fonction fluage en fonction de temps avec $t_0=28$ jours.

Conclusion

Le modèle que nous avons développé est bien adapté pour décrire l'évolution du fluage des bétons. Ceci a été justifié précédemment par comparaison d'une part aux données expérimentales et d'autre part, aux différents modèles disponibles dans la littérature.

Le modèle développé conduit aux mêmes résultats qu'Eurocode2 et a l'avantage d'être plus facile à manipuler.

CHAPITRE 4

RÉSISTANCE POTENTIELLE

4.1- introduction

On appelle résistance potentielle la plus grande valeur de la contrainte qu'il est possible de maintenir constante, sans rupture quelle que soit la durée d'application (dans la limite de la durée conventionnelle de 25 ans). Elle est fonction :

1. de l'âge de la mise en charge t_0 .
2. de type de granulat.
3. de la vitesse d'évolution du durcissement du béton au-delà de t_0 .
4. du type de sollicitation.

4.2- facteurs influant sur la résistance potentielle

Pour ce qui est de l'endommagement dû à la contrainte soutenue, les facteurs en cause sont ceux que l'on rencontre aussi bien dans les études de fluage (sous chargement constant) que dans les études de la rupture [39].

4.3- Méthodes d'identification.

4.3.1- Détermination par les tests de fluage.

Des niveaux de contraintes constants inférieurs à la résistance instantanée sont appliqués au béton. Lorsque les déformations de fluage tertiaire ne s'observent plus à long terme, la courbe conserve une pente faible mais non décroissante indiquant une vitesse de déformation constante (phase secondaire) [37]. Le palier de contrainte correspondant identifie la valeur de la résistance intrinsèque.

Cette méthode de détermination reste relativement longue et présente l'inconvénient de ne pas pouvoir déterminer la résistance instantanée propre au spécimen.

4.3.1.1- Un test de résistance à vitesse infiniment lente.

On sollicite une éprouvette à un chargement lent jusqu'à atteindre le comportement intrinsèque et la résistance [11]. Cet essai est long et donc peu économique.

4.3.1.2-Détermination par les tests de fendage.

Cette troisième méthode s'appuie sur des essais de fendage qui caractérisent classiquement la résistance en traction (NF P18-408). Si au maintien de cette charge, ce dernier augmente au cours de l'essai jusqu'à la rupture, le niveau de résistance intrinsèque en traction est dépassé. Les travaux de Delibes Liniers (1987) indiquent une limitation de la contrainte de compression à 60% de pour palier à la rupture par fluage en traction et concluent à l'existence d'un potentiel de résistance plus faible en traction qu'en compression.

4.3.1.3- Détermination par le test de caractérisation.

L'essai à vitesse quasi – statique permet d'accéder aux deux résistances (instantanée et intrinsèque) par la représentation l'évolution de la déformation volumique de l'éprouvette.

Cette méthode a été utilisée par [41]. Elle consiste à mesurer la variation des déplacements longitudinaux et transversaux de l'éprouvette au cours du chargement. On montre qu'il existe un seuil de contrainte proche de la résistance de caractérisation au-delà duquel les déformations dans la direction transversale augmentent considérablement devant celles dans la direction de l'effort.

L'intérêt de cette méthode de détermination réside dans la courte durée de l'essai et l'unique test à effectuer pour obtenir les deux résistances (instantanée et intrinsèque) même si toutefois, la valeur de résistance intrinsèque semble légèrement surestimée par effet de vitesse [37].

En conclusion, la résistance intrinsèque est encadrée par l'engagement du processus de ruine au-delà, et par la présomption de stabilité en-deçà. Il est difficile de fixer sa valeur sachant qu'elle évolue tout au long de la vie de l'ouvrage et dépend dans une moindre proportion de la composition de béton (ciment/granulat et ratio E/C) [39].

Au jeune âge, elle va dépendre de la progression de l'hydratation de la pâte de ciment. A maturité, sa valeur se stabilise mais reste fortement dépendante des variations thermo -hygrométriques. A long terme, elle va chuter. Et, cet affaiblissement est issu de l'effet de l'endommagement qui à ce stade, l'emporte toujours sur l'effet du durcissement (maturité optimale) [37].

4.3.2- Détermination de la résistance par le test de caractérisation.

Lors du test de caractérisation réglementaire, Bérès (1969) représente l'évolution du volume de l'éprouvette mais aussi, celle des incréments de variation volumique à chaque niveau de chargement. Ces courbes renseignent respectivement sur la valeur de la résistance intrinsèque et sur la valeur du seuil de contrainte du comportement linéaire où l'éprouvette subit tout d'abord une diminution de son volume par compactage.

4.4- quelques relations de la résistance potentielle

Plusieurs modèles existants permettent d'évaluation de la résistance potentielle.

- La loi proposée par Wittmann:

$$\frac{s_u}{f(t_0 + t)} = \sqrt{\frac{E(t_0)}{E(t_0 + t) \times (1 + j(t_0, t))}}$$

- La loi proposée par AL-Kubbaisy et young:

$$\frac{s_u}{f(t_0 + t)} = 0.92 t^{-0.016}$$

- La loi proposée par RÜSCH :

$$\frac{s_u}{f(t)} = 0.92 - 0.0315 \log t$$

Dans notre cas pour la prédiction de la résistance potentielle pour charge soutenue nous utilisons la relation proposée par Wittmann dans laquelle nous remplaçons ϕ par le coefficient de fluage donné pour notre modèle, on obtient

$$\frac{S_u}{f(t_0 + t)} = \left(\frac{E(t_0)}{E(t_0+t) \times (1 + K(1 - e^{I(t-t_0)^n}))} \right)^{1/2}$$

$$\frac{S_u}{f(t_0 + t)} = \left(\frac{E(t_0)}{E(t_0 + t)} \times \frac{1}{(1 + k(1 - e^{-I(t-t_0)^n})} \right)^{1/2}$$

Avec : $E(t_0) = 9975 \times \sqrt[3]{f_{cj}(t')}$

$$F_{cj}(t_0) = \bar{f} \times e^{s(1-(28/t))}$$

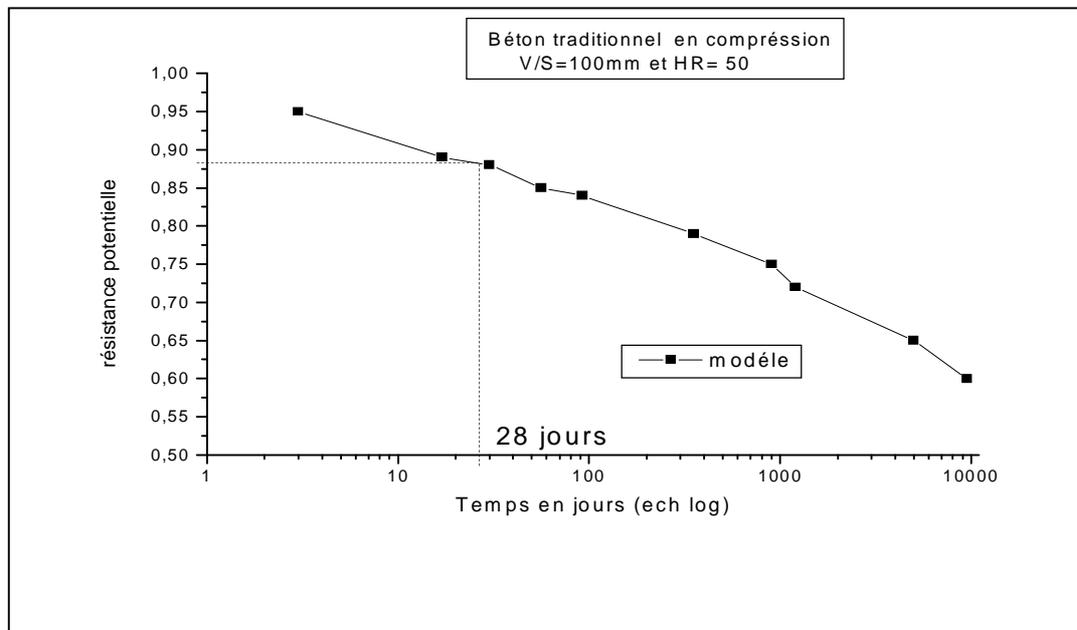


Figure 4.1 : Evolution de la résistance potentielle en fonction du temps

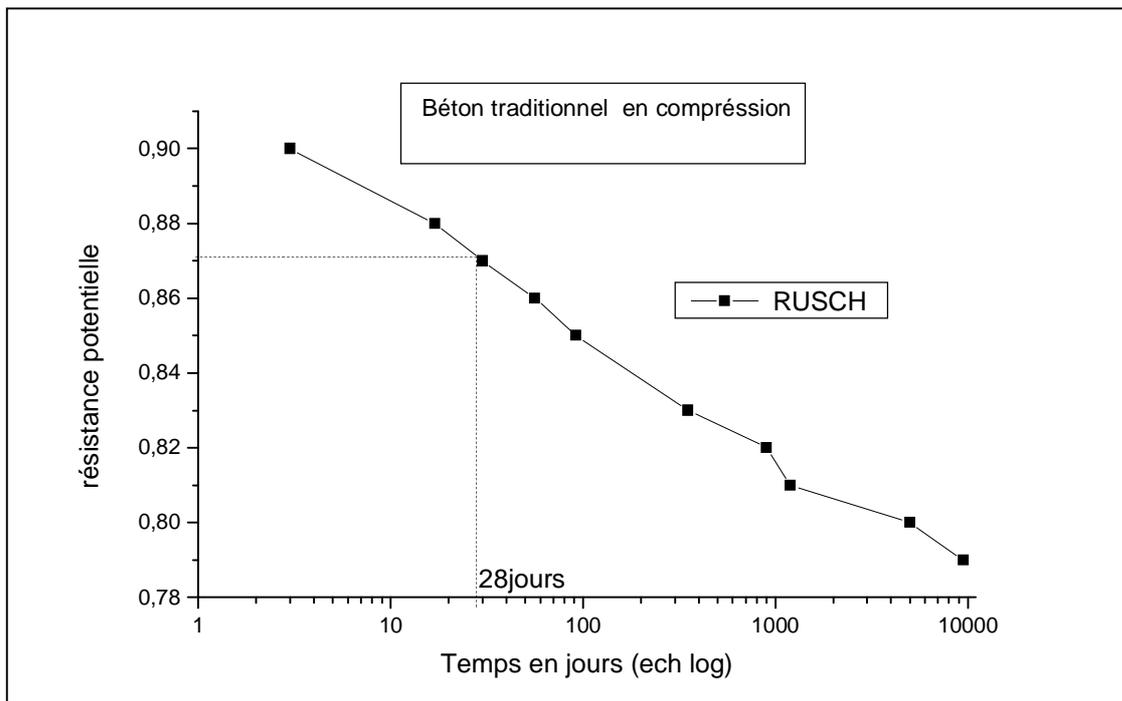


Figure 4.2 : Evolution de la résistance potentielle en fonction du temps

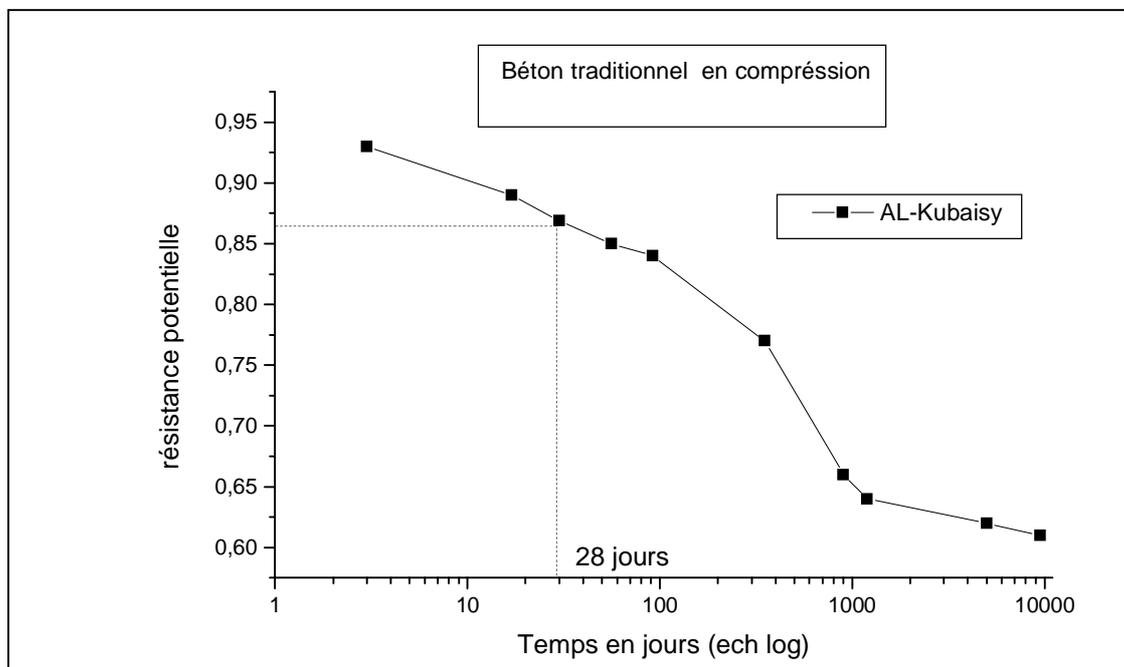


Figure 4.3 : Evolution de la résistance potentielle en fonction du temps

Conclusion

On constate que l'évolution de la résistance potentielle suit une forme non linéaire dans les trois formules. Par contre les résultats montrent une réduction d'environ 12% de la résistance à 28 jours d'âge, d'après notre modèle, 14% d'après le modèle de RUCH et de 13% d'après EL Kubaisy.

A ce titre on peut dire qu'une réduction d'environ 15% est acceptable et c'est ce que préconisent les règles de calcul du béton armé.

CONCLUSION

Cette étude a montré que le comportement à long terme du béton sous charge soutenue se caractérise par une diminution de ses performances mécaniques, ceci est du au fluage lequel dépend à fortiori de l'intensité de chargement, de l'âge de la mise en charge et des conditions environnementales.

L'analyse des codes de prédiction a montré que les facteurs les plus influençant sur le fluage sont l'humidité relative du milieu de conservation, les dimensions de la pièce et l'âge de la mise en charge, l'ensemble des modèles de prédictions du fluage utilisés des expressions enforment un paramètre essentielle nommé coefficient de fluage $\varphi(t,t_0)$, ce dernier dépend à son tour de plusieurs paramètres géométriques et environnementaux . Ce sont ces derniers paramètres qui influencent sur le comportement à long terme du béton aussi bien en présence qu'en absence de charge.

Il existe une similitude entre les courbes de prédiction de fluage prévue par les modèles les plus usités et les courbes des variations dimensionnelles dues aux séchages des bétons.

Il apparaît que le séchage est un paramètre prépondérant qui affecte grandement le comportement différé du béton.

Les déformations totales à long terme du béton sous charge soutenue porte le nom de fluage.

Ce dernier a deux composantes :

- L'une en absence d'échange hydrique avec le milieu extérieur et porte le nom de "fluage propre".
- L'autre et liée au départ d'eau vers un milieu extérieur: c'est le fluage de dessiccation. Ce dernier est de loin le plus important. il affecte fortement le comportement à long terme des éléments de structure en béton.

Le modèle que nous avons développé est bien adapté pour décrire l'évolution du fluage des bétons. Ceci a été justifié précédemment par comparaison d'une part aux données expérimentales et d'autre part, aux différents modèles disponibles dans les littératures.

Le modèle développé conduit aux mêmes résultats qu'Eurocode2 et a l'avantage d'être plus facile à manipuler.

Par ailleurs, les résistances potentielles du béton aussi bien en compression qu'en traction dépendant de plusieurs paramètres notamment le fluage. Il apparaît alors que plus le fluage est important plus les résistances potentielles sont réduites.

Enfin, les valeurs de la résistance potentielle obtenues, par application de modèle développé, sont voisines de celle préconisées par l'ensemble des chercheurs qui se sont intéressés à la résistance potentielle du béton sous chargement soutenu.

REFERENCE

1. NEVILLE A.M. (2000) «Propriétés des bétons». Paris, Eyrolles. 2000.
2. WITTMANN F.H. (1980)«Propriétés de la pâte de ciment durcie». Septième Congrès International de la Chimie des Ciments : Rapports Principaux, Paris. 1980, Vol.I, Sous. Thème VI – 2.
3. DREUX G. and GORISSE F. (1975) «Fluage des bétons soumis jeunes à un gradient de contrainte : interférence des phénomènes sur les pertes de précontrainte». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1975, No.326, Série BÉTON 144, p.42 – 83.
4. BERRA M. and CASTELLANI A. (1995) «Toughness of old plain concretes». In: Wittmann Eds. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, and Zurich. Freiburg: Aedificatio publishers. 1995, Vol.I, p.85 – 94.
5. COQUILLART G. (1987) «Mesures fondamentales sur éprouvettes : définitions et méthodes expérimentales». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1987, No.455, series BÉTON 248, p.82 – 88.
6. FREYSSINET E. (1933) «Relation entre les déformations et la constitution des ciments et des matériaux de structure colloïdaux (1926 – 1929) : idées et voies nouvelles». Science et Industrie. 1933, No.1.
7. POH K.W. (1998) «General creep – time equation». Journal of Materials in Civil Engineering. 1998, Vol.10, No.2, p.118 – 120.
8. ACKER P. (1988)(1) «Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico – chimique». Rapport de recherche LCPC. 1988, No.152, 121p..

9. BERES L. (1969) «La macrostructure et le comportement du béton sous l'effet de sollicitations de longue durée». *Matériaux et Constructions / Materials and Structures*. 1969, Vol.2, No.8, p.103 – 110.
10. SMADI M.M., SLATE F.O. and NILSON A.H. (1987) «Shrinkage and creep of high – , medium – , and low – strength concretes, including overloads». *ACI Materials Journal*. 1987, Vol.84, No.3, p.224 – 234.
11. GETTU R. and GARCIA-ALVAREZ V.O. (1993) «Interaction of creep and fracture in concrete». *Creep and shrinkage of concrete proceeding of the fifth international RILEM symposium, Barcelone*. London: E & Fn Spon. 1993, p.413 –420.
12. BOUKHAROV G.N., CHANDA M.W. and BOUKHAROV N.G. (1995) «The three processes of brittle crystalline rock creep». *International Journal of Rock Mechanics Mining Science & Geomechanics*. 1995, Vol.32, No.4, p.325 – 335.
13. LOO Y.H., TAM C.T. and ZHONG H. (1994)«Variation of differential strain ratio in normal – and high – strength concrete under short –term uniaxial compression». *Magazine of Concrete Research*. 1994, Vol.46, No.169, p.245 –256.
14. BAZANT Z.P., SENNER S. and KIM J.K. (1987) «Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete». *ACI Materials Journal*.1987, Vol.84, p.351 – 357.
15. LUKAS P., CADEK J., SUSTEK V. and KUNZ L. (1996) «Creep of CMSX – 4 single crystals of different orientations in tension and compression». *Materials Science &Engineering A. Structural Materials : properties, microstructure and processing*. 1996, Vol.A208, No.2, 149 – 157.
16. KOVLER K. (1995) «Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension». *Journal of Materials inCivil Engineering*. 1995, Vol.7, No.2, p.96 – 101.

17. BISSONNETTE B. and PIGEON M. (2000) «Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations». *Matériaux et Constructions / Materials and Structures*. 2000, Vol.33, p.108 –118.
18. COOK D.J. and HAQUE M.N. (1974) «The tensile creep and fracture of desiccated concrete and mortar on water sorption». *Matériaux et Constructions / Materials and Structures*. 1974, Vol.7, No.39, p.191 – 196.
19. NGAB A.S., NILSON A.H. and SLATE F.O. (1981)(1) «Shrinkage and creep of high strength concrete». *ACI Journal*. 1981, Vol.78, No.4, p.255 – 261.
20. BENAÏSSA A., MORLIER P. and VIGUIER C. (1993) «Fluage et retrait du béton de sable». *Matériaux et Constructions / Materials and Structures*.1993, Vol.26, p.333 – 339.
21. DOMONE P.L. (1974) «Uniaxial tensile creep and failure of concrete». *Magazine of Concrete Research*. 1974, Vol.26,No.88, p.144 – 152.
22. WARD M.A. and COOK D.J. (1969) «The mechanism of tensile creep in concrete». *Magazine of Concrete Research*. 1969, Vol.21,No.68, p.151 – 158.
23. BAZANT Z.P. and CHERN J.C. (1985)(1) «Strain softening with creep and exponential algorithm». *Journal of Engineering Mechanics*.1985, Vol.111, No.3, p.391 – 415.
24. BAZANT Z.P., XI Y. and BAWEJA S. (1993)(2) «Preliminary guidelines and recommendation for characterizing creep and shrinkage in structural design codes». *Creep and shrinkage of concrete proceeding of the fifth international RILEM symposium, Barcelone . London: E & Fn Spon. 1993, p.805 – 829.*
25. PERSSON B. (1997) «Self – desiccation and its importance in concrete technology». *Matériaux et Constructions /Materials and Structures*. 1997, Vol.30, No.199, p.293 – 305.
26. NEVILLE A.M., DILGER W.H. and BROOKS J.J. (1983) «Creep of plain and structural concrete». London : Construction Press. 1983, 361p..

27. BAZANT Z.P. and GETTU R. (1992) «Rate effects and load relaxation in static fracture of concrete». ACI Materials journal. 1992, Vol.89, No.5, p.456 – 468.
28. BAZANT Z.P. and WANG T.S. (1983) «Mathematical model for creep and thermal shrinkage of concrete at high temperature». Nuclear Engineering Design. 1983, No.76, p.183 – 191.
29. RUNGROJSARATIS V., MIROMOTO H., UEDA T. and SUZUKI S. (1985) «Time – dependent deformation behavior of concrete under high tensile stress and high temperature». Transactions of the Japan Concrete Institute. 1985, Vol.7, No.III.4/A, p.233 –240.
30. MAMILLAN M. (1963) «Compte rendu des mesures de retrait et de fluage effectuées sur le pont en béton précontraint de Ponthierry». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1963,Série BETON PRECONTRAIN 49, No.189, p.895 – 917.
31. VANDEWALLE L. (2000) «Concrete creep and shrinkage at cyclic ambient conditions». Cement & Concrete Composites.2000, Vol.22, p.201 – 208.
32. PERZO R. (1987) «Le palais des expositions du CNIT – Paris La Défense. Les déformations différées de la voûte». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1987, No.456, Série BETON 249, p.35 – 48.
33. HARSH S., SHEN Z. and DARWIN D. (1990) «Strain-rate sensitive behavior of cement paste and mortar in compression». ACI MaterialsJournal. 1990, Vol.87, No.5, p.508 – 516.
34. PANE I. and HANSEN W. (2002) «Early age creep and stress relaxation of concrete containing blended cements». Matériaux et Constructions / Materials and Structures. 2002, Vol.35, p.92 – 96.

35. SYMPOSIUM RILEM68 (1969) «Final report and conclusions : session 6». Matériaux et Constructions / Materials and Structures. 1969, Vol.2, No.8, p.149 – 162.
36. YONEKURA A., KUSAKA M. and TANAKA S. (1988) «Tensile creep of early age concrete with compressive stress history». CAJ Review. 1988, No.46, p.158 – 161.
37. FOURE B. (1985)(1) «Résistance potentielle à long terme du béton soumis à une contrainte soutenue». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1985, No.431, Série BETON 226, p.46 – 64.
38. ACKER P. (1993) «Recommendation for measurement of time – dependent strains of concrete in compression». Creep and shrinkage of concrete proceeding of the fifth international RILEM symposium, Barcelone . London: E & Fn Spon. 1993, p.849 – 858.
39. RŮSCH H. (1960) «Researches toward a general flexural theory for structural concrete». ACI Journal. 1960, Vol.32, No.1, p.1 – 28.
40. LE MONITEUR (1972) « Les retraits du béton». Le Moniteur. 1972, No.33, p.107 – 112.
41. KASHANI M. (1984) «Etude de l'évolution des déformations du béton soumis à des actions cycliques : Application aux éléments fléchis en béton armé». Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Lyon. 1984, 185 p.
42. YUE L.L. and TAERWE L. (1993) «Two function method for the prediction of concrete creep under decreasing stress». Matériaux et Constructions / Materials and Structures. 1993, Vol.26, No.159, p.268 – 273.
43. BOUMAH RAT M .GOURDIN A. «Méthodes numérique appliquées ». Office des Publications Universitaires. Octobre 1993.
44. ANNUAL BOOK ASTM (American Society For Testing and Materials). STANDARDS. «Section 4 construction». Volume 04, N01, C150-86, C204-84.

45. MECHEBBEK M, BOUMAOUT B. «Modèles statistiques de prévision d'apports du sous bassin versant de l'oued el Abd».Mémoire d'ingéniorat, Université Saad-DAHLAB Blida.1996.

46.STAQUET STEPHANIE. «Analyse et modélisation du comportement diffère du béton».Thèse effectuée sous la direction du professeur Bernard ESPION. Volume 1.

LISTE DES SYMBOLES

t : âge du béton (jours)

t_0 : âge du béton au moment du chargement (jours)

t_s : âge du béton au début du retrait (jours)

f_{ck} : résistance caractéristique du béton à 28 jours (MPa)

f_{cm} : résistance moyenne du béton à 28 jours (MPa)

E_c : module d'élasticité à 28 jours (MPa)

$E_c(t_0)$: module d'élasticité au chargement (MPa)

A_c : section transversale de la pièce (mm²)

u : périmètre de la pièce en contact avec l'atmosphère (mm)

h_0 : épaisseur effective de la pièce (mm)

RH : humidité relative (%)

$\epsilon_{cs}(t-t_s)$: déformation de retrait pendant la période (t-t_s)

ϵ_{cs0} : déformation de retrait ultime

$\epsilon_s(f_{cm})$: facteur tenant compte de la résistance du béton sur le retrait ultime

$\beta_s(t-t_s)$: coefficient décrivant le développement du retrait avec le temps

β_{RH} et β_{ARH} : coefficients tenant compte de l'humidité relative sur le retrait ultime

β_{sc} : coefficient tenant compte du type de ciment sur le retrait ultime

φ_0 : coefficient de fluage ultime

φ_{RH} : facteur tenant compte de l'humidité relative sur le fluage ultime

$\varphi(t-t_0)$: coefficient de fluage au temps t

$\beta_c(t-t_0)$: coefficient décrivant le fluage après le chargement

$\beta(f_{cm})$: coefficient tenant compte de la résistance du béton sur le fluage ultime

β_h : coefficient tenant compte de l'humidité relative et de l'épaisseur effective sur le fluage

$\varphi(t_0)$: coefficient tenant compte de l'âge au chargement sur le coefficient de fluage ultime

$J(t-t_0)$: fonction de fluage au temps t (MPa⁻¹)

RECOMMANDATIONS

Il serait intéressant d'étendre le modèle développé aux d'autre type de béton à savoir :

Béton à haute performance BHP.

Béton autoplaçant.

Béton utilisant des ciments pouzzolaniques.

Il serait aussi judicieux de développer un modèle diffusionnel simple de séchage de béton pour mieux expliquer le fluage de dessiccation sachant que la déformation est fortement influencée par les paramètres hygrométrique et par leurs variations.

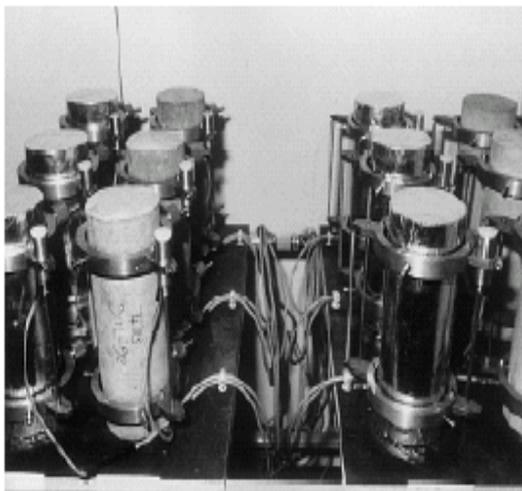
ANNEXE

1. méthode des essais de fluage

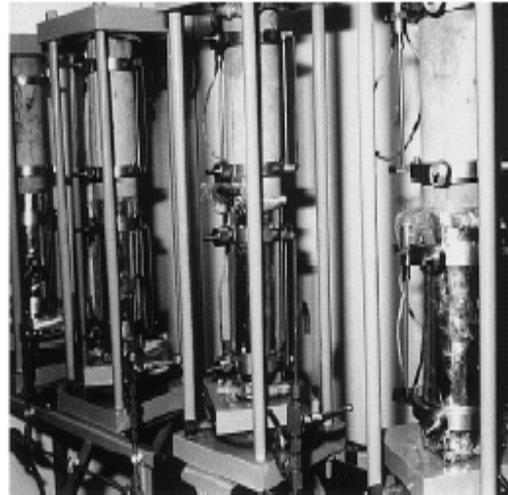
Les essais de caractérisation du béton sont généralement réalisés en laboratoire sur des systèmes de presse hydraulique permettant des chargements en force ou en déplacement. Des conditions de test précises, fournies par la réglementation (vitesse de chargement imposée, par exemple) sont appliquées pour une comparaison des différents bétons. Lorsqu'on souhaite une étude plus approfondie du comportement du matériau, des essais en complément sont effectués comme des tests avec effet de vitesse, par exemple (caractérisation du comportement statique à dynamique). Les premiers essais de ce type ont été rapportés par **Rüsch (1960)** sur des éprouvettes en béton possédant une forme d'os (figure 4a). Les spécimens sont testés en résistance à la compression pour différentes vitesses de chargement et soumis à des tests de fluage à différents niveaux de contraintes. L'ensemble des résultats permet d'analyser les limites du comportement du béton vis-à-vis des mécanismes dépendants du temps [39]. D'autres tests existent, mais nous nous attacherons à présenter en particulier, ceux de fluage. Ces derniers font partis des tests du béton parmi les plus coûteux par un temps d'observation parfois long et par une surveillance quasi quotidienne. C'est pourquoi, souvent, la durée des tests ne dépasse pas deux à trois ans. Des cas exceptionnels de temps d'observation sont cependant recensés comme les travaux de **L'Hermite (1978)** où l'évolution des déplacements a été suivie pendant huit ans.

1.1 le test de fluage.

La détermination des déformations de fluage nécessite la connaissance des déformations de retrait qui apparaissent simultanément. Des tests de retrait libre sont alors mis en oeuvre en parallèle pour mesurer l'amplitude du mécanisme de retrait seul.



Shrinkage test.

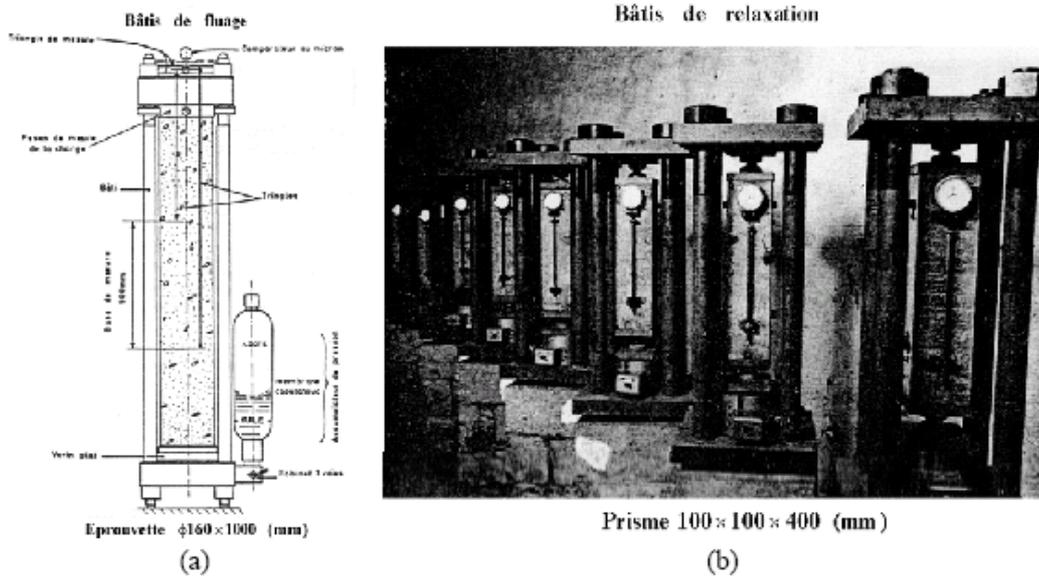


Creep test.

Figures 1 : (a) Tests de retrait – (b) Tests de fluage)[31].

1.2 cas des conditions réelles d'exposition.

Peu de tests sur éprouvettes sont conduits dans des conditions environnementales réelles. Néanmoins, ce type de mesure est intéressant pour quantifier et qualifier l'amplitude des déformations de fluage compte tenu de certaines influences comme la température extérieure ou l'hygrométrie extérieure. Les résultats mettent en évidence la difficulté de reproduire le comportement d'une structure complexe (cas des ouvrages) car on constate que l'amplitude des déformations de fluage dépend principalement de la saison à laquelle le matériau est mis en charge [31].



Figures 2 : (a) Essai de fluage en compression [8]– (b) Appareils de tests de relaxation[8]

1.3. taille des éprouvettes.

Les essais expérimentaux pour la mesure du fluage sont principalement menés sur des tests monoaxiaux. Les éprouvettes de fluage correspondent généralement à des cylindres élancés de 160 mm de diamètre et de 1 mètre de hauteur ; un élancement égal à quatre devant être respecté (figures 2) [8]. Ceci s'explique par une localisation des mesures de déformations qui doivent être éloignées de 1.5 fois le diamètre par rapport aux extrémités afin de palier aux efforts parasites des effets de bord qui ne permettent pas d'appliquer le principe de De Saint Venant [8]. S'il s'agit de prismes, les dimensions mm sont le plus souvent retenues [5]. Des prismes de plus grande taille (mm) ont été récemment choisis pour la caractérisation du béton. Globalement, on constate que l'amplitude des déformations de fluage diminue si les dimensions des spécimens augmentent [1].

La taille des éprouvettes est souvent fixée en considérant le processus de séchage du béton.

En effet, ce dernier est un événement long et même si le retrait est stoppé à environ un an après coulage, le béton continue de sécher. On compte environ 10 ans de séchage pour une éprouvette de 16 centimètres de diamètre et plus d'une décennie pour des structures d'épaisseur supérieure à 50 centimètres. C'est pourquoi dans le but d'obtenir un séchage complet avec une durée limitée, des éprouvettes de très petites tailles sont utilisées [8].

On évite de confectionner les bétons de test avec des granulats grossiers car ils tendent à ralentir le processus de séchage. Par exemple, la cinétique de dessiccation d'un béton de sable est deux fois plus rapide que pour un béton ordinaire. La déformation de fluage qui est également doublée vient appuyer l'origine du terme de fluage de dessiccation qui croît comme la perte en eau [20].

Le séchage va donc dépendre de la taille de l'élément, de la qualité du béton et des conditions environnementales qui modifient en conséquence le comportement de la structure. Pour des tests spécifiques, des éprouvettes non classiques en forme de Y permettent de réduire l'influence d'un éventuel chauffage sur le vieillissement et l'hydratation naturelle [8].

2. mesures expérimentales.

2.1 dispositifs de mesure.

Les principaux dispositifs de mesure des déformations du béton sont :

1. capteurs de déplacement disposés autour de l'éprouvette (figures 1).
2. jauges de déformation collées sur la surface de l'éprouvette.
3. bâti d'essai : mesure globale du déplacement des plateaux de chargement.
4. extensomètre de type *Staeger* : mesure du déplacement entre deux points d'ancrage.

Les deux premiers dispositifs (capteurs et jauges) sont fiables jusqu'à l'apparition des fissures le long de la direction de la charge qui traduit une instabilité interne du matériau par une mise en traction orientée perpendiculairement à la direction de l'effort [23].

Les jauges de déformation collées (*Gauges or collars*) peuvent atteindre 100 mm de longueur et sont généralement placées à la demi-hauteur de l'éprouvette au niveau d'une entaille géométrique qui sert de localisateur de la fissure [23]. Cette singularité ponctuelle semble essentielle dans la mesure car selon la position des jauges de déformation sur la hauteur d'une éprouvette saine, les résultats de comportement sont très variables en phase d'adoucissement.

La mesure globale du déplacement des plateaux peut aussi être employée. Elle présente l'inconvénient de considérer l'écrasement du béton aux extrémités de l'éprouvette [41]. Par conséquent, le comportement varie légèrement par rapport à l'emploi de jauges collées. Le dernier système de mesure des déformations est un appareil amovible utilisé

sur des ouvrages en place. Son utilisation permet une mesure facile des déplacements dans la mesure où l'ouvrage n'est pas dans une phase de ruine [42].

2.2 mesures du fluage en traction.

Différents types d'essais de traction sont apparus avec l'évolution des procédés de mesure et de l'observation des mécanismes du béton. Pour le test de fluage, de faibles chargements ne posent pas vraiment de difficultés quant aux relevés des déformations. En revanche, lorsqu'on s'approche du domaine non-linéaire, à proximité de la résistance, les ruptures surviennent brutalement (contrairement au cas de compression) et fournissent des valeurs de déformation de fluage très aléatoires. D'ailleurs, peu d'essais de fluage en traction ont été réalisés et les résultats s'avèrent parfois contradictoires [17].

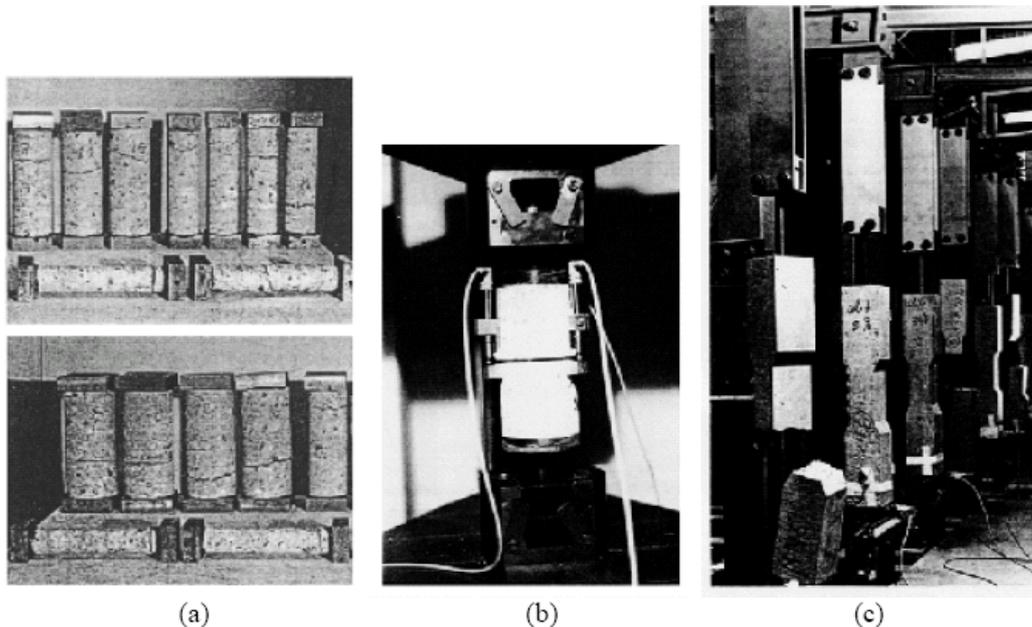
Parmi les différents types d'essais de fluage en traction, nous présentons ici les plus classiques : traction directe, traction par fendage, traction issue de flexion composée ou encore traction induite par retrait empêché.

a) le test de fluage en traction directe.

Par la rapidité du comportement en traction directe dans le domaine non-linéaire (Figure 3(a)), divers dispositifs ont été testés. En laboratoire, les spécimens sont souvent des éléments de béton de l'ordre du centimètre classiquement de forme cylindrique avec ou sans entaille, prismatiques ou possédant une forme d'os (figures 3).

Des essais de traction directe sur des éprouvettes cylindriques saines, montrent une rupture de l'éprouvette à différents endroits (figure 3(a)). Aussi, les mesures de déformation et du comportement varient suivant la localisation de la zone de rupture et la position du dispositif de mesure. C'est pourquoi, les essais de traction directe sont dorénavant menés sur des éprouvettes cylindriques entaillées (figure 3(b)) .

La présence de l'entaille localise le lieu de rupture. Elle permet de placer les instruments de mesure dans la zone de fissuration. Aussi, ce traitement induit la propagation de la fissure en mode I et l'observation de la propagation d'une seule fissure au sein de l'éprouvette [42].



Figures 3 : Eprouvettes soumises au chargement de traction directe :

(a) sans entaille - (b) avec entaille – (c) avec épaisseur variable(OS) [37].

A l'inverse, un dispositif de test de traction proposé par **Mazars** supprime le recours à une entaille de localisation et rend la micro – fissuration plus diffuse au sein de l'élément. Il est constitué d'éprouvettes prismatiques en béton sur lesquelles sont collées des barres en acier (orientées dans la direction de l'effort) à l'aide de résine époxy. Elles transmettent l'effort de traction sur chaque face latérale de l'éprouvette.

Les essais de traction nécessitent tout d'abord des systèmes de chargement performants comme les vérins hydrauliques pour éviter les ruptures trop brutales qui seront également amoindries par des tests sur des spécimens n'ayant pas atteint leur résistance. La difficulté de ces tests en traction réside dans la possibilité de maintenir un effort constant sur l'éprouvette et de pouvoir agripper celle-ci. C'est pourquoi, elle possède souvent une forme d'os [37].

- **Al-Kubaisy & Young (1975)** fabrique une éprouvette composée de deux matériaux différents. A un cylindrique classique de test en béton ordinaire, un cerclage aux

extrémités réalisé avec un béton à hautes performances, sert de dispositif pour le chargement en traction.

- **Morin & Maso (1982)** proposent un dispositif expérimental simple où l'éprouvette est retenue par des principes d'ancrage par vis en tête et chargée à la base par un poids statique. Nous resterons prudents quant à l'homogénéité des contraintes aux extrémités et vis-à-vis de la distribution des efforts au sein du spécimen par la présence ponctuelle des vis.

- **Fouré (1985(2))** propose une éprouvette confectionnée d'un même béton mais renforcée par armatures dans les zones de plus grandes dimensions. Le renforcement aux extrémités induit des ruptures qui se localisent à proximité d'une des zones d'élargissement avec une fissuration dense dans la plus grande section. La rupture peut aussi se situer soit dans la zone centrale d'étranglement, soit dans les zones d'élargissement, accompagnée par une cassure nette (figure 3(c)).

- Pour la caractérisation du fluage en traction impliquée dans le comportement des matériaux de réparation, de récents essais ont été effectués sur des spécimens de type "os" et largement élancés. Leur forme aux extrémités sert de prise à la charge.

b) le test de fluage par traction indirecte.

L'effet du fluage en traction a pu être observé indirectement à partir de test de fendage ou essais brésiliens. Les éprouvettes cylindriques positionnées sur champ, reçoivent des charges de compression comprises entre 50% et 95% de que l'on maintient constantes durant l'essai .Dans cette gamme de contraintes, des fissures dans la direction perpendiculaire à la charge, apparaissent au cours du temps. Elles traduisent une perte de résistance en traction qui évolue au cours de l'essai dans cette configuration de chargement.

c) le test de fluage par flexion composée.

Des éprouvettes cylindriques entaillées soumises à des tests de fluage sous chargement élevé en compression excentré, fissurent au droit de l'entaille avec une cinétique de déformation qui se développe jusqu'à atteindre la phase de fluage tertiaire. L'entaille située à mi-hauteur du spécimen est soumise à une ouverture de fissure en mode I compte tenu du chargement en flexion composé [14].

d) le fluage en traction dans la configuration de chargement par retrait empêché.

Les essais de **Kovler & al. (1999)** soumettent le béton à un chargement par retrait empêché qui met en extension le matériau. Ce type de sollicitation est équivalent à de la traction directe en chaque point et conduit à une chute des déformations de retrait par fluage. Le coefficient de fluage dans cette configuration particulière de chargement, reste cependant nettement inférieur à celui déterminé dans un cas de chargement en traction directe. Ceci s'explique par l'interaction temporelle des actions de retrait simultanément avec celles de fluage.