

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE DE MAGISTER

Présentée pour obtenir le diplôme de magister
en Génie Civil

OPTION : MECANIQUE DES STRUCTURES

ETUDE DU COMPORTEMENT DIFFERE DES BETONS AUTOPLACANTS

Influence des paramètres de composition et de chargement

Par : **BENKECHKACHE Ghofrane**
Ingénieur d'état en Génie Civil

Directeur de Thèse : **Prof. HOUARI Hacène**

| | | |
|--------------|------------------------------|--|
| Président : | Prof. MIMOUNE Mostefa | Université Mentouri Constantine |
| Rapporteur : | Prof. HOUARI Hacène | Université Mentouri de Constantine |
| Examineurs : | Dr. KHALFALLAH Salah | MC. Université de Jijel |
| | Dr. TEKKOUK Abdelhadi | CC. Université Mentouri Constantine |

Novembre 2007

AVANT-PROPOS

Le présent travail a été effectué dans le cadre de travaux de recherche de l'équipe « Ingénierie des matériaux » de laboratoire « Matériaux et Durabilité des Constructions de l'Université Mentouri Constantine.

Cette thèse a contribué aux travaux de recherche de magister expérimentaux piloté par le professeur Houari Hacène. Elle s'inscrit dans le cadre et l'action menée par le groupe « comportement différé » dont l'objectif principal était d'étudier le comportement différé des bétons autoplaçants.

Les travaux dans le domaine ont été poursuivis dans de la présente thèse sur les mêmes formulations des bétons afin de compléter et enrichir la maîtrise de ces bétons.

SOMMAIRE

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION GENERALE | 2 |
| 1. MATERIAU DE BASE : BETON AUTOPLACANT | 6 |
| 1.1. Historique | 6 |
| 1.2. Définition | 6 |
| 1.3. Les avantages des bétons autoplaçants | 7 |
| 1.4. L'utilisation de BAP | 7 |
| 1.5. Le béton autoplaçant : concept et formulation : | 8 |
| 1.5.1. Concept du béton autoplaçant | 8 |
| 1.5.2. La formulation des bétons autoplaçants | 9 |
| 1.5.3. Pratique actuelle de la formulation des BAP | 10 |
| 1.5.4. Techniques de formulation des BAP | 11 |
| 1.5.4.1. Méthodes basées sur l'optimisation des mortiers | 11 |
| 1.5.4.2. Méthodes basées sur l'optimisation du volume de pâte | 12 |
| 1.5.4.3. Méthodes basées sur l'optimisation du squelette granulaire | 13 |
| 1.5.4.4. Approche japonaise ; Principe et application: | 13 |
| 1.6. Influence des paramètres de composition sur le comportement des BAP à l'état frais | 15 |
| 1.6.1. Le rôle de Filler calcaire | 15 |
| 1.6.2. Rôle des adjuvants | 15 |
| 1.6.3. Rôle du volume de pâte : | 16 |
| 1.6.4. Rôle de la taille maximale des gravillons : | 16 |
| 1.6.5. Rôle du rapport E/C | 16 |
| 1.6.6. Rôle des fibres | 16 |
| 1.7. Propriétés du béton autoplaçant à l'état frais: | 17 |
| 1.7.1. Critères d'autonivelance : | 17 |
| 1.7.2. Capacité de remplissage | 17 |
| 1.7.2.1. Essai de la boîte | 21 |
| 1.7.2.2. Essai de capacité de remplissage | 18 |
| 1.7.2.3. Essai en U | 18 |
| 1.7.2.4. Essai en U modifié | 19 |
| 1.7.3. Déformabilité : | 20 |
| 1.7.3.1. Etalement : | 20 |
| 1.7.3.2. Viscosimètre | 21 |
| 1.7.4. Résistance à la ségrégation | 22 |
| 1.8. Propriétés du béton autoplaçant à l'état durci : | 24 |

| | |
|--|----|
| 1.8.1. Propriétés mécaniques : | 24 |
| 1.8.1.1. Résistance mécanique | 25 |
| 1.8.1.2. Module d'élasticité (en compression) | 26 |
| 1.8.1.3. Retrait | 28 |
| a) Retrait endogène | 28 |
| b) Retrait de dessiccation | 29 |
| 1.8.1.4. Fluage | 30 |
| 1.8.2. Durabilité des bétons autoplaçants : | 30 |
| 1.8.2.1. Carbonatation | 30 |
| 1.9. Conclusion : | 31 |
| | |
| 2. ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT DIFFERE DU BETON | 33 |
| | |
| 2.1. Introduction : | 33 |
| | |
| 2.2. Définition du fluage | 34 |
| | |
| 2.3. Comportement mécanique du béton sous chargement de fluage : | 36 |
| 2.3.1. Les déformations de fluage sous contraintes croissantes | 36 |
| 2.3.2. Définition de la fonction de fluage $J(t, t')$ | 38 |
| 2.3.3. Comparaison fluage en traction / fluage en compression | 39 |
| 2.3.4. Le test de relaxation | 40 |
| 2.3.5. La cinétique des déformations à la recouvrance | 42 |
| | |
| 2.4. Les sources micro structurelles du fluage : | 43 |
| 2.4.1. Les sources du fluage | 43 |
| 2.4.2. La déformation du fluage : | 44 |
| 2.4.2.1. Fluage propre | |
| 2.4.2.2. Mécanismes du fluage propre : | 45 |
| a. Fluage à court terme | 46 |
| b. Fluage à long terme | 47 |
| 2.4.2.3. Le fluage de dessiccation | 49 |
| 2.4.2.4. Les mécanismes du fluage de dessiccation intrinsèque | 50 |
| | |
| 2.5. Paramètres ayant une influence sur le fluage | 51 |
| 2.5.1. Paramètres ayant un rapport avec les caractéristiques mécaniques du béton | 52 |
| 2.5.1.1. Influence de la résistance du béton | 52 |
| 2.5.1.2. Influences des granulats | 53 |
| 2.5.2. Influence de la composition de béton : | 54 |
| 2.5.2.1. Influence du ratio E/C : | 54 |
| 2.5.2.2. Influence du dosage en ciment | 55 |
| 2.5.2.3. Influence des ajouts | 56 |
| 2.5.3. Paramètres de définition du produit fini (Dimensions du spécimen) | 58 |
| 2.5.4. Paramètres en relation avec le mode d'application de la charge | 59 |
| 2.5.4.1. Influence du rapport (σ/f_c) | 59 |
| 2.5.4.2. Age du béton à la mise en charge | 60 |

| | |
|---|----|
| 2.5.4.3. Influence du type de chargement | 61 |
| 2.5.5. Influences de l'eau, de la température et des conditions environnementales | 62 |
| 2.5.5.1. Les mouvements de l'eau | 63 |
| 2.5.5.2. Les variations de température | 63 |
| 2.5.5.3. Influence des températures extérieures | 64 |
| 2.6. Retrait | 65 |
| 2.6.1. Retraits au très jeune age | 66 |
| 5.6.2. Retrait endogène | 66 |
| 5.6.3. Retrait thermique | 67 |
| 5.6.4. Retrait de dessiccation | 67 |
| 2.7. Modélisation : | 68 |
| 2.7.1. Modèles réglementaires | 68 |
| 2.7.1.1. Modèle de fluage du CEB FIP | 68 |
| 2.7.1.2. Le modèle de fluage Eurocode 2 | 69 |
| a. Limite d'application du modèle | 69 |
| b. Déformation de fluage | 70 |
| 2.7.1.3. Le modèle de fluage BPEL 91 | 70 |
| a. Déformation de fluage | 70 |
| 2.7.1.4. Le modèle de fluage ACI 209 | 71 |
| a. Déformation de fluage | 71 |
| 2.8. Conclusion | 72 |
| | |
| 3. PLAN EXPERIMENTAL ET CARACTERISATION DES MATERIAUX TESTES | 76 |
| | |
| 3.1. Introduction | 76 |
| 3.2. Contenu du plan expérimental | 78 |
| 3.3. Types d'éprouvettes et modes opératoires des essais | 80 |
| 3.3.1. Epruvettes Cylindriques | 81 |
| 3.3.2. Epruvettes prismatiques | 82 |
| 3.3.3. Poutrelles | 83 |
| 3.4. Caractérisation des matériaux | 84 |
| 3.4.1. Les granulats : | 84 |
| 3.4.2. Ciment | 87 |
| 3.4.3. Eau de gâchage | 88 |
| 3.4.4. Fluidifiant | 89 |
| 3.4.5. Les additions | 90 |
| 3.4.5.1. Les fillers calcaires « FC » | 90 |
| 3.4.5.2. Fibres : | 90 |
| 3.5. La formulation | 91 |
| 3.5.1. Principe et application Approche japonaise | 92 |

| | |
|--|-----|
| 3.5.2. Fabrication des mélanges : | 94 |
| 3.5.2.1. Malaxage : | 94 |
| 3.5.2.2. L'étalement | 94 |
| 3.5.2.3. Résistance à la ségrégation | 94 |
| 3.5.2.4. Essai d'entonnoir utilisé pour mesurer le temps d'écoulement du béton | 95 |
| 3.5.2.5. Air occlus | 95 |
| 3.5.2.6. Densité | 96 |
| 3.5.2.7. Fabrication des éprouvettes | 96 |
| 3.5.2.8. Remplissage | 97 |
| 3.5.2.9. Conservation : | 97 |
| 3.5.2.10. Préparation des éprouvettes | 97 |
| | |
| 3.6. Résultats | 97 |
| 3.6.1. Étude du béton frais | 98 |
| 3.6.2. Étude du béton durci | 99 |
| | |
| 3.7. Conclusion | 100 |
| | |
| 4. COMPORTEMENT STATIQUE EN FLEXION | 103 |
| | |
| 4.1. Introduction | 103 |
| | |
| 4.2. Caractéristiques des matériaux testés | 103 |
| | |
| 4.3. Méthodologie d'essais : | 105 |
| 4.3.1. Notions générales sur la flexion quatre points : | 105 |
| 4.3.2. Expériences en flexion pure | 110 |
| 4.3.3. Types d'éprouvettes et modes opératoires des essais | 110 |
| 4.4. Paramètres mesurés : | 113 |
| 4.4.1. Charge et flèche de première fissuration | 113 |
| 4.4.2. Charge et flèche de rupture | 115 |
| | |
| 4.5. Résultats des essais statiques en flexion | 115 |
| 4.5.1. Charges de rupture (normes américaines ASTM C78) | 115 |
| 4.5.2. Flèche de rupture | 116 |
| 4.5.3. Charge de première fissuration | 116 |
| 4.5.4. Flèche de première fissuration | 117 |
| | |
| 4.6. Conclusion | 119 |
| | |
| 5. FLUAGE SOUS SOLlicitation DE FLEXION PURE | 121 |
| | |
| 5.1. Introduction | 121 |
| 5.2. Dispositif et mode de chargement | 122 |
| 5.3. Procédures expérimentales | 124 |
| | |
| 5.3.1. Type de chargement | 124 |
| 5.3.2. Méthodologie d'essai | 125 |

| | |
|--|-----|
| 5.3.3. Étude de la fiabilité des mesures | 125 |
| 5.3.4. Les paramètres d'étude | 127 |
| 5.3.5. Caractéristiques des matériaux testés | 128 |
| 5.4. Résultats expérimentaux | 130 |
| 5.4.1. Influence des différents paramètres : | 130 |
| 5.4.1.1. Paramètres de composition | 130 |
| a) Nature de béton | 130 |
| i- Fluage totale | 131 |
| ii-Flèche instantané | 132 |
| iii- Fluage propre | 133 |
| b) Introduction des fibres métalliques | 134 |
| i- Fluage totale | 134 |
| ii-Flèche instantané | 135 |
| iii- Fluage propre | 136 |
| c) Teneur de fines (filler/liant) | 137 |
| i- Fluage totale | 137 |
| ii-Flèche instantané | 139 |
| iii- Fluage propre | 139 |
| 5.4.1.2. Paramètres de chargement : | 140 |
| a)Taux de chargement | 140 |
| i-Fluage total (BAP1) | 141 |
| ii-Flèche instantané (BAP1) | 142 |
| iii- Fluage propre (BAP1) | 142 |
| i-Fluage total (BAP2) | 143 |
| ii-Flèche instantané (BAP2) | 143 |
| iii- Fluage propre (BAP2) | 144 |
| i-Fluage total (BAPF1) | 144 |
| ii-Flèche instantané (BAPF1) | 145 |
| iii- Fluage propre (BAPF1) | 145 |
| i-Fluage total (BV) | 146 |
| ii-Flèche instantané (BV) | 146 |
| iii- Fluage propre (BV) | 147 |
| 5.4.2. Comparaison entre flèche de fluage et flèche instantanée correspondante | 147 |
| 5.4.5. Discussion | 149 |
| 5.5. Conclusion | 150 |
| CONCLUSION GENERALE | 153 |
| REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE | 157 |
| RESUMES | 166 |

LISE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1.1 : (a) Composition d'un béton ordinaire (BO) et d'un BAP. (b) Aspect à l'état frais d'un BO plastique et d'un BAP. | 9 |
| Figure 1.2 : Notion d'excès de pâte : la pâte remplit la porosité (1) et écarte les granulats (2). | 12 |
| Figure 1.3 : Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité | 13 |
| Figure 1.4 : Essai de la boîte [tiré de Sedran, 1995] | 18 |
| Figure 1.5: Essai de capacité de remplissage [Sédran, 1995] | 19 |
| Figure 1.6 : Essai en U [Sedran, 1995] | 20 |
| Figure 1.7 : Mesure de l'étalement [Umehara et coll., 1994] | 21 |
| Figure 1.8 : Rhéologie du Béton [Umehara et coll., 1994] | 22 |
| Figure 1.9 : Effet de la ségrégation sur la résistance à la compression (essai du cylindre) [Umehara et coll., 1994] | 23 |
| Figure 1.10 : Formation d'arches pouvant bloquer l'écoulement du béton [Sedran, 1995] | 23 |
| Figure 1.11 : Evolution de la résistance mécanique d'un BAP (SCC) et d'un BV (REF) correspondant [Gibbs 1999] | 25 |
| Figure 1.12 : Résistance mécanique d'un béton vibré et de deux BAP (de formulation différente) [Petersson 01] | 26 |
| Figure 1.13 : Comparaison des modules élastiques théoriques de BAP et de bétons vibrés avec leurs valeurs expérimentales [PONS 2003] | 27 |
| Figure 1.14 : Evaluation du module du béton en fonction de sa résistance, d'après le modèle réglementaire et un modèle de d'homogénéisation | 28 |
| Figure 1.15 : Comparaison des retraits endogènes d'un béton vibré et cinq BAP [Hu 98] | 29 |
| Figure 1.16 : Retraits endogène et totales d'un béton vibré et deux BAP 60 Mpa [Pons 03] | 30 |
| Figure 1.17 : Comparaison des retraits de dessiccation d'un béton vibré et cinq BAP [Hu 98] | 30 |
| Figure 1.18 : Profondeur de carbonatation des bétons autoplaçants et des bétons traditionnels de mêmes E/C [Sakata 98] | 31 |
| Figure 2.1 : Essai de compression sur une éprouvette cylindrique en béton | 34 |
| Figure 2.2 : Schématisation de l'expérience de fluage | 35 |
| Figure 2.3 : (a) Test mécanique de fluage - (b) Déformation de fluage primaire à secondaire (Ngab & al, 1981). | 37 |
| Figure 2.4 : (a) Evolution de déformation de fluage complète (Neville & al. 1983) - (b) Variation de coefficient de fluage $\phi(t', t)$ en fonction de niveau de contrainte (Bérès, 1969). | 38 |
| Figure 2.5 : Fluage spécifique C (t, t') en traction et compression (Neville & al, 1983) | 39 |
| Figure 2.6 : Déformation de traction et compression à différents ages (Neville & al, 1983). | 40 |
| Figure 2.7 Teste de relaxation : (a) Chargement par déformation - (b) Evolution de la contrainte - (c) Evolution de la déformation latéral pendant le test de relaxation (Bérès, 1969) | 41 |
| Figure 2.8 : Déformation différées : (a) recouvrance partielle - (b) recouvrance totale (Yue & Taerwe, 1993) | 42 |
| Figure 2.9 : Mécanisme de fluage propre à court terme (a) et à long terme (b) proposés par Ulm et al, 1999) : hygrométriques (Acker et Ulm 2001). | 46 |
| Figure.2.10: (a) Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton (Smadi & al, 1987) - (b) Déformation d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à ratio équivalent de contrainte. | 52 |
| Figure.2.11 : Déformation de fluage par emploi des granulats divers (Neville, 1983). | 53 |
| Figure.2.12 : Dépendance de fluage spécifique C (t, t') en traction (a) influence du ratio E/C (série 5 : E/C=0.55 série 4 : E/C=0.40) - (b) Influence de la taille de granulat (Ward & Cook, 1969) | 54 |
| Figure.2.13: Influence du dosage en ciment sur la déformation du béton | 54 |
| Figure.2.14: (a) Comparaison des déformations de fluage avec et sans ajouts (Brooks, 1989) - (b) Comportement de poutres en flexion sous sollicitation maintenue constante de différentes bétons de fibres (Kurtz & Balaguru, 2000). | 57 |
| Figure.2.15 : Influence de la dimension de l'éprouvette sur le fluage de béton. | 59 |
| Figure.2.16 : Relation entre le rapport (σ/f_c) et la déformation de fluage | 59 |
| Figure.2.17 : Influence de l'âge du béton à la mise en charge sur le fluage. | 60 |
| Figure.2.18: Variation de déformation différée totale avec l'augmentation de l'âge de trois bétons différents à la mise en charge. | 61 |

| | |
|--|-----|
| Figure.2.19 : Influence de l'augmentation de l'âge du béton sur le fluage avec différent mode de conservation | 61 |
| Figure 2.20 : (a) Evolution de la déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction - (b) Evolution du taux de déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction (Lukas & al, 1996) | 62 |
| Figure 2.21 : Augmentation de la complaisance $J(t, t')$ par élévation de température (Bazant & Panula, 1978) | 64 |
| Figure 2.22: (a) Déformation différée de retrait d'un spécimen non chargé : Illustration de la cinétique de retrait (shrinkage) et, du gonflement (witting) par variation hydrique(moisture movement) (Neville & al,1983) - (b) Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait | 65 |
| Figure 2.23 (a) Ponts cristallins (Interparticle bond) lors de la prise (Neville & al, 1983) - (b) Localisation de fissure de retrait sur le coupe d'une éprouvette (Smadi & Slate, 1989) | 67 |
| Figure 3.1 : Organigramme des expérience réalisées. Principale étapes de l'étude expérimentale. | 77 |
| Figure. 3.2 : Machine utilisée dans les essais de Compression sur éprouvettes | 82 |
| Figure 3.3 : Croquis décrivant l'appareil destiné à l'essai de traction par flexion | 83 |
| Figure 3.4 : Diagramme réel de contraintes dans un essai de traction par flexion sur prisme 7x7x28cm | 83 |
| Figure 3.5 : Dispositif d'essai de flexion quatre points | 84 |
| Figure 3.6 : Courbe granulométriques sur les granulats naturelle concassés | 85 |
| Figure 3.7 : Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité | 92 |
| Figure 3.8 : Essais de l'étalement | 94 |
| Figure 3.9 : Essai de boîte en L (L-Box) | 94 |
| Figure 3.10 : Essai d'entonnoir | 95 |
| Figure 3.11 : Aéromètre pour la mesure de L'aire occlus | 96 |
| Figure 4.1 : Chargement des poutrelles | 107 |
| Figure 4.2 : Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant | 107 |
| Figure 4.3 : Tronçon de poutrelle fléchi montrant la rotation des sections droites | 108 |
| Figure 4.4 : Diagramme de déformation | 108 |
| Figure 4.5 : Diagramme de contrainte | 108 |
| Figure 4.6 : Section droite de la poutrelle | 108 |
| Figure 4.7 : Diagrammes de moment fléchissant Méthode de veritchaguine | 109 |
| Figure 4.8 : Poutrelles utilisées pour l'étude du comportement des mélanges en flexion | 111 |
| Figure 4.9 : Mesures de la charge et de la flèche de première fissuration | 115 |
| Figure 4.10 : Le rapport entre FF7 et FR7 (%) | 118 |
| Figure 5.1 : Schéma d'un bâti de fluage | 123 |
| Figure 5.2 : Types de chargement de fluage | 125 |
| Figure 5.3 : Processus de la mesure des déformations | 126 |
| Figure 5.4 : Étude de l'influence de la méthode de mesure de la flèche | 126 |
| Figure 5.5 : Influence de type de béton 25%(fluage total) | 131 |
| Figure 5.6 : Influence de type de béton 45%(fluage total) | 131 |
| Figure 5.7 : Influence de type de béton (flèche instantanée) | 132 |
| Figure 5.8 : Influence de type de béton 25%(fluage propre) | 133 |
| Figure 5.9 : Influence de type de béton 45%(fluage propre) | 133 |
| Figure 5.10 : Influence de l'introduction des fibres métalliques 25%(fluage total) | 134 |
| Figure 5.11 : Influence de l'introduction des fibres métalliques 45%(fluage total) | 135 |
| Figure 5.12 : Influence de l'introduction des fibres métalliques (flèche instantanée) | 135 |
| Figure 5.13 : Influence de l'introduction des fibres métalliques 25%(fluage propre) | 136 |
| Figure 5.14 : Influence de l'introduction des fibres métalliques 45%(fluage propre) | 137 |
| Figure 5.15 : Influence de rapport filler/liant 25%(fluage total) | 137 |
| Figure 5.16 : Influence de rapport filler/liant 45%(fluage total) | 138 |
| Figure 5.17 : Influence de rapport filler/liant (flèche instantanée) | 139 |
| Figure 5.18 : Influence de rapport filler/liant 25%(fluage propre) | 139 |
| Figure 5.19 : Influence de rapport filler/liant 45%(fluage propre) | 140 |
| Figure 5.20 : Influence de taux de chargement BAP1 (fluage total) | 141 |
| Figure 5.21 : Influence de taux de chargement BAP1 (flèche instantanée) | 142 |
| Figure 5.22 : Influence de taux de chargement BAP1 (fluage propre) | 142 |
| Figure 5.23 : Influence de taux de chargement BAP2 (fluage total) | 143 |
| Figure 5.24 : Influence de taux de chargement BAP2 (flèche instantanée) | 143 |
| Figure 5.25 : Influence de taux de chargement BAP2 (fluage propre) | 144 |
| Figure 5.26 : Influence de taux de chargement BAPF1 (fluage total) | 144 |
| Figure 5.27 : Influence de taux de chargement BAPF1 (flèche instantanée) | 145 |

| | |
|---|-----|
| Figure 5.28 : Influence de taux de chargement BAPF1 (fluage propre) | 145 |
| Figure 5.29 : Influence de taux de chargement BV (fluage total) | 146 |
| Figure 5.30 : Influence de taux de chargement BV (flèche instantanée) | 146 |
| Figure 5.31 : Influence de taux de chargement BV (fluage propre) | 147 |
| Figure 5.32 : Comparaison entre flèche de fluage et flèche instantanée correspondante Pour un taux de 25% | 148 |
| Figure 5.33 : Comparaison entre flèche de fluage et flèche instantanée correspondante Pour un taux de 45% | 149 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|-----|
| Tableau 2.1 : Récapitulatif de l'influence des ajouts du béton sur le fluage et le retrait (Al-Manaseer, 2000). | 64 |
| Tableau 3.1 : Différentes compositions utilisées dans la recherche | 79 |
| Tableau 3.2 : Caractérisation des bétons à l'état frais | 79 |
| Tableau 3.3 : Caractérisation classique des mélanges | 80 |
| Tableau 3.4 : Essais Statiques caractérisation des poutrelles (10x10x120cm) | 81 |
| Tableau 3.5 : Description de la machine | 82 |
| Tableau 3.6 : Analyse granulométrique | 86 |
| Tableau 3.7 : Caractéristiques physiques des granulats | 86 |
| Tableau 3.8 : Caractéristiques mécaniques des granulats utilisés | 87 |
| Tableau 3.9 : Caractéristiques mécaniques chimiques des granulats utilisés | 87 |
| Tableau 3.10 : Composition chimique du clinker | 87 |
| Tableau 3.11 : Composition minéralogique du clinker | 88 |
| Tableau 3.12 : Propriétés physiques du ciment | 88 |
| Tableau 3.13 : Résistance mécaniques du ciment (bars) | 88 |
| Tableau 3.14 : Concentration en matières et sel dissout dans l'eau (mg/l) | 89 |
| Tableau 3.15 : Notice technique | 89 |
| Tableau 3.16 : Caractéristiques physiques des fillers calcaire « FC » | 90 |
| Tableau 3.17 : Compositions chimiques du fillers calcaire « FC » | 90 |
| Tableau 3.18 : Notice technique : MEDAFAC Fibre d'acier pour béton renforcé | 91 |
| Tableau 3.19 : La composition d'un mètre cube des mélanges | 93 |
| Tableau 3.20 : Étude du béton frais | 98 |
| Tableau 3.21 : Étude du béton durci | 99 |
| Tableau 4.1: Différentes compositions utilisées dans la recherche | 104 |
| Tableau 4.2 : La composition d'un mètre cube des mélanges | 104 |
| Tableau 4.3 : Caractérisation des différents bétons | 105 |
| Tableau 4.4 : Essais Statiques caractérisation des poutrelles (10x10x120cm) | 112 |
| Tableau 4.5 : Charge de rupture | 116 |
| Tableau 4.6 : Flèche de rupture | 116 |
| Tableau 4.7 : Charge de première fissuration | 116 |
| Tableau 4.8 : Flèche de première fissuration | 117 |
| Tableau 4.9 : Mesures des paramètres | 117 |
| Tableau 4.10 : Le rapport entre F_{F7} et $F_{R7}(\%)$ | 117 |
| Tableau 5.1 : Caractérisation des différents bétons | 128 |
| Tableau 5.2 : Mesures des paramètres | 129 |
| Tableau 5.3 : Essai sous charge maintenue (fluage) | 129 |
| Tableau 5.4 : Valeur des flèches de fluage à 90 jours et des flèches instantanées correspondantes f_0 pour les différents taux de chargement des bétons | 148 |

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

A la différence des bétons à hautes performances, qui demeurent des bétons destinés aux chantiers exceptionnels, les bétons autoplaçants se démocratisent petit à petit en déduisant le monde de bâtiment. Les productions restent minime de 1 à 4% du volume total, mais les BAP ont les atouts nécessaires à la consolidation de leur développement actuel.

En témoignant les gains de productivité et l'élimination des problèmes liés à la vibration, souvent évoqués à leur propos.

L'intérêt porté aux BAP pour la profession a donné naissance à des projets à travers le monde rassemblant des industries et des laboratoires de recherches, dont les objectifs communs est une meilleure maîtrise des bétons autoplaçants.

Comme pour tout nouveau matériau, il est de fait nécessaire d'adapter les techniques usuelles d'utilisation, de vérifier si le comportement mécanique des BAP, à l'état frais comme à l'état durci, ne diffère pas de celui des bétons vibrés, ou bétons ordinaires.

L'étude présentée ici, effectuée au sein de l'équipe ingénierie des matériaux du laboratoire matériaux et durabilité de constructions, s'inscrit dans le contexte de la conception des BAP à base des matériaux locaux.

Les données disponibles à leur sujet commencent par conséquent à affluer dans la littérature. L'un des intérêts de cette étude est justement de les ramener à l'échelle nationale, tout en prenant en compte les spécificités Algérienne, à la vulgarisation de ce nouveau matériau.

Les BAP sont formulés différemment des bétons ordinaires : ils contiennent moins de gravillons, des éléments fins et de fluidifiant, c'est bien sûr qui leur donne un caractère auto-compactant. Mais il est probable aussi que cela entraîne un comportement mécanique différent par rapport aux bétons ordinaires.

La déformation différée du béton est loin d'être négligeable. La prise de conscience de la communauté scientifique que les déformations étaient réelles, ne se produit que bien plus tardivement.

Ainsi la prédiction du comportement différé des structures passe par l'étude des mécanismes des déformations différées, à fin de quantifier de la façon la plus précise, les cinétiques et les amplitude.

L'objectif du travail de thèse de magister est multiple.

Il s'agit de savoir d'abord s'il y a une équivalence entre BAP et BV vis-à-vis des charges maintenues constantes : le fluage, il consiste à améliorer la connaissance de comportement différé. Une attention particulière sera attachée au comportement des poutrelles sous chargement de flexion quatre points sous sollicitation monotone et maintenue

Ensuite maîtrise la conception des BAP à base de matériaux locaux à l'état frais comme à l'état durci consiste à préciser les connaissances relatives à la caractérisation de ce type de béton.

Le mémoire s'articule en deux grandes parties.

La première partie à dominante bibliographique, elle se décompose en deux chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique dans laquelle la présentation des propriétés de ce nouveau matériau.

Le deuxième chapitre présente une analyse du comportement différé du matériau béton, on à essayé de présenter en détail, quelques mécanismes du phénomène en question , ainsi une description de quelque théories des modèles qui concernent ce phénomène.

La deuxième partie de cette thèse est consacrée à l'étude expérimentale elle est structurée comme suit :

Après avoir exposé les termes de la problématique et des enjeux économiques ensuite l'état des connaissances dans le domaine d'intérêt, les matériaux utilisés pour la confection des BAP sont présentés au chapitre trois.

Le quatrième chapitre est consacré au comportement monotone croissant sous sollicitation de flexion pure « quatre points » des éléments de structures (poutrelles) à l'influence des paramètres de composition et de chargement

Au cinquième chapitre, le comportement différé fait l'objet d'une étude spécifique sous l'effet d'une sollicitation bien définie, moment de flexion (pure).

Dans chaque chapitre, ont été présentés les résultats permettant l'évolution des performances du type de corps d'éprouve étudié aux différents seuils, ainsi ceux décrivant l'évolution de la déformation (flèche) et de fissuration.

Dans la conclusion, sont donnés les éléments d'évolution des résultats précédemment présentés dans la perspective d'une contribution à l'adaptation de la réglementation actuellement en vigueur pour permettre l'emploi de ce nouveau béton dans les constructions en béton armé.

CHAPITRE 2 :

COMPORTEMENT

DIFFÈRE

DES BETONS

2. ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT DIFFERE DES BETONS

2.1. Introduction :

L'observation du comportement du matériau béton, sur des échantillons de laboratoire ou sur des ouvrages réels, montre que les déformations les plus couramment constatées ne sont pas uniquement liées à l'intensité du chargement subi mais elle dépend du comportement du matériau dans le temps. En effet, le béton est un matériau en continuelle évolution entraînant des problèmes de déformabilité et de fissuration.

Les déformations différées résultent de deux phénomènes qui sont le retrait et le fluage. Le fluage est un phénomène qui occupe des chercheurs et des théoriciens depuis fort longtemps et qui a fait l'objet d'un très grand nombre d'études et de publications.

Autre que le béton, de nombreux matériaux sont susceptibles de fluage tels métaux, généralement sous hautes température. Quelques roches lorsqu'elles sont soumises à de fortes sollicitations et les matériaux plastiques.

Le béton présente cependant deux particularités fondamentales qui le différencient des autres matériaux.

Il est d'abord un matériau hétérogène aussi bien au niveau microscopique que macroscopique. C'est un matériau qui se fabrique sur ou à proximité du lieu de construction, et ses caractéristiques dépendent donc fortement des paramètres de compositions et d'environnement.

Le fluage du béton est, certes, un phénomène connu mais pas encore totalement maîtrisé, compte tenu de la dépendance d'un nombre considérable de facteurs.

Plusieurs dizaines de lois mathématiques ont été proposées pour le modéliser. La prise en compte d'une manière correcte dans les calculs reste cependant un problème délicat et incertain.

Cette difficulté de modélisation s'apparente aussi à des difficultés d'ordre expérimental liées essentiellement à la lenteur du phénomène qui proprement dit qui interfère avec d'autres phénomènes à long terme.

Les effets différés entraînent de multiples conséquences, parfois dangereuses, sur le comportement des structures en béton : flèches importantes, fissurations des parties tendres, redistribution des contraintes dans les structures hyperstatiques etc.....

Il est donc primordial d'estimer correctement les déformations différées au stade de la conception de l'ouvrage, pour minimiser leurs effets, d'où l'intérêt de maîtriser les méthodes de prévisions théoriques.

De même, il importe de suivre l'évolution des ouvrages déjà construits pour pouvoir y intervenir à temps lorsque la situation l'exige, d'où la nécessité de perfectionner les techniques d'expérimentation et d'observation.

2.2. Définition du fluage :

Il est connu depuis très longtemps, que le comportement du béton sous chargement mécanique (ou sollicitation), nous a permis de constater deux types de réponse :

- Une déformation instantanée (juste au moment du chargement de l'application de la sollicitation).
- Une déformation différée (déformation s'ajoutant directement à la déformation instantanée, et dont la vitesse diminue avec le temps)
- Ceci a été observé par le maintien d'une éprouvette sous une contrainte constante : la déformation croît dans le temps (fluage) - voir figure 2.1. Réciproquement, le maintien d'une déformation constante imposée, s'accompagne d'une diminution de la contrainte au cours du temps (relaxation).

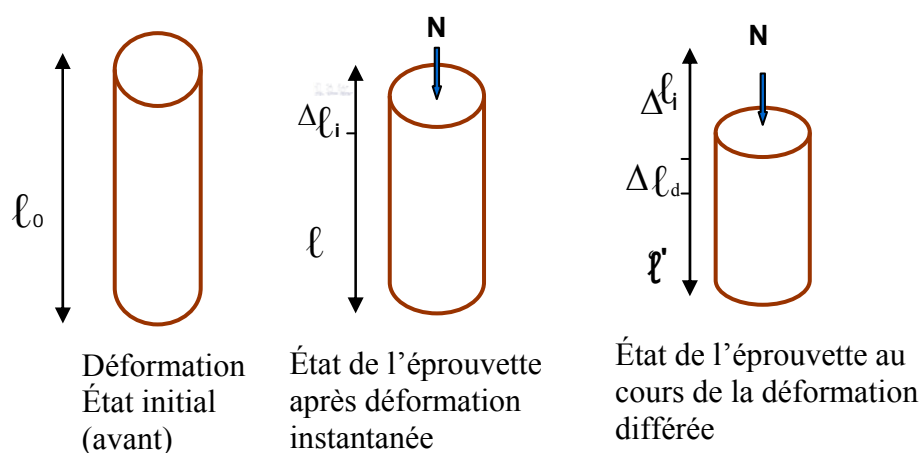


Fig.2.1 : essai de compression sur une éprouvette cylindrique en béton

L'observation du comportement du matériau béton sur des échantillons de laboratoire ou sur des ouvrages réels, montre que les déformations les plus couramment constatées ne sont pas uniquement liées à l'intensité du chargement subi mais dépendent du comportement du matériau

dans le temps, en effet, le béton est un matériau en continuelle évolution, entraînant des problèmes de déformabilité et de fissuration.

- Sous un programme de sollicitation variable dans le temps, il y a donc une interaction entre la part de la réponse qui est due aux valeurs passées de la sollicitation (comportement rhéologique héréditaire du béton) et la part actuelle qui est due aux valeurs actuelles de cette dernière.

Ceci nous mène à conclure qu'une réponse est difficile à prévoir, car elle dépend de façon plus ou moins complexe, de toute l'histoire antérieure de la sollicitation. On distingue que le comportement du béton est héréditaire, quand la réponse dépend de son histoire passée, pour le béton la chronologie intervient sous deux formes telles que : la viscoélasticité et le vieillissement.

- A partir de la (figure 2.2), on peut comprendre schématiquement la définition du terme fluage : lorsqu'on soumet une éprouvette de béton au temps τ à une compression uniaxiale d'intensité constante σ_0 , la déformation d'origine mécanique passe d'abord de la valeur nulle à une valeur non nulle ε_0 due au comportement élastique instantané du matériau.
- Pour $t > \tau$ la déformation du matériau évolue en fonction du temps. C'est ce que l'on appelle donc : le phénomène de fluage.

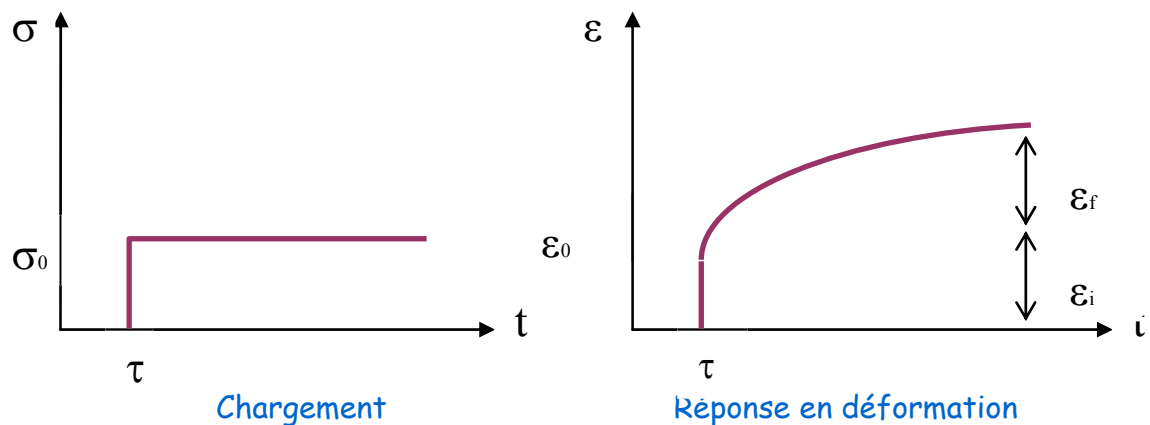


Fig.2.2: Schématisation de l'expérience de fluage

- Certains chercheurs attribuent le fluage au déplacement des couches de molécules d'eau entre feuillets sous l'effet de contraintes appliquées.
- D'autres estiment que le fluage est dû au mouvement des feuillets ou des lamelles de CSH, une interprétation plus réaliste met en jeu aussi bien le mouvement des molécules d'eau que le glissement des particules solides (lamelles ou feuillets) simultanément, car le CSH et l'eau forment une structure solidaire.

Les deux principaux mécanismes différés de fluage et de retrait, modifient l'état du matériau (variation de volume, de déformation ou de contrainte) dans de laps de temps (quelques minutes à quelques années) sous sollicitations (chargement mécanique, hydrique, etc.) l'hétérogénéité ainsi que les propriétés mécaniques et physiques du béton rendent possibles ces comportements différés qui dépendent principalement de la présence de l'eau au sein du béton. Dans cette partie, une analyse accrue du mécanisme de fluage est présentée. Le mécanisme de retrait est exposé en dernier lieu, vis-à-vis de son interaction avec les déformations de 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 [Coquillat, 1987] [Houari, 1993].

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 précontrainte et montra qu'elles remédiaient en partie aux déformations différées. Mais, il

chercher 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 [Freyssinet, 1933].

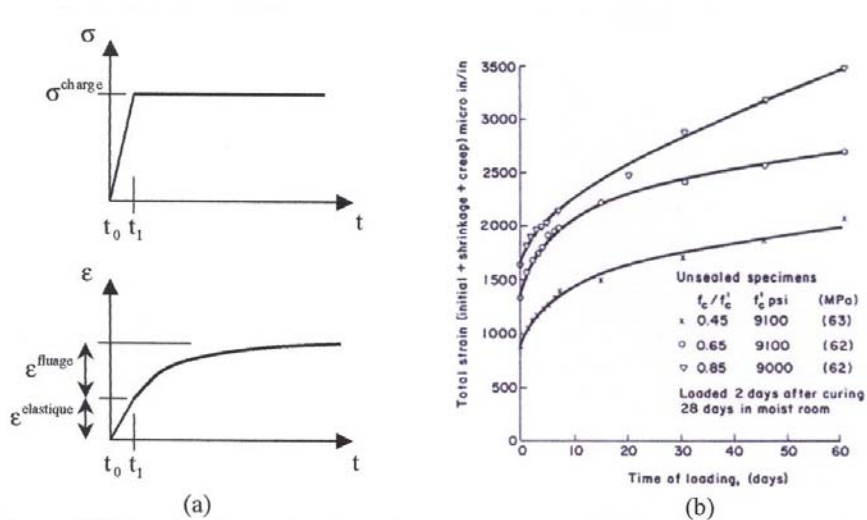
2.3. Comportement mécanique du béton sous chargement de fluage :

Le paragraphe présente 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.

2.3.1. 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 ϵ (Creep strain), de vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ (Creep strain rate) et d'accélération de la déformation $\ddot{\epsilon}$ (Creep strain accélération) [Poh, 1998]. La mise en évidence des trois évolutions est possible par un test de fluage maintenant un niveau de charge élevée et constante, après une montée en charge rapide instantanée (figure 2. 3 (a)).

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 celui secondaire. Les déformations de fluage sont alors approximativement deux à trois fois plus importantes que la déformation instantanée (figure 2.3 (a)) [Acker & al. 1991]. Dans cette gamme de contraintes, le mécanisme de fluage a tendance à modifier le matériau en le compactant (figure 2. 4(b)) [Bérès, 1969] ; ce qui lui confère un gain de résistance [Houari, 1993].



**Fig.2.3: (a) Test mécanique de fluage
(b) Déformation de fluage primaire à secondaire (Ngab & al, 1981).**

La déformation de fluage complète, c'est-à-dire, avec ses trois phases (primaire, secondaire et tertiaire) (figure 2. 4(a)) n'est observée que lorsque le palier de contrainte est établi pour des niveaux proches de la résistance [Chen & Wang, 93 ; Bissonnette & Pigeon, 00].

Quelque soit la phase enclenchée, on remarque que la vitesse de déformation reste toujours positive $\dot{\epsilon} > 0$. En revanche, pour ces trois phases de fluage, différentes accélérations de la déformation $\ddot{\epsilon}$ sont identifiées :

- Phase primaire : l'accélération est négative $\ddot{\epsilon} < 0$ et influe sur 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) [Smadi & al, 1987 ; Gettu & Garcia-Alvarez, 1993]. L'accélération positive dans cette ultime phase s'associe à un mécanisme de déformation dilatante du béton par croissance rapide de la microfissuration [Boukharov & al, 1995].

Les travaux de [Bérès, 1969] confirment cette ultime cinétique de déformation par la représentation du coefficient de fluage $\phi(t', t)$ défini à partir de la déformation totale $\epsilon_{tot}(t)$

(au temps t , à l'observation) et de la déformation instantanée $\varepsilon(t')$ (au temps t' , au chargement) (figure 2.4 (b)). A un niveau de contrainte proche de la rupture, la bifurcation de $\varphi(t', t)$ indique le seuil de non-linéarité qui varie en fonction de la résistance du béton [Smadi & al, 1987]. L'observateur 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 granulat 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 [Loo & al, 1994].

2.3.2. Définition de la fonction de fluage $J(t, t')$

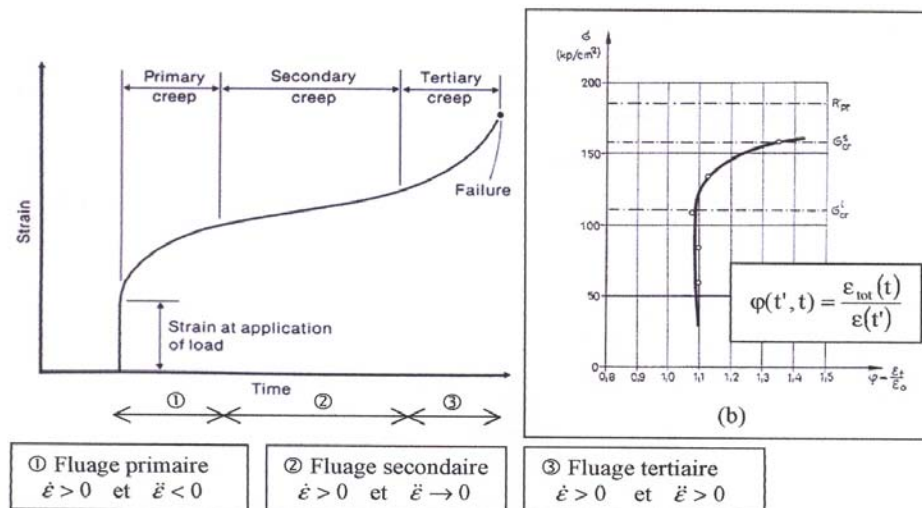


Fig.2.4: (a) Evolution de déformation de fluage complète (Neville & al. 1983)
 (b) Variation de coefficient de fluage $\varphi(t', t)$ en fonction de niveau de contrainte (Bérès, 1969).

La fonction de fluage $J(t, t')$ est définie comme la déformation produite sous charge en fonction du temps $\varepsilon_c(t)$ par unité de contrainte (éq.2). Sa représentation sert à monter la linéarité ou non des résultats expérimentaux de tests de fluage [Coquillat, 1987]. D'autres formes de fonctions sont équivalentes à la fonction de fluage (éq.3). Elles sont malgré tout, moins adaptées avec $C(t, t')$, le fluage spécifique ou $\varphi(t', t)$, le coefficient de fluage car ces fonctions dépendent de la valeur de la raideur du matériau déterminée du chargement $E(t')$ et ne tiennent pas compte de l'évolution de la raideur au cours du chargement. Leur validité à court terme ne l'est pas à long terme (Bazant, 1988). Par exemple, la représentation du fluage

spécifique $C(t, t')$ induit un manque de précision vis-à-vis de l'évolution de la déformation $\varepsilon_c(t)$ tel que démontré au paragraphe suivant.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon_0(t) = \int_0^t J(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad 1$$

Avec : $\varepsilon_0(t)$, les déformations libres (retrait, déformations thermiques, etc.)

$$\varepsilon_c(t) = J(t, t') \sigma(t) \quad 2$$

$$\varepsilon_j(t) + \varepsilon_c(t') = J(t, t') = \frac{1}{1 + C(t, t')} = \frac{1}{1 + \Phi(t, t')} \quad C(t, t') = \frac{\varepsilon_f(t, t')}{\sigma} \quad 3$$

$$\sigma = E(t') \varepsilon(t') \quad \sigma$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_c(t) - \varepsilon_c(t') \quad 4$$

Avec : $\varepsilon_c(t')$, la déformation produite par le chargement instantané au temps t'

2.3.3. Comparaison fluage en traction / fluage en compression :

Le fluage spécifique du béton $C(t, t')$ (*Specific creep*) possède des valeurs très proches en compression et en traction (figure 2.5) [Boissonnette & Pigeon, 95].

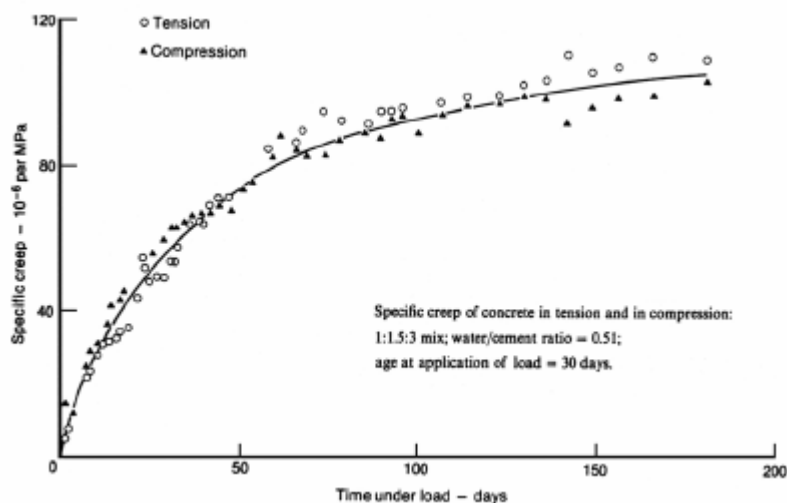


Fig.2.5: Fluage spécifique $C(t, t')$ en traction et compression (Neville & al, 1983)

En revanche, en terme de déformation de fluage $\varepsilon_f(t)$ (éq.4), la vitesse de déformation en traction est plus rapide qu'en compression (figure 2.6) [Neville & al., 1983 ; Bissonnette & Pigeon, 2000 ; Pane & Hansen, 2002]. L'amplitude finale des déformations en traction est pratiquement atteinte durant les premiers jours après l'application du chargement. En compression, cette évolution est nettement plus lente et progressive. A long terme, les déformations de fluage de traction et de compression tendent à se rejoindre pour obtenir des valeurs similaires.

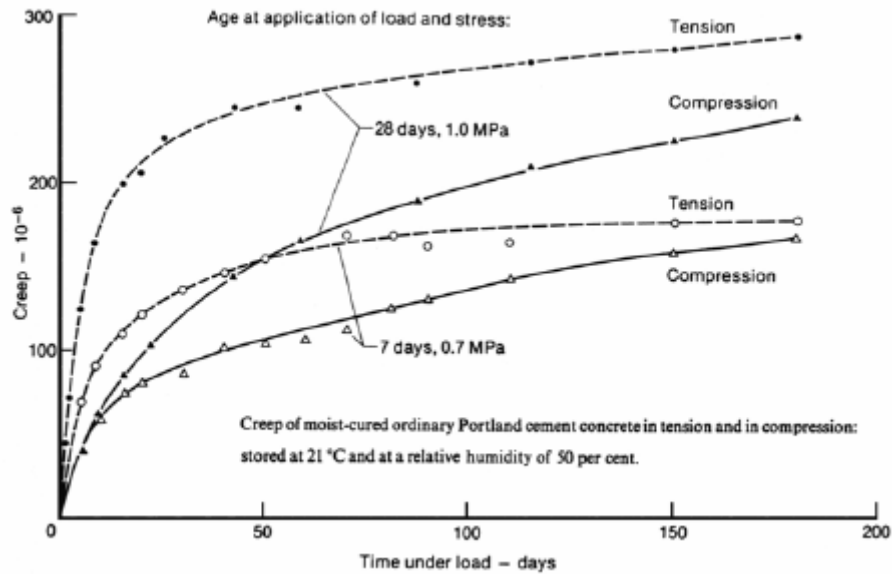


Fig.2.6 : Déformation de traction et compression à différents âges (Neville & al, 1983).

2.3.4. Le test de relaxation :

Le mécanisme de relaxation se produit lorsqu'à l'inverse du test de fluage est considéré ; on tente de maintenir la déformation constante (figure 2.7 (a)). Une chute de la contrainte est alors observée jusqu'à l'équilibre de la structure. Comme le fluage, la relaxation dépend de la déformabilité du béton, ainsi que des niveaux de chargements appliqués et de la cinétique d'évolution qui peut être caractérisée par un temps de relaxation, noté τ (figure 2.7(b)). La pâte de ciment durcie possède un temps de relaxation τ de l'ordre de la seconde alors que le temps de relaxation pour le béton est plus grand a priori [Wittmann, 1980].

D'une part, la perte de contrainte par relaxation sera toujours plus importante pour un béton plus âgé. Cette différence peut être appréciée sur des bétons à différentes maturités. Des essais montrent que 20% de relaxation de la contrainte supplémentaire pour un béton âgé de 3 mois par rapport à un béton âgé de 28 jours. Ceci est lié en partie à la cinétique plus rapide de la déformation par rapport à la contrainte, sur un matériau plus raide [Bérès, 1969]).

D'autre part, pour des contraintes comprises dans le domaine de comportement non-linéaire, le pourcentage de relaxation a tendance à augmenter et de façon exponentielle à l'approche d'une sollicitation équivalente à la résistance du béton.

L'effet le plus surprenant de la relaxation, outre la chute de contrainte, comme la progression des déformations latérales du spécimen même sous déformations longitudinales constantes.

Cette croissance s'accompagne d'un endommagement grandissant sans nul doute au sein de la structure dans la direction transversale du chargement (figure 2.7(c)) [Bérès, 1969].

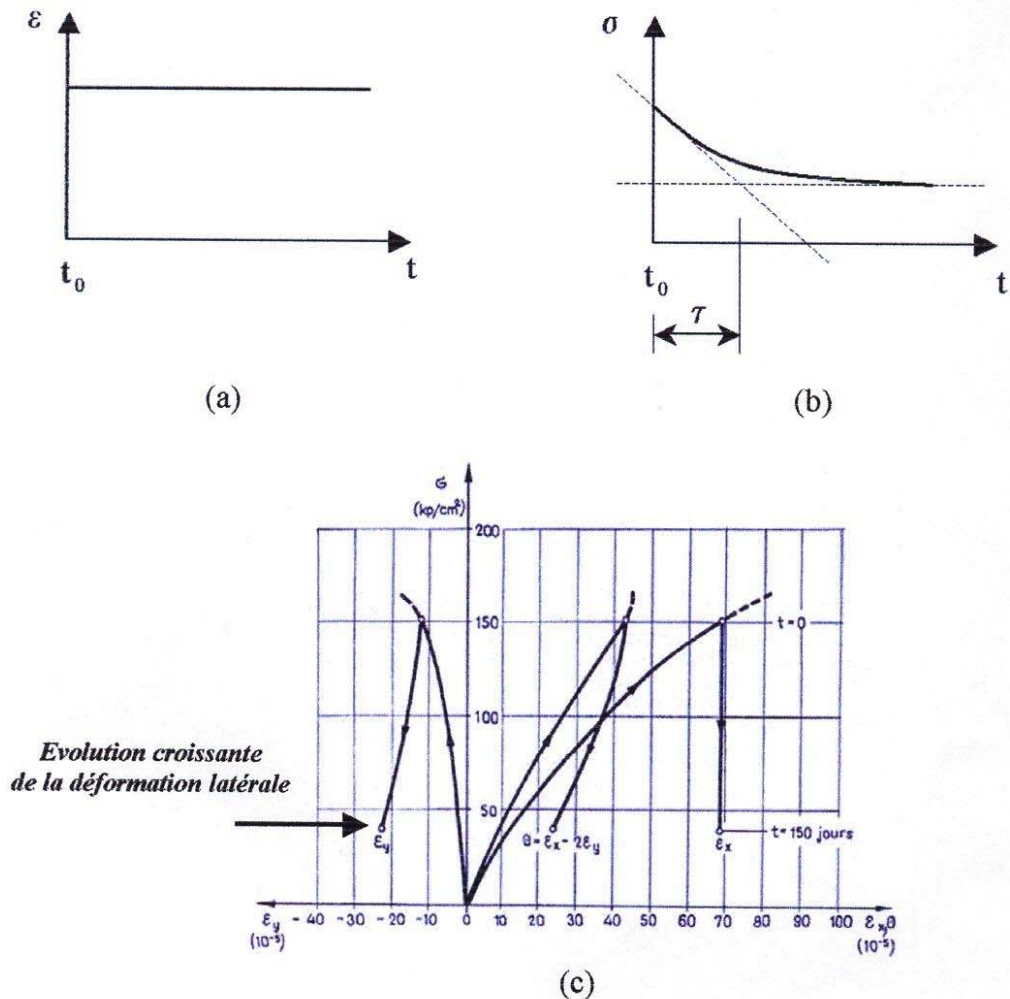


Fig.2.7 : Tests de relaxation : (a) Chargement par déformation- (b) Evolution de la contrainte (c) Evolution de la déformation latérale pendant le test de relaxation (Bérès, 1969)

2.3.5. La cinétique des déformations à la recouvrance :

A ne pas confondre avec le mécanisme de relaxation, la recouvrance est issue du retrait d'une partie ou du chargement complet du fluage. Elle peut s'imaginer comme un fluage inversé et s'établi en deux étapes : retours de déformation instantanée et différée. Cependant, elle ne constitue pas exactement le mécanisme inverse [Coquillat, 1987].

Le premier retour est instantané et les granulats qui étaient contraints en compression, libèrent leur énergie en provoquant une mise en traction de la pâte de ciment [Acker & al, 1991). La seconde étape constitue une phase de retour des déformations différées avec une cinétique analogue à un fluage inversé. Elle est directement liée à la cinétique de fluage en traction de la pâte de ciment et se prolonge durant une année [L'Hermite, 1978]. La cinétique d'évolution est caractérisée par un temps de retard ou temps caractéristique approximativement équivalent à la cinétique de fluage. Ce temps implique une recouvrance qui n'est généralement pas totale car le chargement en compression participe à un écrouissage inhérent au mûrissement du

matériau et ne permet pas la réversibilité complète des déformations. Le résidu de déformations irréversibles est généralement associé à un écoulement visqueux (*flow*) [Chiorino, 1975] que l'on mesure par des tests simples de recouvrance ou par une succession de cycles de « chargement - déchargement ». Compte tenu du durcissement de la pâte de ciment, la recouvrance n'est donc pas totale.

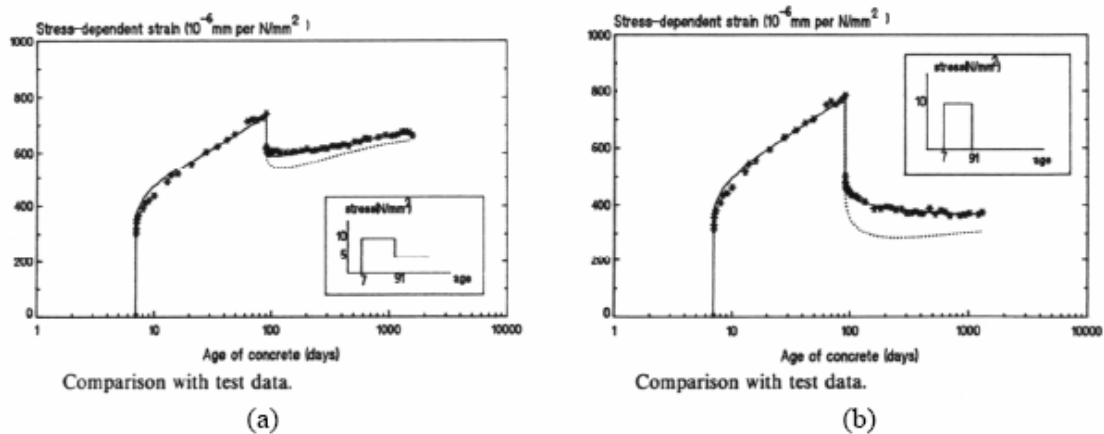


Fig.2.8: Déformations différées : (a) recouvrance partielle – (b) recouvrance totale (Yue & Taerwe, 1993)

Les résultats de [Yue & Taerwe 1993] illustrent le mécanisme de recouvrance. Les déformations de l'essai sont modélisées par application du principe de superposition puis, comparées aux valeurs expérimentales obtenues sur éprouvettes de béton. Agés de 7 jours, les spécimens n'ont pas atteint une résistance optimale. Par ce fait, un écart entre la modélisation et la réalité est d'autant plus marqué si les valeurs calculées ne considèrent pas le vieillissement du matériau. Des essais réalisés sur des éprouvettes à maturité ne permettent pas d'obtenir un écart notable même si les mécanismes physiques du fluage et de la recouvrance sont différents [Ulm, 1998]. Il va de soi que la modification des caractéristiques mécaniques (hydratation), en supplément du mécanisme de fluage (effet de compactage), génère des déformations irréversibles d'autant plus importantes à la

recouvrance. En chargement les éprouvettes au jeune âge et en les déchargeant à pleine maturité (91 jours d'âge), la part des déformations irréversibles est nettement mise en évidence.

Enfin, si le déchargement n'est que partiel, la conservation d'un niveau de charge induit de nouvelles déformations de fluage relatives à ce nouveau niveau de contrainte (figure 2.8 (a)) (L'Hermite, 1978).

2.4. Les sources micro structurales du fluage :

La déformation par fluage provient de plusieurs sources desquelles on distingue différents types de fluage (fluage propre, fluage de dessiccation, etc.). Dès le plus jeune âge, elle s'implique dans les déformations du béton. Son amplitude dépend des propriétés de déformabilité du matériau qui évoluent dans la phase de mûrissement et jusqu'à long terme. La déformation par fluage contribue à une modification du comportement du béton sous contraintes mécaniques ou hydriques en provoquant des mécanismes propres au fluage à l'échelle de la microstructure. Ces aspects sont développés ici.

2.4.1. Les sources du fluage :

Le béton est un mélange de particules inertes (inclusions) et de particules chimiquement réactives au contact de l'eau (silicates anhydres). 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 [Kovler, 1995].

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 [Boissonnette & Pigeon, 2000].

Le mécanisme de fluage peut provenir d'autres sources. Si généralement, il est le résultat des mouvements de l'eau absorbée et de sa migration entre les feuillettes 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 microfissuration, la polymérisation des

silicates (capacité illimitée de diffusion et de recristallisation des particules) ou éventuellement, la cassure des ponts [Cook & Haque, 1974 ; Ngab & al., 1981].

2.4.2. La déformation du fluage :

La déformation du fluage est consciencieusement décomposée en une déformation de fluage propre et le fluage de dessiccation, chacun de ces composants correspond à une configuration d'ambiance de conservation différente (en humidité relative). Cette décomposition de la déformation de fluage est nécessaire, car les caractéristiques du fluage de bétons sont très sensibles à l'humidité relative interne [Glucklich 1962, Philajavaara 1974, Bazant & al, 1973, 76].

2.4.2.1. Le fluage propre :

La déformation de fluage propre est la déformation mesurée sur une éprouvette chargée et protégée contre la dessiccation externe, à laquelle on a oté la déformation de retrait endogène et la déformation élastique instantanée. Cette décomposition de déformations suppose qu'il n'existe pas d'interaction entre les différentes composantes de déformation de fluage propre et le retrait endogène a été proposé [Ulm et al, 1999]. En effet, la réaction d'hydratation gêne des tensions capillaires (liées à la consommation de l'eau par la réaction d'hydratation), modifient l'état de consommation au sein de la microstructure du béton, s'ajoutant, aux contraintes macroscopiques appliquées lors de l'essai du fluage propre.

Par ailleurs, le fluage propre est caractérisé expérimentalement par une forte dépendance à l'âge du matériau lors du chargement, qui se poursuit bien après que la réaction d'hydratation a cessé. Cette dépendance au vieillissement est une caractéristique unique au fluage propre. En effet, les propriétés mécaniques du béton (coefficient de Poisson, module d'Young, résistance), les paramètres gouvernant le transport de l'eau et le retrait de dessiccation ne dépendent plus significativement de l'âge, après 90 jours [Gaucher 1982, Guenot-Delahaie 1997, Power et al, 1954, Gamble et Parrott 1978, Bazant 1982, Parrott et Young 1982].

2.4.2.2. Mécanismes du fluage propre :

L'eau semble jouer un rôle fondamental dans le mécanisme de fluage propre du béton. En effet, la déformation de fluage propre d'un béton sec (dont on a enlevé toute l'eau évaporable) est négligeable [Glucklich 1962, Phlajavaara 1974, Acker 1988]. De plus, des matériaux comme les bétons à hautes performances, traités thermiquement [Cheyrezy et Behloul 2001] [Acker 2001], présentent une quantité d'eau liée quasi inexistante et ne fluent pratiquement pas.

L'analyse de la cinétique de la déformation de fluage propre des pâtes de ciments et des bétons met en évidence deux régimes cinétiques distincts, quelle que soit la composition utilisée [Ruetz 1968, Ulm et al, 1998] :

- A court terme, la cinétique de la déformation de fluage propre est rapide pendant quelques jours après le chargement.
- A long terme, la déformation de fluage propre est caractérisée par une cinétique très lente

Cette analyse suggère qu'il existe au moins deux mécanismes de fluage propre associés à chacune de ces cinétiques.

a. Fluage à court terme :

On distingue dans la littérature principalement cinq mécanismes pour expliquer le fluage propre du béton à court terme :

- L'état de la pression osmotique : les grains non hydratés et les pores capillaires sont séparés par une couche d'hydrate relativement perméable. Pour que la réaction d'hydratation puisse continuer, l'eau diffuse à travers la couche d'hydrate. Les propriétés physiques du gel et la présence d'anhydres seraient propices à la création d'une pression osmotique. Cette pression s'exerce sur le gel et affaiblit sa structure. L'application d'un chargement extérieur modifie alors les contraintes appliquées localement et entraîne la rupture localisée de liaisons, se traduit au niveau macroscopique par la déformation de fluage [Ghosh 1973].
- L'hydratation sous contraintes : L'hydratation d'un 1 cm^3 d'anhydre produit environ 2.1 cm^3 de gel hydraté. Ainsi, la moitié des hydrates produits occupe la place initiale du grain de ciment, alors que l'autre moitié diffuse vers la porosité capillaire où le gel se dépose. Dans le cas où un chargement mécanique est présent, la solubilité augmente et accélère le processus d'hydratation. Le gel ne peut se former en totalité dans l'espace proposé, ce qui entraîne une contraction des grains de ciment. A l'échelle macroscopique, cette contraction correspond à la déformation de fluage [Ghosh 1973].
- La déposition graduelle d'un nouveau gel sous charge (théorie de la solidification) : Le gel se formant, se dépose sous un état de contraintes initialement nul (il ne participe pas à la reprise des efforts extérieurs). Au fur et à mesure que les particules de gel adjacentes fluent, le gel venant de se déposer commence à reprendre progressivement les contraintes. Cette redistribution des contraintes induit la déformation du gel

néoformé et contribue à la déformation de » fluage de la pâte de ciment [Bazant et Prasannan 1989].

- La migration de l'eau absorbée dans la porosité capillaire sous contraintes [Lohtia 1970, Wittmann 1982, Ulm et al, 1998] : La diffusion s'amorce sous l'action des efforts extérieurs. Les contraintes sont retransmises à l'échelle microscopique, à travers l'assemblage des produits d'hydratation qui entourent les pores capillaires (figure 2.12 (a)). Ce transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau en adsorption libre dans ces zones de transmission et celles qui sont plus loin (porosité capillaire). Pour restituer l'équilibre, les molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau adsorbée (diffusion surfacique) vers la porosité capillaire, entraînant la déformation du squelette solide.

Il semblerait que cette dernière hypothèse soit la plus probable, puisqu'elle est corroborée par de nombreux résultats expérimentaux :

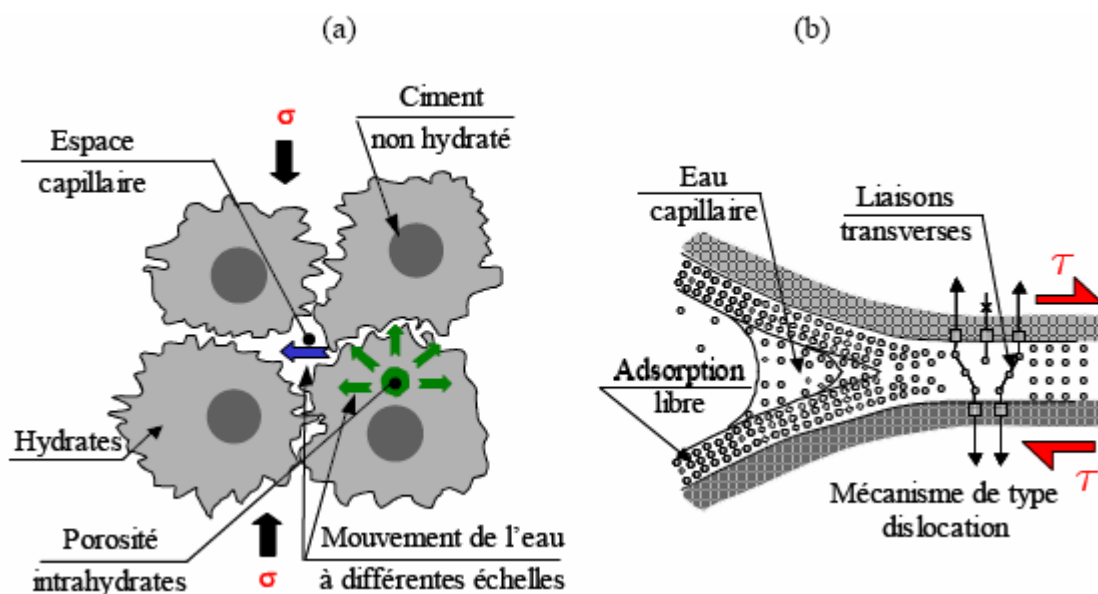


Figure 2.9: Mécanisme de fluage propre à court terme (a) et à long terme (b) proposés par Ulm et al, 1999). :

L'énergie d'activation associée au processus de déformation de fluage propre est environ égale à 25 kJ.mol^{-1} [Day et Gamble 1983] à court terme (pendant quelques jours après le chargement). Cette valeur est relativement proche de l'énergie d'activation associée à la migration de l'eau physi-sorbée (environ 15 kJ.mol^{-1}) dans les pores capillaires [Dias et al, 1987].

- [Ulm et al, 1998] remarquent que seule la cinétique de la déformation de fluage à court terme est influencée par rapport E/C. Or, la principale différence entre des bétons de rapport e/c différents se situent au niveau de la distribution des pores capillaires ce qui supporte l'idée que le fluage propre fait intériorité, à court terme, les pores capillaires [Ulm et al, 1998].

b. Fluage à long terme :

Aucun des mécanismes présentés précédemment ne peut expliquer l'effet important du vieillissement sur l'amplitude de la déformation de fluage propre, observé après plusieurs années. De nombreux auteurs ont alors suggéré l'existence d'un mécanisme de fluage propre à long terme, différent de celui à court terme. Ainsi, [Bazant et al, 1997] et [Ulm et al. 1998] proposent que l'effet du vieillissement observé soit d'origine mécanique, lié à la relaxation des micro-précontraintes (« micro-prestress ») dans les zones d'adsorption empêchée. Les micro-précontraintes sont générées par la pression de disjonction, ainsi que par des variations volumiques importantes et fortement localisées induites par l'hydratation ou le séchage.

La relaxation des micro- précontraintes se situe à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment. Les liaisons entre les surfaces solides, sur tendues localement et instables, sont susceptibles de se rompre [Wittmann 1982]. Elles se reforment dans des zones adjacentes de moindres surtensions du fait du glissement des feuilletts de CSH). Les forces de liaison se relaxent dans le temps, et ce sont d'autres sites qui seront alors le siège de ruptures potentielles. Ce processus en chaîne épuise successivement les sites de fluage qui ont été activés par le chargement mécanique. Cet épuisement conduit au vieillissement observé au niveau de la cinétique du fluage en fonction de l'âge du matériau. Il est à noter qu'à priori, la contrainte macroscopique, du fait de son ordre de grandeur bien inférieur à celui de la pression de disjonction ne modifierait pas, de façon significative, l'amplitude de forces de liaison au niveau des nanopores [Bazant 1972]. Ce processus de « quasi-dislocation » résulte de l'instabilité intrinsèque aux hydrates. [Ruetz 1968] et [Lohtia 1970] avaient déjà proposé un mécanisme similaire lié au cisaillement des feuilletts de CSH (incluant l'eau absorbée et l'eau inter couche associée).

De nombreuses évidences expérimentales suggèrent que le fluage propre à long terme soit lié au glissement des feuilletts de CSH :

- [Bentur et al. 1979] ont mesuré des valeurs de surface d'adsorption d'azote différentes entre des pâtes de ciment chargées et non chargées, ce qui n'est pas le cas avec de l'eau ou de l'hélium. Contrairement à ces deux dernières molécules de taille plus petite, la molécule d'azote ne peut pas accéder à la nano porosité. Cette observation est donc compatible avec le mécanisme de glissement des feuillettes de CSH dans le sens où la déformation de cisaillement créerait de nouvelles surfaces accessibles aux molécules d'azote [Bentur et al. 1979, Guénot-Delahaie 1997] ;
- Si l'eau contenue dans un spécimen en béton est remplacée par du méthanol (après que le spécimen a été désaturé), le spécimen exhibe une déformation de fluage propre importante

[Tamtsia et Beaudoin 2000]. Or, le méthanol est absorbé physiquement sur les feuillettes de CSH. De plus, il forme un complexe en réagissant avec les CSH. Ces deux processus induisent une diminution de l'intensité des forces entre les feuillettes de CSH et donc une augmentation de la mobilité au glissement (entre ces feuillettes).

- L'analyse cinétique des déformations montre que la cinétique de fluage à long terme est indépendante du rapport e/c [Ulm et al. 1998]. Or, la structure de la nano porosité est identique pour différentes formulations des bétons, ce qui corrobore que cette déformation se produit à l'échelle de la nano porosité.

2.4.2.3. Le fluage de dessiccation :

Le comportement du béton chargé et séchant simultanément peut sembler au premier abord paradoxal. En effet, nous avons noté qu'une éprouvette pré-séchée, de façon uniforme, flue moins qu'une éprouvette saturée. Cependant, lorsque le spécimen séché simultanément avec l'application de la charge (essai de fluage total), la déformation de fluage du béton est plus importante, que celle mesurée sur une éprouvette chargée et pré-séchée uniformément.

Ce paradoxe est appelé « effet Picket », porte le nom du scientifique qui mis en évidence expérimentalement ce comportement en 1942. La part additionnelle de la déformation de fluage est définie comme la composante de fluage de dessiccation. Le fluage de dessiccation reste un phénomène encore mal expliqué et sujet à controverse dans la communauté scientifique [Jenning et Xi 1992]. On notera que ce phénomène n'est pas limité aux matériaux à matrice cimentaire. En effet, le même comportement paradoxal a été observé sur

le bois, bien plus tard [Armstrong et Kingston 1960] et où le terme de désorption mécanique (« mechano-sorption » en anglais) est préféré au terme de fluage de dessiccation.

Dans la littérature, deux phénomènes sont proposés pour expliquer l'origine de la déformation de fluage de dessiccation.

Nous présentons maintenant les mécanismes du fluage de dessiccation intrinsèque proposés dans la littérature. Ensuite, les caractéristiques expérimentales du fluage de dessiccation sont étudiées.

2.4.2.4. Les mécanismes du fluage de dessiccation intrinsèque :

Le mécanisme de fluage de dessiccation intrinsèque ne peut pas être lié directement aux mécanismes de fluage propre. En effet, l'utilisation de laitier de haut fourneau réduit la déformation de fluage propre, mais augmente celle de fluage de dessiccation [Cern et Chan 1989]. À l'inverse, la fumée de silice n'a pas d'influence sur la dessiccation de fluage propre mais réduit de façon significative celle de fluage de dessiccation [Buil et Acker 1985]. De plus, si le fluage propre est fortement vieillissant [Nigoyi et al. 1973], cela n'est pas le cas du fluage de dessiccation, où la déformation ne dépend significativement de l'âge de chargement après 60 jours [Nigoyi et al. 1973].

Dans la littérature, plusieurs mécanismes ont été suggérés :

- La théorie de la consolidation [Ruetz 1968] : le chargement en compression accentue le départ de l'eau contenue dans la pâte de ciment, comme c'est le cas avec une éponge. Le départ de l'eau induit alors une contraction. Cette théorie fut abandonnée rapidement car, d'une part, les mesures de perte en masse d'éprouvettes chargées et non chargées ont montré aucune différence et, d'autre part, la rigidité du squelette solide est beaucoup plus élevée que celle de l'eau [Bazant et Prasanna 1989].
- Le couplage entre la diffusion de l'eau et des éléments solides : des particules solides formant la pâte de ciment sont susceptibles de dissoudre (probablement les ions), du fait des pressions exercées dans les zones d'adsorption empêchée. La partie dissoute diffuse, puis précipite au niveau des parois d'un macro pore adjacent. Du fait de la dessiccation, les molécules d'eau, qui diffusent, entrent en collision avec le solide et favorisent alors le processus de dissolution. Le départ de particules des zones d'adsorption empêchée, sous l'effet de la dessiccation, entraîne alors une contraction,

correspondante à la déformation de fluage de dessiccation intrinsèque [Bazant et Moschovidis 1973] ;

- Le retrait induit par les contraintes (« stress-induced shrinkage », [Bazant et Chern 1985] : le fluage de dessiccation intrinsèque est lié à l'existence au sein du béton de deux processus différents de diffusion de l'humidité : une diffusion macroscopique au sein des macro pores du matériau (traduisant le séchage) et une diffusion microscopique dans les micropore. Dans ce dernier cas, le flux local des molécules d'eau entre les zones d'adsorption empêchée et les pores capillaires dans la pâte de ciment accélérerait le processus de rupture des liaisons atomiques entre les CSH, conduisant à l'apparition de la déformation de fluage de dessiccation ;
- La relaxation des micro-precontraintes dans les zones d'adsorption empêchée (Bazant et al. 1997] : L'humidité relative, à travers son effet sur la pression de disjonction, entraîne une modification de l'amplitude des micros précontraintes, causant ainsi la déformation de fluage de dessiccation ;
- Le fluage induit par la concentration des contraintes sur le gel de CSH [Brooks 2001] : lorsque le béton est saturé, les contraintes macroscopiques sont redistribuées entre le squelette solide et l'eau présente dans les pores de gel. Lors du séchage, le départ de l'eau augmente l'amplitude des contraintes reprises par le squelette solide, induisant une déformation de fluage additionnelle, correspondant à la déformation de fluage de dessiccation intrinsèque. Ce mécanisme est à rapprocher à la théorie de la consolidation
- Le fluage induit par la variation du rayon de courbure des ménisques [Kovler 2001] : étant donné que le coefficient de Poisson élastique du béton est de l'ordre de 0.2, l'application d'un chargement induit une variation de volume dans le matériau. Ainsi, dans le cas d'un chargement de compression, le volume diminue, induisant une diminution du rayon de courbure des mécanismes dans les pores capillaires⁷ et donc une augmentation de la pression capillaire. Cette augmentation se traduit par l'apparition de la déformation de fluage de dessiccation.

2.5. Paramètres ayant une influence sur le fluage :

Le fluage du béton est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs. De l'avis de certains chercheurs le nombre de ces facteurs atteints plusieurs dizaines [Lvovskij

77]. Il est difficile de les prendre tous en compte et c'est néanmoins indispensable. Il faut aussi pouvoir apprécier le degré d'influence de tel ou tel facteur d'une façon non subjective, les principaux paramètres ayant une influence sur le fluage sont :

- ❖ Les caractéristiques mécaniques du béton (telles que résistance en compression et en traction, le module d'élasticité, les limites élastiques)

Ces caractéristiques sont fonction de la qualité du béton qui se détermine par les facteurs principaux suivants [Berthier 80] :

- la nature minéralogique des granulats (dureté, réactivité....
- La qualité des granulats (résistance, porosité, propreté...
- La composition granulométrique du béton qui se définit par les paramètres suivants :
 - Le dosage en ciment
 - Le rapport gravier sur sable (G/S)
 - Le rapport eau sur ciment (E/C)
 - La nature et la qualité du ciment
 - Le dosage en ajouts
- ❖ Les paramètres de définition du produit fini : formes et dimensions de la structure, traitement de surface et armatures.
- ❖ Les paramètres résultat de la conservation du béton sont l'hygrométrie et la température durant la vie de la structure.
- ❖ Le mode d'application de la charge : sens d'application de la charge par rapport au sens de mise en place du béton (perpendiculairement ou parallèlement aux couches de coulage)
- La grandeur de la charge appliquée
- L'âge du béton au moment de l'application de la charge
- L'histoire du chargement

Les effets de ces différents paramètres sont généralement interdépendants et leur étude doit être couplée, pour tenter de définir quantitativement ou qualitativement leur influence, nous allons examiner dans cette section les différentes recherches expérimentales existantes dans la bibliographie et qui sont relatées principalement dans les références) [Neville 70] [Smerda 88] [Houari 93].

2.5.1. Paramètres ayant un rapport avec les caractéristiques mécaniques du béton :

Vu que le béton est un matériau fortement hétérogène, il en résulte que le fluage peut être sensiblement modifié lorsque varie la nature et/ou le dosage des différents constituants

2.5.1.1. Influence de la résistance du béton :

Des bétons de composition différente développent des déformations de fluage dont l'amplitude peut être reliée à leur résistance (figure 2.10 (a)) [Smadi & al. 1987]. Globalement, le taux de fluage comme la déformation, semble plus important pour des bétons de plus faible résistance. En revanche, à ratios de contrainte égaux $x = \sigma/f_c$, la déformation totale du béton est supérieure pour de plus fortes résistances (figure 2.10 (b)).

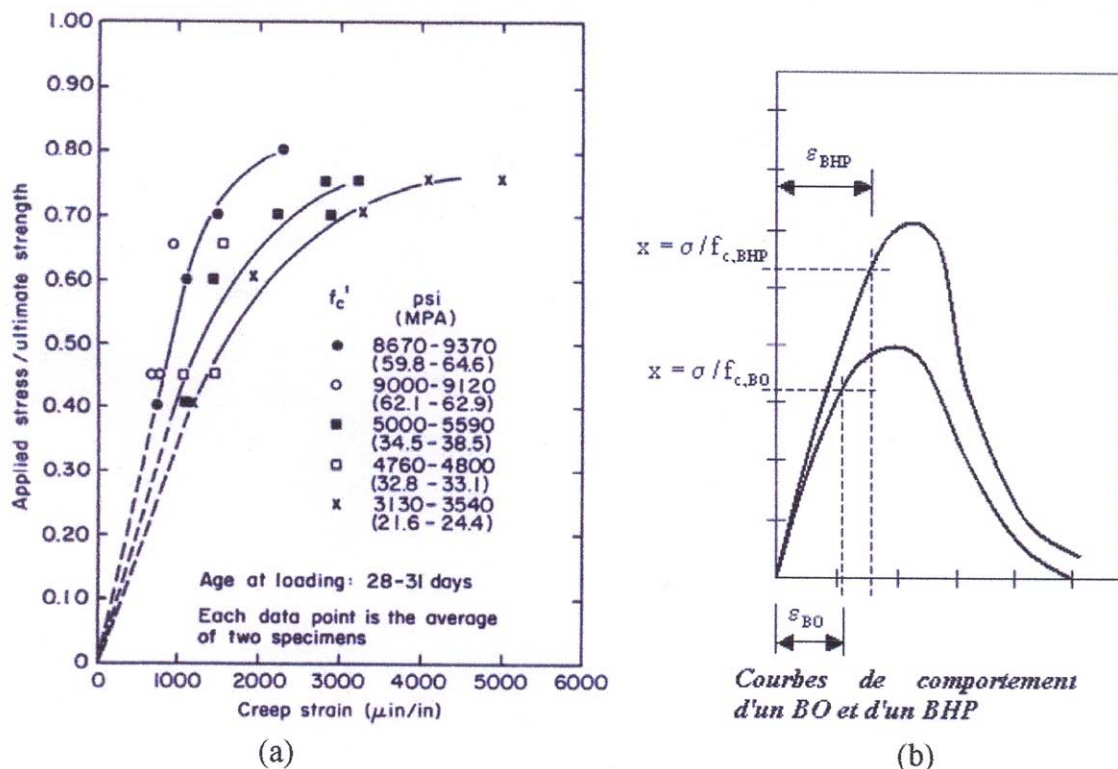


Fig.2.10: (a) Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton (Smadi & al, 1987) – (b) Déformation d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à ratio équivalent de contrainte.

2.5.1.2. Influence des granulats

La fonction des granulats vis-à-vis du fluage est restreindre les déplacements de la pâte de ciment [Smadi & al, 1987 ; Khan & al, 1997]. 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 [Harsh & al, 1990]. 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 [Mc Creath & al, 1969]. Pour exemple, le béton de sable développe des déformations de fluage environ deux fois plus larges que le béton de granulats [Benaissa & al, 1993].

Souvent négligé, la qualité des grains influencent 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 2.11). 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 (traction, en particulier), on choisit le ration granulats/pâte de ciment dont la diminution entraîne un fort fluage spécifique en traction et en compression [Domone, 1974 ; Boissonnette et Pigeon, 2000] et par de que la source majeure de microfissuration du fluage en traction se situe au niveau des auréoles de transition.

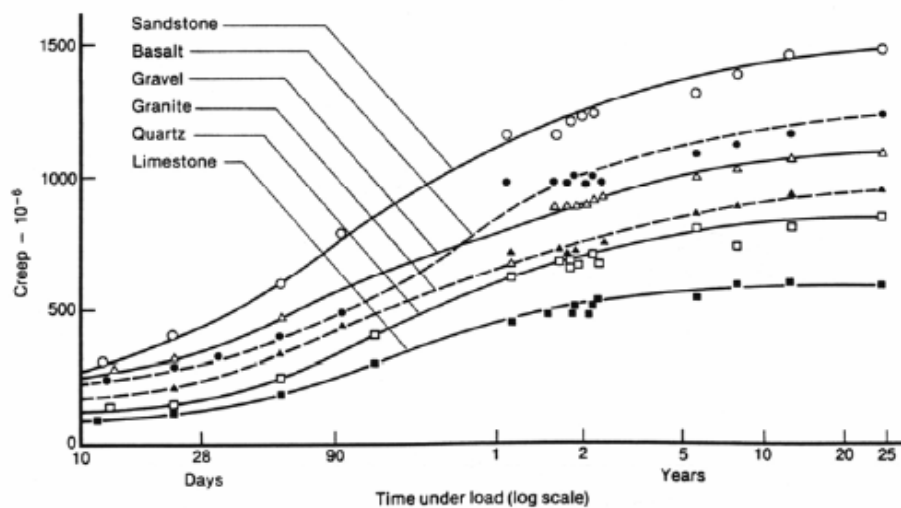


Figure.2.11 : Déformation de fluage par emploi des granulats divers (Neville, 1983).

2.5.2. Influence de la composition de béton :

Concernant la composition de béton, les paramètres dépendants de la déformation de fluage sont le ratio eau/ciment (E/C), le type de granulats et les additifs possibles du béton.

2.5.2.1. Influence du ratio E/C :

On constate que le rapport E/C au très jeune âge (âge où l'hydratation est peu avancée) n'influence pas vraiment sur les déformations de fluage [Boissonnette & Pigeon, 1995]. 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 [Ostergaard & al, 2001]. Les bétons à fort ratio E/C contiennent un pourcentage élevé de pores et possèdent donc une capacité de réduction importante de l'eau dans le béton. Or, plus la teneur en eau (évaporable) est importante, plus les déformations de fluage en compression comme en traction (fluage propre, en particulier) vont croître [Kovler, 1995 ; Smadi & al, 1987]. Cette amplitude dépend aussi de la qualité du ciment et de la quantité de pâte effective du béton [Boissonnette & Pigeon, 1995, 2000]. A ratio, E/C constant, par exemple, on note légère diminution des déformations avec 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 2.12 (a)).

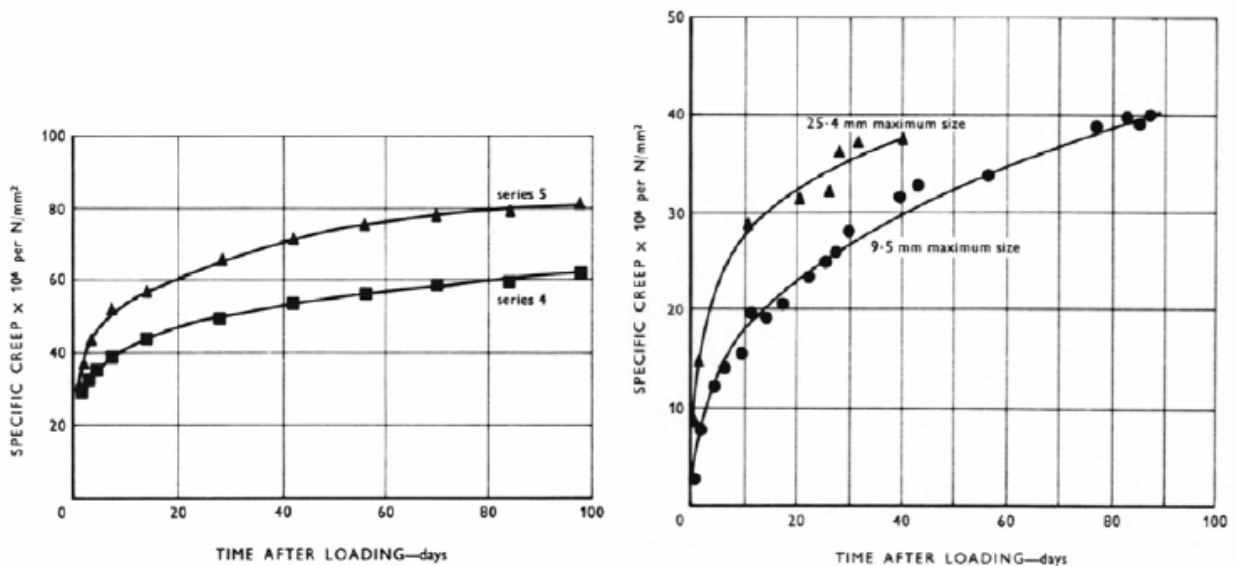


Figure 2.12 : dépendance de fluage spécifique $C(t, t')$ en traction (a) influence du ratio E/C (série 5 : E/C=0.55 série 4 : E/C=0.40) - (b) Influence de la taille de granulat (Ward & Cook, 1969)

2.5.2.2. Influence du dosage en ciment :

[L'hermite 78] constate que la déformation varie très peu avec le dosage du ciment dans le béton, avec toutefois une légère tendance à la diminution lorsque le dosage augmente. Les

résultats montrés sur la figure suivante correspond à la déformation obtenue sur des éprouvettes cylindriques (16 x 32 cm) après 3000 jours sous 100 bars (fig. 2.13)

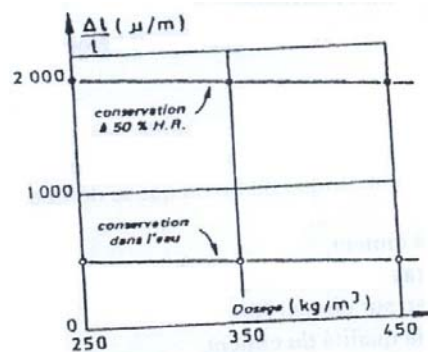


Fig. 2.13: Influence du dosage en ciment sur la déformation du béton

2.5.2.3. Influence des ajouts :

Les ajouts sont reconnus pour 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 [Pane & Hansen, 2002]. 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.

a-Le laitier de haut-fourneau (*Slag*) :

Le mouvement de l'eau entre les feuillettes des hydrates étant prépondérant pour l'activation du fluage du béton, l'addition de laitier (dosage =25% du volume de ciment) de par sa finesse, plus grande que celle du ciment, devrait engendrer une proportion d'hydrates plus importante. Ainsi, si le fluage était principalement dû au mouvement de l'eau entre les feuillettes de CSH, son amplitude devrait être réduite. L'effet contraire est souvent observé au très jeune âge par l'effet de protection temporaire du laitier sur les anhydres [Symposium RILEM 68, 69]. On observe par conséquent, une plus faible vitesse d'hydratation du liant qui engendre une capacité supérieure de déformation par fluage notamment en traction [Yonekura & al, 1988].

Par la plus grande surface spécifique du ciment au laitier (ciment au laitier=3500cm²/g ; ciment sans ajout =2500cm²/g), les fines particules de laitier s'agglomèrent autour des anhydres et empêchent l'hydratation dans les premiers jours après fabrication. La barrière qu'elles constituent, conduit sous charge à une expansion (dilatance) en limitant le retrait qui à long terme, est légèrement plus faible que le retrait du béton ordinaire. Par son comportement au jeune âge, le béton au laitier peut éventuellement être préconisé dans la composition des bétons de réparations puisqu'il possède un potentiel de fluage en traction supérieur à un béton ordinaire jusqu'à 5 jours après confection et un retrait global plus faible

[Pane & Hansen, 2002]. Ses capacités restent cependant inférieures à celles d'un béton à hautes performances (BHP) (ajout de fumée de silice).

L'hydratation plus lente observée au jeune âge, engendre une croissance des liaisons internes plus progressive entraînant une réduction de la vitesse de fluage jusqu'à long terme. Le laitier tend alors à réduire progressivement le fluage propre mais aussi, à augmenter le fluage de séchage (par augmentation de la perméabilité).

Ces plus faibles déformations sont confirmées en compression sur des bétons au laitier de haut-fourneau à maturité (28 jours). Elles sont deux fois plus faibles que celles mesurées sur des bétons ordinaires confectionnés avec un CPA classique. Dans les essais de [Jianyong & Yan 2001], un rajout de fumée de silice agit dans le même sens en réduisant d'autant plus l'état de déformation.

b-Les cendres volantes (*Fly ash*) :

L'ajout de cendres volantes intervient classiquement dans la composition d'un béton à hautes performances. Les cendres induisent une chute de résistance et de l'amplitude du retrait de séchage au jeune âge. Mais, il n'affecte pas la résistance à long terme. En parallèle, les déformations de fluage augmentent fortement [Khatri & Sirivivatnanon, 1995 ; Pane & Hansen, 2002].

c-Les fillers calcaires :

Les études sur les fillers calcaires sont plus rares, car leurs dosages dans les bétons ordinaires sont relativement faibles. C'est surtout le développement des BAP qui a suscité récemment un nouvel intérêt pour les fillers.

d-Les plastifiants et superplastifiants (*platicizers and superplasticizers*).

Les plastifiants et super plastifiants fluidifient la pâte de ciment en augmentant les forces répulsives entre les particules [Bombed, 1965]. Cette action engendre un phénomène de dilatance qui se produit à partir du moment où les grains n'exercent aucune force de liaison entre eux. Leur déplacement ne se justifie que par la charge soumise à la pesanteur.

D'un point de vue de la composition, ces ajouts permettent de réduire la quantité d'eau de la composition du béton. Leurs conséquences sur l'évolution des déformations de fluage furent observées à ratio E/C constant sur des essais menés par [Brooks 1989] qui conclut que ces additifs augmentent les déformations de fluage total d'environ 20% (figure 2.14 (a)) et que

l'amplitude est deux fois plus importante pour les déformations de fluage propre. Le retrait global est également supérieur.

e-Les polymères (fibres de polypropylène, nylon, etc.)(Polymers) :

Les polymères font partie de la gamme des nouveaux ajouts du béton .l'introduction de ces matières accroît les déformations du béton par augmentation de viscosité de la pâte de ciment [Aguado & Gettu, 1993]. Par exemple, les bétons traités avec des polymères de type fibre de polypropylène et de nylon, ont été étudiés. Des essais de chargement de fluage sont réalisés sur des poutres en béton de fibres en flexion trois points (niveaux de contrainte inférieurs à la résistance de caractérisation) [Kurtz & Balaguru 2000]. Les cinétiques de déformation de fluage observées atteignent la phase ultime de fluage tertiaire. La rupture occasionnée dans cette dernière étape s'avère bien plus ductile pour des bétons de fibres de polypropylène que pour les bétons avec fibres de nylon ou sans fibres (figure 2.14 (b)).

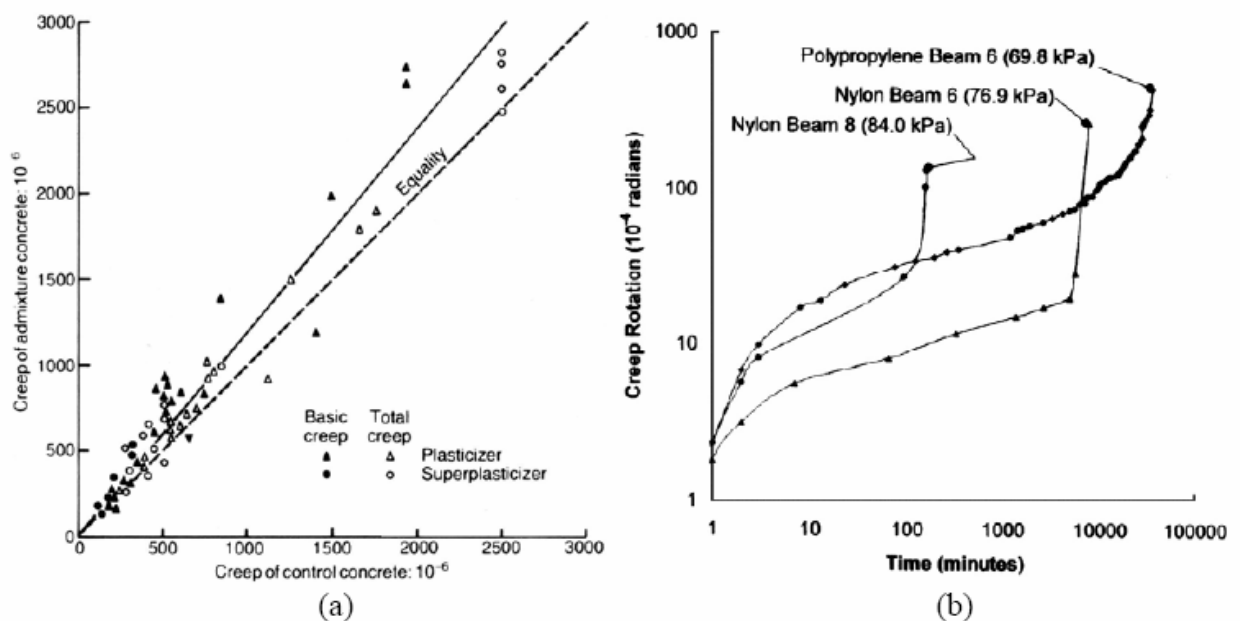


Figure 2.14 (a) Comparaison des déformations de fluage avec et sans ajouts (Brooks, 1989)
(b) Comportement de poutres en flexion sous sollicitation maintenue constante de différents bétons de fibres (Kurtz & Balaguru,2000).

f-Influence des fibres métalliques :

Les fibres peuvent couder le microfissures en retardant les macro fissures (cas de traction), et les fissures obliques (cas de compression). Tout en assurant la capacité portante et la ductilité à influe sur les caractéristiques mécaniques de béton durci parce que les fibres sont alignées favorablement l'échelle de structure.

De plus, l'action de fibres est grandement influencée par leur orientation. Pour les BAP, le sens de coulage dans le sens de coulage [Grunewald et al]. A l'inverse de BV où la vibration

peut conduire à une mauvaise distribution des fibres de manière qu'on peut avoir des régions pauvres en fibres donc faible en renforcement.

Il s'agit donc d'un produit nouveau présentant notamment une résistance à la traction encore plus faible par rapport à la compression. Les différents chercheurs sont d'accord pour dire que les fibres n'apportent pas d'amélioration appréciable en compression. Tandis que pour la traction, l'augmentation de teneur de fibres peut avoir peu conséquence soit la diminution des résistances à cause de l'augmentation de l'hétérogénéité, soit leur augmentation due à l'efficacité des fibres pour contenir les microfissures soit une stagnation si on atteint la saturation en fibres.

Dans le cas de résistance aux efforts de flexion, l'addition de fibres entraîne souvent une augmentation de résistance maximale et une augmentation de ductilité, due aux ponts et liaisons créés par les fibres placés stratégiquement et qui couture les fissures.

Les fibres ne semblent pas modifier le retrait du béton, par contre elles s'opposent à la fissuration provoquée par ce phénomène. Pour un béton ordinaire, [Houari 93] indique que les déformations de retrait sont généralement plus petites pour les bétons de fibres comparées à celle du BV.

Pour le fluage et d'après [Swamy, 79] [Burakiewitz, 80] la présence des fibres a une influence mais les résultats sont très controversés, d'une part. D'autre part d'après [Acker, 83] [Mangat, Azari, 84] [Balaguru, 85] [Houari, 93] c'est le contraire, car il existe un manque de consensus autour de l'influence des fibres.

Tableau 2.1 : récapitulatif de l'influence des ajouts du béton sur le fluage et le retrait (Al-Manaseer, 2000).

| Ingredient | Creep at constant stress-strength ratio | | Shrinkage |
|---|--|--|--|
| | Basic | Total | |
| Plasticizers and superplasticizers | Increase by 20% | Increase by 20% | Increase by 20% |
| Slag Laitier | Decrease with Increase of R | No change | Increase with Increase of R |
| Fly ash Cendre volante | Decrease with Increase for R | Decrease for R > 10% | No change |
| Silica fume | Increase for R > 7.5% No change for R < 7.5 | Increase for R > 15% Decrease For R < 15% | Decrease for R > 7.5% No change for R < 15% |

R = La masse du mélange comme pourcentage de la masse totale des cémentations matérielles

2.5.3. Paramètres de définition du produit fini (Dimensions du spécimen) :

La quantité du fluage du béton est d'autant plus élevée que la dimension du spécimen est faible (figure 2.15). Le facteur déterminant est la surface de béton exposée à l'environnement, à travers laquelle se produit l'échange d'eau, la différence du fluage entre éléments de dimensions différentes s'explique par un échange d'eau plus intense dans le cas d'une petite éprouvette.

La notion de l'épaisseur fictive est souvent utilisée comme élément de comparaison entre spécimens de dimensions différentes df est donné par

$df = \frac{2A}{O}$ A : est l'aire de la section

O O : est le périmètre en contact avec l'atmosphère

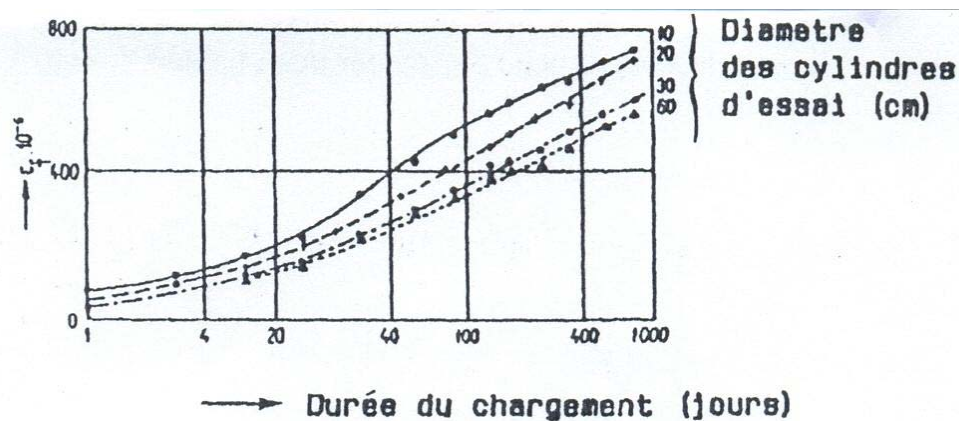


Figure 2.15 : Influence de la dimension de l'éprouvette sur le fluage de béton.

2.5.4. Paramètres en relation avec le mode d'application de la charge :

2.5.4.1. Influence du rapport (σ/f_c)

Pour un béton donné le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée σ , et inversement proportionnel à la résistance du béton f_c à l'instant de la mise en charge la relation entre σ/f_c et la déformation de fluage est montrée sur la (figure 2.16) pour différentes durées de chargement

L'hypothèse de linéarité entre contrainte appliquée et déformation du fluage est valable pour $\sigma/f_c < 0.4$ à 0.5 , ce seuil est fonction de l'âge. Au-delà de 75% de la résistance, l'essai sous chargement permanent conduit à terme, à la rupture.

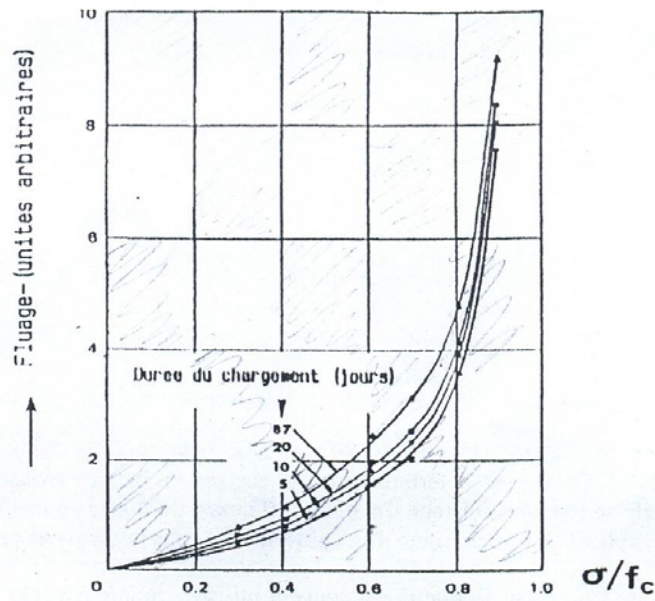


Figure 2.16 : Relation entre le rapport (σ/f_c) et la déformation de fluage

2.5.4.2. Age du béton à la mise en charge :

Selon certains chercheurs, 80 à 90% du fluage total se développe à la première avance et s'arrête au bout de la cinquième.

Certaines expérimentations montrent au contraire qu'il y a fluage même au delà vingtième année. Plus l'âge du béton à la mise en charge est avancé, moins et la valeur finale du fluage, ainsi que son évolution dans le temps comme le montrent les résultats expérimentaux de la (figure 2.17).

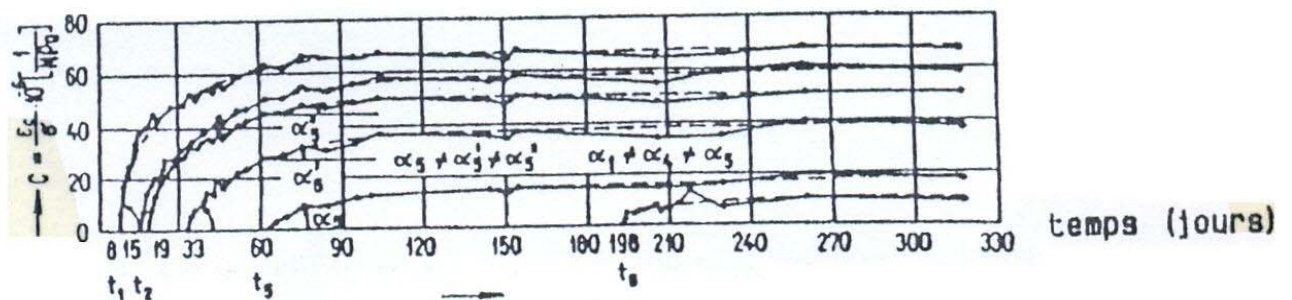


Figure 2.17 : Influence de l'âge du béton à la mise en charge sur le fluage

Les essais de fluage effectués par [Aker et Barrel] sur des éprouvettes cylindriques ($\Phi 16 \times 100\text{cm}$) chargées en compression à différents âges montrent une diminution des déformations différées totales avec l'augmentation de l'âge de béton à la mise en charge comme l'illustre la (figure 2.18).

Ce même constat est confirmé par les résultats de [l'hermite 78] montrés sur la figure (2.19). Ces résultats sont enregistrés après treize à quinze ans de chargement. Le décroissement des déformations différées avec l'accroissement de l'âge à la mise en charge est à mettre en relation avec l'accroissement de la résistance du béton en fonction du temps de durcissement initial.

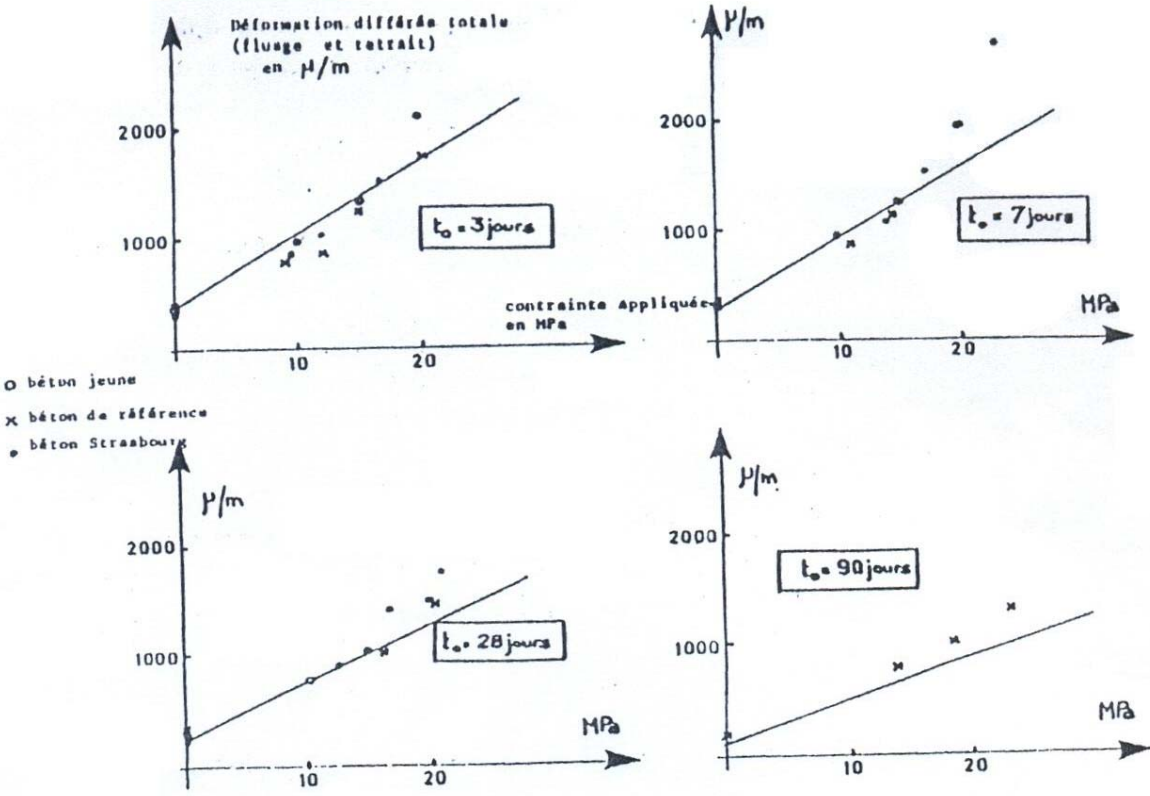


Figure 2.18: Variation de déformation différée totale avec l'augmentation de l'âge de trois bétons différents à la mise en charge.

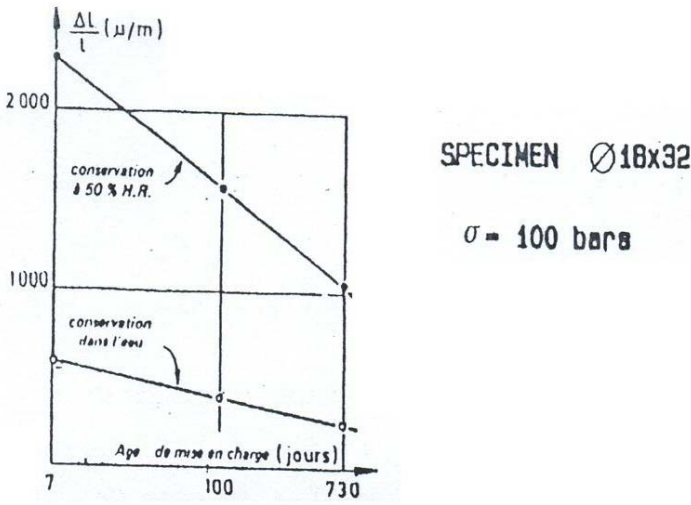


Figure 2.19 : Influence de l'augmentation de l'âge du béton sur le fluage avec différents mode de conservation.

2.5.4.3. Influence du type de chargement :

La cinétique de déformation de fluage présente des différences selon si on maintient constante une charge ou une contrainte (figure 2.20 (a)). Principalement, un écart visible sur la valeur de la vitesse de déformation de la phase de fluage secondaire est constaté. Les phases de fluage primaire et

tertiaire restent peu sensibles à la distinction de contrainte constante ou de charge constante (figure 2.20 (b)) [Lukas & al, 1996].

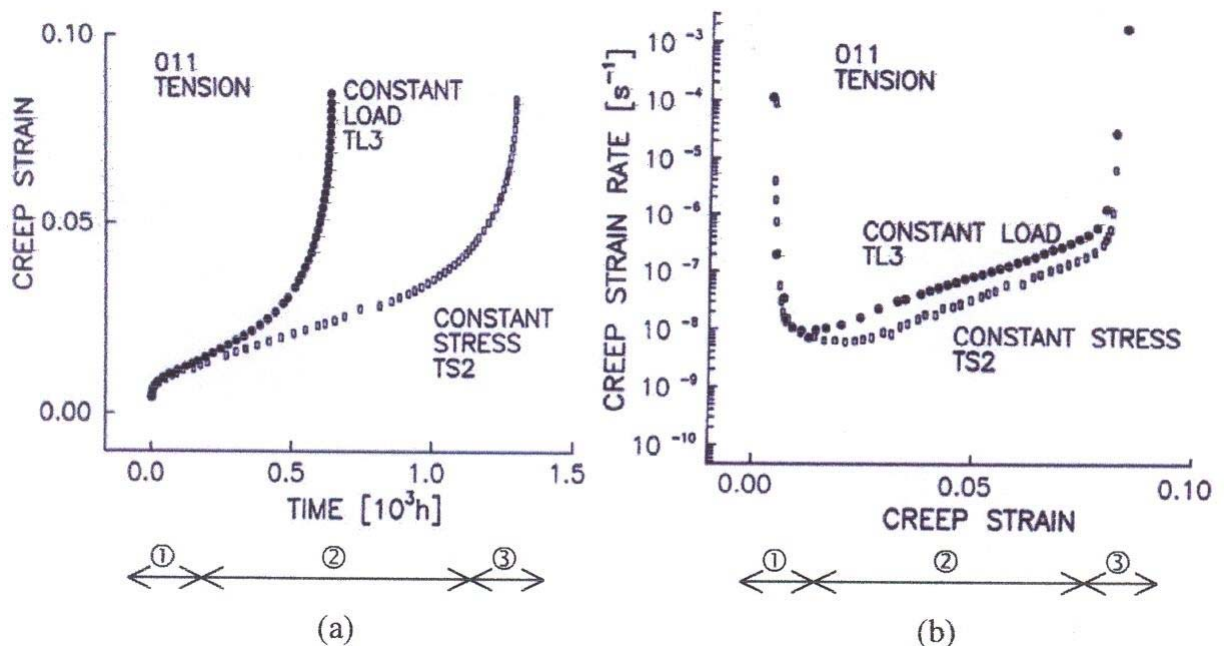


Figure 2.20 : (a) Evolution de la déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction
(b) Evolution du taux de déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction
(Lukas & al, 1996)

Généralement dans le cas réel des structures, la plupart des essais expérimentaux sur le fluage est conduite à charge constante et non à contrainte constante [Acker, 1980]. C'est pourquoi, même si les déformations de fluage sont obtenues sous charge constante, elles pourront provenir de certaines croissantes, dans le domaine non linéaire de comportement notamment.

Sous charge élevée, la déformation peut conduire à la rupture par des contraintes excédent la résistance du matériau.

2.5.5. 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. Dans cette partie, leur contribution vis-à-vis

de la fissuration a été démontré d'après des observations en laboratoire et des mesures de déformations différées du béton dans des conditions environnementales naturelles.

2.5.5.1. Les mouvements de l'eau :

L'eau est un facteur de déformation du béton [Neville, 1996]. Les bétons fortement dosés en eau fluent car ils deviennent aussi plus poreux à maturité [Smadi, & al, 1987]. La pâte de ciment elle-même possède des capillaires de plus grande taille, permettant de retenir une plus grande quantité d'eau.

Jusqu'à maturité, la déformation sous chargement se produit simultanément avec le processus d'hydratation du ciment. Ces deux mécanismes évoluent en interaction jusqu'à l'apparition des silicates anhydres qui stoppent les variations hydriques par l'hydratation et le durcissement de la microstructure. Le caractère aléatoire du mûrissement du béton implique une répartition non homogène de la teneur en eau dans l'élément jusqu'à l'équilibre [Bazant & Chern, 1985 ; Bazan & al, 1993]. Par conséquent, la cinétique de fluage, par sa dépendance vis-à-vis de l'état hydrique, est modifiée et conduit au développement de déformations différées d'amplitudes variables [Kovler, 1995]. Après durcissement du béton, la déformation de fluage évolue au travers d'un matériau plus stable.

2.5.5.2. 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 et 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 ou, une température élevée accélère le processus d'hydratation du ciment pour produire un durcissement plus rapide en ralentissement 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 2.21) [Rungrojsartis & al., 1985]. 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 [Bazant & Wang, 1983].

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 [Wittmann, 1980]. 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 résistances. 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 [Bombléd, 1965]. 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.

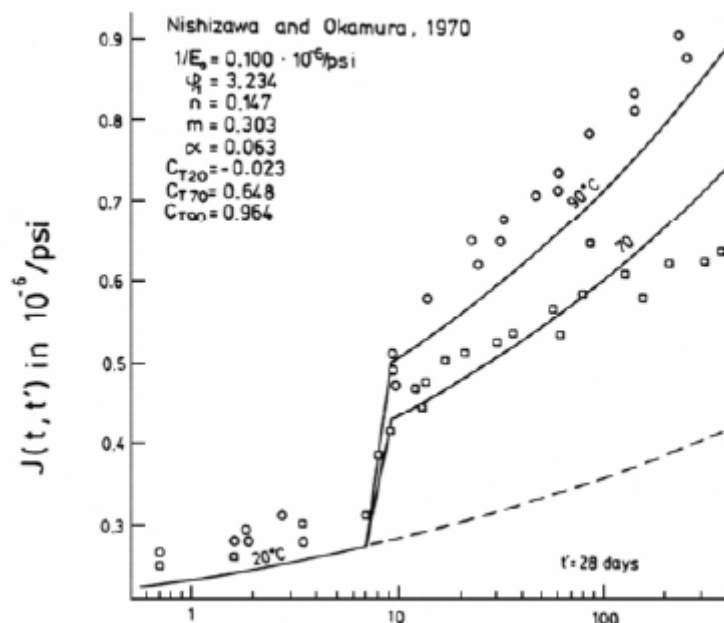


Figure 2.21 : Augmentation de la complaisance $J(t, t')$ par élévation de température (Bazant & Panula, 1978)

2.5.5.3. 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 [Marécos, 1985]. Des tests de fluage ont démontré des variations de déformation différée pour différents traitements thermiques [Acker, 1987]. 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 températures qui s'établissent journalièrement. Les mesures sur site ont déjà montré un ralentissement des déformations de fluage pour des températures basses (en saison hivernale).

Par 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 [Perzo, 1987].

2.6. 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 [Kovler, 1995]. Cette interaction nous a amené 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 2.22 (b)). Par opposition, un gonflement (*wetting*) s'observe par immersion de l'éprouvette (ou lors de conditions hygrométriques saturées) (figure 2.22 (a)) [Coquillat, 1987].

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 $\mu\text{m}/\text{m}$ [Bissonnette & Poigeon, 2000]. Des processus de fissuration intrinsèques au retrait sont donc prévisibles.

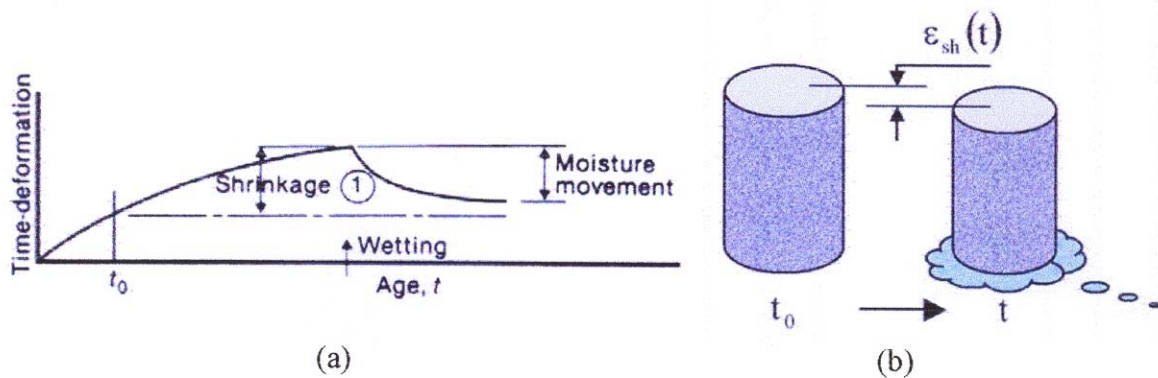


Figure 2.22: (a) Déformation différée de retrait d'un spécimen non chargé : Illustration de la cinétique de retrait (*shrinkage*) et, du gonflement (*wetting*) par variation hydrique (*moisture movement*) (Neville & al, 1983) – (b) Variation volumique d'une éprouvette de béton au retrait

Plusieurs types de retrait se succèdent à partir de la fabrication du béton et jusqu'à maturité. Les déformations dans la littérature sont nombreuses et parfois multiples pour un même type de retrait.

2.6.1. Retrait 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 » [Coquillat, 1987]. Ce premier retrait, mis en évidence par Le Chatelier en 1894 d'où la dénomination « Contraction de Le Chatelier », 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 [Acker, 1988].

Avant la prise de la pâte de ciment, il est possible d'observer un retrait d'évaporation ou retrait plastique [Le Moniteur, 1972]. 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 prématuré de l'hydratation. En conséquence, une faible résistance du béton et une durabilité limitée à long terme seraient obtenues [Audenaert & De Schutter, 2002]. 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 [Le Moniteur, 1972]. 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.

2.6.2. 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 étreinte où les particules de ciment se soudent, formant entre eux des ponts cristallins (figure 2.23. (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 [Acker, 1992]. Ce retrait est aussi qualifié de retrait d'auto dessiccation. 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 analogues à un départ d'eau.

Le retrait endogène est également influencé par le nombre et le type de granulats 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 2.23. (b)) [Pane & Hansen, 2002 ; Smadi & Slate, 1989]. Un béton de granulats calcaires concassés donnera un plus fort retrait qu'un béton de granulats quartzeux ou de granulats roulés [Le Moniteur, 1972]. Enfin, un ratio E/C plus faible produit un retrait endogène plus important [Pane & Hansen, 2002].

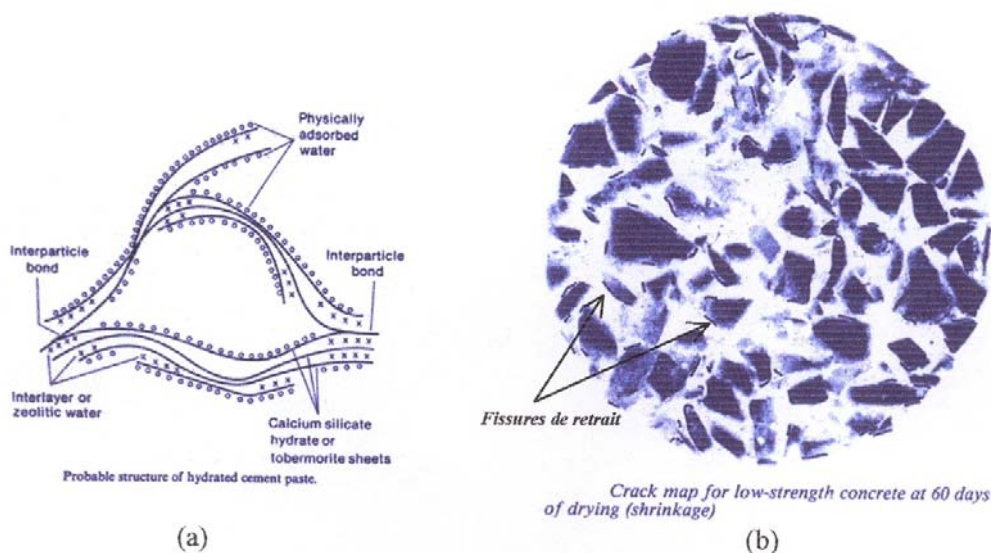


Figure 2.23 (a) Ponts cristallins (*Interparticle bond*) lors de la prise (Neville & al, 18983)
(b) Localisation de fissure de retrait sur la coupe d'une éprouvette (Smadi & Slate, 1989).

Le retrait endogène est un des processus intrinsèques du béton car il ne dépend que des propriétés du matériau [Acker & Ulm, 2001]. 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 C₃A.

2.6.3. Retrait thermique :

La réaction d'hydratation peut devenir fortement exothermique et provoquer de forts gradients de température. Au cœur 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 [Le Moniteur, 1972 ; Coquillat, Acker, 1988]. 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 4 à 5 jours. Par conséquent, le retrait thermique est effectif à très court terme.

2.6.4. 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 de la composition de béton. Le retrait de séchage est notamment diminué si la proportion « granulats/pâte de ciment » augmente [Bissonnette & Pigeon, 2000].

Ce retrait hydrique n'est pas un processus intrinsèque du béton car les transferts hydriques du cœur de l'élément vers l'extérieur, amènent à considérer la taille et de la géométrie des éléments [Acker & Ulm, 2001]. En particulier, de forts gradients hydriques sont maintenus longtemps au voisinage de la surface [Acker, 1988].

2.7. Modélisation :

2.7.1. Modèles réglementaires :

Il existe plusieurs modèles pratiques pour l'estimation des déformations de fluage et de retrait. Les modèles sont différents par leurs degrés de précision et aussi par la simplicité de leurs formulations.

Nous donnerons par la suite, un aperçu rapide sur les modèles suivants :

Modèles réglementaires

- 1- modèle du code CEB-FIP (90) (Comité Euro international du Béton).
- 2- modèle du comité ACI 209 (92) (American Concrete Institute).

- 3- modèle de Eurocode 2 (01).
- 4- modèle de BPEL (99).
- 5- modèle de Bazant.

2.7.1.1. Modèle de fluage du CEB FIP :

Dans le modèle de fluage du code [CEB-FIP 91], la déformation du béton ε à l'instant t consécutive à l'application d'une contrainte σ à l'âge t_0 s'écrit en fonction du module élastique à 28 jours, du module élastique à t_0 , et de la fonction de fluage ϕ (équation.1).

$$\varepsilon(t, t_0) = \sigma(t_0) \left[\frac{1}{E(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{28j}} \right] \quad \text{Equ 1}$$

La fonction de fluage ϕ se décompose en quatre termes :

$$\phi(t, t_0) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t - t_0) \quad \text{Equ 2}$$

Le coefficient ϕ_{RH} permet de prendre en compte l'humidité relative ambiante RH (en %) et l'échelle de la pièce définie par $h = 2A/p$ (en mm), où A est l'aire de la section et p le périmètre de la section en contact avec l'air ambiant (équation.3).

Le coefficient $\beta(f_{cm})$ dépend de la résistance à la compression à 28 jours f_{cm} (en MPa) (équation 4)

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.46(h/100)^{1/3}} \quad \text{Equ 3}$$

Le coefficient $\beta(f_{cm})$ dépend de la résistance à la compression à 28 jours f_{cm} (en MPa) (équation 4)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}} \quad \text{Equ 4}$$

Le coefficient $\beta(t_0)$ dépend de l'âge du chargement (équation.5).

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \text{Equ 5}$$

Le coefficient β_c s'écrit suivant l'équation.6 :

$$\beta_C(t-t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_H + (t-t_0)} \right]^{0.3} \quad \text{Equ 6}$$

Où β_H est la borne inférieure définie ci dessous:

$$\beta_H = \min\left(150 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{100}\right)^{0.3} \right] \frac{h}{100} + 250; 1500\right) \quad \text{Equ 7}$$

2.7.1.2. Le modèle de fluage Eurocode 2 :

Le modèle de fluage européen Eurocode 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). Pour les structures courantes, la vérification des déformations différées de fluage et de retrait ne semble pas toujours nécessaire. A l'inverse, lorsqu'il s'agit de structures particulièrement sensibles aux mécanismes différés, ces règles de calcul ne semblent pas toujours suffisantes (Article 2.5.1.5, AFNOR 2, 1992).

a. Limite d'application du modèle :

$$12/15 \text{MPa} \leq f_c \leq 50/60 \text{MPa}$$

$$\sigma \leq 45\% \times f_c$$

$$40\% \leq RH \leq 100\%$$

Durée minimale du cure du béton = $t_0 \geq 0.5$ jour

Température moyenne : $T = 10$ à 20 °C

La déformation totale du béton $\varepsilon(t)$ inclut la déformation sous charge $\varepsilon_c(t)$ et les déformations induites hors chargement (retrait $\varepsilon_{th}(t)$ ou effet thermique $\varepsilon_{th}(t)$, par exemple).

b. Déformation de fluage :

La déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ est obtenue d'après le coefficient de fluage $\phi(t, t')$ et la raideur tangente conventionnelle à 28 jours du béton E_{i28} .

$$\varepsilon_{fl}(t) = \frac{\phi(t, t')}{E_{i28}} \sigma(t) \quad \text{Equ 8}$$

Le coefficient de fluage $\phi(t, t')$ (l'équation 8) dépend d'un coefficient de fluage fictif ϕ_0 l'équation et d'une fonction $\beta(t, t')$ quantifiant l'amplitude de la déformation en fonction de la durée de chargement (t, t') (équation 9)

$$\phi(t, t') = \phi_0 \times \beta_c(t - t') \quad \text{Equ 9}$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(\overline{f_c}) \times \beta(t') f \quad \text{Equ 10}$$

2.7.1.3. Le modèle de fluage BPEL 91 :

Le modèle de fluage du règlement de Béton Précontraint aux Etat 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. De larges déformations de fluage apparaissent au sein d'ouvrages en béton précontraint qui représentent généralement des structures non courantes.

a. Déformation de fluage :

La déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ est calculée sur la base de la déformation instantanée conventionnelle à 28 jours ε_{ic} (équation 10) et du coefficient de fluage $\phi(t, t')$ (équation 11)

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic} \phi(t, t') \quad \text{Equ 11}$$

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma(t)}{E_{i28}} \quad \text{Equ 12}$$

Le coefficient de fluage $\phi(t, t')$ résulte de produit du coefficient de fluage K_{fl} (équation 12) avec une fonction de fluage $f(t, t')$ qui quantifie l'amplitude de la déformation en fonction de la durée de maintien de chargement (t, t') (équation 13).

$$\phi(t, t') = K_{fl}(t') f(t - t') \quad \text{Equ 13}$$

$$K_{fl}(t') = k_s [k_e + k_c \times k(t')] \quad \text{Equ 14}$$

$$f(t - t') = \frac{(t - t')^{1/2}}{(t - t')^{1/2} + 5\sqrt{r_m}} \quad \text{Equ 15}$$

E_{i28} est le module de raideur tangent conventionnelle à 28 jours du béton et r_m , est le rayon moyen de l'élément béton (en cm).

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

- pour k_s , une fonction de ratio ρ_s de la section d'acier longitudinal par rapport à la section transverse de béton.
- pour k_e , la limite inférieure de coefficient de fluage du béton à long terme (non armé).

- pour k_s , la considération des conditions ambiantes ρ_h % et de la taille de la pièce (r_m).
- pour $k(t')$, la prise en compte de mûrissement à l'âge du béton au chargement t' (en jours).

$$k_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s} \quad \text{Equ 16}$$

$$\rho_s = A_l / B_t \quad \text{Equ 17}$$

Remarque s'il s'agit d'un béton sans armatures, $\rho_s = 0$ et $k_s = 1$. $k_e = 0.40$

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2}{3} \times \frac{100 - \rho_h}{20 + r_m} \quad \text{Equ 18}$$

$$k(t') = \frac{100}{100 + t'} \quad \text{Equ 19}$$

2.7.1.4. Le modèle de fluage ACI 209 :

Le modèle de fluage Américain ACI 209 possède peu de limites d'application. Il tient compte des caractéristiques du matériau. Néanmoins, il ne distingue pas les déformations de fluage propre et le fluage de dessiccation. Le modèle B3 constitue une amélioration dans cette description des déformations du modèle ACI 209.

a. Déformation de fluage :

La déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ évolue en fonction de la valeur de coefficient de fluage $\varphi(t, t')$ (Équation 19), défini par les paramètres d'intervalle de temps (t, t') et du coefficient $\varphi_\infty(t')$ pour le fluage à long terme.

$$\varepsilon_{fl}(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t')} \varphi(t, t') \quad \text{Equ 20}$$

$$\varphi(t, t') = \frac{(t - t')^{0.6}}{10 + (t - t')} \varphi_\infty(t') \quad \text{Equ 21}$$

Le coefficient de fluage ultime $\varphi_\infty(t')$ (équation 21) est fonction de six paramètres de matériau $K_1^c(t')$ K_2^c K_3^c K_4^c K_5^c K_6^c qui dépendent respectivement (1) de l'âge t' de béton au chargement, (2) de l'humidité relative du milieu environnemental (HR), (3) de la taille de

la forme de l'élément de béton (d_{\min} ou V/S), (4) de consistance de béton frais (Slump), (5) du rapport au totale des granulats (f/a) et, (6) du pourcentage d'air occlus A%.

$$\varphi_{\infty}(t') = 2.35K_1^c(t')K_2^cK_3^cK_4^cK_5^6K_6^c \quad \text{Equ 22}$$

2.8. Conclusion :

Cette analyse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène fluage. Elle permet d'en identifier les caractéristiques essentielles. Ainsi les aspects macroscopiques qui nous paraissent les plus importantes à prendre en considération. Ensuite ainsi l'analyse du processus de séchage « retrait », met en évidence que l'application d'un chargement se modifie significativement.

La prédiction des déformations différées du béton est d'une importance prépondérante dans l'étude de la durabilité et de l'aptitude au fonctionnement à long terme des structures en béton (ponts, enceintes de confinement des bâtiments réacteurs nucléaires ...). En effet, elles peuvent être à l'origine de la fissuration, de pertes de précontrainte, d'une redistribution des contraintes et mêmes, rarement, de la ruine de l'ouvrage. Une de ces déformations est : le fluage, qui est un phénomène connu mais pas encore totalement maîtrisé (Tamtsia et Beaudoin 2000), compte tenu de sa dépendance d'un nombre considérable de facteurs. Il occupe des chercheurs et des théoriciens depuis longtemps, et a fait l'objet d'un très grand nombre d'études et de publications. Certains d'entre eux l'attribuent au déplacement des couches de molécules d'eau entre feuillets du CSH sous l'effet des contraintes appliquées. D'autres estiment qu'il est dû au mouvement de ces feuillets ou lamelles.

Le fluage de béton est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, ces principaux paramètres ayant une influence sur le fluage sont : la composition et la structure de la pâte, l'âge et taux de chargement, les conditions de conservation, le type de sollicitations, les dimensions des éprouvette testées.

Pour le fluage en traction ou en flexion, très peu d'études expérimentales existent dans la littérature à ce sujet. La majorité des études expérimentales a porté sur le fluage en compression. Les résultats semblent néanmoins montrer qu'il y a peu de différence entre la traction et la compression (Brooks et Neville 1977).

Les publications actuelles sur le comportement des BAP sous charge maintenue sont très peu pour ne pas dire nulles due à la complicité de ce phénomène. Notre recherche est l'une des

premières expériences Algérienne sur l'étude de la possibilité de concevoir des BAP à base des matériaux locaux

Dans notre investigation, nous allons mener une étude expérimentale sur le comportement différé du béton autoplaçant sous sollicitation de flexion quatre points ; influence des paramètres de compositions (nature de béton, teneur en fines (rapport F/F+C), l'ajout des fibres métalliques), paramètres de chargement (taux de chargement, âge de chargement) et paramètres d'environnement (la température, humidité relative), en se basant sur la méthode (approche japonaise) pour la formulation de nos BAP et le comparé avec le BV.

PREMIÈRE PARTIE :

REVUE

DE

LITTÉRATURE

CHAPITRE 1 :

BETON

AUTOPLAÇANT

1. MATERIAU DE BASE : BETON AUTOPLACANT

1.1. Historique:

Afin de suivre les progrès réalisés dans les procédures de construction et les conceptions des ouvrages, et afin de satisfaire aux critères politico-economiques et environnementaux, les ingénieurs et les technologues qui traitent directement ou indirectement du béton doivent sans cesse améliorer leur connaissance sur les propriétés de béton autoplaçant de construction qui est le plus utilisé dans le monde (1000 kg/habitant/année)

On assiste aujourd'hui à un développement de la recherche dans les universités en étroite collaboration avec l'industrie dans le but de perfectionner et d'industrialiser toujours plus les procédés de fabrication, pour des raisons de rentabilité à court terme probablement la pratique impose des problèmes à la recherche scientifique.

C'est dans cet ordre d'idées que plusieurs compagnies, centres de recherche et universités dans le monde ont dirigé leur études vers le développement d'une nouvelle gamme de béton qui s'adapte bien à l'état actuel du développement des structures du point de vue théorique et architectural (structure qui se caractérisent par la complexité de leurs modèles, forme variable et courbures multiples et à ferrailages très congestionnés), face à une main d'œuvre de moins en moins qualifiée engendrant une perte de connaissance, notamment dans les techniques de vibration de béton surtout au Japon.

1.2. Définition :

Ces nouveaux bétons sont des bétons fluides autoplaçants qui se mettent en place dans les coffrages sans efforts de vibration tout en garantissant des structures résistantes et durables, ce sont des bétons qui contiennent plusieurs combinaisons de matériaux cimentaires et ajouts chimiques. Les recherches "techniques" ont formé que le béton BAP ou BAN peut développer de bonnes propriétés or théologiques à l'état frais et une excellente durabilité à l'état durci.

L'idée de ces bétons a été lancée vers le milieu des années 1980 par les chercheurs de l'université de Tokyo, puis a été reprise rapidement par les grands groupes industriels japonais (Taisei, Kajima, Obayashi,...)

1.3. Les avantages des bétons autoplaçants

- l'absence de vibration et donc de nuisances sonores.
- des aspects de surface d'une bonne régularité.

- une diminution de risque de fissuration
- un gain de temps sur les bétonnages.
- une pénibilité fortement réduite pour les maçons.
- une suppression des risques d'accident liés à la manutention de la benne.
- une économie de mains d'œuvres et un meilleur enrobage des armatures.
- une bonne planimétrie du support fini.

1.4. L'utilisation de BAP

L'utilisation de cette nouvelle gamme de béton devient de plus en plus répandue partout dans le monde. En effet, depuis son développement au Japon 1988, comme une extension de la technologie du bétonnage sous l'eau, le nombre d'ouvrages réalisés avec les bétons autoplacants (BAP) ne cesse d'augmenter surtout au Japon où l'utilisation de ce produit est devenue populaire dans le domaine de la construction. Les bétons autoplacants offrent un grand nombre de possibilités très intéressantes dans de nombreux domaines les constructions d'ouvrages d'art, renforcement et réparation d'ouvrage d'art (application de couches minces dans des endroits difficiles d'accès), construction d'éléments préfabriqués à haute résistance, moulage et mise au point de bétons pour toutes utilisations (béton coulés sous l'eau pour des réparations, bétons confinés, pieux, systèmes pour stabiliser des déchets...). En effet, plusieurs structures ont été réalisées en faisant appel à la technologie des BAP. La majorité de ces ouvrages a été réalisée au Japon puisque c'est dans ce pays qu'a été développé ce nouveau matériau.

A titre d'exemple, nous citerons les réalisations suivantes au Japon :

- Le pont KIBA PARK où 650 m³ de BAP ont été utilisés avec une résistance à la compression à 28 jours de 60 MPa
- Le pont AKASHI KAIKYO 1998, date de son achèvement, le plus long pont suspendu au monde (3910 m) où 24000 m³ de BAP a été versé dans les coffrages des fondations et des piliers très congestionnés sans vibration [Okamura et coll, 1991]
- Le bâtiment "LANDMARKTOWER" où un BAP d'excellente déformabilité a été mis en place avec succès dans 66 colonnes de 40 m de hauteur chacune [Haykawa et coll 1995].
- Le stade de Fu Kuoka où 10000 m³ de BAP ont été utilisés pour des sections très ferrillées et des formes compliquées [Izumi et coll 1995].

D'autre part, plusieurs autres structures (réservoirs, murs de soutènement, poteaux...) ont été construites totalement ou partiellement avec des bétons armés.

1.5. Le béton autoplaçant : concept et formulation :

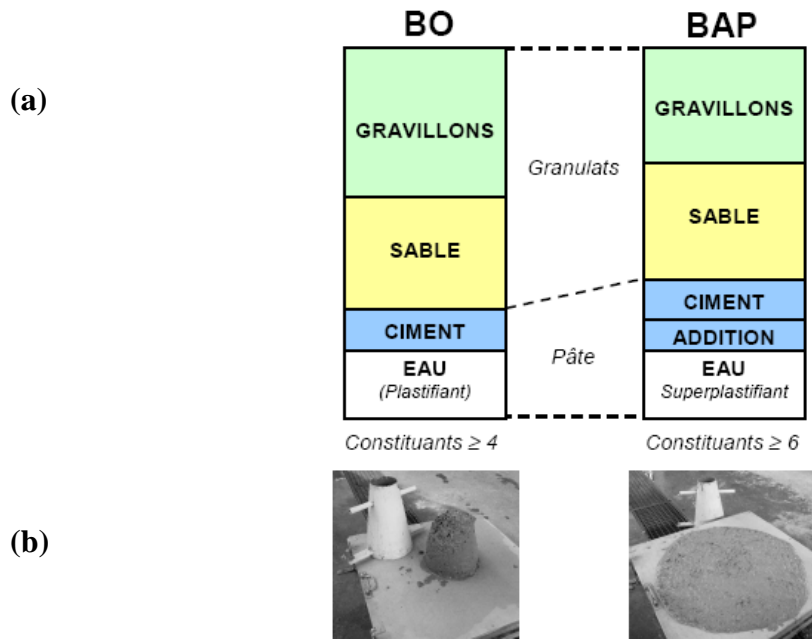
Dans ce chapitre sont présentées les grandes familles de méthodes de formulation des bétons autoplaçants, des empiriques aux plus sophistiquées. Avant d'aborder la formulation, nous rappelons le principe du béton autoplaçant et les différents essais utilisés pour sa caractérisation à l'état frais.

1.5.1. Concept du béton autoplaçant :

Au Japon, le nombre d'ouvriers qualifiés dans la construction n'a cessé de diminuer depuis le début des années 1980, engendrant une perte de connaissance, notamment dans les techniques de vibration du béton. L'utilisation de bétons très fluides, ne nécessitant pas d'apport d'énergie extérieure pour le serrage, est apparue comme une solution possible à ce problème [Okamura 00] C'est ainsi qu'est né le concept des bétons autocompactants ("self-compacting concrete", traduit par béton Autoplaçant ou béton autonivellant). Outre leur facilité de mise en oeuvre, de tels bétons présentent aussi l'intérêt de réduire le temps de travail sur chantier.

Les bétons autoplaçants (BAP) se distinguent donc des bétons dits ordinaires (BO), ou bétons vibré, par leurs propriétés à l'état frais [AFGC 00] [Sedran 99]. Ils sont capables de s'écouler sous leur propre poids, quel que soit le confinement du milieu, et restent homogènes au cours de l'écoulement (absence de ségrégation dynamique) et une fois en place (absence de ségrégation statique).

Pour parvenir au cahier des charges, les BAP sont formulés différemment des BO. Dans leur cas, la pâte, définie comme le mélange du ciment, de l'eau et d'une addition, est privilégiée au détriment des gravillons (figure 1.1). En général, les BAP possèdent un même dosage en ciment et en eau que les BO, ainsi qu'un volume de sable assez proche. C'est donc principalement l'ajout d'une addition qui sert de substitut aux gravillons. Les proportions exactes de chaque constituant dépendent bien sûr de la méthode de formulation choisie.



**Figure 1.1 : (a) Composition d'un béton ordinaire (BO) et d'un BAP
(b) Aspect à l'état frais d'un BO plastique et d'un BAP.**

Le rôle de la pâte est de séparer les gravillons pour limiter les contacts, en particulier dans les milieux ferrailés, et ainsi prévenir la formation de voûtes susceptibles de bloquer l'écoulement.

Le volume important d'éléments fins permet aussi de garantir le compromis entre la stabilité et la maniabilité. Mais il n'est pas suffisant pour atteindre la fluidité. Il est nécessaire d'ajouter aux bétons un défloculant, sans lequel la demande en eau du mélange serait trop élevée. Le début du développement des BAP en France coïncide d'ailleurs à l'arrivée des superplastifiants de type polycarboxylate, à fort pouvoir défloculant. Ces adjuvants ont un double effet, électrique et stérique, qui leur permet de disperser au mieux les particules.

1.5.2. La formulation des bétons autoplaçants :

Formuler un béton, c'est trouver un arrangement des divers constituants répondant à un cahier des charges donné. Dans les cas courants, le cahier des charges concerne la résistance à la compression à 28 jours et la consistance, c'est-à-dire l'affaissement au cône d'Abrams. Pour des chantiers plus spécifiques, d'autres propriétés peuvent être demandées, comme, par exemple, une prise retardée, une résistance élevée au jeune âge, ou un dégagement de chaleur minimal. La solution trouvée doit si possible être optimale, ce qui signifie bien souvent avoir le plus faible prix de revient.

Pour formuler les bétons ordinaires, la méthode la plus utilisée dans l'industrie est celle dite de Dreux-Gorisse. Elle propose différents abaques pour estimer les dosages en eau et en ciment permettant d'obtenir la résistance et l'affaissement souhaités. Elle se distingue également par une méthode originale pour proportionner les granulats, qui consiste à caler la courbe granulométrique du mélange sables / gravillons sur une courbe de référence.

La mise au point d'une formule de BAP est beaucoup plus complexe, parce que, d'abord, les constituants sont au nombre minimal de six, contre quatre dans le cas des bétons ordinaires. Ensuite, le cahier des charges d'un BAP comporte plus de clauses, en particulier à l'état frais ; il faut réaliser, en plus de l'essai au cône, l'essai à la boîte en L et l'essai de stabilité au tamis. Enfin, et surtout, les propriétés des BAP sont contradictoires ; un béton riche d'une pâte fluide est très sensible à la ségrégation.

1.5.3. Pratique actuelle de la formulation des BAP :

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse n'est en effet pas adaptée, car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions. La formulation se fait donc sur la base de l'expérience acquise ces dernières années.

Par chance, le cahier des charges des BAP est très souvent réduit à sa plus simple expression, puisqu'il ne concerne que les propriétés à l'état frais. En fait, le client majoritaire des fabricants de béton près emploi, est l'industrie du bâtiment, qui utilise principalement des bétons de 25 à 35 MPa. Or, par expérience, on sait que ces résistances "ordinaires" sont facilement atteintes par les BAP (d'autant plus que leurs rapports E/C sont proches de ceux des BO qu'ils doivent remplacer). En outre, l'aspect économique n'est pas encore le critère prédominant de la formulation ; les dosages en superplastifiant et en fines ne sont donc pas bornés. Il est vrai, paradoxalement, que l'utilisation des agents de viscosité n'est pas très diffusée, justement à cause de leur coût.

Avec le temps, et le retour d'expérience, certaines plages se sont dessinées pour chaque constituant, facilitant un peu le travail au formulateur.

- Le volume de gravillons est limité en prenant un rapport G/S (masse de gravillons sur masse de sable) proche de 1.
- Le volume de pâte varie entre 330 et 400 l/m³.

- La masse de ciment est supérieure ou égale au minimum requis par la norme du BPE (P18-305), soit en général de 300 à 350 kg/m³. En complément, la masse d'addition se situe entre 120 et 200 kg/m³.
- Le dosage en superplastifiant est proche de son dosage à saturation.

La formulation se fait par tâtonnement sur la base de ces plages. Certains formulateurs ont certes développés leur propre outil. Ce sont le plus souvent des méthodes dérivées de la méthode Dreux-Gorisse, avec une courbe granulométrique de référence englobant les éléments fins. Ces approches sont intéressantes dans le sens où elles permettent de détecter les classes granulaires manquantes. On ne peut toutefois pas les considérer comme des techniques à proprement parler de composition, car il n'existe pas de courbe de référence universelle (nous le voyons au chapitre suivant : la granulométrie n'est pas suffisante pour décrire un empilement, puisque la forme des grains est un facteur tout aussi essentiel). Ce sont plus des supports qui facilitent la formulation.

Après la conception sur le papier, la formule est vérifiée et optimisée par des essais effectués la plupart du temps directement en centrale à béton. Le nombre d'essais à réaliser dépend de la justesse de la composition initiale. Par ailleurs, le diagnostic d'une mauvaise formule est rendu difficile, en centrale à béton, par les erreurs inhérentes au dispositif de fabrication ; par exemple, la teneur en eau exacte du sable fait parfois défaut. On comprend dès lors le caractère fastidieux que peut prendre la formulation d'un BAP.

Il est à noter enfin que les précurseurs et les acteurs de la formulation - sur le terrain - sont les fournisseurs en adjuvants, ce qui est tout à fait cohérent avec le rôle fondamental du superplastifiant dans le concept du BAP.

1.5.4. Techniques de formulation des BAP :

Il existe dans la littérature des techniques de formulation moins empiriques. On présente ci-dessous une revue des grandes familles d'approches.

1.5.4.1. Méthodes basées sur l'optimisation des mortiers :

[Okamura 00], le concepteur des BAP, propose de les formuler en composant en premier lieu le mortier du béton. Dans le mortier, la proportion de sable est posée arbitrairement. Il reste ensuite à trouver expérimentalement les dosages en eau et en superplastifiant, pour un liant donné (rapport massique ciment sur addition fixé), et suivant certains critères de rhéologie. La

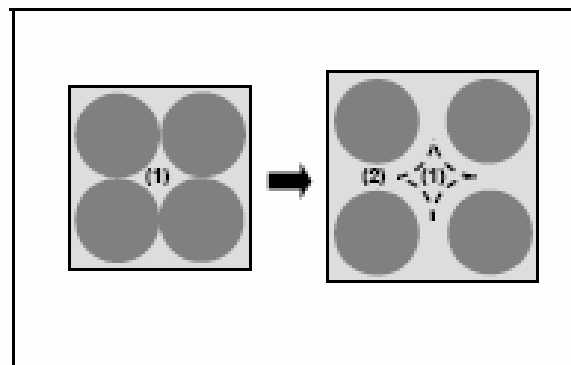
formule finale est obtenue en ajoutant au mortier un volume de gravillons limité, de manière sécuritaire, à la moitié de leur compacité.

A la suite d'une optimisation identique du mortier, [Ouchi al 99] proposent de doser les gravillons en cherchant expérimentalement leur volume limite menant à un blocage. Ce volume est évalué en comparant l'écoulement du mortier dans un entonnoir avec et sans gravillons.

La formulation d'un BAP par le biais de son mortier trouve sa justification dans quelques publications. [Billberg 99] et [Jacobs 99] montrent à cet effet que la rhéologie d'un béton se corrèle bien avec celle de son mortier.

1.5.4.2. Méthodes basées sur l'optimisation du volume de pâte :

Le béton est considéré ici comme un mélange biphasique, avec une phase solide, les granulats, et une phase liquide, la pâte. Dans le cas d'un BAP, la pâte joue un rôle prédominant. [Oh et al 99] introduisent la notion d'excès de pâte schématisée sur la figure 1.2. La formulation consiste à déterminer la quantité de pâte en excès optimale pour fluidifier le BAP et limiter les problèmes de blocage.



**Fig. 1.2 : Notion d'excès de pâte :
la pâte remplit la porosité (1) et écarte les granulats (2).**

[Oh et al 99] ont obtenu par l'expérience des équations reliant l'épaisseur de la pâte autour des granulats et les constantes du modèle de Bingham (seuil de cisaillement et viscosité) du béton, exprimées par rapport à celles de la pâte. Lors de la formulation, il faut d'abord optimiser et caractériser la rhéologie de la pâte, puis déterminer à l'aide de ces équations la proportion minimale de pâte nécessaire pour fluidifier le béton. Les auteurs ne proposent pas de méthode pour doser la pâte par rapport au blocage.

Il existe une approche similaire du dosage de la pâte mise au point par [Tangtermsirikul, 95]. [Pettersson 99] et [Bui 99]. Cette fois, deux critères, calés aussi expérimentalement, sont proposés : un volume de pâte minimal vis à vis de la fluidité, et un volume de pâte minimal vis à vis du blocage.

La notion d'excès de pâte a également été proposée par [Chanvillard et al 96] dans une méthode de formulation des bétons de sable.

1.5.4.3. Méthodes basées sur l'optimisation du squelette granulaire :

La formulation des bétons peut passer par une optimisation de la porosité du système formé par les grains solides, du ciment aux gravillons [Baron 96]. Il est connu par exemple que la résistance à la compression augmente avec la compacité de la pâte. L'ouvrabilité est elle aussi tributaire de l'arrangement du squelette granulaire.

Reprenons la figure 1.3, en considérant maintenant que la phase interstitielle est l'eau de gâchage, et non plus la pâte. Plus la quantité d'eau qui écarte les grains (2) est importante, plus la suspension est fluide. A quantité d'eau constante, si on minimise la porosité (1) de l'empilement de grains, on maximise en conséquence le volume d'eau disponible pour fluidifier le mélange. Cet exemple simple nous montre donc le lien entre compacité et rhéologie.

[Sedran et de Larrard 99] ont développé un modèle décrivant mathématiquement un empilement, à partir des caractéristiques des grains qui le composent (forme, granulométrie). Le modèle permet le calcul de la compacité du béton et d'un indice représentatif de son degré de serrage. A l'aide de ces variables sont modélisées la viscosité et le seuil de cisaillement du béton.

Le modèle est implanté dans un logiciel (Bétonlab Pro2), qui permet de plus de simuler les autres propriétés du béton (résistance, déformations différées, etc...). Ses auteurs proposent un cahier des charges spécifique pour les BAP, avec des indices pour estimer la capacité de remplissage et la stabilité du béton. [Roshavelov 99] a également développé un modèle d'empilement granulaire, qui semble néanmoins être resté à un stade plus théorique.

1.5.4.4. Approche japonaise ; Principe et application:

La formulation des BAP par l'approche développée à l'Université de Kochi se fait de manière sécuritaire, en privilégiant le volume de pâte au détriment des granulats [Okamura 99.00]

.Les bétons obtenus sont sous dosés en granulats et par conséquent loin d'un optimum économique. Le surcoût engendré sur le matériau est compensé, au Japon, par les économies sur la main d'oeuvre. Les principes de formulation et leur application sont les suivants.

Dosage des gravillons : Les chercheurs japonais ont montré que le risque de blocage est minimisé lorsque le volume du gravillon pour 1 m³ de béton est limité à la moitié de sa compacité. Par définition, la compacité d'un mélange de grains est le rapport du volume de grains et du volume total du système grains + vides (figure 1.3). Elle dépend bien sûr du mode de compactage.

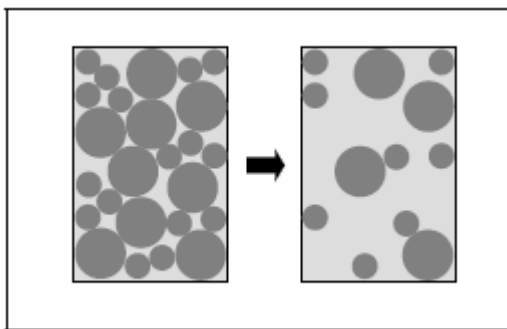


Fig.1.3 : Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité

Dosage du sable : Le volume du sable est posé forfaitairement à 40 % du volume de mortier du béton. La fluidité du béton est garantie par la réduction des frictions granulaire

Dosage du liant : La méthode ne précise pas comment doser le liant. Néanmoins la quantité de ciment peut être fixée, par exemple, en respectant la donnée des normes (soit ici une masse minimale de ciment de 350 kg/m³). Les rapports massiques eaux sur ciment et filler sur ciment peuvent également être choisis sur des critères de résistance.

Dosage de l'eau et du superplastifiant : Les dosages en eau et en superplastifiant sont déterminés au moyen d'essais sur mortiers, dont le volume de sable est fixé à 40 %. On réalise des mesures d'étalement avec un cône à mortier et des mesures d'écoulement à l'entonnoir.

Les auteurs définissent l'étalement relatif D par l'équation (1),

$$D = \frac{d^2 - d_0^2}{d^2} \quad (1)$$

Où d est le diamètre de la galette et d_0 la base du cône. Ils définissent également l'écoulement relatif T par l'équation (2).

$$T = \frac{10}{te} \quad (2)$$

Où te est le temps d'écoulement à l'entonnoir.

Les auteurs ont montré que la relation entre l'étalement et l'écoulement est linéaire lorsque le dosage en eau varie à quantité de superplastifiant constante. A l'aide de peu d'essais, il est alors possible de trouver un couple adjuvant/eau permettant de fluidifier de manière optimale le mortier.

Après avoir donné un aperçu sur les différentes approches de formulation du béton autoplaçant les compositions de béton retenues dans notre recherche ont été étudiées et optimisées selon l'approche (méthode) Japonaise par les membres de notre équipe de recherche chargée de la formulation, c'est la méthode la plus simple et la plus adaptable à nos matériaux locaux.

1.6. Influence des paramètres de composition sur le comportement des BAP à l'état frais

1.6.1. Le rôle de Filler calcaire

Le filler peut être utile pour diminuer le dégagement de chaleur tout en contribuant à augmenter la déformabilité [Yurugi et coll., 93]. De plus, il permettrait de réduire le ressuage [Tanaka et coll., 93], la résistance à la compression d'un béton se trouverait augmentée par l'ajout de filler (et non en remplacement du ciment). La cause pourrait être chimique. S'il y avait une réaction du filler, ou physique, par l'augmentation de densité du béton et par la diminution des défauts que cause le ressuage (rappelons que le ressuage est diminué). Etant donné l'absence d'effet du filler sur la chaleur d'hydratation, il est permis de croire que la cause est surtout physique. Le filler permettrait également d'augmenter la résistance à la carbonatation, d'après [Coche et coll., 91], plus le filler est fin et plus le ciment contient de C_3A (Aluminate tricalcique) plus la prise se fera rapidement. Il y aurait réaction du C_3A et du filler, produisant ainsi des monocarbonaluminates

1.6.2. Rôle des adjuvants

Les adjuvants, avec leur fort pouvoir d'action, permettent souvent d'obtenir les qualités du béton autoplaçants plus facilement que toute autre tentative à cet effet. Le superplastifiant permet d'augmenter la quantité d'eau libre du mélange en libérant l'eau retenue par les grains de ciment flocculés, selon la quantité d'eau libre initiale, peut donc aider à obtenir une

.Les bétons obtenus sont sous dosés en granulats et par conséquent loin d'un optimum économique. Le surcoût engendré sur le matériau est compensé, au Japon, par les économies sur la main d'oeuvre. Les principes de formulation et leur application sont les suivants.

Dosage des gravillons : Les chercheurs japonais ont montré que le risque de blocage est minimisé lorsque le volume du gravillon pour 1 m³ de béton est limité à la moitié de sa compacité. Par définition, la compacité d'un mélange de grains est le rapport du volume de grains et du volume total du système grains + vides (figure 1.3). Elle dépend bien sûr du mode de compactage.

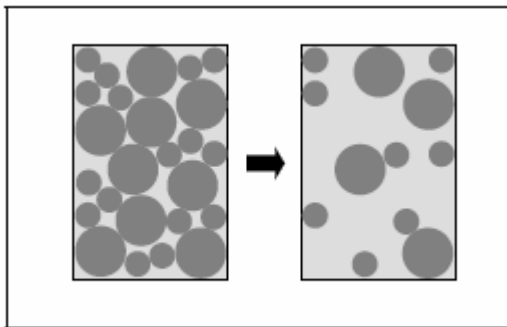


Fig.1.3 : Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité

Dosage du sable : Le volume du sable est posé forfaitairement à 40 % du volume de mortier du béton. La fluidité du béton est garantie par la réduction des frictions granulaire

Dosage du liant : La méthode ne précise pas comment doser le liant. Néanmoins la quantité de ciment peut être fixée, par exemple, en respectant la donnée des normes (soit ici une masse minimale de ciment de 350 kg/m³). Les rapports massiques eaux sur ciment et filler sur ciment peuvent également être choisis sur des critères de résistance.

Dosage de l'eau et du superplastifiant : Les dosages en eau et en superplastifiant sont déterminés au moyen d'essais sur mortiers, dont le volume de sable est fixé à 40 %. On réalise des mesures d'étalement avec un cône à mortier et des mesures d'écoulement à l'entonnoir.

Les auteurs définissent l'étalement relatif D par l'équation (1),

$$D = \frac{d^2 - d_0^2}{d^2} \quad (1)$$

Où d est le diamètre de la galette et d_0 la base du cône. Ils définissent également l'écoulement relatif T par l'équation (2).

$$T = \frac{10}{te} \quad (2)$$

Où *te* est le temps d'écoulement à l'entonnoir.

Les auteurs ont montré que la relation entre l'étalement et l'écoulement est linéaire lorsque le dosage en eau varie à quantité de superplastifiant constante. A l'aide de peu d'essais, il est alors possible de trouver un couple adjuvant/eau permettant de fluidifier de manière optimale le mortier.

Après avoir donné un aperçu sur les différentes approches de formulation du béton autoplaçant les compositions de béton retenues dans notre recherche ont été étudiées et optimisées selon l'approche (méthode) Japonaise par les membres de notre équipe de recherche chargée de la formulation, c'est la méthode la plus simple et la plus adaptable à nos matériaux locaux.

1.6. Influence des paramètres de composition sur le comportement des BAP à l'état frais

1.6.1. Le rôle de Filler calcaire

Le filler peut être utile pour diminuer le dégagement de chaleur tout en contribuant à augmenter la déformabilité [Yurugi et coll., 93]. De plus, il permettrait de réduire le ressuage [Tanaka et coll., 93], la résistance à la compression d'un béton se trouverait augmentée par l'ajout de filler (et non en remplacement du ciment). La cause pourrait être chimique. S'il y avait une réaction du filler, ou physique, par l'augmentation de densité du béton et par la diminution des défauts que cause le ressuage (rappelons que le ressuage est diminué). Etant donné l'absence d'effet du filler sur la chaleur d'hydratation, il est permis de croire que la cause est surtout physique. Le filler permettrait également d'augmenter la résistance à la carbonatation, d'après [Coche et coll., 91], plus le filler est fin et plus le ciment contient de C₃A (Aluminate tricalcique) plus la prise se fera rapidement. Il y aurait réaction du C₃A et du filler, produisant ainsi des monocarbonaluminates

1.6.2. Rôle des adjuvants

Les adjuvants, avec leur fort pouvoir d'action, permettent souvent d'obtenir les qualités du béton autoplaçants plus facilement que toute autre tentative à cet effet. Le superplastifiant permet d'augmenter la quantité d'eau libre du mélange en libérant l'eau retenue par les grains de ciment flocculés, selon la quantité d'eau libre initiale, peut donc aider à obtenir une

meilleure déformabilité, ce qui favorise la capacité de remplissage ou au contraire, promouvoir la ségrégation,

1.6.3. Rôle du volume de pâte :

Le volume de pâte est supposé jouer deux rôles dans un BAP. D'abord, il fluidifie le matériau en limitant les contacts entre les granulats. Ensuite, il écarte suffisamment les gravillons pour éviter la formation d'amas contre les armatures, responsables de blocage de l'écoulement [Bouhamou 07].

1.6.4. Rôle de la taille maximale des gravillons :

La taille maximale des granulats est aussi un facteur non négligeable. En effet, plus elle augmente, plus le risque de blocages croît [Yurugi 00].

1.6.5. Rôle du rapport E/C :

En plus de son rôle majeur dans le phénomène d'hydratation, l'eau est un des facteurs les plus importants au niveau de l'ouvrabilité du béton. L'augmentation du dosage en eau augmente la fluidité de béton et entraîne la diminution de la concentration en solides ; au niveau rhéologique, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent. Cependant l'introduction excessive d'eau provoque la chute de résistance mécanique du béton à l'état durci, ainsi l'apparition des phénomènes de ségrégation à l'état frais [Utsi 03].

Le dosage du ciment dans le béton influe sur ses propriétés mécanique et sa durabilité. On considère que l'écoulement et l'ouvrabilité du béton sont liés au rapport E/C qui représente un facteur très influent sur ces différents aspects, aussi la formation des bétons passe par l'optimisation de ce paramètre.

1.6.6. Rôle des fibres :

Les fibres métalliques sont actuellement de plus en plus utilisées, elles permettent surtout de répartir la fissuration de façon homogène au lieu d'une seule fissure mécaniquement préjudiciable. Les fibres font apparaître des milliers de microfissures couturées non préjudiciables

C'est de cela que résultent les principaux avantages :

- Une amélioration de résistance à la traction et à la flexion
- Une augmentation de la ductilité donc, une bonne tenue aux chocs ainsi qu'à l'usure.

1.7. Propriétés du béton autoplaçant à l'état frais:

Pour pouvoir le qualifier d'autoplaçant, il faut s'assurer que le béton possède une très bonne capacité de remplissage qui résulte d'une déformabilité et d'une résistance à la ségrégation adéquates. De plus, le béton doit avoir une bonne stabilité volumique, c'est-à-dire diminuer au minimum le tassement, le ressuage et le retrait ces propriétés sont :

Capacité de remplissage - déformabilité - résistance à la ségrégation

1.7.1. Critères d'autonivelance :

Avant de mettre en place un béton autoplaçant, il faut s'assurer que le béton possède effectivement les qualités qu'on lui prête. Pour cela, il existe de nombreux essais permettant d'évaluer les différentes caractéristiques du béton autoplaçant. Pour chaque essai, des valeurs minimales ont été trouvées et présentées.

1.7.2. Capacité de remplissage :

Le béton autoplaçant doit pouvoir remplir les coffrages les plus densément armés, et ce, sans nécessiter d'intervention humaine pour aider à la mise en place. Cette caractéristique, nommée "capacité de remplissage", dépend de deux facteurs : la déformabilité et la stabilité [Ozawa et coll., 1990]. En effet, le béton doit pouvoir se déformer, sans qu'il y ait séparation du mélange, pour contourner les nombreux obstacles que représente une armature très dense. Il doit également faire preuve d'une bonne stabilité, c'est-à-dire présenter très peu de ressuage et résister à la segmentation afin d'éviter le blocage de l'écoulement que l'accumulation de granulats vis-à-vis des barres d'armatures peut causer. Ces phénomènes sont montrés à la figure ci-dessous. L'essai consiste à déverser 30L de béton autoplaçant dans un contenant cubique dont le fond contient un grillage ayant un maillage de 30 mm d'ouverture. Une trappe empêche le béton de s'écouler avant le moment de l'essai. On applique ensuite une pression uniforme sur la surface du béton et on ouvre la trappe. Lorsque l'écoulement cesse, on mesure la quantité de béton ayant traversé le grillage.

Les essais visant à évaluer la capacité de remplissage ont généralement comme principe d'évaluer l'habileté du béton à passer à travers une série de barre d'armatures en mesurant la quantité de béton ayant franchi ces obstacles.

1.7.2.1. Essai de la boîte :

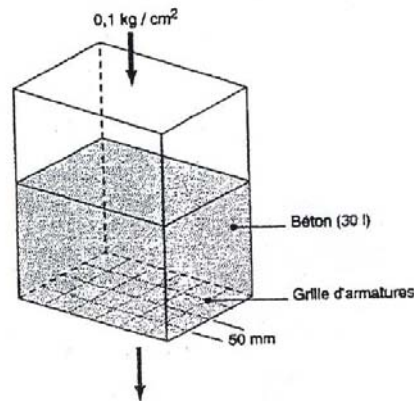


Figure1.4: Essai de la boîte [tiré de Sedran, 1995]

17.2.2. Essai de capacité de remplissage :

Cet essai ressemble au précédent, en étant cependant plus objectif et plus pratique. Il s'agit d'une boîte transparente de 500 mm de largeur par 300 mm de hauteur et de profondeur. On laisse couler le béton frais à travers un entonnoir, puis celui-ci doit passer à travers un réseau de barres d'armatures de 16 mm de diamètre et espacées de 50 mm centre à centre. En calculant l'aire occupée par le béton par rapport à la surface totale de la boîte, on trouve un coefficient de remplissage défini comme étant :

$$F = A / (A + B)$$

Ou A : aire occupée par le béton (mm²) ;
 B : aire non occupée par le béton (mm²).

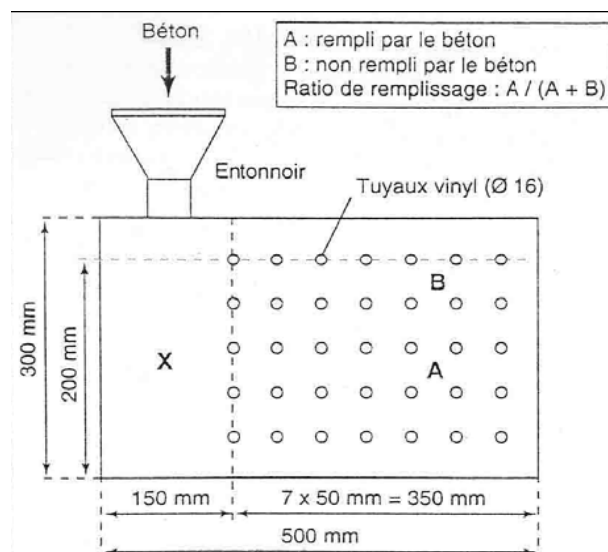


Figure 1. 5: Essai de capacité de remplissage [Sédran, 1995]

Les résultats obtenus peuvent varier entre 10 %, pour un béton de 300 mm d'étalement, à un peu plus de 65 %, pour un béton de 700 mm d'étalement. Etant donné la façon de calculer la capacité de remplissage, la valeur théorique maximale est de 73.3 %.

1.7.2.3. Essai en U :

Une boîte transparente en forme de U est séparée en son milieu par des barres d'armature (13 mm de diamètre et espacées de 50 mm centre à centre) et d'une porte coulissante. Après avoir rempli un côté de la boîte avec du béton frais, on applique une masse sur le béton de manière à créer une pression de 2400 Pa. On fait ensuite coulisser la porte pour laisser passer le béton. La hauteur qu'atteindra le béton de l'autre côté des barres d'armatures sera l'indicatif de la capacité de remplissage [Hayakawa et coll., 1993 ; Tangtermsirikul et coll., 1987 ; Okamura et coll., 1994].

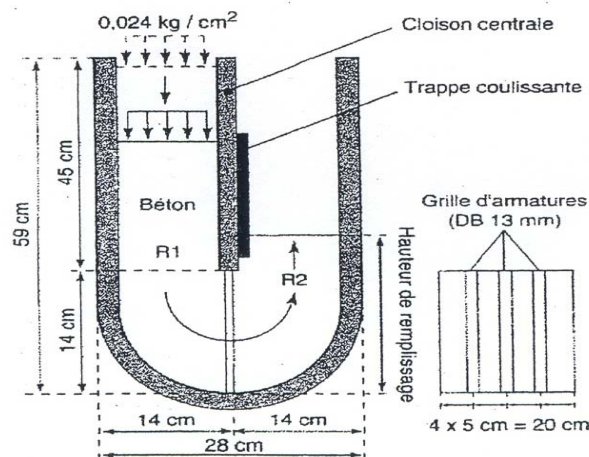


Figure 1.6 : Essai en U [Sedran, 1995]

17.2.4. Essai en U modifié :

Cet essai ressemble beaucoup à l'essai précédent à la différence qu'ici il n'y a pas de pression appliquée sur le béton et que c'est la différence de hauteur entre les deux côtés qui est mesurée [Kassai et coll., 1994].

1.7.3. Déformabilité :

La facilité du béton à s'écouler, car l'eau libre qui est définie comme étant l'eau non retenue, chimiquement ou physiquement, par les particules fines (ciment et ajouts minéraux) ou le sable, serait le principal facteur qui contrôle la déformabilité.

1.7.3.1. Étalement :

Cet essai est dérivé de l'essai d'affaissement. Au lieu de mesurer l'affaissement, qui est toujours supérieur à 25 cm pour un béton autoplaçant, donc peu discriminant, il est suggéré de mesurer le diamètre moyen de l'étalement du béton. Il suffit de prendre deux mesures, à angle droit, et d'en faire la moyenne. Cet essai est très simple à faire puisque qu'on utilise le même équipement que pour l'affaissement. Il permet d'avoir une très bonne idée de la déformabilité du béton autoplaçant. Plus l'étalement est élevé, meilleure est la déformabilité.

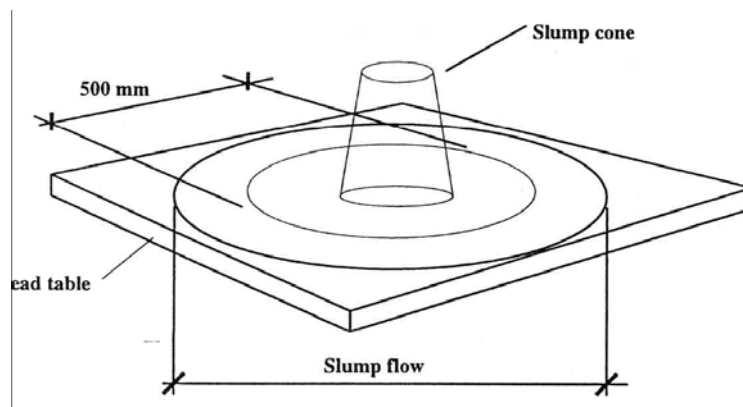


Figure 1.7 : Mesure de l'étalement [Umehara et coll., 1994]

On vise habituellement un étalement compris entre 600 et 700 mm pour un béton autoplaçant. Il faut cependant noter que cet essai donne seulement une idée de la déformabilité et qu'il faut donc le compléter par un essai mesurant la résistance à la ségrégation ou la capacité de remplissage [Tangtermsirikul et coll., 1987].

1.7.3.2. Viscosimètre :

La résistance à la ségrégation étant liée à la viscosité, il serait logique de chercher à mesurer la viscosité du béton. C'est donc en vain qu'on proposera des indicateurs rhéologiques (viscosité, seuil de cisaillement) cible pour les bétons autoplaçants puisque ceux-ci dépendent des matériaux et de l'utilisation projetée pour le béton. Selon [Ozawa et coll., 1992], la déformabilité n'est pas directement liée aux indicateurs rhéologiques. En effet, la contrainte de cisaillement interne du béton est liée à sa propre déformation. Les indicateurs rhéologiques, qui donnent la contrainte de cisaillement interne, ne peuvent donc donner la déformabilité du béton. Un article de [Umehara et coll., 1994] portant sur les bétons légers autoplaçants donne tout de même des indicateurs rhéologiques cibles pour que le béton ait une bonne capacité de remplissage. Comparant le béton autoplaçant au béton à affaissement plus faible, il est mentionné que le béton autoplaçant doit avoir un seuil de cisaillement plus faible

pour pouvoir s'écouler sous son propre poids et une viscosité plus élevée pour résister à la ségrégation dynamique et élastique.

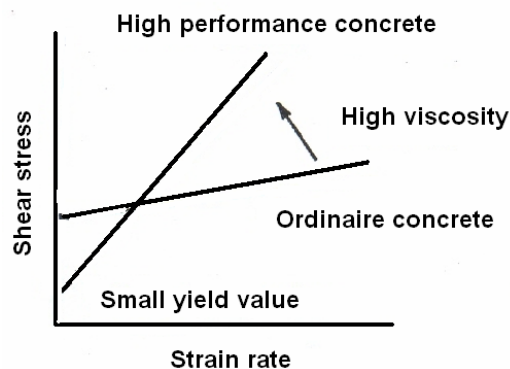


Figure 1.8 : Rhéologie du Béton [Umehara et coll., 1994]

Il est donc suggère que le mortier ait un seuil de cisaillement inférieur à 65 MPa, afin qu'il puisse s'écouler sous son propre poids, et une viscosité plastique d'environ 1.8 Pas qu'il résiste bien à la ségrégation. Pour abaisser le seuil de cisaillement, il est mentionné qu'il faut augmenter la quantité d'eau libre dans le béton. Le seuil de cisaillement est relié à la déformabilité. Ces indicatifs ne sont valables que pour les bétons légers.

Selon [Umehara et coll., 1994], le seuil de cisaillement de la pâte de ciment devrait être inférieur à 65 Pa pour que le béton autoplaçant puisse s'écouler sous son propre poids préconisent donc d'utiliser un viscosimètre pour déterminer si un mélange est bon ou pas.

1.7.4. Résistance à la ségrégation :

La résistance à la ségrégation est la résultante de plusieurs facteurs. La ségrégation est la séparation des différents constituants du béton due à une différence de densité. Les gros granulats, par exemple, s'ils ont une densité supérieure à celle du mortier, coulent dans le béton, sous l'action de la gravité. Le mortier n'est alors pas apte à maintenir les granulats en place et, en conséquence, la qualité du béton durci en souffrira, on notera, entre autres, des différences significatives de résistance à la compression du béton en fonction de la hauteur comme le montre la figure ci-dessous.

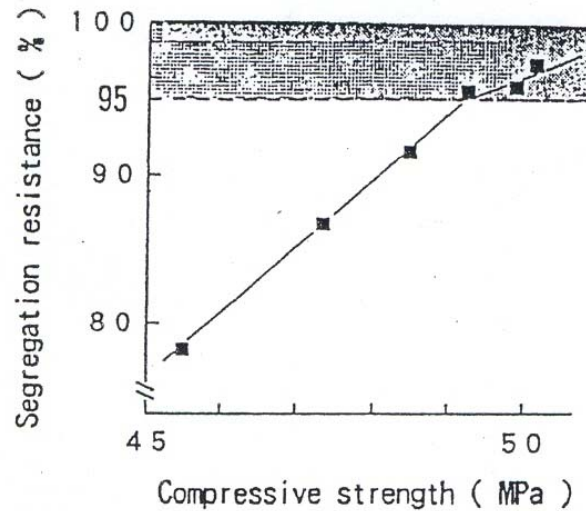


Figure 1.9 : effet de la ségrégation sur la résistance à la compression (essai du cylindre)
[Umehara et coll., 1994]

Cependant, les conséquences de cette tendance des granulats à se séparer du mortier ne se font pas seulement sentir sur le béton durci, mais également lors de la mise en place du béton frais. En effet, les collisions et les frictions inter granulaires peuvent provoquer la formation d'arches par les gros granulats au passage d'obstacles comme les barres d'armatures telles qu'illustrées à la figure ci-dessous.

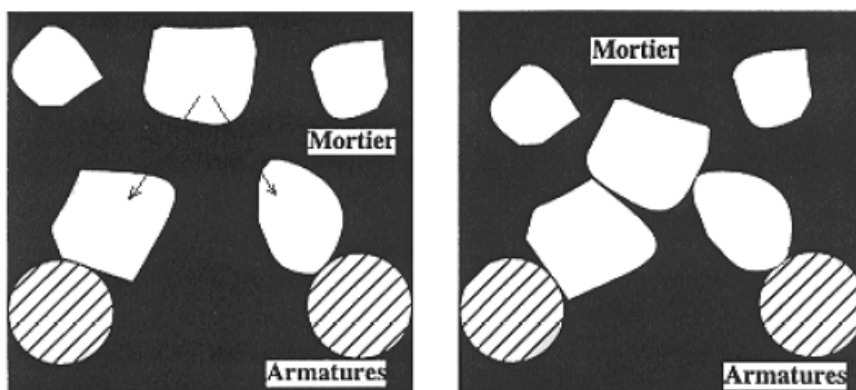


Figure 1. 10: Formation d'arches pouvant bloquer l'écoulement du béton [Sedran, 1995]

Ces arches ne laissent alors passer que le mortier et, graduellement, des particules de petite taille viennent s'insérer dans l'arche jusqu'à ce que l'écoulement cesse. La qualité du béton mis en place est, de ce fait, médiocre, le béton comportant des vides. Le modèle d'écoulement de Hashimoto montre que lorsque le béton passe dans un treillis d'armatures, la division de :

- l'écoulement provoque la coagulation des gros granulats dans le passage rétréci, une plus grande viscosité aiderait cependant à contrer cette fonction d'arche [Ozawa et coll 91], la viscosité servirait donc à augmenter la résistance à la ségrégation du béton.

On peut diviser les méthodes de mesure de la ségrégation en deux groupes : le premier prend les méthodes de mesure sur le béton frais, alors le second concerne les méthodes de mesure sur béton durci. Aucune méthode ne fait l'unanimité.

Mentionnons le travail de [Dreux et Gorisse 1970] qui ont établi des indices de ségrégation et de ségréabilité. L'indice de ségrégation consiste à mesurer le rapport entre la richesse du mortier du mélange ségrégué et la richesse en mortier du mélange initial, calculée d'après la formule de composition. L'indice de ségréabilité est l'indice de ségrégation d'un béton mis à un type donné de ségrégation.

1.8. Propriétés du béton autoplaçant à l'état durci :

Les particularités de composition des bétons autoplaçants conduisent à étudier les différentes propriétés mécaniques de ces bétons et plus particulièrement les déformations instantanées et différées, supposées différentes de celles des bétons vibrés.

1.8.1. Propriétés mécaniques :

De nombreux travaux ont montrés que les déformations des bétons sont sensibles à la proportion de granulats qui entre dans leur composition [De Larrard 92, Le Roy 96].

Plus précisément, le béton peut être représenté comme une combinaison de deux phases : la pâte de ciment durcie, ou matrice, et les granulats, ou inclusions. Les propriétés de ce mélange (module, retrait, fluage) dépendent alors des caractéristiques élastiques respectives de chaque phase, de leur proportion, de leur fluage et de leur retrait.

1.8.1.1. Résistance mécanique

L'utilisation de fillers dans une formulation de béton génère une accélération de sa résistance mécanique aux jeunes âges [De Larrard 99, Pera 99]. Les particules fines du filler, lorsqu'elles sont bien defloculées par les superplastifiants, favorisent l'hydratation du ciment, principalement par un effet physique, et conduisent à une matrice cimentaire dont la structure est plus dense. Ces effets ont une influence sensible sur la résistance mécanique jusqu'à 28 jours puis deviennent moins significatifs par la suite.

Différentes données ont été publiées [Gibbs 99, Sonebi 99] sur l'évolution de la résistance mécanique des BAP contenant des fillers calcaires comparée à celle des bétons vibrés et soutiennent les affirmations précédentes voir figure ci-dessous

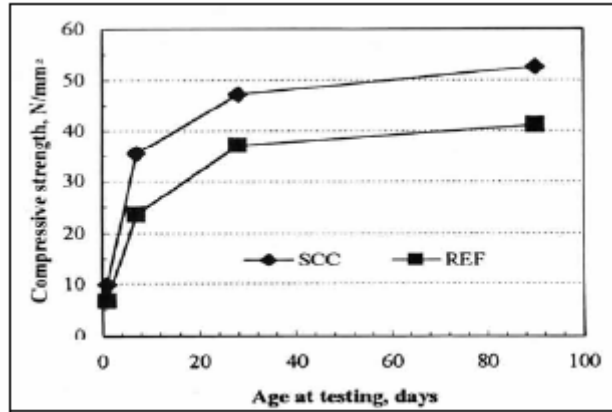


Figure 1.11 : Evolution de la résistance mécanique d'un BAP (SCC) et d'un BV (REF) correspondant [Gibbs 1999]

De plus, certains auteurs [Peterson 01] affirment que cette augmentation de résistance est d'autant plus marquée pour les BAP que la finesse du filler (exprimée en valeur Blaine) est grande (figure 12). Cet effet tend lui aussi à s'annuler au-delà de 28 jours.

Le dosage plus ou moins important en adjuvants dans les formulations de BAP peut aussi avoir une influence sur l'évolution de la résistance mécanique du béton.

Ainsi, l'introduction d'un agent de viscosité peut diminuer sensiblement la résistance mécanique d'un BAP aux jeunes âges [Felekoglu 03].

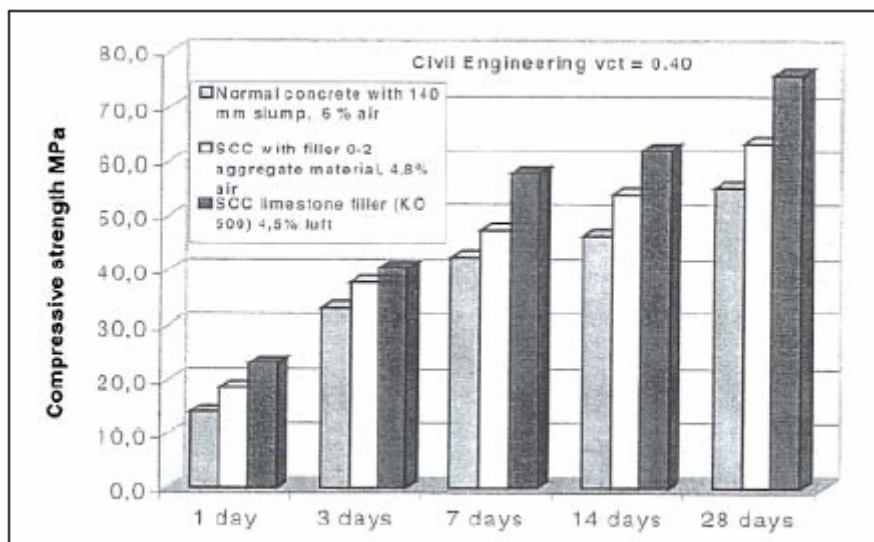


Figure 1.12: résistance mécanique d'un béton vibré et de deux BAP (de formulation différente) [Petersson 01]

De même, certains superplastifiants utilisés pour contrôler la fluidité des formulations ont pour effets secondaires de retarder le temps de prise et d'augmenter le développement de la résistance mécanique [Shi 02]. Etant donné la défloculation du liant hydraulique qu'ils

engendrent, leur dosage important dans les BAP conduit à considérer que ceux-ci seront plus résistants que des bétons vibrés supposés similaires au départ.

1.8.1.2. Module d'élasticité (en compression)

Si on se réfère à la formule règlementaire du module ($E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$), celui-ci ne dépend que de la résistance du béton. A résistance égale, un béton autoplaçant aurait donc le même module d'élasticité qu'un béton vibré.

Or, si ceci est vrai dans certains cas à la précision des mesures près [Persson 01, Pons 03] voir (figure 13), d'autres auteurs indiquent que les modules d'élasticités des BAP sont plus faibles que ceux des bétons vibrés [AFGC 00, Klug 03].

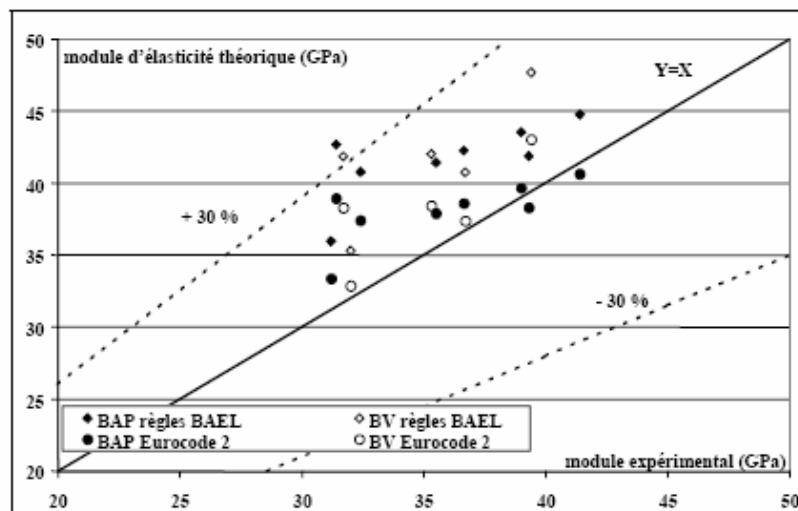


Figure 1.13 : comparaison des modules élastiques théoriques de BAP et de bétons vibrés avec leurs valeurs expérimentales [PONS 2003]

Leur volume de pâte plus élevé peut expliquer ce phénomène. En effet, dans un béton formulé avec des granulats classiques, le module de la matrice (60000 à 25000 MPa) est environ de 3 à 15 fois plus faible que celui des granulats E_g (60000 à 100000 MPa).

A partir d'un calcul prenant en compte le volume respectif des différentes phases (pâte, granulats), les modules résultants peuvent être comparés aux prévisions règlementaires [De Larrard 92] (figure 14).

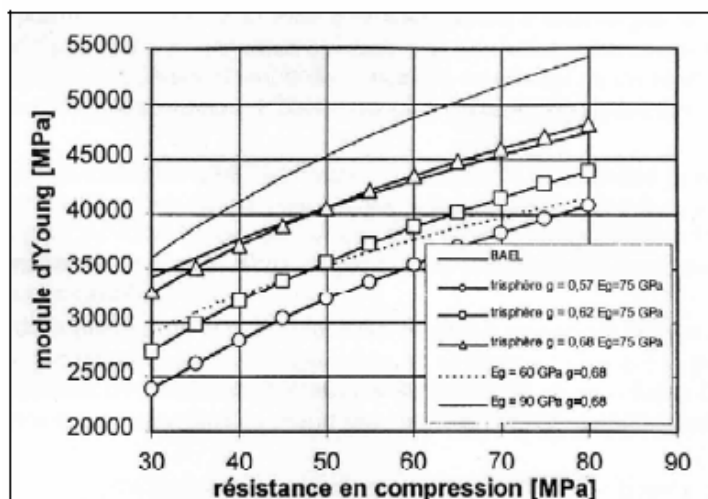


Figure 1.14 : Evaluation du module du béton en fonction de sa résistance, d'après le modèle réglementaire et un modèle de d'homogénéisation

Ainsi, pour des caractéristiques représentatives des bétons courants, à savoir un module E_g de 75000 MPa et une proportion de granulats (g) de 68%, les résultats sont très proches des valeurs prédites par le BAEL.

1.8.1.3. Retrait :

A la vue du volume de pâte plus important dans un BAP que dans un béton traditionnel, on peut penser que le retrait de dessiccation serait plus important. Les données de la littérature spécifique sont contradictoires même si les communications traitant du problème montrent une tendance d'un retrait plus important pour les BAP.

a) Retrait endogène

En ce qui concerne le retrait endogène, les BAP présentent des déformations comparables à celles des bétons vibrés. En effet, même si certains auteurs [Hu 98] attribuent aux BAP un retrait endogène inférieur ou égal à celui des bétons vibrés (voir figure 1.15), d'autres [Pons 03] (figure 1.16) contestent cette tendance et soutiennent l'idée de comportements différés équivalents pour les deux types de béton.

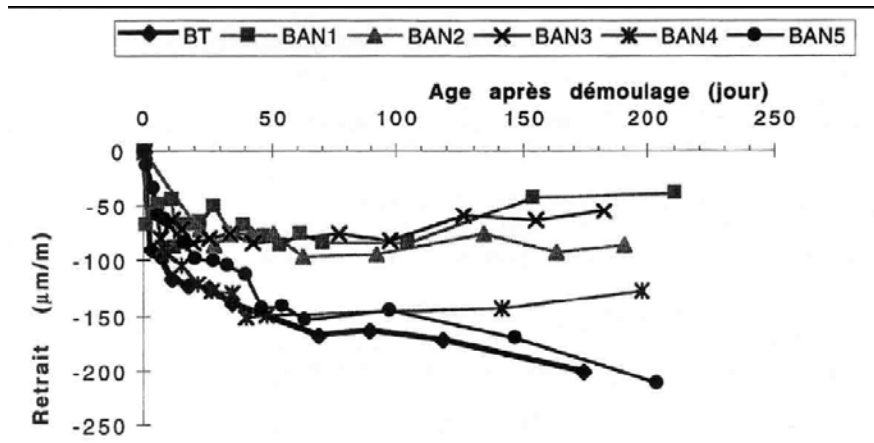


Figure 1.15 : comparaison des retraits endogènes d'un béton vibré et cinq BAP [Hu 98]

L'évolution des réactions d'hydratation, à l'origine du retrait endogène, dépend de la quantité d'eau disponible dans le béton pour faire réagir les différents réactifs. Par conséquent, l'amplitude de ce retrait chimique va être directement liée au rapport E/C (autrement dit à la résistance mécanique). Le retrait endogène d'un béton sera d'autant plus fort que son rapport E/C sera faible (ou sa résistance en compression élevée). Ce phénomène existe pour tout type de béton, en particulier les BAP qui ne se distinguent pas des bétons vibrés sur ce point. De plus, pour des bétons à faible rapport E/C, le retrait endogène des BAP est comparable à celui des bétons vibrés [Pons 03] (figure 1.16).

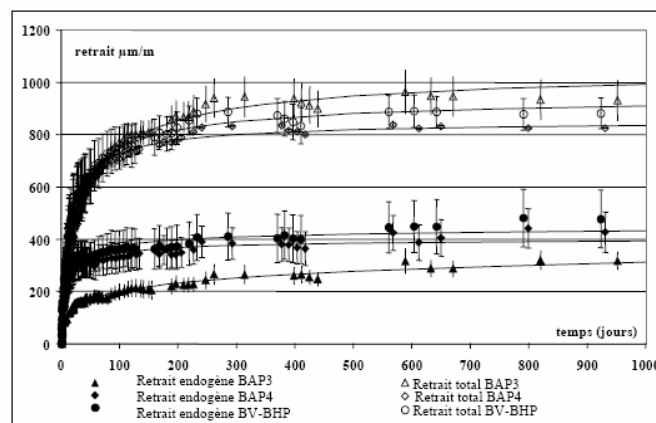


Figure 1.16 : retraits endogène et totales d'un béton vibré et deux BAP 60 Mpa [Pons 03]

b) Retrait de dessiccation

Les données de la littérature sur le retrait de dessiccation des BAP sont très contradictoires. Certains auteurs [Hu 98] trouvent des déformations pour ces bétons plus importantes que

celles mesurées sur des bétons vibrés (voir figure 1.17). Ce retrait apparaît être d'autant plus faible que le rapport G/S des BAP est élevé

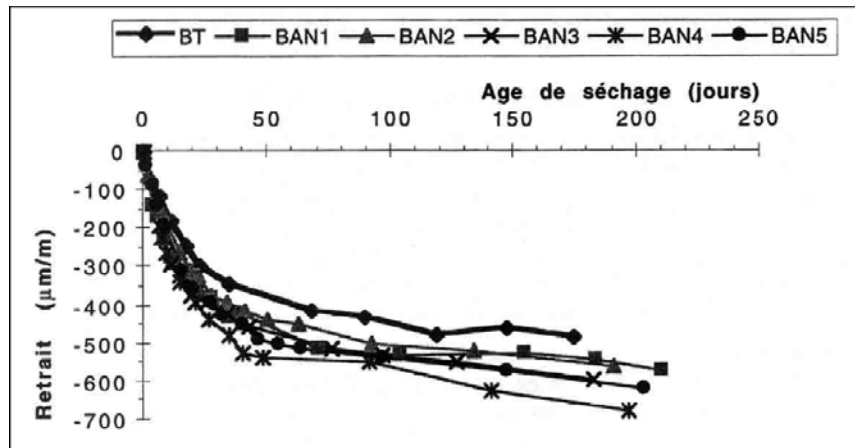


Figure 1.17 : comparaison des retraits de dessiccation d'un béton vibré et cinq BAP [Hu 98]

D'autres auteurs annoncent des retraits équivalents pour les deux types de béton à résistance mécanique constante [Persson 99, Sakata 98]. D'après ces données, l'ordre de grandeur du retrait de dessiccation des BAP varie de 550 à 700 $\mu\text{m/m}$ (à 180 jours).

Enfin, d'autres auteurs [Sonebi 99] observent des retraits de séchage des BAP moins importants que ceux des bétons vibrés auxquels ils sont comparés (quantité de ciment et rapport E/C équivalents, volume de pâte différent). Le phénomène est attribué à l'effet du volume de pâte et au rapport E/L car, d'après [Neville 00], augmenter le volume de pâte pour une même quantité d'eau et diminuer le rapport E/L conduit à diminuer le retrait de séchage.

1.8.1.4. Fluage :

Les études sur le fluage sont encore peu nombreuses, en tout cas par rapport à celles sur le retrait. Cela explique peut-être pourquoi les résultats sont plus "homogènes". Le fluage des BAP paraît comparable à celui des bétons ordinaires de même résistance, en mode endogène ou en mode de dessiccation [Chopin 03] Persson 99] [Proust 02].

Au cas où le fluage du béton aurait un rôle significatif sur le comportement de l'ouvrage, il est recommandé de déterminer sa valeur au moyen d'essais, car il est difficile, en l'état actuel des connaissances, de donner des indications fiables sur la différence existant entre le béton BAP et le béton vibré. Les essais sont en effet peu nombreux, leurs résultats sont souvent contradictoires et font ressortir des différences, heureusement peu importantes.

1.8.2. Durabilité des bétons autoplaçants :

1.8.2.1. Carbonatation :

Dans le même esprit de comparaison des BAP et des bétons traditionnels, de caractéristiques totalement différentes, les conclusions sont difficiles à dégager.

L'étude de la référence [Sakata 98] sur les BAP et les bétons traditionnels montre qu'il n'y a pas de différence notable entre les cinétiques de carbonatation des deux types de bétons. On retrouve des résultats classiques de type plus le rapport E/C est important plus la profondeur de carbonatation est importante (figure 1.18).

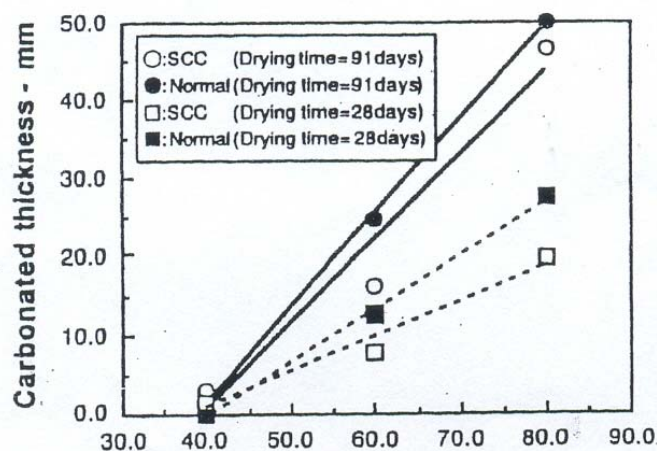


Figure 1.18 : profondeur de carbonatation des bétons autoplaçants et des bétons traditionnels de mêmes E/C [Sakata 98]

1.9. Conclusion :

Les BAP se développent maintenant en Europe et semblent être amenés à remplacer, à terme, les bétons vibrés classiques dans de nombreuses applications. Ils présentent en effet des intérêts à la fois techniques et économiques : absence de nuisances sonores en milieu urbain, possibilité de bétonner des zones fortement ferraiillées ou à géométrie complexe et l'obtention d'une meilleure qualité du béton (pratiquement indépendante du savoir-faire des ouvriers) d'une part, diminution du temps de personnel lors de la mise en place et réduction des coûts des processus industriels, d'autre part.

Malgré les aspects intéressants que les BAP proposent, en particulier à l'état frais, et leur utilisation en constante augmentation. Les BAP ne disposent pas encore une bonne connaissance sur leurs propriétés à l'état durci, son développement est freinée par une formulation complexe et un comportement sous sollicitations extrêmes (comportement différé, comportement au feu, durabilité) mal connu

Alors que de nombreuses études visant à développer l'utilisation du BAP étaient (et sont encore) menées par différentes entreprises ou laboratoires universitaires, plusieurs questions posées par les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'oeuvre restaient sans réponse :

- quelle est la conséquence de la quantité importante de fines préconisée dans ces bétons sur leurs déformations différées (fluage) ?

L'objectif de notre étude est, autant que possible, de donner une réponse claire à cette question et peut être, ainsi, de contribuer au développement de ce nouveau béton dans notre pays à partir des matériaux locaux.

Pour cela, un premier pas consistait à rassembler un maximum de documents publiés sur ce sujet afin d'essayer d'apporter des premiers éléments de réponse à notre problème et d'orienter pertinemment notre recherche. La synthèse bibliographique de départ comprenait peu de données relatives à ce sujet ce qui justifiait d'autant le réel besoin de recherche dans ce domaine. Depuis, divers colloques spécialisés [SCC RILEM 99, SCC RILEM 03] et publications parus tout au long de ce travail ont permis d'étoffer ce regroupement de données.

meilleure déformabilité, ce qui favorise la capacité de remplissage ou au contraire, promouvoir la ségrégation,

1.6.3. Rôle du volume de pâte :

Le volume de pâte est supposé jouer deux rôles dans un BAP. D'abord, il fluidifie le matériau en limitant les contacts entre les granulats. Ensuite, il écarte suffisamment les gravillons pour éviter la formation d'amas contre les armatures, responsables de blocage de l'écoulement [Bouhamou 07].

1.6.4. Rôle de la taille maximale des gravillons :

La taille maximale des granulats est aussi un facteur non négligeable. En effet, plus elle augmente, plus le risque de blocages croît [Yurugi 00].

1.6.5. Rôle du rapport E/C :

En plus de son rôle majeur dans le phénomène d'hydratation, l'eau est un des facteurs les plus importants au niveau de l'ouvrabilité du béton. L'augmentation du dosage en eau augmente la fluidité de béton et entraîne la diminution de la concentration en solides ; au niveau rhéologique, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent. Cependant l'introduction excessive d'eau provoque la chute de résistance mécanique du béton à l'état durci, ainsi l'apparition des phénomènes de ségrégation à l'état frais [Utsi 03].

Le dosage du ciment dans le béton influe sur ses propriétés mécanique et sa durabilité. On considère que l'écoulement et l'ouvrabilité du béton sont liés au rapport E/C qui représente un facteur très influent sur ces différents aspects, aussi la formation des bétons passe par l'optimisation de ce paramètre.

1.6.6. Rôle des fibres :

Les fibres métalliques sont actuellement de plus en plus utilisées, elles permettent surtout de répartir la fissuration de façon homogène au lieu d'une seule fissure mécaniquement préjudiciable. Les fibres font apparaître des milliers de microfissures couturées non préjudiciables

C'est de cela que résultent les principaux avantages :

- Une amélioration de résistance à la traction et à la flexion
- Une augmentation de la ductilité donc, une bonne tenue aux chocs ainsi qu'à l'usure.

1.7. Propriétés du béton autoplaçant à l'état frais:

Pour pouvoir le qualifier d'autoplaçant, il faut s'assurer que le béton possède une très bonne capacité de remplissage qui résulte d'une déformabilité et d'une résistance à la ségrégation adéquates. De plus, le béton doit avoir une bonne stabilité volumique, c'est-à-dire diminuer au minimum le tassement, le ressuage et le retrait ces propriétés sont :

Capacité de remplissage - déformabilité - résistance à la ségrégation

1.7.1. Critères d'autonivelance :

Avant de mettre en place un béton autoplaçant, il faut s'assurer que le béton possède effectivement les qualités qu'on lui prête. Pour cela, il existe de nombreux essais permettant d'évaluer les différentes caractéristiques du béton autoplaçant. Pour chaque essai, des valeurs minimales ont été trouvées et présentées.

1.7.2. Capacité de remplissage :

Le béton autoplaçant doit pouvoir remplir les coffrages les plus densément armés, et ce, sans nécessiter d'intervention humaine pour aider à la mise en place. Cette caractéristique, nommée "capacité de remplissage", dépend de deux facteurs : la déformabilité et la stabilité [Ozawa et coll., 1990]. En effet, le béton doit pouvoir se déformer, sans qu'il y ait séparation du mélange, pour contourner les nombreux obstacles que représente une armature très dense. Il doit également faire preuve d'une bonne stabilité, c'est-à-dire présenter très peu de ressuage et résister à la segmentation afin d'éviter le blocage de l'écoulement que l'accumulation de granulats vis-à-vis des barres d'armatures peut causer. Ces phénomènes sont montrés à la figure ci-dessous. L'essai consiste à déverser 30L de béton autoplaçant dans un contenant cubique dont le fond contient un grillage ayant un maillage de 30 mm d'ouverture. Une trappe empêche le béton de s'écouler avant le moment de l'essai. On applique ensuite une pression uniforme sur la surface du béton et on ouvre la trappe. Lorsque l'écoulement cesse, on mesure la quantité de béton ayant traversé le grillage.

Les essais visant à évaluer la capacité de remplissage ont généralement comme principe d'évaluer l'habileté du béton à passer à travers une série de barre d'armatures en mesurant la quantité de béton ayant franchi ces obstacles.

1.7.2.1. Essai de la boîte :

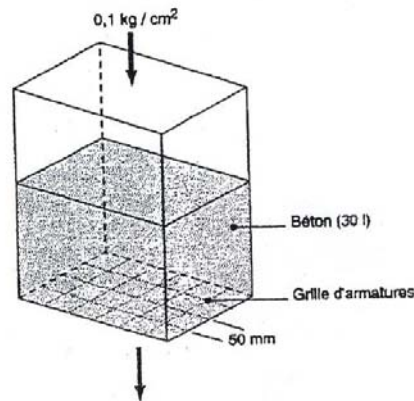


Figure1.4: Essai de la boîte [tiré de Sedran, 1995]

17.2.2. Essai de capacité de remplissage :

Cet essai ressemble au précédent, en étant cependant plus objectif et plus pratique. Il s'agit d'une boîte transparente de 500 mm de largeur par 300 mm de hauteur et de profondeur. On laisse couler le béton frais à travers un entonnoir, puis celui-ci doit passer à travers un réseau de barres d'armatures de 16 mm de diamètre et espacées de 50 mm centre à centre. En calculant l'aire occupée par le béton par rapport à la surface totale de la boîte, on trouve un coefficient de remplissage défini comme étant :

$$F = A / (A + B)$$

Ou A : aire occupée par le béton (mm²) ;
 B : aire non occupée par le béton (mm²).

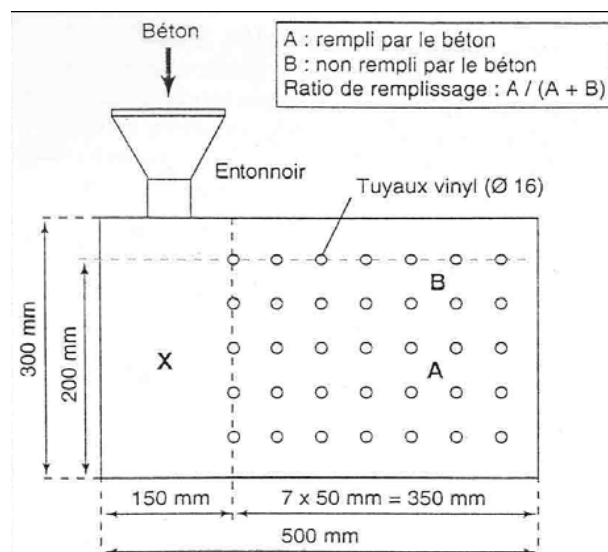


Figure 1. 5: Essai de capacité de remplissage [Sédran, 1995]

Les résultats obtenus peuvent varier entre 10 %, pour un béton de 300 mm d'étalement, à un peu plus de 65 %, pour un béton de 700 mm d'étalement. Etant donné la façon de calculer la capacité de remplissage, la valeur théorique maximale est de 73.3 %.

1.7.2.3. Essai en U :

Une boîte transparente en forme de U est séparée en son milieu par des barres d'armature (13 mm de diamètre et espacées de 50 mm centre à centre) et d'une porte coulissante. Après avoir rempli un côté de la boîte avec du béton frais, on applique une masse sur le béton de manière à créer une pression de 2400 Pa. On fait ensuite coulisser la porte pour laisser passer le béton. La hauteur qu'atteindra le béton de l'autre côté des barres d'armatures sera l'indicatif de la capacité de remplissage [Hayakawa et coll., 1993 ; Tangtermsirikul et coll., 1987 ; Okamura et coll., 1994].

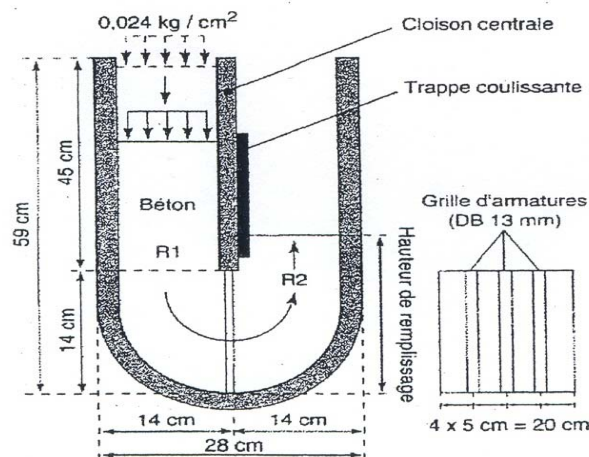


Figure 1.6 : Essai en U [Sedran, 1995]

17.2.4. Essai en U modifié :

Cet essai ressemble beaucoup à l'essai précédent à la différence qu'ici il n'y a pas de pression appliquée sur le béton et que c'est la différence de hauteur entre les deux côtés qui est mesurée [Kassai et coll., 1994].

1.7.3. Déformabilité :

La facilité du béton à s'écouler, car l'eau libre qui est définie comme étant l'eau non retenue, chimiquement ou physiquement, par les particules fines (ciment et ajouts minéraux) ou le sable, serait le principal facteur qui contrôle la déformabilité.

1.7.3.1. Étalement :

Cet essai est dérivé de l'essai d'affaissement. Au lieu de mesurer l'affaissement, qui est toujours supérieur à 25 cm pour un béton autoplaçant, donc peu discriminant, il est suggéré de mesurer le diamètre moyen de l'étalement du béton. Il suffit de prendre deux mesures, à angle droit, et d'en faire la moyenne. Cet essai est très simple à faire puisque qu'on utilise le même équipement que pour l'affaissement. Il permet d'avoir une très bonne idée de la déformabilité du béton autoplaçant. Plus l'étalement est élevé, meilleure est la déformabilité.

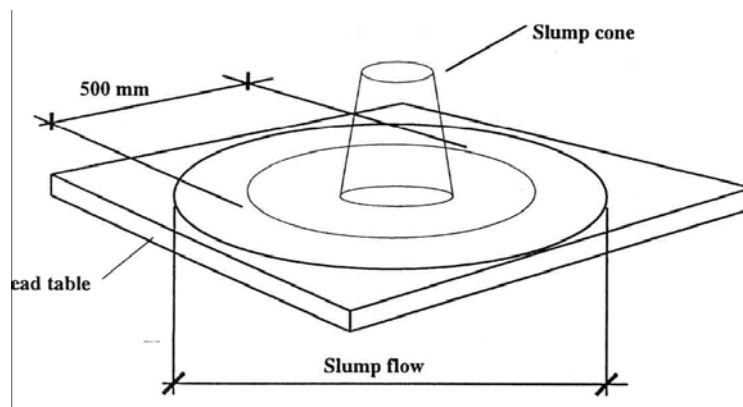


Figure 1.7 : Mesure de l'étalement [Umehara et coll., 1994]

On vise habituellement un étalement compris entre 600 et 700 mm pour un béton autoplaçant. Il faut cependant noter que cet essai donne seulement une idée de la déformabilité et qu'il faut donc le compléter par un essai mesurant la résistance à la ségrégation ou la capacité de remplissage [Tangtermsirikul et coll., 1987].

1.7.3.2. Viscosimètre :

La résistance à la ségrégation étant reliée à la viscosité, il serait logique de chercher à mesurer la viscosité du béton. C'est donc en vain qu'on proposera des indicateurs rhéologiques (viscosité, seuil de cisaillement) cible pour les bétons autoplaçants puisque ceux-ci dépendent des matériaux et de l'utilisation projetée pour le béton. Selon [Ozawa et coll., 1992], la déformabilité n'est pas directement reliée aux indicateurs rhéologiques. En effet, la contrainte de cisaillement interne du béton est reliée à sa propre déformation. Les indicateurs rhéologiques, qui donnent la contrainte de cisaillement interne, ne peuvent donc donner la déformabilité du béton. Un article de [Umehara et coll., 1994] portant sur les bétons légers autoplaçants donne tout de même des indicateurs rhéologiques cibles pour que le béton ait une bonne capacité de remplissage. Comparant le béton autoplaçant au béton à affaissement plus faible, il est mentionné que le béton autoplaçant doit avoir un seuil de cisaillement plus faible

pour pouvoir s'écouler sous son propre poids et une viscosité plus élevée pour résister à la ségrégation dynamique et élastique.

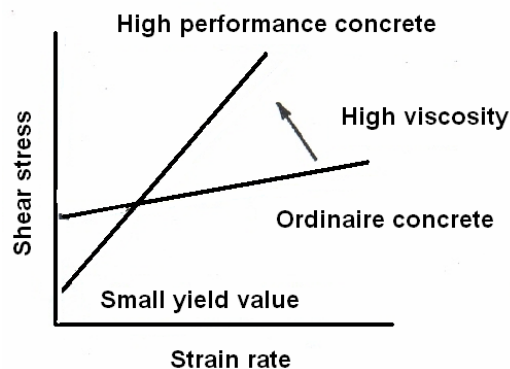


Figure 1.8 : Rhéologie du Béton [Umehara et coll., 1994]

Il est donc suggéré que le mortier ait un seuil de cisaillement inférieur à 65 MPa, afin qu'il puisse s'écouler sous son propre poids, et une viscosité plastique d'environ 1.8 Pas qu'il résiste bien à la ségrégation. Pour abaisser le seuil de cisaillement, il est mentionné qu'il faut augmenter la quantité d'eau libre dans le béton. Le seuil de cisaillement est relié à la déformabilité. Ces indicatifs ne sont valables que pour les bétons légers.

Selon [Umehara et coll., 1994], le seuil de cisaillement de la pâte de ciment devrait être inférieur à 65 Pa pour que le béton autoplaçant puisse s'écouler sous son propre poids préconisent donc d'utiliser un viscosimètre pour déterminer si un mélange est bon ou pas.

1.7.4. Résistance à la ségrégation :

La résistance à la ségrégation est la résultante de plusieurs facteurs. La ségrégation est la séparation des différents constituants du béton due à une différence de densité. Les gros granulats, par exemple, s'ils ont une densité supérieure à celle du mortier, coulent dans le béton, sous l'action de la gravité. Le mortier n'est alors pas apte à maintenir les granulats en place et, en conséquence, la qualité du béton durci en souffrira, on notera, entre autres, des différences significatives de résistance à la compression du béton en fonction de la hauteur comme le montre la figure ci-dessous.

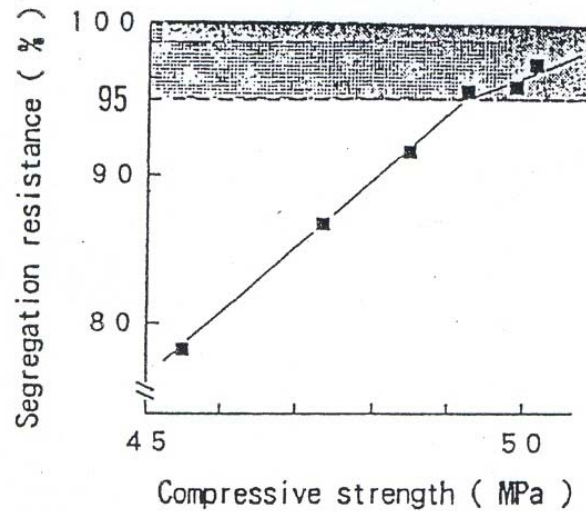


Figure 1.9 : effet de la ségrégation sur la résistance à la compression (essai du cylindre)
[Umehara et coll., 1994]

Cependant, les conséquences de cette tendance des granulats à se séparer du mortier ne se font pas seulement sentir sur le béton durci, mais également lors de la mise en place du béton frais. En effet, les collisions et les frictions inter granulaires peuvent provoquer la formation d'arches par les gros granulats au passage d'obstacles comme les barres d'armatures telles qu'illustrées à la figure ci-dessous.

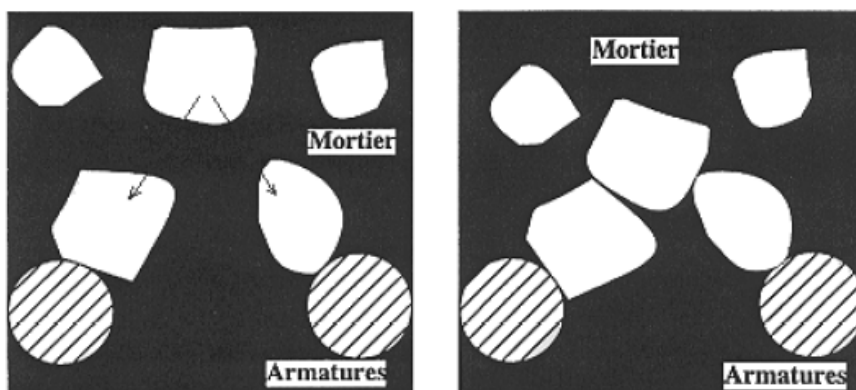


Figure 1. 10: Formation d'arches pouvant bloquer l'écoulement du béton [Sedran, 1995]

Ces arches ne laissent alors passer que le mortier et, graduellement, des particules de petite taille viennent s'insérer dans l'arche jusqu'à ce que l'écoulement cesse. La qualité du béton mis en place est, de ce fait, médiocre, le béton comportant des vides. Le modèle d'écoulement de Hashimoto montre que lorsque le béton passe dans un treillis d'armatures, la division de :

- l'écoulement provoque la coagulation des gros granulats dans le passage rétréci, une plus grande viscosité aiderait cependant à contrer cette fonction d'arche [Ozawa et coll 91], la viscosité servirait donc à augmenter la résistance à la ségrégation du béton.

On peut diviser les méthodes de mesure de la ségrégation en deux groupes : le premier prend les méthodes de mesure sur le béton frais, alors le second concerne les méthodes de mesure sur béton durci. Aucune méthode ne fait l'unanimité.

Mentionnons le travail de [Dreux et Gorisse 1970] qui ont établi des indices de ségrégation et de ségréabilité. L'indice de ségrégation consiste à mesurer le rapport entre la richesse du mortier du mélange ségrégué et la richesse en mortier du mélange initial, calculée d'après la formule de composition. L'indice de ségréabilité est l'indice de ségrégation d'un béton mis à un type donné de ségrégation.

1.8. Propriétés du béton autoplaçant à l'état durci :

Les particularités de composition des bétons autoplaçants conduisent à étudier les différentes propriétés mécaniques de ces bétons et plus particulièrement les déformations instantanées et différées, supposées différentes de celles des bétons vibrés.

1.8.1. Propriétés mécaniques :

De nombreux travaux ont montrés que les déformations des bétons sont sensibles à la proportion de granulats qui entre dans leur composition [De Larrard 92, Le Roy 96].

Plus précisément, le béton peut être représenté comme une combinaison de deux phases : la pâte de ciment durcie, ou matrice, et les granulats, ou inclusions. Les propriétés de ce mélange (module, retrait, fluage) dépendent alors des caractéristiques élastiques respectives de chaque phase, de leur proportion, de leur fluage et de leur retrait.

1.8.1.1. Résistance mécanique

L'utilisation de fillers dans une formulation de béton génère une accélération de sa résistance mécanique aux jeunes âges [De Larrard 99, Pera 99]. Les particules fines du filler, lorsqu'elles sont bien defloculées par les superplastifiants, favorisent l'hydratation du ciment, principalement par un effet physique, et conduisent à une matrice cimentaire dont la structure est plus dense. Ces effets ont une influence sensible sur la résistance mécanique jusqu'à 28 jours puis deviennent moins significatifs par la suite.

Différentes données ont été publiées [Gibbs 99, Sonebi 99] sur l'évolution de la résistance mécanique des BAP contenant des fillers calcaires comparée à celle des bétons vibrés et soutiennent les affirmations précédentes voir figure ci-dessous

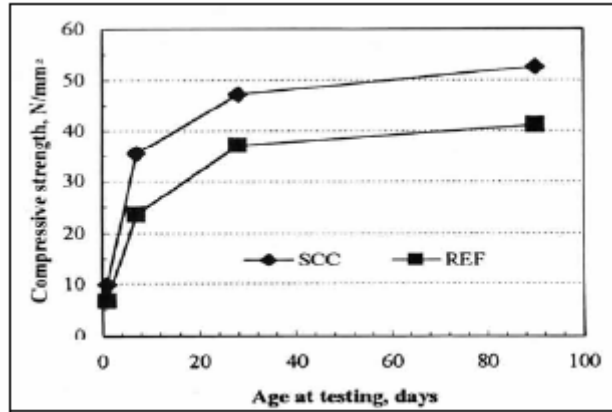


Figure 1.11 : Evolution de la résistance mécanique d'un BAP (SCC) et d'un BV (REF) correspondant [Gibbs 1999]

De plus, certains auteurs [Peterson 01] affirment que cette augmentation de résistance est d'autant plus marquée pour les BAP que la finesse du filler (exprimée en valeur Blaine) est grande (figure 12). Cet effet tend lui aussi à s'annuler au-delà de 28 jours.

Le dosage plus ou moins important en adjuvants dans les formulations de BAP peut aussi avoir une influence sur l'évolution de la résistance mécanique du béton.

Ainsi, l'introduction d'un agent de viscosité peut diminuer sensiblement la résistance mécanique d'un BAP aux jeunes âges [Felekoglu 03].

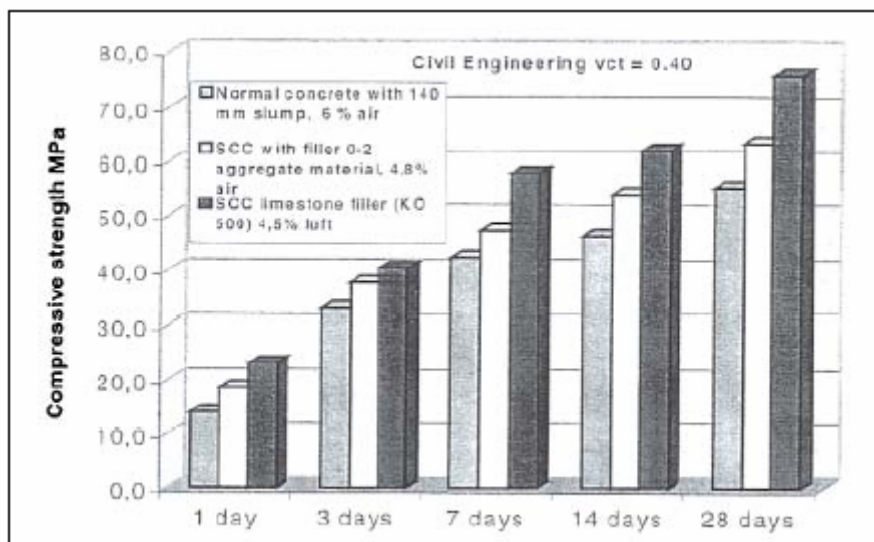


Figure 1.12: résistance mécanique d'un béton vibré et de deux BAP (de formulation différente) [Petersson 01]

De même, certains superplastifiants utilisés pour contrôler la fluidité des formulations ont pour effets secondaires de retarder le temps de prise et d'augmenter le développement de la résistance mécanique [Shi 02]. Etant donné la défloculation du liant hydraulique qu'ils

engendrent, leur dosage important dans les BAP conduit à considérer que ceux-ci seront plus résistants que des bétons vibrés supposés similaires au départ.

1.8.1.2. Module d'élasticité (en compression)

Si on se réfère à la formule réglementaire du module ($E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$), celui-ci ne dépend que de la résistance du béton. A résistance égale, un béton autoplaçant aurait donc le même module d'élasticité qu'un béton vibré.

Or, si ceci est vrai dans certains cas à la précision des mesures près [Persson 01, Pons 03] voir (figure 13), d'autres auteurs indiquent que les modules d'élasticités des BAP sont plus faibles que ceux des bétons vibrés [AFGC 00, Klug 03].

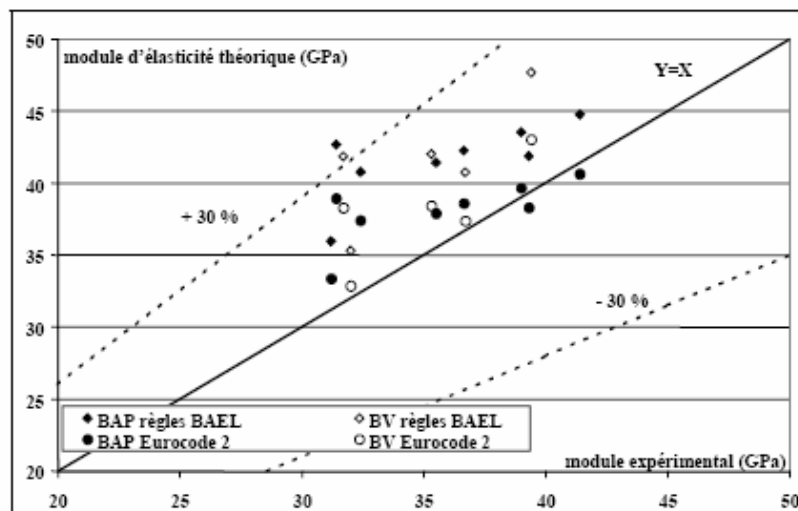


Figure 1.13 : comparaison des modules élastiques théoriques de BAP et de bétons vibrés avec leurs valeurs expérimentales [PONS 2003]

Leur volume de pâte plus élevé peut expliquer ce phénomène. En effet, dans un béton formulé avec des granulats classiques, le module de la matrice (60000 à 25000 MPa) est environ de 3 à 15 fois plus faible que celui des granulats E_g (60000 à 100000 MPa).

A partir d'un calcul prenant en compte le volume respectif des différentes phases (pâte, granulats), les modules résultants peuvent être comparés aux prévisions réglementaires [De Larrard 92] (figure 14).

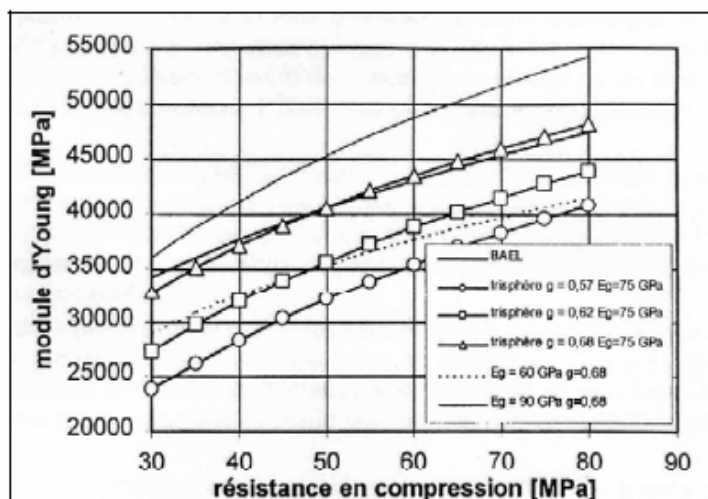


Figure 1.14 : Evaluation du module du béton en fonction de sa résistance, d'après le modèle réglementaire et un modèle de d'homogénéisation

Ainsi, pour des caractéristiques représentatives des bétons courants, à savoir un module E_g de 75000 MPa et une proportion de granulats (g) de 68%, les résultats sont très proches des valeurs prédites par le BAEL.

1.8.1.3. Retrait :

A la vue du volume de pâte plus important dans un BAP que dans un béton traditionnel, on peut penser que le retrait de dessiccation serait plus important. Les données de la littérature spécifique sont contradictoires même si les communications traitant du problème montrent une tendance d'un retrait plus important pour les BAP.

a) Retrait endogène

En ce qui concerne le retrait endogène, les BAP présentent des déformations comparables à celles des bétons vibrés. En effet, même si certains auteurs [Hu 98] attribuent aux BAP un retrait endogène inférieur ou égal à celui des bétons vibrés (voir figure 1.15), d'autres [Pons 03] (figure 1.16) contestent cette tendance et soutiennent l'idée de comportements différés équivalents pour les deux types de béton.

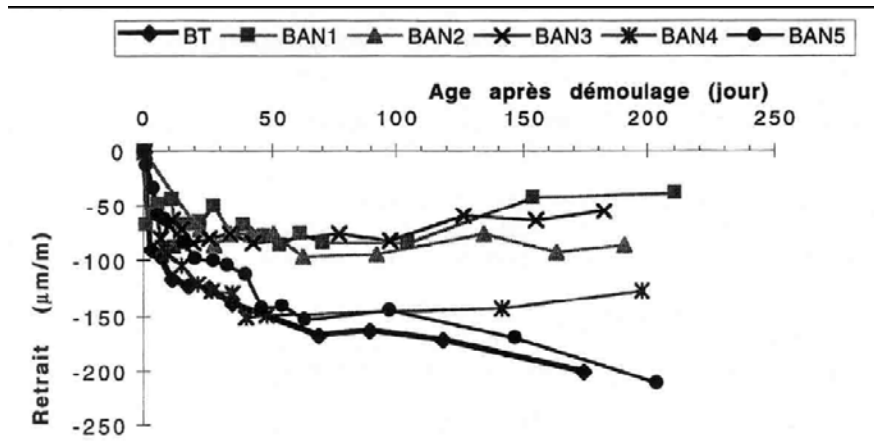


Figure 1.15 : comparaison des retraits endogènes d'un béton vibré et cinq BAP [Hu 98]

L'évolution des réactions d'hydratation, à l'origine du retrait endogène, dépend de la quantité d'eau disponible dans le béton pour faire réagir les différents réactifs. Par conséquent, l'amplitude de ce retrait chimique va être directement liée au rapport E/C (autrement dit à la résistance mécanique). Le retrait endogène d'un béton sera d'autant plus fort que son rapport E/C sera faible (ou sa résistance en compression élevée). Ce phénomène existe pour tout type de béton, en particulier les BAP qui ne se distinguent pas des bétons vibrés sur ce point. De plus, pour des bétons à faible rapport E/C, le retrait endogène des BAP est comparable à celui des bétons vibrés [Pons 03] (figure 1.16).

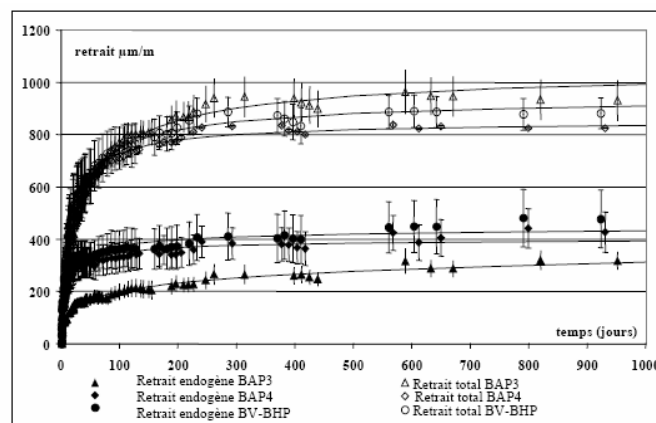


Figure 1.16 : retraits endogène et totales d'un béton vibré et deux BAP 60 Mpa [Pons 03]

b) Retrait de dessiccation

Les données de la littérature sur le retrait de dessiccation des BAP sont très contradictoires. Certains auteurs [Hu 98] trouvent des déformations pour ces bétons plus importantes que

celles mesurées sur des bétons vibrés (voir figure 1.17). Ce retrait apparaît être d'autant plus faible que le rapport G/S des BAP est élevé

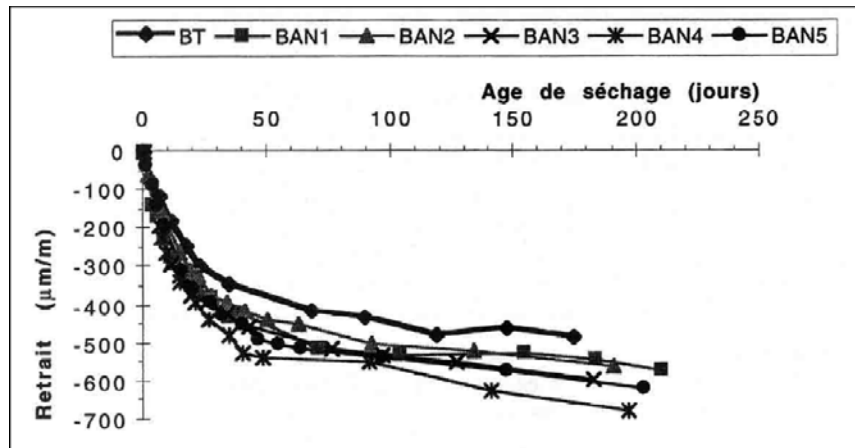


Figure 1.17 : comparaison des retraits de dessiccation d'un béton vibré et cinq BAP [Hu 98]

D'autres auteurs annoncent des retraits équivalents pour les deux types de béton à résistance mécanique constante [Persson 99, Sakata 98]. D'après ces données, l'ordre de grandeur du retrait de dessiccation des BAP varie de 550 à 700 $\mu\text{m/m}$ (à 180 jours).

Enfin, d'autres auteurs [Sonebi 99] observent des retraits de séchage des BAP moins importants que ceux des bétons vibrés auxquels ils sont comparés (quantité de ciment et rapport E/C équivalents, volume de pâte différent). Le phénomène est attribué à l'effet du volume de pâte et au rapport E/L car, d'après [Neville 00], augmenter le volume de pâte pour une même quantité d'eau et diminuer le rapport E/L conduit à diminuer le retrait de séchage.

1.8.1.4. Fluage :

Les études sur le fluage sont encore peu nombreuses, en tout cas par rapport à celles sur le retrait. Cela explique peut-être pourquoi les résultats sont plus "homogènes". Le fluage des BAP paraît comparable à celui des bétons ordinaires de même résistance, en mode endogène ou en mode de dessiccation [Chopin 03] Persson 99] [Proust 02].

Au cas où le fluage du béton aurait un rôle significatif sur le comportement de l'ouvrage, il est recommandé de déterminer sa valeur au moyen d'essais, car il est difficile, en l'état actuel des connaissances, de donner des indications fiables sur la différence existant entre le béton BAP et le béton vibré. Les essais sont en effet peu nombreux, leurs résultats sont souvent contradictoires et font ressortir des différences, heureusement peu importantes.

1.8.2. Durabilité des bétons autoplaçants :

1.8.2.1. Carbonatation :

Dans le même esprit de comparaison des BAP et des bétons traditionnels, de caractéristiques totalement différentes, les conclusions sont difficiles à dégager.

L'étude de la référence [Sakata 98] sur les BAP et les bétons traditionnels montre qu'il n'y a pas de différence notable entre les cinétiques de carbonatation des deux types de bétons. On retrouve des résultats classiques de type plus le rapport E/C est important plus la profondeur de carbonatation est importante (figure 1.18).

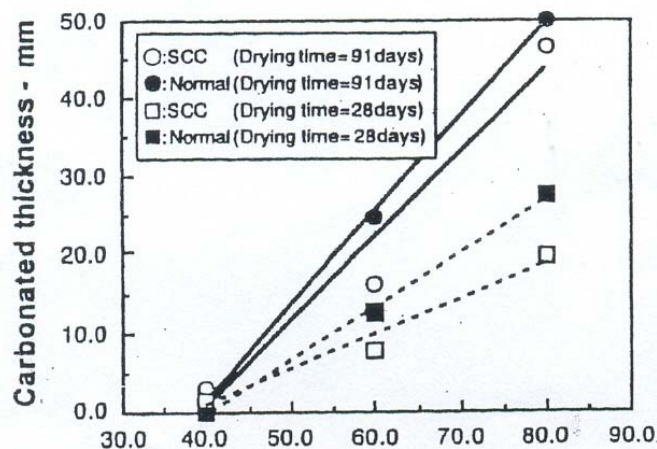


Figure 1.18 : profondeur de carbonatation des bétons autoplaçants et des bétons traditionnels de mêmes E/C [Sakata 98]

1.9. Conclusion :

Les BAP se développent maintenant en Europe et semblent être amenés à remplacer, à terme, les bétons vibrés classiques dans de nombreuses applications. Ils présentent en effet des intérêts à la fois techniques et économiques : absence de nuisances sonores en milieu urbain, possibilité de bétonner des zones fortement ferraiées ou à géométrie complexe et l'obtention d'une meilleure qualité du béton (pratiquement indépendante du savoir-faire des ouvriers) d'une part, diminution du temps de personnel lors de la mise en place et réduction des coûts des processus industriels, d'autre part.

Malgré les aspects intéressants que les BAP proposent, en particulier à l'état frais, et leur utilisation en constante augmentation. Les BAP ne disposent pas encore d'une bonne connaissance sur leurs propriétés à l'état durci, son développement est freinée par une formulation complexe et un comportement sous sollicitations extrêmes (comportement différé, comportement au feu, durabilité) mal connu

Alors que de nombreuses études visant à développer l'utilisation du BAP étaient (et sont encore) menées par différentes entreprises ou laboratoires universitaires, plusieurs questions posées par les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'oeuvre restaient sans réponse :

- quelle est la conséquence de la quantité importante de fines préconisée dans ces bétons sur leurs déformations différées (fluage) ?

L'objectif de notre étude est, autant que possible, de donner une réponse claire à cette question et peut être, ainsi, de contribuer au développement de ce nouveau béton dans notre pays à partir des matériaux locaux.

Pour cela, un premier pas consistait à rassembler un maximum de documents publiés sur ce sujet afin d'essayer d'apporter des premiers éléments de réponse à notre problème et d'orienter pertinemment notre recherche. La synthèse bibliographique de départ comprenait peu de données relatives à ce sujet ce qui justifiait d'autant le réel besoin de recherche dans ce domaine. Depuis, divers colloques spécialisés [SCC RILEM 99, SCC RILEM 03] et publications parus tout au long de ce travail ont permis d'étoffer ce regroupement de données.

DEUXIEME PARTIE :
PARTIE
EXPERIMENTALE

CHAPITRE 3 :

PLAN

EXPERIMENTAL ET CARACTERISATION DES MATERIAUX TESTES

3. PLAN EXPERIMENTAL ET CARACTERISATION DES MATERIAUX TESTES

3.1. Introduction :

Dans cette partie, on s'intéresse à la présentation des matériaux et des méthodes utilisées pour réaliser les différents essais expérimentaux de notre programme de recherche.

La caractérisation des matériaux de construction tels que la matrice cimentaire nécessite la connaissance de la nature de ses composants. Par ailleurs, la détermination des dosages optimaux, ainsi que l'illustration des certaines interprétations ne pourraient possibles que si les différents constituent sont bien caractérisés, c'est l'objet de ce chapitre.

Pour ce qui concerne notre étude, préoccupé de valider l'emploi des bétons autoplaçants à base de matériaux locaux, il apparaissait nécessaire de considérer des BAP renforcés de fibres métalliques pour réaliser le cumul des avantages offert par cette association. Nous avons cependant également mis en œuvre des bétons ordinaire pour servir d'éléments de comparaison destinés à bien faire ressortir les spécificités du comportement des poutrelles sous sollicitation de flexion pure (monotone et différé).

Nous procéderons donc dans cette partie, successivement à la présentation des essais et procédure, à l'identification des matériaux de base utilisés et à la caractérisation des matériaux élaborés.

L'organigramme suivant de la figure 3.1 rassemble les principales étapes de l'étude expérimentale

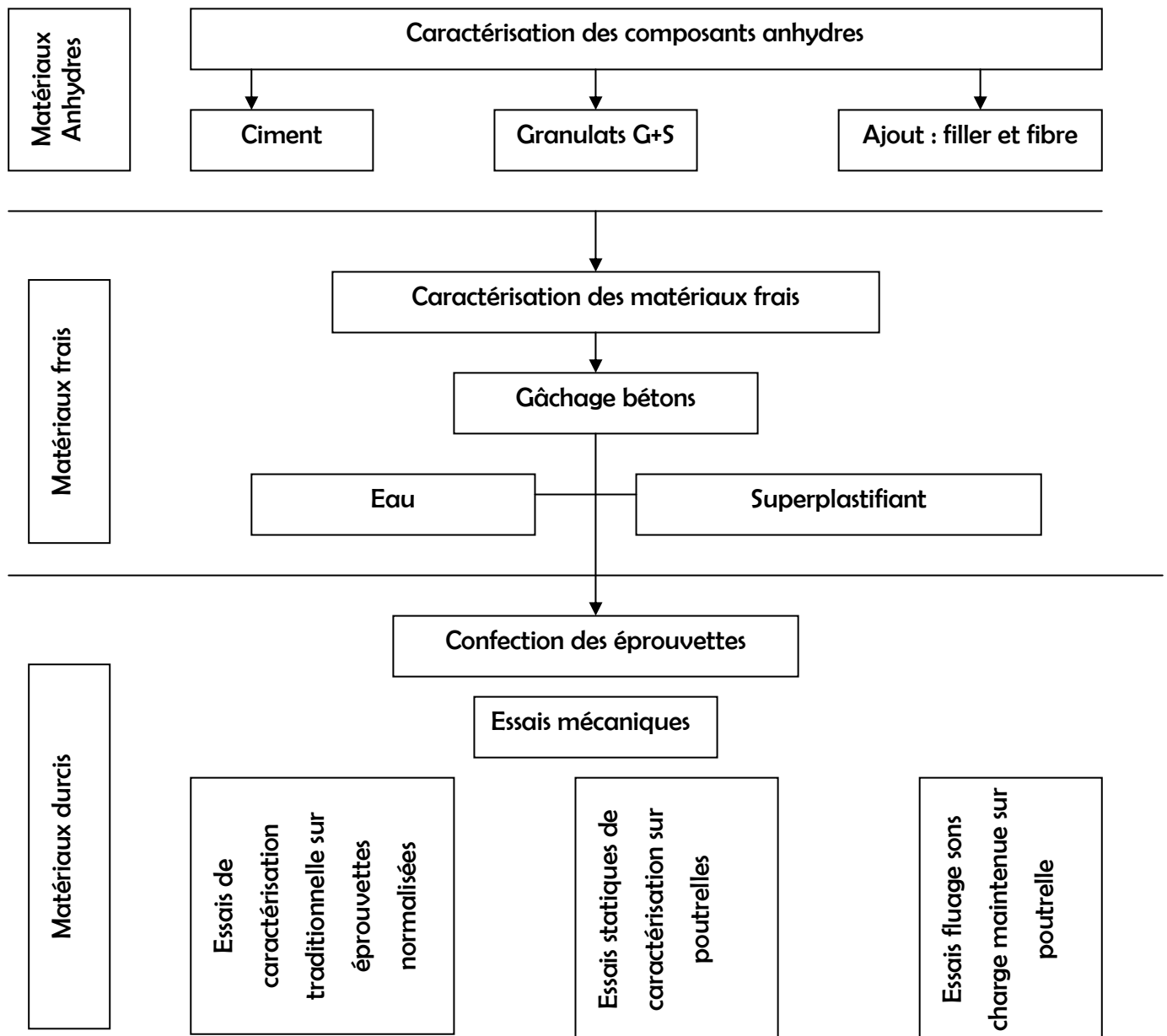


Fig. 3.1 : Organigramme des expériences réalisées.
Principales étapes de l'étude expérimentale.

3.2. Contenu du plan expérimental :

Dans cette recherche, nous allons mener à une étude expérimentale sur le comportement différé des poutrelles de section 10x10x120 cm en béton autoplaçant et en béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques sous sollicitation de flexion quatre points en se basant sur l'influence de paramètres de composition :

- Nature de béton : BAP, BAPF et BV
- Teneur de fines : Le rapport ciment/ciment+filler=variable
- L'introduction des fibres métalliques = dosage constant

-Le rapport E/C=variable pour avoir un étalement dans la fourchette

❖ paramètres de chargement :

-Taux de chargement =0%,25%et 45% de la charge de rupture

-Age de chargement = 7 jours

❖ paramètres d'environnement :

- Température = 20 ±2°C.

- Humidité relative = 55±5%

Pour notre recherche. les compositions de béton retenues ont été étudiées et optimisées selon l'approche (méthode) Japonaise par les membres de notre équipe de recherche chargée de la formulation et la conception des bétons.

A l'aide des dispositifs expérimentaux présentés ultérieurement nous allons effectuer des essais sous diverses sollicitations et en particulier sous chargement statique monotone et sous chargement maintenu constant.

Les compositions des bétons testés sont basées sur celles des bétons réalisés pour les besoins du projet de recherche CNEPRU. Dans ce projet quatre types de béton ont été testés et ces quatre compositions ont été utilisées au départ dans cette étude.

Il s'agit d'un béton autoplaçant de référence noté BAP1 avec un rapport filler/liant de 0.33 et trois autres bétons :

- un béton autoplaçant noté BAP2 avec un rapport filler/liant de 0.16.
- un béton autoplaçant BAP1renforcé de fibres métalliques noté BAPF1.
- Un béton témoin, ordinaire vibré, à égale résistance que le béton autoplaçant BAP1.

Le terme BAPF désigne un BAP renforcé de fibres.

Les différents mélanges sont présentés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Différents compositions utilisées dans la recherche

| Notations | Désignations |
|------------------|--|
| BAP1 | Béton autoplaçant de référence avec un rapport filler/liant = 0.33 |
| BAP2 | Béton autoplaçant avec un rapport filler/liant = 0.16 |
| BAPF1 | BAP1 renforcé de fibres métalliques 0.5% de volume total |
| BV | Béton vibré témoin à égale résistance que le BAP1 |

Les constituants utilisés dans les mélanges sont : un ciment de type CPJ 42.5 de la cimenterie Hamma Bouziane, un gravier 5/15, un sable 0/5 concassé de la carrière HEDNA de Ain Smara, un filler UF20 de la carrière ENG Khoub, un superplastifiant Sp40 de Granitex, fibres métalliques MEDAFAC de Granitex de 5cm de longueur et l'eau de robinet du laboratoire.

| Les mélanges | Mesures effectuées | N ^{bre} de mesures par gâchée |
|--------------|--------------------|--|
| BAP1 | - Densité | 3 |
| BAP2 | - l'étalement | |
| BAPF1 | - air occlus | |
| BV | | |

De nombreuses mesures ont été effectuées pour la caractérisation de BAP à l'état frais (air occlus, densité, l'étalement), le tableau ci dessous présentes ces mesures :

A l'état durci, une caractérisation classique des mélanges (résistances mécaniques : à la compression, traction /flexion) a été réalisée sur des éprouvettes respectivement cylindriques de 16x32 cm et prismatiques de dimensions 7x7x28 cm sous des conditions de conservation de $T=20 \pm 2^\circ\text{C}$, $HR=95 \pm 5\%$ jusqu'à l'âge d'écrasement de 7 jours et 28 jours. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.3 :

| Désignation | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
|----------------------|---|---|---|---|
| Nombre d'éprouvettes | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Conservation | $20 \pm 2^\circ\text{C}$, $95 \pm 5\%$ | $20 \pm 2^\circ\text{C}$, $95 \pm 5\%$ | $20 \pm 2^\circ\text{C}$, $95 \pm 5\%$ | $20 \pm 2^\circ\text{C}$, $95 \pm 5\%$ |
| Age d'écrasement | 7 .28 jours | 7 .28 jours | 7 .28 jours | 7 .28 jours |
| Corps d'éprouve | 16x32cm 7x7x28cm | 16x32cm 7x7x28cm | 16x32cm 7x7x28cm | 16x32cm 7x7x28cm |
| Type d'essai | Compression Traction/flexion | Compression Traction/flexion | Compression Traction/flexion | Compression Traction/flexion |

Tableau 3.3 : Caractérisation classique des mélanges

3.3. Types d'éprouvettes et modes opératoires des essais :

Le programme expérimental comprend trois types d'essais devant être effectués à des échéances bien précises, chaque type d'essai comprend :

- Eprouvettes cylindriques : 16x32 cm.
- Eprouvettes prismatiques : 7x7x28 cm.
- Poutrelles : 10x10x120 cm.

On a choisi les dimensions des poutrelles de manière à faciliter la manipulation des spécimens et en fonction des matériaux disponibles (moules) tout en respectant les proportions (L/h et b/h) près de la réalité.

Afin d'estimer les taux de chargement à appliquer pour notre étude de fluage, il faut déterminer la charge de rupture sur des poutrelles 10x10x120 cm sous sollicitation monotone de flexion quatre points en déterminant aussi la flèche de rupture, la charge et la flèche de première fissuration ainsi que le module d'élasticité. Les détails sont présentés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Essais Statiques caractérisation des poutrelles (10x10x120cm)

| Nombre de mélange | Nombre d'éprouvettes Par mélange | Type de sollicitation | Conservation (T°C, HR%) | Age d'écrasement | Mesures effectuées |
|-------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------------|------------------|--------------------------------|
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | Charge de rupture |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | Flèche de rupture |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | Charge de première fissuration |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 95±5% | 7 .28 jours | flèche de première fissuration |

3.3.1. Eprouvettes Cylindriques :

Conformément à la norme NF p18-406(NA427), les éprouvettes cylindriques d'élanement 2.dans les extrémités ont été préalablement rectifiées sont utilisées pour l'essai d'écrasement compression simple.

Ce type d'éprouvette a été conçu pour la détermination de la résistance à la compression, à 7 et 28 jours, les bétons autoplaçants utilisés dans notre recherche. La machine d'essai est une presse de force de classe B et d'une capacité maximale 2000KN.conforme aux normes EN 196.UNE7242.83.304 ; 7281 ; ASTM C39 ; E4/BS ; AASHTO T22 ; T71 ; DIN51.220.51.223 ; NF P18-411

La charge de rupture est la charge maximale enregistrée au cours de l'essai, si on considère que la charge de rupture est P et l'aire de la section transversale de l'éprouvette est S, la résistance à la compression f_c est le rapport ($f_c=P/S$)

Si on considère P en Newtons et $S = 20000\text{mm}^2$ $f_c =P/20000$ MPa



Fig. 3.2 : Machine utilisée dans les essais de Compression sur éprouvettes

| Capacité | Distance entre plateau | Course du piston | précision | reproductibilité | Dimension Ext, (mm) | Poids total |
|----------|------------------------|------------------|-----------|------------------|---------------------|-------------|
| 2000KN | 20(mm) | 100(mm) | ±1% | ±1% | 30x320x300 | 520(Kg) |

Tableau 3.5 : Description de la machine

3.3.2. Eprouvettes prismatiques :

Ces éprouvettes sont destinées pour les essais de traction par flexion selon les normes NFP18-407(NA428), qui précisent les détails d'exécution, les éprouvettes sont des prismes de section carré et l'élanement 4 .

Dans notre cas des prismes 7x7x28cm, le croquis suivant décrit le dispositif de chargement destiné à cet essai de traction par flexion.

Si F est la charge de rupture (en Newtons) et a le coté de la base en mm la contrainte de rupture en traction par flexion est :

$$F_t = 1,8 \cdot \frac{F}{a^2} \text{ En MPa}$$

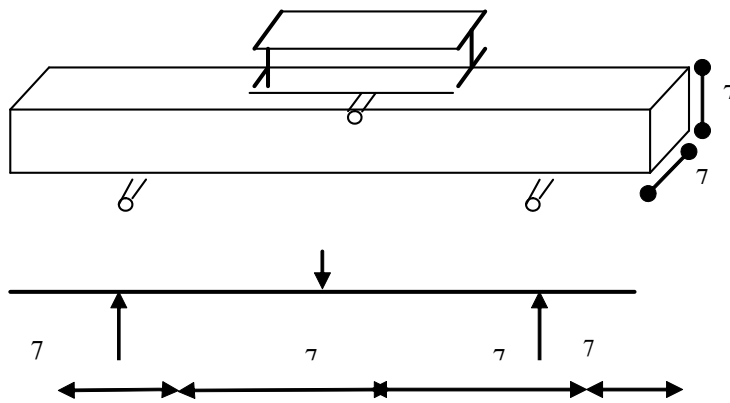


Fig. 3.3 : Croquis décrivant le dispositif destiné à l'essai de traction par flexion

Ceci suppose que la contrainte calculée par la formule de l'élasticité :

$$F_t = \frac{M}{I} y = \frac{3 \cdot F}{a^2} \text{ et } \frac{I}{y} = \frac{a^3}{6} \text{ Est effectuée d'un coefficient } 0,6$$

Ceci s'explique par le fait que l'application de la loi de Hooke qui donnerait le diagramme de contrainte AA' avec : $B'A' = \frac{M}{I} y$ n'est plus applicable l'ors qu'on arrive à la rupture et que le diagramme réel est vraisemblablement de la forme AA' avec : $B'A'_1 \approx 0,6 B'A'$ en supposant une sorte de plastification en traction précédant la rupture : par ailleurs, la comparaison d'essai jumelés en traction flexion et en traction directe donne un rapport moyen voisin de 0,6 mais sa valeur varie en fonction de la dimension des prismes, ce coefficient ne donne qu'une signification tout à fait approximative et conventionnelle.

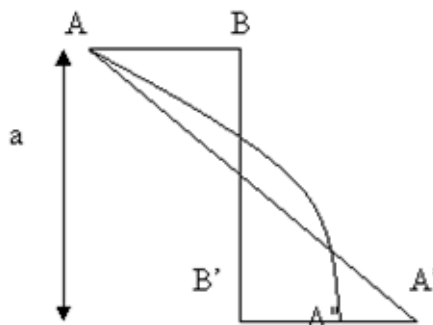


Fig.3.4 : Diagramme réel de contraintes dans un essai de traction par flexion sur prisme 7x7x28cm

3.3.3. Poutrelles :

Les essais de flexion ont été effectués sur les éprouvettes de section carrée 10X10cm, ayant une longueur de 120 cm, la distance entre appuis est le 100 cm.

Nous avons opté pour un essai de flexion quatre points suivant le descriptif de la figure et conformément à la norme NFP18-407(NA428). Le type de chargement permet d'éliminer toute contrainte de cisaillement dans la partie centrale. En y conservant un moment fléchissant constant. Par ailleurs selon plusieurs auteurs, la flexion quatre points donne les résultats moins dispersés que la flexion trois points.

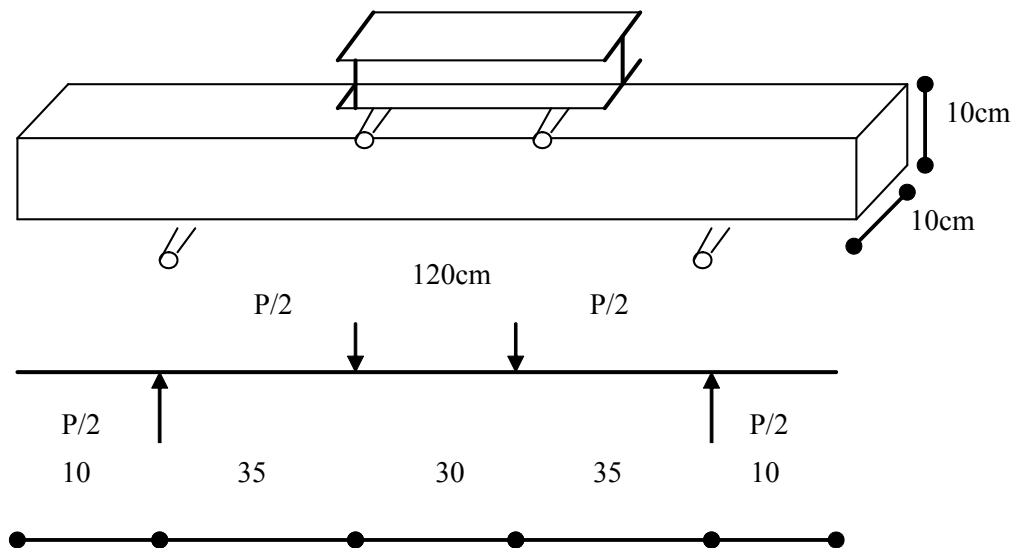


Fig. 3.5 : Dispositif d'essai de flexion quatre points.

A noter que les essais statiques (monotones) de caractérisation et de fluage ont été effectués sur le même type de poutrelles prismatiques de différents mélanges (BAPs) suivant le même schéma de chargement.

Les dispositifs et procédures d'essai seront détaillés ultérieurement. Ces éprouvettes sont utilisées pour deux types d'essais :

- a) Caractérisation des poutrelles sous charge monotone (statique).
- b) mesure du fluage sous charge maintenue

3.4. Caractérisation des matériaux

3.4.1. Les granulats :

Les normes NFP 18-101 et NF P18-541 définissent les caractéristiques des granulats pouvant être utilisés pour la confection des bétons.

Dans le béton frais, les granulats servent au remplissage de l'espace. Le rapport gravillon/sable est proche de 1 dans les BAP.

Les granulats apparaissent comme les inclusions dures dans le béton durci. En l'absence de chargement extérieur, Les contraintes importantes existent dans le matériau du fait du retrait de la pâte liante gênée par la raideur des granulats. De plus, d'autres défauts sont provoqués par la mise en place du béton dans les moules ou coffrage, en effet, lors du coulage, le ressuyage dû à la pesanteur (d'autant plus important qu'on est en présence des granulats de grandes dimensions).

Les bétons BAP1, BAP2, BAPF1 et BV sont constitués de granulats concassés calcaires de la carrière Hedna (Ain Smarza), de fraction 0/5 ,5/15 avec un ajout de filler calcaire de ENG (Kroub).

L'analyse granulométrique pour les granulats utilisés ont été portées sur la figure 3.6.

Ce sont des matériaux calcaires (89%) rugueux et propre.

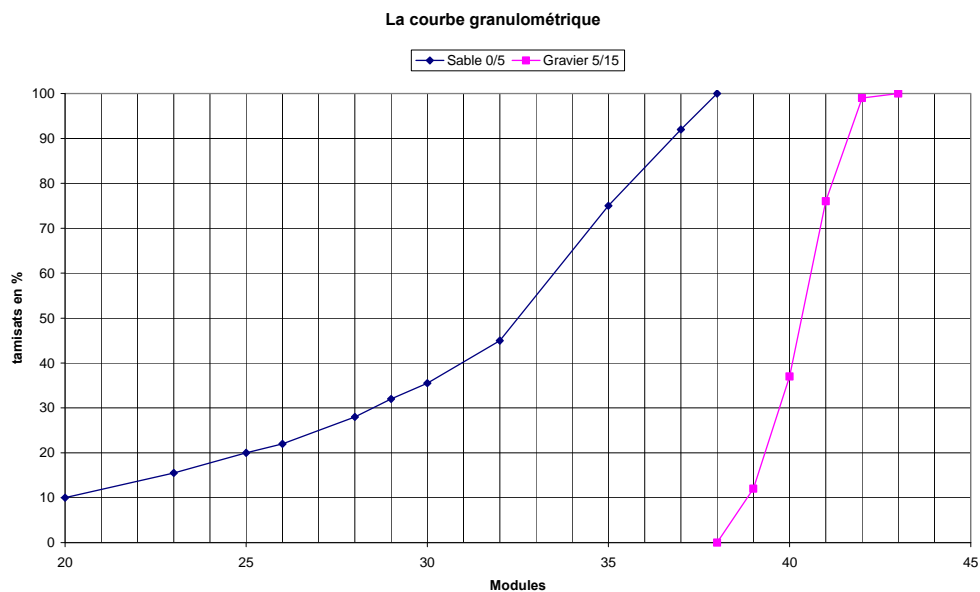


Fig.3.6 : courbe granulométriques sur les granulats naturelle concassés

L'analyse granulométriques des deux fractions des granulats est présentée dans le tableau 3.6

Tableau 3.6 : Analyse granulométrique

| Tamis | Module | Sable | Gravier |
|---|--------|-------|---------|
| | | 0/5 | 5/15 |
| 0,08 | 20 | 10 | |
| 0,16 | 23 | 15,5 | |
| 0,25 | 25 | 20 | |
| 0,315 | 26 | 22 | |
| 0,5 | 28 | 28 | |
| 0,63 | 29 | 32 | |
| 0,8 | 30 | 35,5 | |
| 1,25 | 32 | 45 | |
| 2,5 | 35 | 75 | |
| 4 | 37 | 92 | |
| 5 | 38 | 100 | 0 |
| 6,3 | 39 | | 12 |
| 8 | 40 | | 37 |
| 10 | 41 | | 76 |
| 12,5 | 42 | | 99 |
| 16 | 43 | | 100 |
| 20 | 44 | | |
| 25 | 45 | | |
| Module de finesse | | 3,1 | / |
| Coefficient d'aplatissement « NF P 18-561 » | | / | 19% |

Tableau 3.7 : Caractéristiques physiques des granulats

| Propriétés mesurées | Normes | Sable | Gravier | Observation |
|--|-------------|-------|---------|-------------|
| | | 0/5 | 5/15 | |
| Masse volumique absolue (t/m ³) | NF P 18-554 | 2,76 | 2,63 | / |
| Masse volumique apparentes (t/m ³) | NF P 18-555 | 1,44 | 1,35 | / |
| Equivalent de sable (%) | NF P 18-598 | 78,67 | / | conforme |
| Valeur au bleu de méthylène | NF P 18-592 | 0,39 | / | conforme |
| Coefficient d'absorption | NF P 18-555 | 1,1 | 1,35 | conforme |

Tableau 3.8: Caractéristiques mécaniques des granulats utilisés

| Propriétés mesurées | Normes | Sable | Gravier | Observation |
|--------------------------------------|-------------|-------|---------|-------------|
| | | 0/5 | 5/15 | |
| LA (Les Angles) (%) | NF P 18-573 | 20 | 23 | conforme |
| FD (Fragmentation Dynamique%) | NF P 18-574 | 19 | 18 | conforme |
| MD (Micro Deval) | NF P 18-575 | 16 | 17 | conforme |

Les propriétés physiques et chimiques des granulats sont présentées dans les tableaux 3.7 et 3.9.

La teneur en éléments nocifs est faible. Le calcaire de ce site présente une bonne composition chimique, mais sa dureté est moyenne.

Tableau 3.9 : Caractéristiques mécaniques chimiques des granulats utilisés

| Propriétés mesurées | Granulats calcaires concassés |
|---------------------|-------------------------------|
| Insoluble% | 1,9 |
| Sulfates % | traces |
| Carbonates % | 89 |
| Chlorure % | 0,29 |

3.4.2. Ciment :

Le ciment utilisé pour toutes les bétons a été le ciment CEMII /A (CPJ 42.5). Ce ciment provient d'une unique livraison de la cimenterie de EL -Hamma (région de Constantine). Ce ciment, dont l'ajout est principalement constitué de calcaire, est conforme à la norme Algérienne NA 442.

La composition élémentaire de ce ciment est présente dans les tableaux 3.10, 3.11, 3.12 et 3.13.

Tableau 3.10 : composition chimique du clinker

| SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | CaO | MgO | SO ₃ | Na ₂ O | K ₂ O | chlorures | CaO libre | Résidus insolubles | P.A.F |
|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|------|-----------------|-------------------|------------------|-----------|-----------|--------------------|-------|
| 27,83 | 6,21 | 3,12 | 57,22 | 0,94 | 2,02 | / | / | 0,00 | 0,88 | 2,28 | 2,41 |

Tableau 3.11 : Composition minéralogique du clinker

| Tableau 3.12 : propriétés physiques du ciment | | | | | |
|---|----------|------------------------|---------|-----------------------------|---------------------|
| Temps de prise | | Expansion le châtelier | | Surface spécifique (BLAINE) | Consistance normale |
| début | fin | à chaud | à froid | | |
| 2h 50min | 4h 06min | 2,9 | 1,65 | 3891 | 26,91 |

| Eléments | Abréviation | Teneur (%) |
|--------------------------------|-------------------|------------|
| Silicate tri calcique | C ₃ S | 56,60 |
| Silicate bi calcique | C ₂ S | 22,98 |
| Sluminate tricalcique | C ₃ A | 9,87 |
| Slummino-ferrite tetracalcique | C ₄ AF | 8,25 |

Tableau 3.13 : Résistance mécaniques du ciment (bars)

| Essais | Age | | |
|-------------|--------|--------|---------|
| | 2jours | 7jours | 28jours |
| Compression | 143,2 | 266,4 | 433,1 |
| Flexion | 35,7 | 58,3 | 77,9 |

3.4.3. Eau de gâchage :

Pour la confection des différents mélanges nous avons utilisé l'eau du robinet, au niveau de laboratoire des matériaux.

Nous avons soumis un échantillon de cette eau à une analyse chimique. Sa température était prise entre 18 et 22°C dans les résultats recueillis sont présentés au tableau 3.14.

Les résultats obtenus répondent aux prescriptions de la norme NF P 18-303 relative à la concentration en matière en suspension et sels dissous, ainsi qu'à toutes les prescriptions des normes NF P 18404 en matière de béton.

Tableau 3.14 : concentration en matières et sel dissout dans l'eau (mg/l)

| Echantillons | Concentrations |
|---|-----------------------|
| Matière en suspension | Traces |
| Sels dissous | 1470 |
| Sulfates (SO ₄ ⁻²) | 413,56 |
| Chlorures (Cl ⁻) | 298,2 |
| PH | 7,9 |
| Calcium (Ca ⁺²) | 36 |
| Magnesium (Mg ⁺²) | 60 |
| Bicarbonates (HCO ₃ ⁻) | 27 |
| Carbonates | 3,5 |
| Temperature (°C) | 19 |

3.4.4. Fluidifiant (EN934-2) :

Les adjuvants sont des produits solubles dans l'eau qui incorporés aux bétons à des doses qui doivent être inférieures ou égales à 5% du poids de ciment permet d'améliorer certaines de ses propriétés. Le plastifiant utilisé était un superplastifiant SP40.

Ce superplastifiant fait partie du groupe des fluidifiants obtenus à la base de polyméline sulfané. Les caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.15.

Tableau 3.15 : Notice technique :

| MEDAPLAST SP 40 Super plastifiant:(Haut réducteur d'eau / Conforme à la norme EN 934-2) | | |
|--|-----------------|---|
| Produit par Granitex : Zone industrielle Oued Smar - BP85 Oued Smar - 16270 Alger | | |
| Caractéristiques | Dosage : | Mode d'emploi : |
| Forme..... | Liquide | Plage de dosage recommandée : 0,6 à 2,5% du poids de ciment Soit 0,5 l à 2 l par 100 kg de ciment. Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés. |
| Couleur..... | Marron | |
| PH..... | 8,2 | |
| Densité..... | 1,20± | |
| 0,01 | | |
| Teneur en chlore..... | < 1g/L | Le MEDAPLAST SP 40 est introduit dans l'eau de gâchage, Il est recommandé d'ajouter l'adjuvant dans le béton après que 50 à 70% de l'eau de gâchage ait été introduite. |

3.4.5. Les additions :

Les fillers calcaires proviennent de la carrière géante (ENG) de l'est Algérien ils sont soumis à la norme NF P 18 508, et obtenus par broyage et sélection, provenant de gisement de roche calcaire.

C'est un produit à haute teneur en calcaire, riche en calcium leur teneur en CaCO_3 est supérieur à 98%. La surface spécifique est de l'ordre $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$ et la taille caractéristique des particules en moyenne est de $29 \mu\text{m}$.

Les propriétés physiques et chimiques du filler sont regroupées dans les tableaux 3.16 et 3.17.

3.4.5.1. Les fillers calcaire « FC » :

Tableau 3. 16 : caractéristiques physiques des fillers calcaire « FC »

| Fillers | Poids spécifiques | Densité apparente | Blancheur | Prise d'huile | humidité |
|---------|-------------------|-------------------|-----------|---------------|----------|
| FC | 2.7kg/l | 1.23 | 92% | 18% | 0.1% |

Tableau 3.17 : compositions chimiques du fillers calcaire « FC»

| | SiO_2 | Fe_2O_3 | MgO | Perte au feu | Al_2O_3 | CaCO_3 | SO_3 | PH |
|------------|----------------|-------------------------|--------------|--------------|-------------------------|-----------------|---------------|----|
| Teneur en% | 0.06 | 0.02 | 0.01 | 43.8 | 0.09 | 99 | 0.01 | 9 |

3.4.5.2. Fibres :

Les fibres utilisées sont des fibres métalliques, type MEDAFAC. Les fibres ont une longueur de 50mm et une épaisseur de $0.6+0.09\text{mm}$ de forme bâtonnets ondulés. Ces fibres livrées sous forme d'amas qui se dispersent au cours de malaxage. Les propriétés des fibres sont présentées dans le tableau 3.18.

**Tableau 3.18 : Notice technique : MEDAFAC Fibre d'acier pour béton renforcé
Produit par Granitex : Zone industrielle Oued Smar - BP85 Oued Smar - 16270 Alger**

| Caractéristiques | Dosage : | Mode d'emploi : |
|--|---|--|
| Longueur..... 50 mm Largeur2mm Densité (apparente)..... 1,05 Propriétés et effet Grâce à ses propriétés le MEDAFAC permet : • D'augmenter les résistances mécaniques surtout en flexion • Très bonne résistance à l'abrasion | Le dosage de fibres MEDAFAC à utiliser peut varier de 20 à 40 kg/m^3 . Le dosage optimal doit être déterminé en fonction du type de béton et des effets recherchés. Domaine d'application : • Dallage industriel• Parking• Atelier mécanique | L'introduction des fibres MEDAFAC se fait : - soit à la centrale à béton avec les agrégats ou en fin de mélange - soit dans le camion malaxeur sur chantier avec un malaxage supplémentaire de quelques minutes à grande vitesse. - soit dans la bétonnière sur chantier, avec un malaxage supplémentaire de quelques minutes |

3.5. La formulation :

Formuler un béton, c'est de trouver un arrangement des divers constituants répondant à un cahier des charges donné. Dans les cas courants, le cahier des charges concerne la résistance à la compression à 28 jours et la consistance, c'est-à-dire l'affaissement au cône d'Abrams. Pour des chantiers plus spécifiques, d'autres propriétés peuvent être demandées, comme, par exemple, une prise retardée, une résistance élevée au jeune âge, ou un dégagement de chaleur minimal. La solution trouvée doit si possible être optimale, ce qui signifie bien souvent avoir le plus faible prix de revient.

Pour formuler les bétons ordinaires, la méthode la plus utilisée dans l'industrie est celle dite Dreux-Gorisse. Elle propose différents abaques pour estimer les dosages en eau et en ciment permettant d'obtenir la résistance et l'affaissement souhaités. Elle se distingue également par une méthode originale pour proportionner les granulats, qui consiste à caler la courbe granulométrique du mélange sables / gravillons sur une courbe de référence.

La mise au point d'une formule de BAP est beaucoup plus complexe, parce que, d'abord, les constituants sont au nombre minimal de six, contre quatre dans le cas des bétons ordinaires. Ensuite, le cahier des charges d'un BAP comporte plus de clauses, en particulier à l'état frais ; il faut réaliser, en plus de l'essai au cône, l'essai à la boîte en L et l'essai de stabilité au tamis. Enfin, et surtout, les propriétés des BAP sont contradictoires ; un béton riche d'une pâte fluide est très sensible à la ségrégation.

3.5.1. Principe et application Approche japonaise :

La formulation des BAP par l'approche développée à l'Université de Kochi se fait de manière sécuritaire en privilégiant le volume de pâte au détriment des granulats [Okamura 99.00] .Les bétons obtenus sont sous dosés en granulats et par conséquent loin d'un optimum économique. Le surcoût engendré sur le matériau est compensé, au Japon, par les économies sur la main d'oeuvre. Les principes de formulation et leur application sont les suivants.

Dosage des gravillons : Les chercheurs japonais ont montré que le risque de blocage est minimisé lorsque le volume du gravillon pour 1 m³ de béton est limité à la moitié de sa compacité. Par définition, la compacité d'un mélange de grains est le rapport du volume de grains et du volume total du système grains + vides (figure 3.7). Elle dépend bien sûr du mode de compactage.

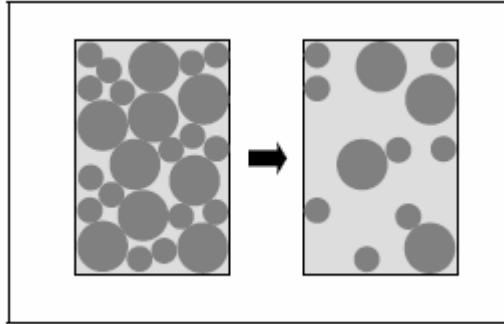


Fig. 3.7 : Réduction du volume de gravillon à la moitié de sa compacité

Dosage du sable : Le volume du sable est posé forfaitairement à 40 % du volume de mortier du béton. La fluidité du béton est garantie par la réduction des frictions granulaire

Dosage du liant : La méthode ne précise pas comment doser le liant. Néanmoins la quantité de ciment peut être fixée, par exemple, en respectant la donnée des normes (soit ici une masse minimale de ciment de 350 kg/m³). Les rapports massiques eaux sur ciment et filler sur ciment peuvent également être choisis sur des critères de résistance.

Dosage de l'eau et du superplastifiant : Les dosages en eau et en superplastifiant sont déterminés au moyen d'essais sur mortiers, dont le volume de sable est fixé à 40 %. On réalise des mesures d'étalement avec un cône à mortier (figure3.8) et des mesures d'écoulement à l'entonnoir (figure3.10). Les auteurs définissent l'étalement relatif D par l'équation (1),

$$D = \frac{d^2 - d_0^2}{d^2} \quad (1)$$

Où d est le diamètre de la galette et d_0 la base du cône. Ils définissent également l'écoulement relatif T par l'équation (2).

$$T = \frac{10}{te} \quad (2)$$

Où te est le temps d'écoulement à l'entonnoir.

L'étalement normalisé D optimal est égal à 5 et le temps d'écoulement relatif T optimal est égal à 1. Selon les auteurs, ce couple est optimal dans le sens où il donne un béton fluide avec un risque de ségrégation minimale.

Les auteurs ont montré que la relation entre l'étalement et l'écoulement est linéaire lorsque le dosage en eau varie à quantité de superplastifiant constante. A l'aide de peu d'essais, il est alors possible de trouver un couple adjuvant/eau permettant de fluidifier de manière optimal le mortier.

La compositions des bétons retenues a été étudiée et optimisées selon l'approche (méthode) Japonaise par les membres de notre équipe de recherche chargée de la formulation. Par ce que c'est la méthode la plus simple et la plus adaptable aux bétons à base de matériaux locaux.

Le tableau 3.19 présente les différentes formulations des bétons que nous avons confectionnées lors de notre recherche.

Tableau 3.19 : La composition d'un mètre cube des mélanges

| Notations | Ciment C | Filler F | Eau E | Sable S | Gravillon G | Superplastifiant SP | Fibres |
|--------------|-------------|-------------|----------|------------|----------------|------------------------|--------|
| BAP1 | 400 | 200 | 211 | 762 | 772 | 9,6 | 0 |
| BAP2 | 500 | 157 | 221 | 762 | 772 | 10,85 | 0 |
| BAPF1 | 400 | 200 | 211 | 762 | 745 | 9,6 | 5 |
| BV | 400 | 0 | 228.5 | 850.92 | 914.35 | 0 | 0 |

3.5.2. Fabrication des mélanges :

3.5.2.1. Malaxage :

Le béton a été fabriqué dans un malaxeur à axe vertical et mouvement planétaire de capacité 250 litres de malaxage suivant la norme NFP18-404 est de :

Malaxage à sec = 60 Secondes

Introduction eau + super plastifiant = 30 secondes

Malaxage humide = 8 minutes

3.5.2.2. L'étalement :

L'étalement est mesuré au cône d'ABRAMS selon la norme NFP18-451 (NA431)

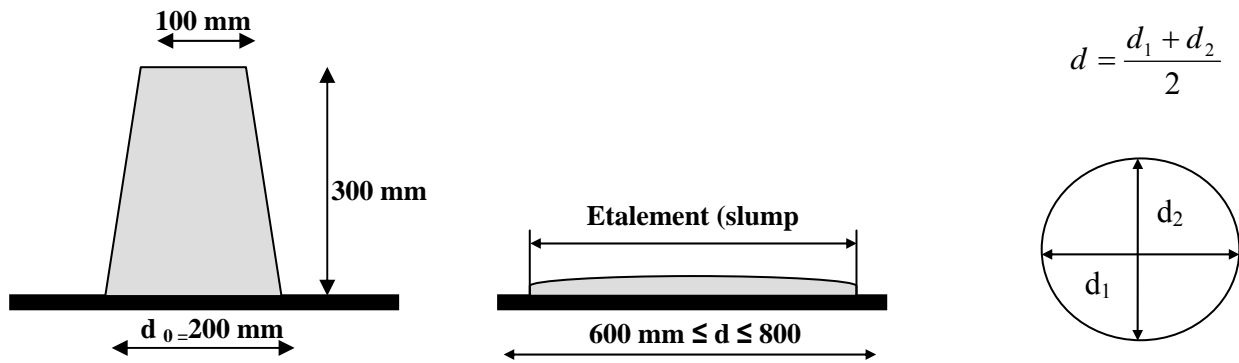


Fig.3.8: essais de l'étalement

3.5.2.3. Résistance à la ségrégation :

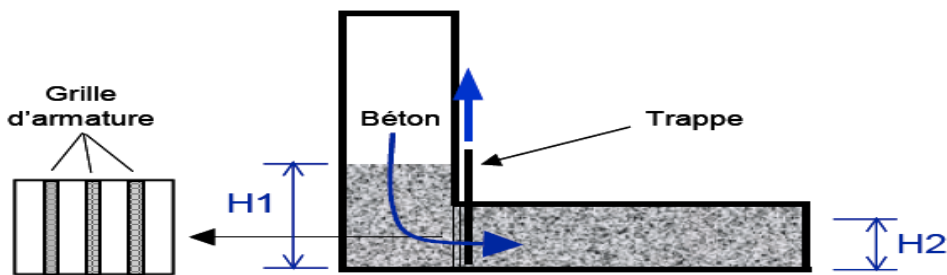


Fig.3.9 : essai de boîte en L (L-Box)

Pour que le BAP soit accepté, le taux de remplissage de la boîte en L (rapport des hauteurs H_2/H_1 , voir figure 3.9 doit être supérieur à 0,8 [AFGC 00]. Des temps d'écoulement peuvent aussi être mesurés pour apprécier la viscosité du béton.

3.5.2.4. Essai d'entonnoir utilisé pour mesurer le temps d'écoulement du béton :

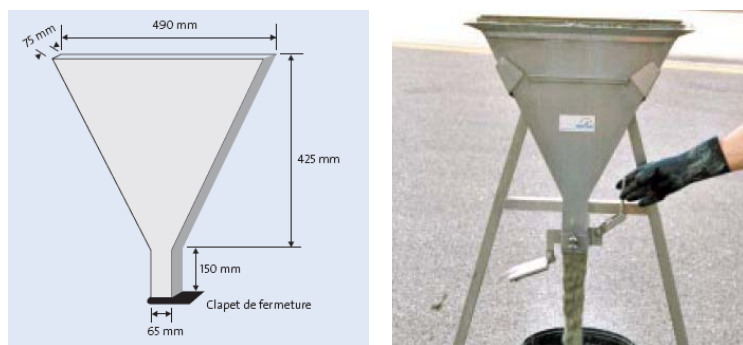


Fig.3.10: Essai d'entonnoir

Le temps d'écoulement doit être inférieur à 10 secondes pour l'entonnoir SS (Small) et à 12 secondes pour l'entonnoir LS (Large) pour que le béton soit considéré comme ayant une résistance à la ségrégation suffisante.

3.5.2.5. Air occlus :

La mesure de l'air occlus a été effectuée au moyen d'un aéromètre de huit litres modèle « CONTROLS »

On commence d'abord par remplir la chambre inférieure de l'appareil (cure), sur trois couches égales tout en vibrant à chaque fois, on fixe ensuite la chambre supérieure le couvercle, on injecte de l'eau à l'aide d'une pissette dans le premier robinet, le deuxième est ouvert, quand l'eau commencera à sortir de ce dernier on ferme les deux robinets et la soupape de décharge et on applique une pression en actionnant la pompe manuelle intégrée jusqu'à ce que l'aiguille du manomètre de l'appareil indique la valeur de référence 0%, (repère)

On égalise en suite les pressions dans les deux enceintes (supérieures et inférieures). En ouvrant la valve qui sépare les volumes des deux chambres (supérieures et inférieures) le mélange est alors comprimé et le pourcentage d'air occlus est directement indiqué par l'aiguille du manomètre.

La graduation est telle qu'elle permet une lecture précise à 0.19 dans la zone 0-6%



Fig.3.11: Aéromètre pour la mesure de L'aire occlus

3.5.2.6. Densité :

Le béton frais est mis dans le moule qui sert à l'air occlus (chambre inférieure), ce moule à une capacité de 8 litres. On pèse le moule vide de valeur P_0 , ensuite on remplit ce même moule

avec du béton frais et on le pèse pour avoir la valeur P_1 , donc la densité réelle est mesurée suivant la formule

$$\rho = \frac{P_1 - P_0}{V}$$

3.5.2.7. Fabrication des éprouvettes :

C'est une étape importante dans la chaîne de contrôle du béton. Il s'agit de prélever de petit volume de béton et de réaliser des éprouvettes qui permettront caractériser les qualités du béton. En suivant les prescriptions de la norme NF P 18 442, on est assuré de minimiser les dispersions dues à la confection.

Les moules utilisés sont en acier, les différents corps d'épreuves sont :

- Cylindriques : 16x32 cm destinés pour les essais de la résistance à la compression.
- Poutrelles : 10x10x120 cm destinés pour les essais statiques et les essais sous charge maintenue.
- Prismatiques : 7x7x28 cm destinés pour les essais de la résistance à la traction par flexion.

3.5.2.8. Remplissage :

BAP se distinguent des BO, par leur propriété à l'état frais ils sont capables de s'écouler sous leur propre poids, donc l'absence de vibration.

Avant le remplissage on applique un lubrifiant sur les parois à fin d'éviter la cohésion de la pâte.

Après mise en place du béton dans les moules (fabrication des éprouvettes), ils sont laissés pendant 24 heures dans la salle de fabrication sous protection d'un film de plastique souple.

Pour les bétons ordinaires, le remplissage des éprouvettes se fait par deux couches pour les cylindres et en trois couches pour les prismes. Cette prescription a été établie à la suite d'un nombre assez important d'essais en laboratoire. Le temps de vibration, est fixé à 6 secondes.

3.5.2.9. Conservation :

Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées avec précaution, les éprouvettes sont conservées dans une salle à atmosphère ambiante jusqu'au moment de l'essai qui s'effectue à

7 ou 28 jours. Les conditions de conservations des éprouvettes sont faibles selon la norme NF P 18 403.

3.5.2.10. Préparation des éprouvettes : Surfaçage norme NFP18-416

Deux heures avant l'essai, les éprouvettes destinées aux essais de caractérisation traditionnelle (16x32 cm) pour les essais compression) ont été surfacées par coulis, par contre les éprouvettes (poutrelles) destinées aux essais de flexion monotone et de fluage été surfacées par meulage.

L'opération de surfaçage permet d'obtenir des surfaces planes parallèles entre elles et perpendiculaires aux génératrices des l'éprouvettes.

L'arasement est faite avec précaution en respectant les modalités des normes P18 422 et 423 avec la règle biseautée. La totalité des corps d'éprouves subit le même traitement de confection et de conservation selon la nature du béton et la destination des essais.

3.6. Résultats :

On présente les résultats de la caractérisation des mélanges dans le but générer un ensemble d'information suffisamment riche pour permettre de relier la composition des bétons avec leurs performances.

Toutes bétons destines à été testés dans les même conditions doivent avoir un même étalement (BAP) ou une même résistance ce qui rend intéressant de comparer ces bétons entre eux.

Le résultat d'un essai (ou une mesure) est la moyenne d'au moins trois valeur sur trois éprouvettes (ou gâchées) issue d'un même prélèvement (NF P 18 305).

Ce nombre, à notre avis est suffisant car les essais sont effectués conformément aux normes avec le plus grand soin (répétabilité et reproductibilité) (écart maximal est de 3 MPa)

3.6.1. Étude du béton frais :

Les résultats des quatre mélanges sont représentés dans le tableau 3.20 ci-dessous

Tableau 3.20 : Étude du béton frais

| Notations | Air occlus (%) | Densité (Kg/m ³) | étalement (cm) |
|--------------|----------------|------------------------------|----------------|
| BAP1 | 2.8 | 2383 | 69 |
| BAP2 | 2.7 | 2352 | 67 |
| BAPF1 | 3.4 | 3385 | 64 |
| BV | 3 | 2361.3 | 8 |

On remarque que pour la caractérisation classique des différents bétons

❖ À l'état frais :

L'amplitude de variation du dosage en eau maintien de l'étalement, est de l'ordre 0 ÷ 10 l/m³ suivant les gâchées. Cela laisse prévoir que si des variations de résistances sont observées pour les BAP, elles pourront être attribuées aux caractéristiques des granulats et aux particularités de l'adhérence de la matrice avec les granulats.

L'évolution de la densité est conditionnée par la teneur en fines et la présence des fibres.

En ce qui concerne l'influence de l'introduction des fibres métalliques, on constate une augmentation de la masse volumique du matériau.

L'évolution de la teneur en air occlus. Se fait de manière non monotone, à l'opposé de l'évolution de la densité et de la teneur en eau. Ainsi l'introduction des fibres dans les bétons conduit à la plus forte teneur en air. La meilleure compacité est obtenue avec les BAP2.

3.6.2. Étude du béton durci :

Les essais mécaniques normalisés ont été réalisés aux échéances prévues (7 et 28 jours), de façon à obtenir l'évolution progressive des résistances. Chaque résistance à la compression sur cylindre 16x32 cm et à la traction par flexion 7x7x28 cm est représentée respectivement le tableau 3.21, correspondant à les moyenne arithmétique de trois mesure.

Tableau 3.21 : Étude du béton durci

| Notation | Résistance à la compression (Mpa) 16x32 cm | | Résistance à la traction/flexion (Mpa) 7x7x28 cm | |
|----------|--|----------|--|----------|
| | 7 jours | 28 jours | 7 jours | 28 jours |
| BAP1 | 13.68 | 25.80 | 3.10 | 5.09 |
| BAP2 | 17.92 | 34.90 | 3.26 | 5.19 |
| BAPF1 | 16.83 | 27.53 | 3.96 | 7.61 |
| BV | 12.3 | 25.04 | 3.05 | 5.01 |

❖ à l'état durci

- L'étude de la résistance en compression permet de formuler les remarques suivantes :
 - l'évolution des résistances en compression en fonction du temps présente la même allure quelle que soit le type de béton.
 - L'ordre de classement des valeurs des résistances des différents mélanges s'explique par plusieurs facteurs, dont la teneur en fines et l'ajout des fibres métalliques.
 - Le BAPF donne des résistances plus élevées à long terme (28 jours) par rapport au correspondons sans fibres.
- On remarque que RC_{7j}/RC_{28j} est de l'ordre de 55%, ce qui montre que plus de 50% de la résistance est acquise pendant les 7 premiers jours.
 - les bétons autoplaçants donnent des résistances plus élevées que le béton vibré.
 - L'observation lors de l'essai de compression, montre que la rupture est brutale et avec une déformation importante pour les BAP. Cela due à la quantité importante des fines préconise dans ces bétons. Par contre les BAPF, la rupture est non brutale due à la présence des fibres métalliques
 - Résistance à la traction :
 - La résistance à la traction augmente de la même façon que celle à la compression.
 - La résistance à la traction est en moyenne d'environ 6 fois plus faible que la résistance à la compression. Les résultats de la résistance à la traction sont eux aussi influencés par le taux définis et la présence des fibres.
 - On observe que les résistances à la traction varient avec le dosage en filler comme les résistances à la compression, mais avec un gain plus faible. Par contre, la variation est très sensible à la présence des fibres d'où les meilleures performances sont obtenues.

3.7. Conclusion :

Nous avons abordé dans ce chapitre différents points :

- D'abord nous avons présenté le programme expérimental retenu dans cette étude.
- nous avons donné les principaux résultats des essais de caractérisation des constituants et leurs différentes proportions nécessaires pour la fabrication des quatre mélanges.
- Enfin, nous avons indiqué les résultats de caractérisation des mélanges frais et durcis.

Pour les bétons autoplaçants renforcé de fibres métalliques, on remarque qu'ils donnent des résistances à la compression comme à la traction plus élevées que les bétons non renforcés due à l'introduction des fibres métalliques.

A l'issu de ce travail on peut essayer de donner un certains nombre d'observations sur les actions procurées pour les fibres et les fillers dans les bétons.

Le béton confectionné à partir des matériaux locaux (calcaire) se révèle stable et satisfaisant. La présence de filler calcaire est une nécessité, or ces derniers améliorent non seulement les propriétés rhéologiques mais ainsi les performances mécaniques.

L'incorporation des fibres métalliques permet d'obtenir des résistances légèrement supérieures en compression mais, des résistances plus élevées en traction par flexion. Par ailleurs, on a observé des différences significatives du mode de rupture selon le choix du squelette granulaire (taux de filler et présence de fibres).

Il est intéressant de remarque que ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par d'autres auteurs.

CHAPITRE 4 :

COMPORTEMENT
STATIQUE EN
FLEXION
(MONOTONE
CROISSANT)

4. COMPORTEMENT STATIQUE EN FLEXION

4.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement des poutrelles en béton autoplaçant. Cette étude fait suite à un premier travail sur les caractérisations des matériaux élaborés. (Écrasement sous sollicitation en compression et en traction)

Les résultats précédents laissant penser que les béton autoplaçant peuvent, sous certaines conditions, être un matériau de structure plus performant en terme de résistance, que le béton courant (BV).

Il convient cependant de vérifier que l'emploi de tels matériaux pour des structures fléchies n'est pas limité, par la déformation d'ensemble qui conditionne la durabilité du béton.

L'objectif de cette étude expérimentale est apprécié le comportement d'éléments de structures soumis à un moment de flexion pure (poutrelles sollicitées à une flexion quatre points).

L'ensemble des résultats présentés concerne les mesures de flèche (de rupture et premières fissuration), de charge (de rupture et premières fissuration), en faisant apparaître l'influence des paramètres de composition et de chargement.

Ces paramètres sont la teneur en fillers (en pourcentage), la présence des fibres, la résistance du béton, le niveau de chargement, et la nature du béton.

Lorsqu'on consulte la littérature technique, afin de comparer le comportement bien établi pour les bétons ordinaires à la réalité au comportement des BAP, on constate que les conclusions des différents chercheurs sont souvent contradictoires

Dans cette recherche, nous allons mener une étude expérimentale du comportement différé des poutres de section 10x10x120 en béton autoplaçant sous sollicitation de flexion quatre points, en se basant sur l'influence des paramètres de compositions (nature du béton, rapport filler/liant, l'ajout des fibres métalliques), paramètres de chargement (taux de chargement, âge de chargement), paramètres d'environnement (température, humidité relatif).

4.2. Caractéristiques des matériaux testés :

Les compositions de bétons retenues ont été étudiées et optimisées selon l'approche (méthode) Japonaise. Le tableau 4.1 présente les différentes compositions testées.

| Notations | Désignations |
|--------------|---|
| BAP1 | Béton autoplaçant de référence avec un rapport filler/liant= 0.33 |
| BAP2 | Béton autoplaçant avec un rapport filler/liant= 0.16 |
| BAPF1 | BAP1 renforcé de fibres métalliques 0.5% de volume total |
| BV | Béton vibré témoin à égale résistance que le BAP1 |

Les constituants utilisés dans les mélanges sont : un ciment de type CPJ 42.5 de la cimenterie Hamma Bouziane, un gravier 5/15, un sable 0/5 concassé de la carrière HEDNA de Ain Smara, un filler UF20 de la carrière ENG Khoub, un superplastifiant Sp₄O de Granitex, fibres métalliques MEDAFAC de Granitex de 5cm de longueur, et l'eau de robinet du laboratoire .la composition des bétons utilisés sont présentées dans le tableau 4.2.

| Notations | Ciment C | Filler F | Eau E | Sable S | Gravillon G | Superplastifiant SP | Fibres |
|--------------|-------------|-------------|----------|------------|----------------|------------------------|--------|
| BAP1 | 400 | 200 | 211 | 762 | 772 | 9,6 | 0 |
| BAP2 | 500 | 157 | 221 | 762 | 772 | 10,85 | 0 |
| BAPF1 | 400 | 200 | 211 | 762 | 745 | 9,6 | 5 |
| BV | 400 | 0 | 228.5 | 850.92 | 914.35 | 0 | 0 |

De nombres mesures ont été effectuées pour la caractérisation de BAP à l'état frais (air occlus, densité, l'étalement). A l'état durci, une caractérisation classique des mélanges (résistances mécaniques : à la compression, traction /flexion) a été réalisée sur des éprouvettes respectivement cylindriques de 16x32 cm et prismatiques de dimensions 7x7x28 cm, sous des conditions de conservation de T=20 ±2°C, HR=95 ±5% jusqu'à l'âge d'écrasement de 7 jours et 28 jours.

Les caractéristiques réelles des bétons confectionnées suivant les compositions données au chapitre précédant sont consignés dans le tableau 4.3 ci-après. Elles ont été obtenues par essais réalisés selon les normes usuelles.

| Tableau 4.3 Caractérisation des différents bétons | | | | | | | |
|---|---------------------------|------------------------------|----------------|---|----------|---|----------|
| Notations | Caractérisation classique | | | | | | |
| | Air occlus (%) | Densité (Kg/m ³) | étalement (cm) | Résistance à la compression 16x32 (Mpa) | | Résistance à la traction/flexion 7x7x28 (Mpa) | |
| | | | | 7 jours | 28 jours | 7 jours | 28 jours |
| BAP1 | 2.8 | 2383 | 69 | 13.68 | 25.80 | 3.10 | 5.09 |
| BAP2 | 2.7 | 2352 | 67 | 17.92 | 34.90 | 3.26 | 5.19 |
| BAPF1 | 3.4 | 3385 | 64 | 16.83 | 27.53 | 3.96 | 7.61 |
| BV | 3 | 2361.3 | 8 | 12.3 | 25.04 | 3.05 | 5.01 |

4.3. Méthodologie d'essais :

4.3.1. Notions générales sur la flexion quatre points :

Lors du calcul d'une poutrelle en flexion, on fait généralement appel à deux hypothèses :

- NAVIER : les sections droites avant déformations restent droites après déformations
- SAINT - VENANT : les valeurs locales de contraintes dans une section éloignée des points d'application des efforts extérieurs sont déterminés par les valeurs de l'effort normal $N(t)$ et du moment fléchissant $M(t)$ résultant appliqué à la section au temps t .

Sous la forme la plus simple de la flexion pure, les contraintes normales sont les seules qui existent dans la section droite. Dans chaque section droite de la poutrelle, il y a des contraintes normales, qui évoluent de puis la traction d'un coté, jusqu'à la compression de l'autre. Les contraintes de cisaillement sont absentes. La flexion pure est donc un exemple de contrainte mono axiale et comme telle, c'est une application des principes de la traction et de la compression simple. Le seul facteur supplémentaire, est la variation de la contrainte à travers la section droite et de ce facteur que nous nous occuperons tout d'abord.

Une forme courante de charge produisant une flexion pure représentée sur la (figure 4.1) ; les deux charges sont à égales distances des supports d'extrémités et M varie conformément au diagramme du moment fléchissant de la (figure 4.2). On voit que la partie centrale BC est en flexion pure puisque le moment est constant dans cette partie.

Les relations nécessaires entre le moment fléchissant, la contrainte et la flèche des poutrelles prismatiques, faites en matériaux obéissant à la loi de Hooke et ayant les mêmes propriétés élastiques en traction et en compression, peuvent être établies par une théorie élémentaire.

Tenant compte des hypothèses énoncées précédemment, considérons un petit tronçon de la poutrelle de la figure 1, limité par deux sections droites. Lorsqu'on exerce le moment fléchissant, les fibres supérieures se raccourcissent et les fibres inférieures s'allongent, ce qui produit une rotation de la section droite figure (3). La déformation d'une fibre quelconque est donnée par le rapport de sa variation de longueur (Δ) à la longueur initiale (l_0) du tronçon. On peut voir aisément que (Δ) et par conséquent la déformation ϵ_x est nulle, quelque part au milieu de la déformation est représentée dans la figure (4). La surface neutre, ou lieu de déformation nulle, coupe chaque section droite suivant son axe neutre, passant par le centre de la figure de la section droite, Cette proposition peut être vérifiée en faisant la somme des forces axiales internes et en les égalant à zéro comme ci -après.

D'après la géométrie de la déformation (figure 3), nous avons la proportionnalité

$$\frac{\Delta}{y} = \frac{l_0}{p} \quad \text{Ou} \quad \xi_x = \frac{y}{p}$$

Il résulte de la loi de Hooke que :

$$\sigma_x = E \cdot \xi_x = E \cdot \frac{y}{p}$$

Comme on le voit sur la figure (4). La force agissant sur chaque élément de la section droite est $\Delta_x \cdot dA$, ou dA est la surface de l'élément. Si on additionne ces forces et qu'on égale le résultat à zéro, pour l'équilibre

$$\int dF_x = \int_A \sigma_x \cdot dA = \frac{E}{p} \int y_A \cdot dA = 0$$

Ce qui montre, puisque

$$\int y_A \cdot dA = \overline{A_y}$$

Que $y=0$ ainsi, l'axe neutre passe par le centre géométrique de la section droite.

La contrainte produite par le moment fléchissant M s'obtient en faisant la somme des moments par rapport à l'axe neutre de la section droite

$$M = \int (\sigma_x \cdot dA) y = \frac{E}{p} \int y^2 dA = \frac{EI_z}{p}$$

Où I_z = moment d'inertie de la section droite autour de l'axe neutre. Puisque :

$$\sigma_x = \frac{Ey}{p}$$

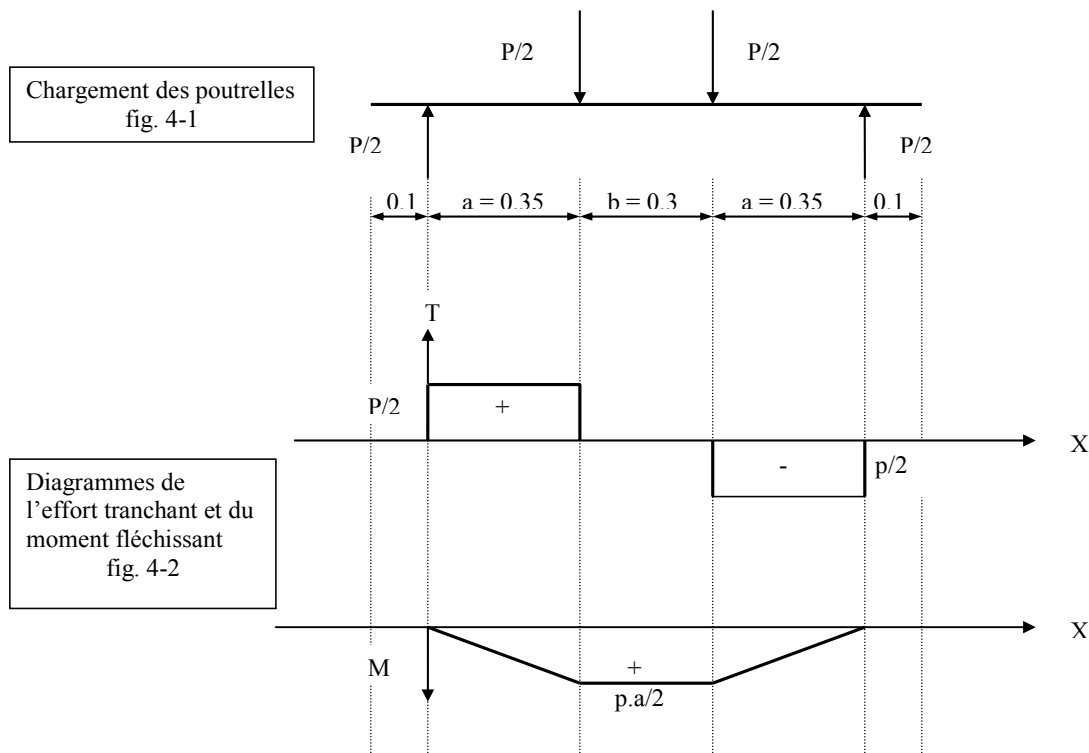
Il s'ensuit que

$$\sigma_x = \frac{My}{I_z} \quad \text{Où} \quad (\sigma_x)_{Max} = \frac{My_{Max}}{I_z}$$

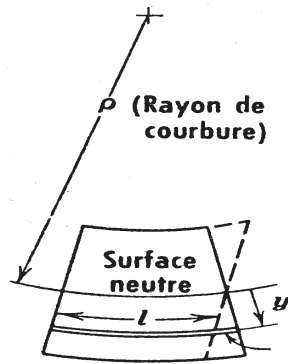
Ou y_{max} = distance de l'axe neutre aux fibres extrêmes.

Le comportement d'un matériau en flexion pure est représenté par les relations entre différents paramètres de force et de déformation. Puisque la contrainte n'est pas constante à travers la section droite, l'emploi de la contrainte comme paramètre de force nécessite le choix d'une valeur particulière telle que $(\sigma_x)_{max}$. par conséquent, il est tout aussi significatif et plus facile d'employer, comme paramètre de force, le moment fléchissant M ou la charge P . La déformation maximale est un bon paramètre de déformation, parce qu'elle est simple à mesurer et que la variation de déformation est toujours linéaire à travers la section droite. A cause de la facilité de sa mesure, on a employé la flèche du milieu de la poutrelle. Pour les matériaux obéissant à la loi de Hooke, la formule de flexion donne

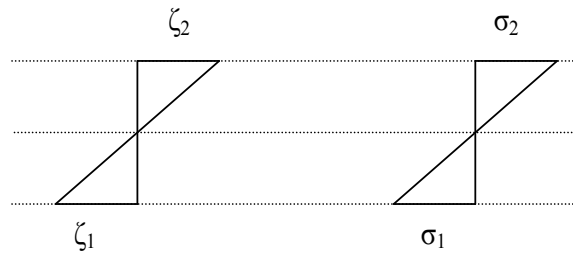
$$M = \frac{I_z}{y_{Max}} (\sigma)_{Max} = \frac{EI_z}{y_{Max}} (\xi_x)_{Max}$$



Tronçon de poutrelle fléchi montrant la rotation des sections droites fig.4-3

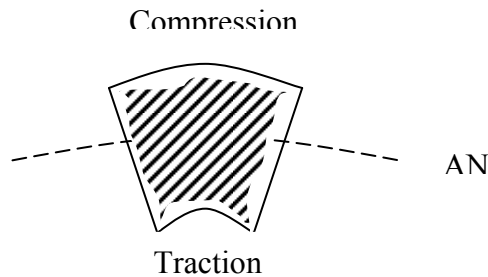


Diagrammes des déformations fig. 4-4



Diagrammes des contraintes fig. 4-5

Section droite de la poutrelle fig. 4-6



Le coefficient 0,6 ; déjà décrit dans l'essai de traction par flexion, supposant une sorte de plastification en traction précédant la rupture, correspond aux prismes 7x7x28 cm. Toutefois, la valeur de coefficient est fonction croissante de la section de l'éprouvette, se rapprochant de 1 lorsque la section augmente (15) ; c'est pour cela qu'on a estimé dès le début une valeur de 1 pour ce coefficient

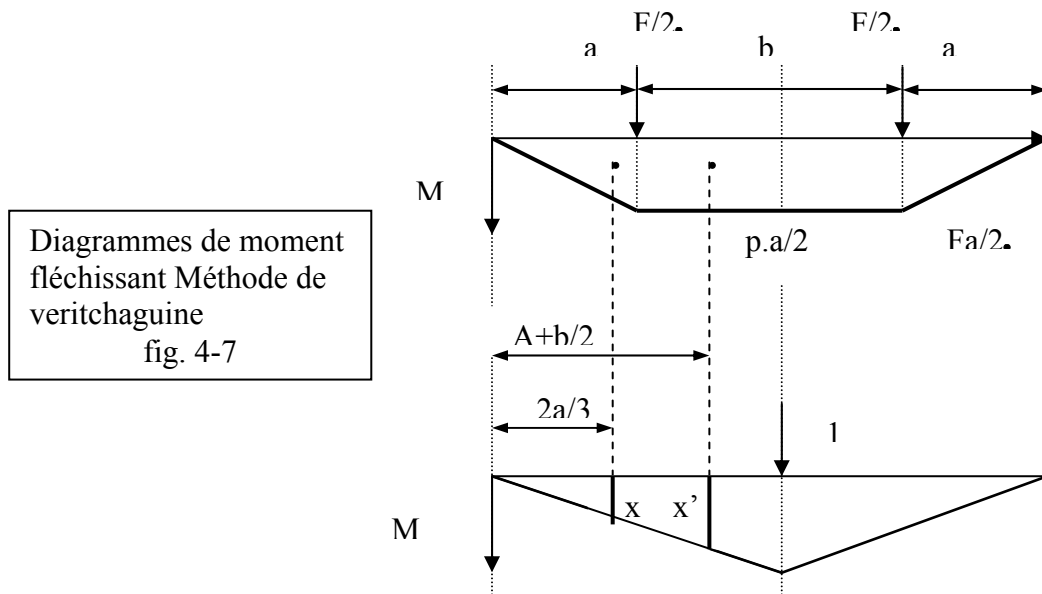
Puisque le matériau béton est considéré fragile, la formule de flexion peut être employée tout le temps jusqu'à la rupture. La contrainte calculée par l'équation précédente, en utilisant le moment fléchissant à la rupture, est :

$$\sigma_r = \frac{M_r y_{Max}}{I_z}$$

Et on l'appelle module de rupture. Puisque aucun matériau n'est en réalité parfaitement fragile, la contrainte σ_r n'est jamais tout à fait égale à la contrainte maximale dans la poutre à la rupture.

C'est cependant une propriété couramment employée pour un matériau tel que béton, malgré qu'il présente une déformation non élastique avant la rupture.

On peut également estimer la flèche au milieu de la poutrelle en fonction de la déformation maximale ($\epsilon_{x \text{ max}}$, et cela en appliquant le théorème de Veritchaguine :



La flèche dans un point quelconque est au produit de la surface du diagramme des moments fléchissant du à une charge unitaire appliquée au point de la flèche voulue et correspondant à la position du CDG du premier diagramme.

$$EIy = 2 \left[\frac{1}{2} F \cdot a \cdot a \cdot x + \frac{b}{2} F \cdot a \cdot x' \right] = \left[\frac{F \cdot a^3}{3} + F \cdot a \cdot b \left(a + \frac{b}{4} \right) \right]$$

$$\Rightarrow EIy = Fa \left[\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) \right] = M \left[\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) \right]$$

Avec : $M = F \cdot a$

On peut en fin de compte estimer la flèche en fonction de moment fléchissant de la manière suivante :

$$y = \frac{M}{EI} \left[\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) \right]$$

Si $F=p \cdot a$ ($a=0.35m$) et ($b=0.30m$) on aura à la fin :

$$\frac{p}{y} = \frac{EI}{a^3 + \frac{b \cdot a}{4} \left(a + \frac{b}{4} \right)}$$

En utilisant la formule : $M = \frac{EI}{y_{\max}} (\xi_x)_{\max}$ et en remplaçant la valeur de M par :

$$M = \frac{pa}{2} \quad \text{Et} \quad p = \frac{EI}{\frac{a^3}{6} + \frac{b}{4} \left(a + \frac{b}{4} \right) y}$$

On trouvera alors la relation se trouvant entre la déformation maximale et la flèche au milieu de la poutrelle, qui est la suivante :

$$(\xi_x)_{\max} = \frac{y_{\max}}{\frac{a^2}{3} + \frac{b}{2} \left(a + \frac{b}{4} \right) y}$$

4.3.2. Expériences en flexion pure :

Lorsqu'on étudie expérimentalement le comportement des matériaux en flexion pure, il est tout d'abord nécessaire de satisfaire les conditions précédemment admises - charge dans un plan de symétrie, absence de liaisons longitudinales et moment constant avec cisaillement nul dans la portion de la poutre considérée.

Le montage habituel des expériences est représenté schématiquement sur figure (4.7) L'un des supports au moins doit avoir la forme d'un galet dur, qui permet longitudinalement la plus grande liberté possible.

Les charges sont exercées par l'intermédiaire d'une poutre de charge (de réparation), reposant par deux barres de fer à rond lisse de diamètre 2 cm, sur la face supérieure de la poutrelle étudiée suivant l'essai normalisé ASTM de résistance à la flexion du béton (normes NFP18-407(NA428)). On obtient un moment constant et un cisaillement nul, grâce à un écartement précis des supports et des points de charge. La poutre de charge, elle - même, doit être soigneusement chargée, au centre de l'intervalle entre les deux barres. Celles - ci à leur tour doivent être soigneusement placées à égales distances des supports de la poutre principale.

Nous étudions le comportement des éprouvettes (poutrelles) de dimensions 10x10x120 cm (figure 9) de béton en flexion

4.3.3. Types d'éprouvettes et modes opératoires des essais :

Le type d'éprouvette utilisé dans cette partie de recherche sont des poutrelles de 10x10x120 cm

On a choisi les dimensions des poutres de manière à faciliter la manipulation des spécimens et en fonction des matériaux disponibles (moules), tout en ayant des proportions (L/h et b/h) près de la réalité.

Les essais de flexion ont été effectués sur les éprouvettes de section carrées 10X10cm. Ayant une longueur de 120 cm, la distance entre appuis est le 100 cm

Nous avons opté pour un essai de flexion quatre points suivant le descriptif de la figure 4.8 et conformément à la norme NFP18-407(NA428). Le type de chargement, nous permettons d'éliminer toute contrainte de cisaillement dans la partie centrale, en y conservant un moment fléchissant constant. Par ailleurs selon plusieurs auteurs, la flexion quatre points donne des résultats moins dispersés que la flexion trois points.

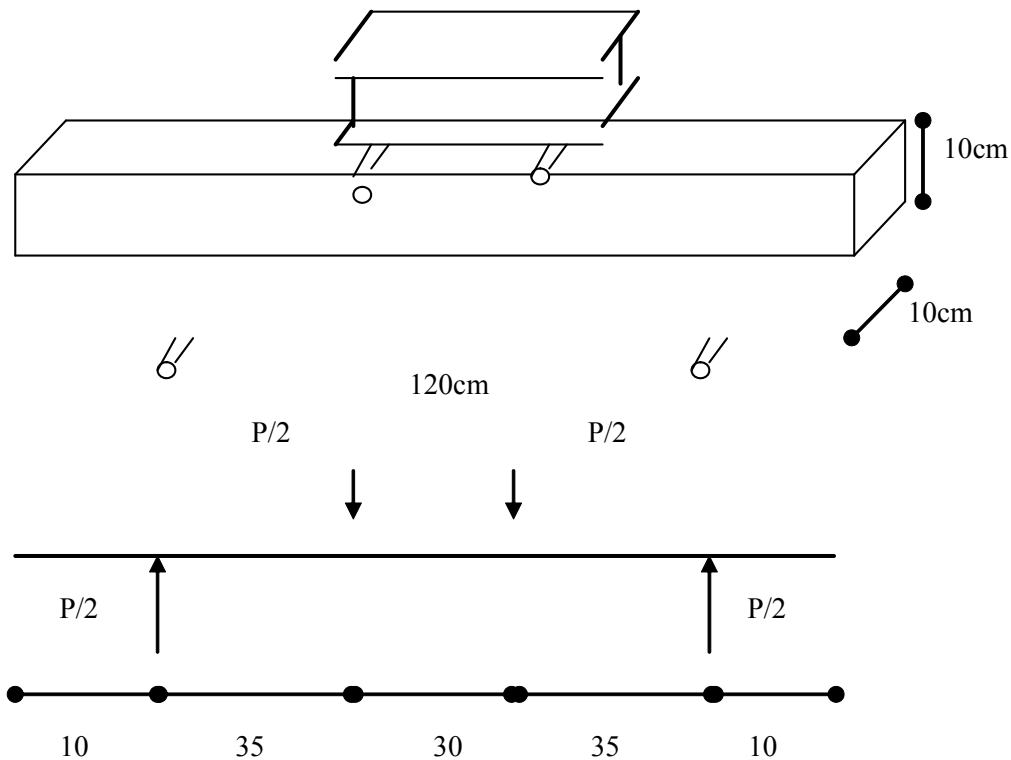


Fig. 4.8 : Poutrelles utilisées pour l'étude du comportement des mélanges en flexion

Afin d'estimer les taux de chargement à appliquer pour notre étude de fluage, il faut déterminer la charge de rupture sur des poutrelles 10x10x120 cm sous sollicitation monotone de flexion quatre points, en déterminant aussi la flèche de rupture, la charge et la flèche de première fissuration. Le tableau 4.4 donne les nomenclatures des essais sous sollicitation monotone croissantes.

La poutrelle doit être avoir un âge de 7 ou 28 jours le jour de l'essai. Avant l'essai, ces dimensions principales doivent être contrôlées et un examen visuel effectué ; les informations sur les conditions qui pourraient affecter l'essai (aspect de surface non satisfaisant, courbure, gauchissement, fissuration...) doivent être enregistrées.

On effectue le chargement des poutrelles en flexion quatre points grâce à une machine d'essai de flexion de capacité maximum 2000KN, avec un banc inférieur de flexion avec appuis réglables entre 100 et 1000mm.

| Tableau 4.4: Essais Statiques caractérisation des poutrelles (10x10x120cm) | | | | | |
|---|---|------------------------------|--------------------------------|-------------------------|--|
| Nombre de mélanges | Nombre d'éprouvettes Par mélange | Type de sollicitation | Conservation (T°C, HR%) | Age d'écrasement | Mesures effectuées |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | Charge de rupture |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | Flèche de rupture |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | Charge de 1 ^{ère} fissuration |
| 4 | 3 | Flexion 4 points | 20 ±2°C, 55±5% | 7 .28 jours | flèche de 1 ^{ère} fissuration |

Les poutrelles sont placées sur un bâti approprié pour être soumis à une flexion « quatre points ». Le dispositif d'essais est constitué d'un vérin équipé d'un palonnier assurant la répartition de l'effort total appliqué en deux points de chargement symétrique par rapport de l'axe de poutrelle. La poutrelle repose a des extrémités sur deux appuis rotules, dont l'un est translatable pour éviter la mise en jeu d'un effort normale parasite dès que les flèches prennent des valeurs significatives. La charge est appliquée de façon monotone croissante jusqu'à la ruine de l'élément. Le pilotage de vérin est réalisé par régulation en mode force, le chargement est appliqué par palier de 10KN afin de pouvoir noter l'apparition des fissures.

Nos éprouvettes sont placées sur deux appuis distants de 100cm pour n'être influencées que par leurs poids propres : l'origine de toutes les mesures sera cette position initiale de l'élément. On place à mi- portée un comparateur à cadran normale, de précision 0,001mm (1µm), fixé sur un gabarit spécial à l'aide de vis de serrage de telle sorte que sa tige soit en contact avec la face inférieure de la poutrelle mesurant ainsi le déplacement de celle-ci, ensuite, on impose une charge au point de chargement. La montée charge s'est faite de manière discontinue en respectant des paliers ; à chaque palier on a procédé à des mesures : à la lecture du comparateur et à la détection par ultrasons des décrochement (début de fissurations non visibles).

Le cadrant de lecture de la charge appliquée est muni d'une aiguille indicatrice et un autre suiveuse pour permettre une bonne lecture des charges surtout celles de rupture.

Une face de chaque poutrelle a été peinte en blanc (couche d'enduit) afin de mieux visualiser la formation et la propagation des fissures.

Les mesures expérimentales des forces, des flèches et l'observation des modes de ruine et de fissuration seront exploitées.

4.4. Paramètres mesurés :

4.4.1. Charge et flèche de première fissuration :

La connaissance du début de fissuration (microfissuration) s'impose en construction. Il faut en effet pouvoir évaluer la limite du matériau pour sa mise en œuvre. D'autre part, afin d'éviter des dommages irréversibles en ce qui concerne ses propriétés ultérieures.

L'idée de suivre les phénomènes qui interviennent dans la plupart des matériaux de construction, par des essais non destructifs n'est pas nouvelle.

Mazars J. a analysé de manière détaillée et exhaustive les phénomènes physiques et mécaniques qui accompagnent les processus de microfissuration et macro fissuration qui conduisent à l'endommagement du béton.

Sous sollicitations mécaniques, des dégradations observables apparaissent dans le matériau.

Ces dégradations sont responsables de l'évolution des caractéristiques mécaniques (SPOONER et DOUGILL). Celles -ci peuvent être mises en évidence par l'analyse des courbes effort- déformation cyclées. Les auteurs précédemment cités, utilisent la variation de l'énergie dissipée au cours de l'essai.

BASCOUL (1974) définit le degré de réversibilité comme le rapport entre déformation réversible et la déformation totale.

D'autres méthodes permettent de mettre en évidence la fissuration :

- L'observation directe des fissures,
- L'observation de l'émission acoustique,
- La mesure de l'évolution de la vitesse des ultrasons en fonction de l'état de charge (DURAND A. 1981).

C'est cette dernière méthode qui est utilisée dans nos essais. Cette méthode fait intervenir des phénomènes physiques comme réflexion, la réfraction des ondes, la conversion du mode de propagation, ainsi que la transmission à l'interface entre le relais et le produit à analyser.

Principe :

L'ensemble de l'appareillage constituant le dispositif comprend :

- Deux transducteurs piézo- électriques (émetteur récepteur), montés dans des boîtiers métallique de 4 cm de longueur et de 5 cm diamètre qu'on appelle sonde relais.
- Deux câbles coaxiaux qui relient les sondes relais à l'unité de contrôle et de comptage,
- Une unité de contrôle et de comptage (module).

Dans son principe, la méthode se base sur le phénomène physique de propagation des ondes ultrasonores dans les milieux matériels. La distance entre les deux transducteurs piézo-électriques doit être maintenue constante pour tous les mélanges.

L'unité de contrôle et de comptage génère, à des intervalles réguliers (1 sec), des impulsions de 1000 volts. Le transducteur piézo- électrique de l'émetteur, convertit ces impulsions en ondes ultrasonores qui se propagent dans le milieu matériel, le transducteur piézo- électrique du récepteur, transforme l'énergie de ces ondes, en un signal électrique qui est amplifié par l'unité de contrôle et de comptage. Cette dernière, compte le nombre de dixièmes de μs , entre l'émission d'une impulsion, et le premier signal reçu. Le nombre et le temps de parcours d'une onde ultrasonore entre l'émetteur et le récepteur sont enregistrés.

Physiquement, les microfissures induisent des micro- retards dans le temps de parcours (vitesse du son dans le vide \ll à la vitesse du son dans le milieu matériel) ce qui fait que ce dernier croit au fur et à mesure de la propagation des microfissurations.

Il est donc possible de suivre en continuant l'évolution des propriétés du matériau en cours de chargement en observant les différentes phases du comportement.

La zone perturbée, qui démarre juste avant le maximum de l'amplitude est en relation avec la microstructure,

Notons que cette période est systématiquement le siège des phénomènes inter faciaux.

La fissuration doit être enregistrée avec une fidélité convenable. Plus précisément, le type de fissures au moment de la fissuration (première fissuration) et leur développement ultérieur doivent être enregistrés ainsi que l'ouverture des fissures essentiellement à l'état limite (d'autres moyens de contrôle de fissuration ont été employés tels que le vernis craquelant et une couche mince de plâtre sur les faces latérales de la poutrelle avec utilisation d'une loupe au moment d'un saut dans la période, on enregistre la charge correspondante, lue sur le cadran de la machine de l'essai.

En ce qui concerne la flèche de première fissuration, elle est très simple à mesurer. C'est la flèche enregistrée au même moment de la charge de première fissuration.

L'essai est montré sur la figure 4.9.

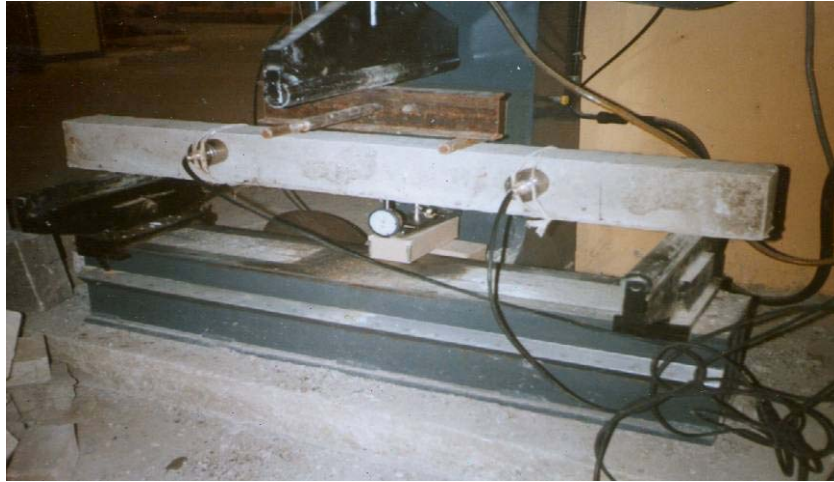


Fig.4.9 : Mesures de la charge et de la flèche de première fissuration

4.4.2. Charge et flèche de rupture :

Elle nous permettra d'estimer les taux de chargement à appliquer pour notre étude du fluage sous le même type de sollicitation et sur le même type de poutrelles. Après la rupture, on enregistre la valeur indiquée par l'aiguille suiveuse dans le cadran de charge de la machine d'essai.

La flèche de rupture correspond à la flèche mesurée au moment de la rupture.

4.5. Résultats des essais statiques en flexion :

Nous avons reporté sur les tableaux suivants, les résultats de nos essais de caractérisation sur les poutrelles relatives aux quatre mélanges déjà décrits. Ces résultats sont répartis suivant les différentes mesures effectuées :

4.5.1. Charges de rupture (normes américaines ASTM C78) :

Le tableau présente les résultats des mesures des charges de rupture pour les différentes poutrelles en BAP soumises à un chargement statique en flexion quatre points.

Les indices F_{Rj} correspondent aux charges de rupture à un âge j en jour.

| Tableau 4.5: charge de rupture | | | | |
|---------------------------------------|-------------|-------------|--------------|-----------|
| Type de mélange | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
| $F_{R7}(KN)$ | 3.8 | 4.8 | 5 | 4.4 |

On remarque que la charge de rupture varie selon les différents paramètres étudiés :

-Nature de béton : les bétons autoplaçants fibrés présentent une charge de rupture plus élevée que les bétons autoplaçants et le béton vibré

-Teneur de fines : les bétons avec à un rapport de filler/ liant important présentent des faibles charges de rupture plus fiables.

-Introduction des fibres métalliques : les bétons autoplaçants renforcés des fibres métalliques ont des charges de rupture plus importantes que ceux sans fibres.

4.5.2. Flèche de rupture :

Le tableau suivant 4.6 présente les valeurs des flèches de rupture notées f_{R7} , qui correspondent aux charges F_{R7} pour des quatre mélanges.

| Tableau 4.6: flèche de rupture | | | | |
|---------------------------------------|-------------|-------------|--------------|-----------|
| Type de mélange | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
| $f_{R7}(\mu m)$ | 360 | 469 | 478 | 389 |

On remarque que les poutrelles en BAP1 subissent les flèches les plus faibles correspondants aux charges de rupture. Par contre les poutrelles en béton autoplaçant renforcé de fibres métalliques subissent les flèches les plus élevées.

4.5.3. Charge de première fissuration :

Le tableau 4.7 présente les résultats des mesures des charges de première fissuration pour les différentes poutrelles en BAP, soumises à un chargement statique en flexion quatre points.

Les indices F_{Fj} correspondent aux charges de première fissuration à un âge j en jour.

| Tableau 4.7: charge de première fissuration | | | | |
|--|-------------|-------------|--------------|-----------|
| Type de mélange | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
| $F_{F7}(KN)$ | 2.05 | 2.55 | 3.7 | 3.7 |

4.5.4. Flèche de première fissuration :

Le tableau suivant 4.8 présente les valeurs des flèches de première fissuration notées f_{F7} , qui correspondent au charges F_{F7} pour les poutrelles réalisées avec les quatre mélanges.

| Type de mélange | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
|-----------------|------|------|-------|-----|
| $f_{F7}(\mu m)$ | 193 | 264 | 348 | 328 |

Dans le tableau 4.9 suivant on résume les valeurs des paramètres mesures (charge de rupture, flèche de rupture et charge de première fissuration notée respectivement (F_{R7} , f_{R7} , F_{F7} et f_{F7}) pour les poutrelles réalisées avec les quatre mélanges tester.

| paramètres | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
|-----------------|------|------|-------|-----|
| $F_{R7}(KN)$ | 3.8 | 4.8 | 5 | 4.4 |
| $f_{R7}(\mu m)$ | 360 | 469 | 478 | 370 |
| $F_{F7}(KN)$ | 2.05 | 2.55 | 3.7 | 3.7 |
| $f_{F7}(\mu m)$ | 193 | 264 | 348 | 328 |

Dans le tableau 4.10 suivant on présente les charges de première fissuration et les charges de rupture de nos mélanges ainsi le rapport ente ces deux caractéristiques.

| mélanges | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
|---------------------|------|------|-------|------|
| $F_{R7}(KN)$ | 3.8 | 4.8 | 5 | 4.4 |
| $F_{F7}(KN)$ | 2.05 | 2.55 | 3.7 | 3.7 |
| $F_{F7}/F_{R7}(\%)$ | 0.54 | 0.53 | 0.74 | 0.84 |

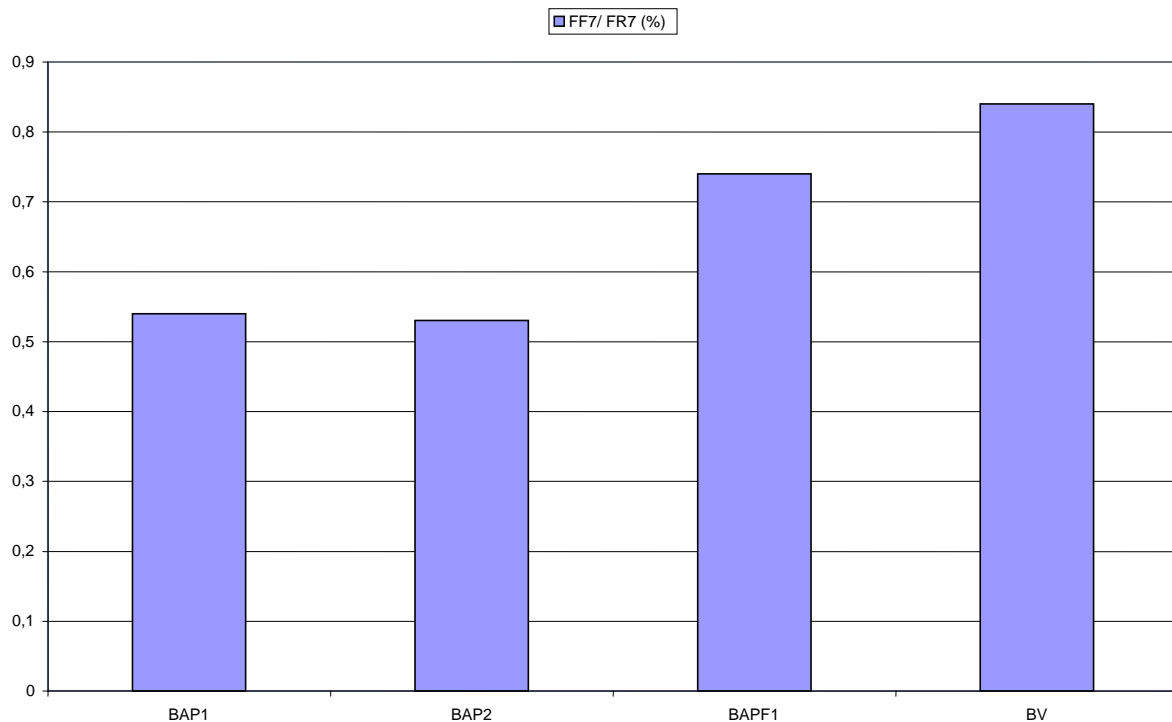


Fig.4.10 : le rapport entre F_{F7} et F_{R7} (%)

On remarque que les bétons autoplaçants (BAP1) et (BAP2) présentent des rapports entre la charge de première fissuration et la charge de rupture de 54% et 53% respectivement inférieures à ceux des bétons autoplaçants renforcés de fibres (BAPF1) et du béton vibré (BV) respectivement 74% et 84%.

Les BAP donnent un large intervalle de sécurité entre la charge de première fissuration et la charge de rupture par rapport aux autres bétons renforcés de fibres et vibrés.

En résumé, les fibres et les fillers modifient le mécanisme d'endommagement sous sollicitation statique, la première fissuration est retardée, dans cas ce de la présence des fibres, ces dernières jouent un rôle de couture sur les fissures ce qui augmente la charge maximale de ruine, il est important de noter que pour les bétons vibrés BV et BAPF1, les deux seuil repérés (charge de rupture et charge de première fissuration) sont très proches l'un de l'autre. Tandis que pour les autres BAP1 et BAP2 ils sont éloignés, ceci traduit une différence de comportement entre les mélanges retenus.

La présence des fibres et des fillers augment fortement la résistance à la flexion, cette augmentation est de l'ordre respectivement de 40% et 35%.

Les flèches correspondant aux charges maximales sont aussi augmentées puisqu'elles peuvent atteindre deux fois celles des bétons vibres sans fibres. Sur toutes les éprouvettes observées à la rupture, une seule macrofissure apparaît, placée entre les deux points d'application des charges. La position de la fissure influence fortement les caractéristiques mesurées. Ceci occasionne une certaine dispersion sur la valeur de la flèche correspondante à la charge appliquée et explique en grande partie les dispersions constatées

4.6. Conclusion :

Les résultats obtenus lors des essais de flexion quatre points sur des éprouvettes prismatiques de dimensions 10x10x120 cm font apparaître :

- ❖ Des résistances à la flexion à 7 jours notablement améliorées pour l'association BAP - FM et pour des dosages élevés de fillers.
- ❖ Une énergie à la rupture supérieure à celle du BAP1 de référence.
- ❖ Un comportement différent à la fissuration entraînant un retard notable à la fissuration franche concernant les bétons renforcés des fibres.

Les caractéristiques obtenues par l'essai statique (charge de rupture, flèche de rupture charge de première fissuration flèche de première fissuration) donnent des indications sur l'endommagement du matériau sous sollicitation mécanique. Elles sont utilisées comme référence pour définir des seuils d'endommagement.

CHAPITRE 5 :

FLUAGE SOUS

SOLLICITATION DE

FLEXION PURE

5. FLUAGE SOUS SOLLICITATION DE FLEXION PURE

5.1. Introduction :

Malgré les aspects intéressants que le BAP proposent, en particulier à l'état frais et leur utilisation en constante augmentation. Les BAP ne disposent pas encore une bonne connaissance sur leurs propriétés à l'état durci, son développement est freinée par une formulation complexe et un comportement sous sollicitation extrême (comportement différé, haute température, fatigue et chocs) mal connu.

Ce chapitre est consacré pour une étude expérimentale du phénomène de fluage du BAP. Les expériences réalisées à travers le monde concernent surtout les sollicitations en compression, celles de traction ou en flexion sont rares.

Les objectifs de notre recherche sont multiples :

- Prouver notre capacité à étudier le comportement différé de ce nouveau béton expérimentalement en utilisant un dispositif d'essai : bâti de fluage en flexion.
- Donner des informations sur l'influence des différents paramètres retenues ; paramètres de compositions (nature du béton, rapport filler/liant, l'ajout des fibres métalliques), paramètres de chargement (taux de chargement, âge de chargement), paramètres d'environnement (température, humidité relative) sur la modification des réponses et de la microstructure de béton,
- Une étude comparative est faite entre les résultats retenus des BAP et BV.
- De montrer qu'il est primordial d'estimer correctement les déformations différées au stade de la conception de l'ouvrage pour minimiser leur effet, d'où l'intérêt de maîtriser les méthodes de prévision théorique, de même, il importe de suivre l'évolution des ouvrages déjà construits pour pouvoir y intervenir à temps lorsque la situation l'exige d'où la nécessité de perfectionner les techniques d'expérimentation et d'observation.

La prédiction des déformations différées du béton est d'une importance prépondérante dans l'étude de la durabilité et de l'aptitude au fonctionnement à long terme des structures en béton (ponts, enceintes de confinement des bâtiments réacteurs nucléaires ...). En effet, elles peuvent être à l'origine de la fissuration, de pertes de précontrainte, d'une redistribution des contraintes et mêmes, rarement, de la ruine de l'ouvrage. Une de ces déformations est : le

fluage, qui est un phénomène connu mais pas encore totalement maîtrisé (Tamtsia et Beaudoin 2000), compte tenu de sa dépendance d'un nombre considérable de facteurs. Il occupe des chercheurs et des théoriciens depuis longtemps, et a fait l'objet d'un très grand nombre d'études et de publications. Certains d'entre eux l'attribuent au déplacement des couches de molécules d'eau entre feuillets du CSH sous l'effet des contraintes appliquées. D'autres estiment qu'il est dû au mouvement de ces feuillets ou lamelles. Une interprétation plus réaliste met en jeu aussi bien le mouvement des molécules d'eau que le glissement des particules solides (lamelles ou feuillets) simultanément, car le CSH et l'eau forment une structure solidaire.

Le fluage de béton est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, ces principaux paramètres qui ayant une influence sur le fluage sont : la composition et la structure de la pâte, l'âge et taux de chargement, les conditions de conservation, le type de sollicitations, les dimensions des éprouvette testées.

Dans la plupart des recherches, le fluage a été étudié empiriquement dans le but de déterminer comment il est affecté par les différentes propriétés du béton, la difficulté dans l'interprétation de beaucoup de données disponibles, survient du fait que dans la formulation du béton autoplaçant, il est généralement de changer un facteur sans changer ou altérer au moins un autre.

Cette étude fait suite à un premier travail sur le comportement sous chargement monotone croissant des poutrelles en BAP-FM (essais statiques de flexion pur sous chargement imposé de courte durée), traité au chapitre précédant.

Les résultats précédant laissent penser que le BAP peut être que le béton ordinaire un matériau de structures plus performant. Il convient cependant à vérifier que l'emploi de tels matériaux pour des structures fléchies sous charge maintenue.

5.2. Dispositif et mode de chargement :

La sollicitation la plus fréquente dans les ouvrages en béton est celle de la flexion. Cette dernière, peut causer, dans n'importe quel point d'un élément de structure, des contraintes normales et de cisaillements, dues dans tout les cas, à l'existence d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant .

Les contraintes de cisaillement peuvent provoquer un gauchissement des sections ce qui peut affecter l'hypothèse des sections planes. C'est pour cette raison, on a voulu réaliser un essai de flexion pure, donc on a essayé de réfléchir et de penser sur la manière de le réaliser, étant donné que les essais de fluage se font pour une sollicitation permanentes.

Donc, il nous a fallu concevoir un dispositif d'essai permettant d'exécuter des expériences en jouant sur la variation de n'importe quel paramètre influant sur le fluage de béton et c'est pour cela qu'il fallait en avoir de nombreux bâtis.

Les essais de fluage en flexion sont effectués sur un système en portique comme le montre la figure 5.1.



Fig. 5.1 : Schéma d'un bâti de fluage

Le bâti comporte un système de chargement manuel, cette mise en charge est réalisée à l'aide d'un support. Ce support prend appui sur la partie supérieure du bâti d'essai par l'intermédiaire d'une barre rigide de répartition d'effort. (Palonnier assurant la répartition de l'effort total appliqué en deux points de chargement symétrique par rapport à l'axe de la poutrelle).

Les poutrelles sont placées sur un bâti approprié pour être soumises à une flexion « quatre point ».

On transmet par le biais de rouleaux fixés sur la barre, deux efforts égaux. La poutrelle repose sur deux appuis simples. Les appuis sont constitués de deux rotules composées de rouleaux en acier, dont l'un est translatable pour éviter la mise en jeu d'un effort normal parasite.

La mesure de la flèche se fait au milieu de la poutrelle à 50 cm de l'appui.

5.3. Procédures expérimentales :

Le comportement en fonction de temps est étudié expérimentalement sous différentes contraintes en flexion.

L'essai de fluage consiste à soumettre un échantillon à un état de contrainte permanent et constant.

Plusieurs compositions différentes de bétons sont utilisées. La durée de chargement est supérieure à 90 jours pour la plupart des essais.

Toutes les poutrelles destinées aux essais de fluage ont été conservés à labri avec une température de 20°C et 55% d'hygrométrie jusqu'à l'âge de la mise en charge, c'est à dire 7 jours.

Dès la mise en charge, les éprouvettes en été placées dans leur atmosphère définitive ($T=20^{\circ}\text{C}\pm 2$, $\text{HR}=55\% \pm 5$).

Notons que dans cette étude, il n'y a pas de séparation entre le fluage propre et le fluage de dessiccation.

5.3.1. Type de chargement :

Les corps d'éprouve choisis sont des poutrelles de section carrée dont les dimensions sont de 10x10x120 cm. Toute fois, les éléments constitutifs de ces poutrelles appartiennent au même lot de fabrication, et soit de même provenance et de même composition pour les différents bétons.

Le chargement maintenu est réaliser par flexion « quatre points » pour tous les essais. Ce choix généré une zone de moment constant permettant d'obtenir un réseau de fissuration significatif en partie médian de la poutrelle.

Le type de chargement est illustré sur la figure

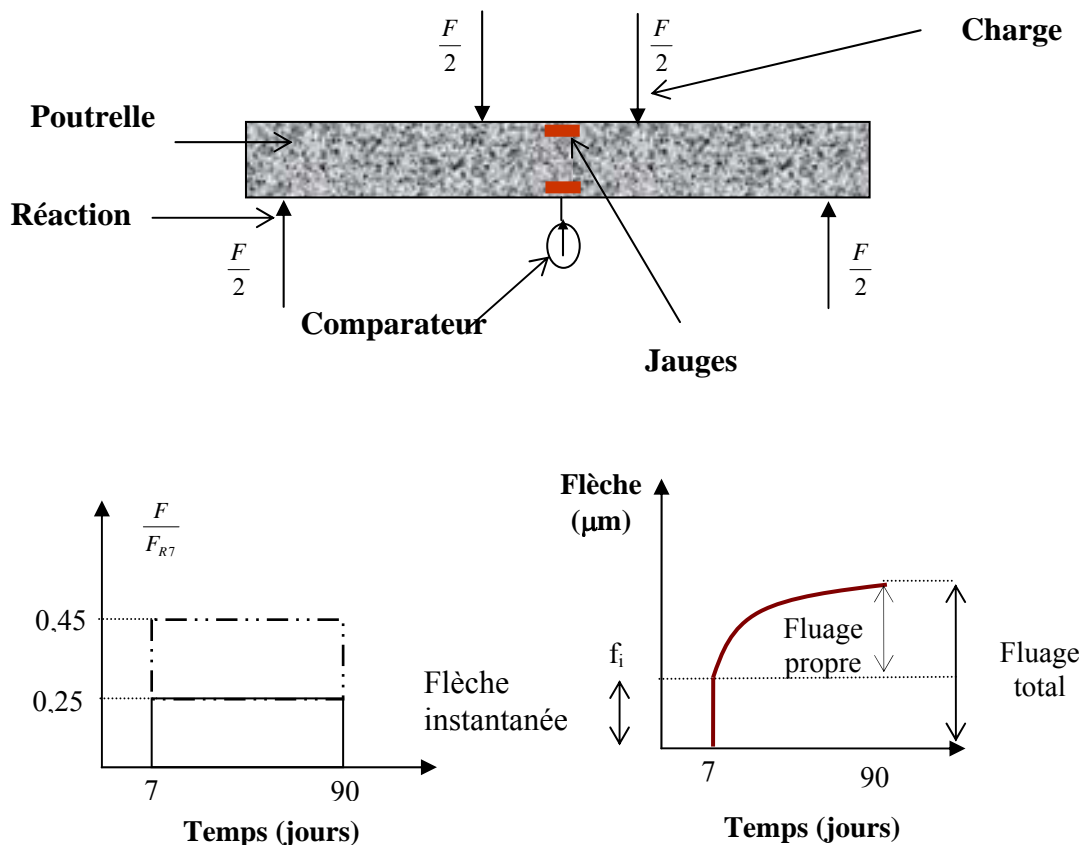


Fig.5.2 : Types de chargement de fluage

5.3.2. Méthodologie d'essai :

La mise en charge d'une poutrelle est réalisée après avoir centré géométriquement cette dernière entre les appuis et effectuer les mesures de référence (origines).

On applique une charge correspondante à environ de 10% de la contrainte finale.

Lorsque ces vérifications sont achevées, on poursuit le chargement en effectuant un minimum de trois mesures intermédiaires de la flèche avant d'atteindre le chargement final ; pour cela, il est nécessaire que la durée de mise en charge ne dépasse pas les cinq minutes afin de réduire au maximum le début de fluage.

5.3.3. Étude de la fiabilité des mesures :

Pour étudier l'influence de la méthode de mesure de la flèche sur les essais de fluage, on a adopté deux procédés de mesure : [CHABANE, HOUARI 01]

- La méthode courante de la mesure de la flèche à mi-portée de la poutrelle. C'est la mesure du déplacement du côté de la face en traction (fibres tendues) effectuée à l'aide d'un comparateur de précision 1/1000ème (0,001 mm),

- Par l'intermédiaire des jauges de déformation (type HBM 50/120 LY41) collées sur les fibres extrêmes de la partie centrale de la poutrelle suivant le schéma indiqué sur la figure 5.3. Ces jauges sont reliées à un pont de mesure.

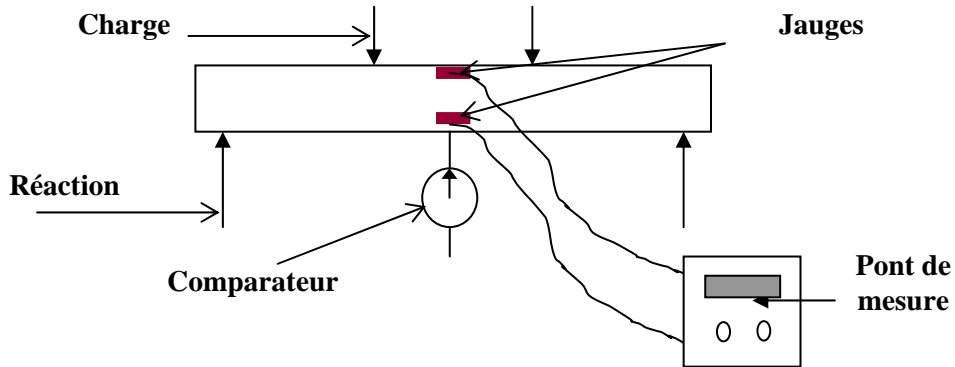


Fig. 5.3. Processus de la mesure des déformations

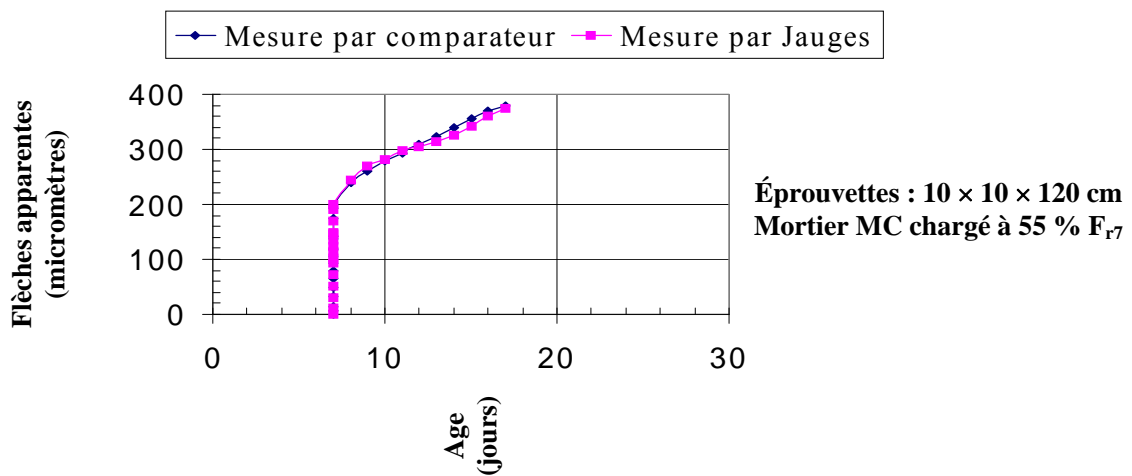


Fig. 5.4. Étude de l'influence de la méthode de mesure de la flèche

Donc dispositif courant la mesure de la flèche à mi-portée est faible pour les mesures ultérieures.

On constate que l'évolution de la flèche apparente à mi- portée en fonction du temps est presque la même dans les deux cas avec une différence du moins de 3% figure 5.4.

Les courbures mesurées avec les jauges sont donc correctes et permettent de retrouver la mesure de la flèche qui aurait peut être plus précise en liant le support du comparateur à l'âme de la poutrelle sur l'appui. Ceci permet de s'affranchir des écrasements locaux sous appuis (voir les travaux de GOLAPARATMAN et al, 1994).

Pour vérifier la rétabilité des essais, six essais de démontage et de remontage ont été réalisés sur une même poutrelle, et on calcule ensuite l'écart type et le coefficient de variation de mesures.

Les coefficients de variation obtenue après chargement et déchargement (démontage et remontage) sont faibles et ils sont de même ordre de grandeur que lorsque on fait des répétitions sans démontage.

Puisque ils sont inférieurs de 5%, on peut considérer que la répétabilité est bonne.

Les valeurs de la flèche instantanée obtenues s'écartent de leur moyenne de 1.6%, ce qui rentre dans les erreurs de mesures.

5.3.4. Les paramètres d'étude :

Les constantes et les variables retenues sont présentées ci- après :

Variables :

❖ Paramètres de compositions :

- nature de béton : BAP, BV et BABF
- l'introduction des fibres métalliques : d'éclatement 5 cm
- teneur en fines (rapport filler/ liant) : $F/L = 0.33$ et $F/L = 0.16$

❖ Paramètres de chargement :

- taux de chargement = 0%, 25% et 45% de la charge de rupture.

Constantes :

- âge de chargement = 7 jours.

❖ Paramètres d'environnement :

- la température = $20 \pm 2^\circ\text{C}$.
- l'humidité relative = $55 \pm 5\%$.
- section de la poutrelle : 10x10x120 cm.

Les matériaux testés sont ceux présentés dans le chapitre 3. Une caractérisation préliminaire du comportement mécanique a été réalisée :

- caractérisation classique sur éprouvettes normalisées cylindriques (16x32 cm) et prismatique (7x7x28 cm)
- comportement statique sous chargement monotone en flexion pure sur poutrelles 10x10x120 cm.

On va rappeler dans la section suivante les caractéristiques des matériaux testés

5.3.5. Caractéristiques des matériaux testés :

Nous utilisons les mêmes mélanges que ceux définis au chapitre 3 et les mêmes dimensions géométriques des éprouvettes, que celles définies au chapitre 4 (sous chargement statique).

Les résultats obtenus avec les 4 mélanges représentent la moyenne des valeurs mesurées sur trois gâchées ou éprouvettes. Le tableau 5.1 récapitule l'ensemble des caractéristiques :

| Tableau 5.1 : Caractérisation des différents bétons | | | | | | | |
|--|---------------------------|------------------------------|----------------|---|----------|---|----------|
| notations | Caractérisation classique | | | | | | |
| | Air occlus (%) | Densité (Kg/m ³) | étalement (cm) | Résistance à la compression 16x32 (Mpa) | | Résistance à la traction/flexion 7x7x28 (Mpa) | |
| | | | | 7 jours | 28 jours | 7 jours | 28 jours |
| BAP1 | 2.8 | 2383 | 69 | 13.68 | 25.80 | 3.10 | 5.09 |
| BAP2 | 2.7 | 2352 | 67 | 17.92 | 34.90 | 3.26 | 5.19 |
| BAPF1 | 3.4 | 3385 | 64 | 16.83 | 27.53 | 3.96 | 7.61 |
| BV | 3 | 2361.3 | 8 | 12.3 | 25.04 | 3.05 | 5.01 |

Dans le tableau suivant on résume les valeurs des paramètres mesures (charge de rupture, flèche de rupture et charge de première fissuration notée respectivement (F_{R7} , f_{R7} , F_{F7} et f_{F7}) pour les poutrelles réaliser avec les quatre mélanges tester

| Tableau 5.2 : mesures des paramètres | | | | |
|---|-------------|-------------|--------------|-----------|
| paramètres | BAP1 | BAP2 | BAPF1 | BV |
| $F_{R7} (KN)$ | 3.8 | 4.8 | 5 | 4.4 |
| $f_{R7} (\mu m)$ | 360 | 479 | 471 | 370 |
| $F_{F7} (KN)$ | 2.05 | 2.55 | 3.7 | 3.7 |
| $f_{F7} (\mu m)$ | 187 | 221 | 236 | 198 |

Tableau 5.3 : Essais sous charge maintenue (fluage) en flexion pure

| Type de mélange | convention (T°c HR%) | Type d'essai | Taux de chargement (KN) | Age de mise en charge | Durée du chargement | Mesures effectuées |
|-----------------|----------------------|--------------------|--|-----------------------|---------------------|--|
| BAP1 | 20±2°c 55±5% | flexion 4points | 0% de F_{R7} 25% de F_{R7} 45% de F_{R7} | 7jours | 90 jours | Evolution de : - fluage total - flèche instantané - fluage propre |
| BAP2 | | | 0% de F_{R7} 25% de F_{R7} 45% de F_{R7} | | | Evolution de : - fluage total - flèche instantané - fluage propre |
| BAPF1 | | | 0% de F_{R7} 25% de F_{R7} 45% de F_{R7} | | | Evolution de : - fluage total - flèche instantané - fluage propre |
| BV | | | 0% de F_{R7} 25% de F_{R7} 45% de F_{R7} | | | Evolution de : - fluage total - flèche instantané - fluage propre |

Les essais sous charge maintenue (fluage) ont pour but de mesurer l'évolution de la flèche avec des taux de chargement différents 0%, 0,25% et 45% de la charge de rupture, la durée de chargement est supérieure à 90 jours. Les essais ont systématiquement effectuées à l'âge de 7jours à 20 ±2°c, HR =55±5%. Notons que dans cette étude, il n'y a pas de séparation entre le fluage propre et le fluage de dessiccation. Le tableau 5.3 présente l'ensemble du programme de recherche avec les différents paramètres

5.4. Résultats expérimentaux :

Afin de mieux mettre en évidence l'influence de chaque paramètre retenu, nous avons reporté sur un même repère l'ensemble des résultats. Chaque courbe représente la moyenne de trois éprouvettes de chaque type de béton. Il en est de même pour les valeurs mentionnées sur les tableaux.

Pour discuter les courbes de fluage obtenues, il convient de faire une remarque générale, et ce, quelque soit le taux de chargement :

Lorsqu'un taux de chargement est appliqué sur le matériau, la déformation causée par ce dernier est divisée en deux parties, à savoir :

- une déformation (flèche) instantanée (élastique) qui survient immédiatement.
- une déformation (flèche) différée qui commence aussi immédiatement (10 jours) mais qui se poursuit dans le temps mais à un taux décroissant tant et aussi longtemps que la charge est appliquée.

Nous allons présenter les résultats de fluage à l'aide d'une série de graphes qui montre l'influence des différents paramètres retenus :

5.4.1. Déformations globales, flèches :

5.4.1.1. Paramètres de compositions :

a) Nature de béton :

Pour mieux illustrer le comportement différé d'un béton autoplaçant et le comparer à un béton vibré à résistance égale que le BAP. Les figures 5.5, 5.9 présentent une comparaison directe entre un BAP et un BV.

La nature de bétons utilisés est un paramètre important : elle modifie la réponse différée des matériaux pour différents taux et durées de chargement. Dans cette étude, différents types de comportement ont été observés, et cela à cause des variétés de mélanges.

On peut voir sur les courbes, la proportionnalité qui existe entre les charges et les flèches instantanées et qui se confirme avec le temps sur les flèches de fluage.

i-Fluage total :

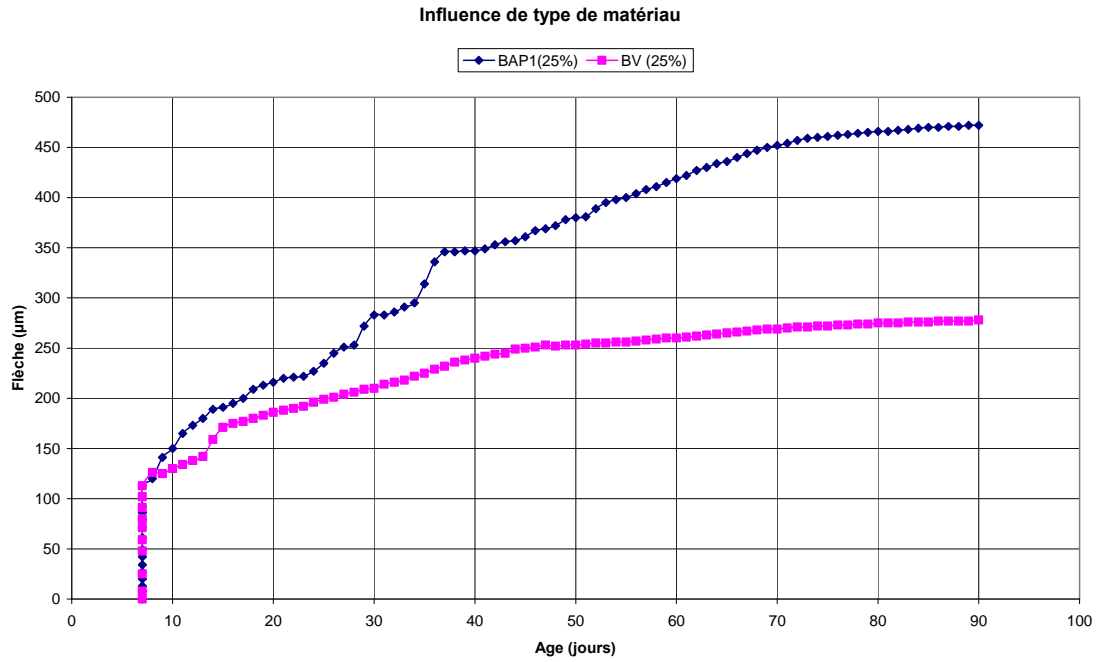


Fig.5.5. influence de type de béton 25%(fluage total)

-En comparant les réponses du fluage total à un taux de chargement moyen (25%) le béton vibré donne lieu à des flèches plus faibles par rapport au béton autoplaçant de 41%.

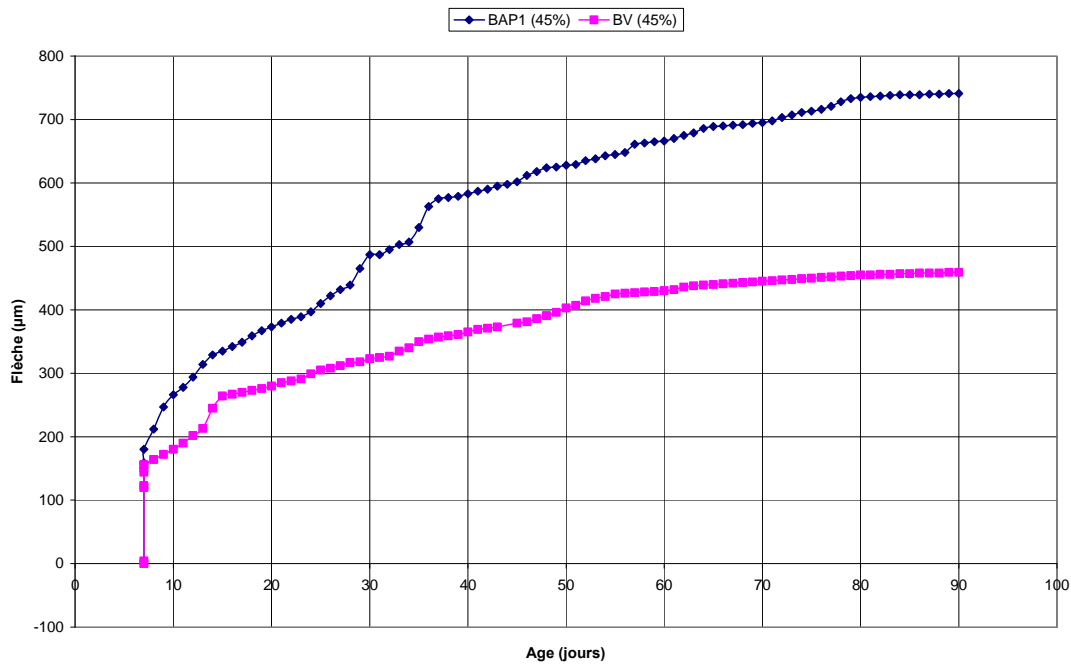


Fig.5.6. Influence de type de béton 45%(fluage total)

- On remarque que pour les deux taux de chargement (25%,45%) une augmentation de la vitesse de fluage ou bout du 40 premières jours et elle se stabilise au 60^{ème} jours

De plus, les écarts importants relevés, tant en 25% qu'en 45% (respectivement +194 μm et +282 μm à 90 jours) sont valables pour des BAP ne possédant pas un squelette granulaire identique à celui des BV).

ii- Flèche instantanée :

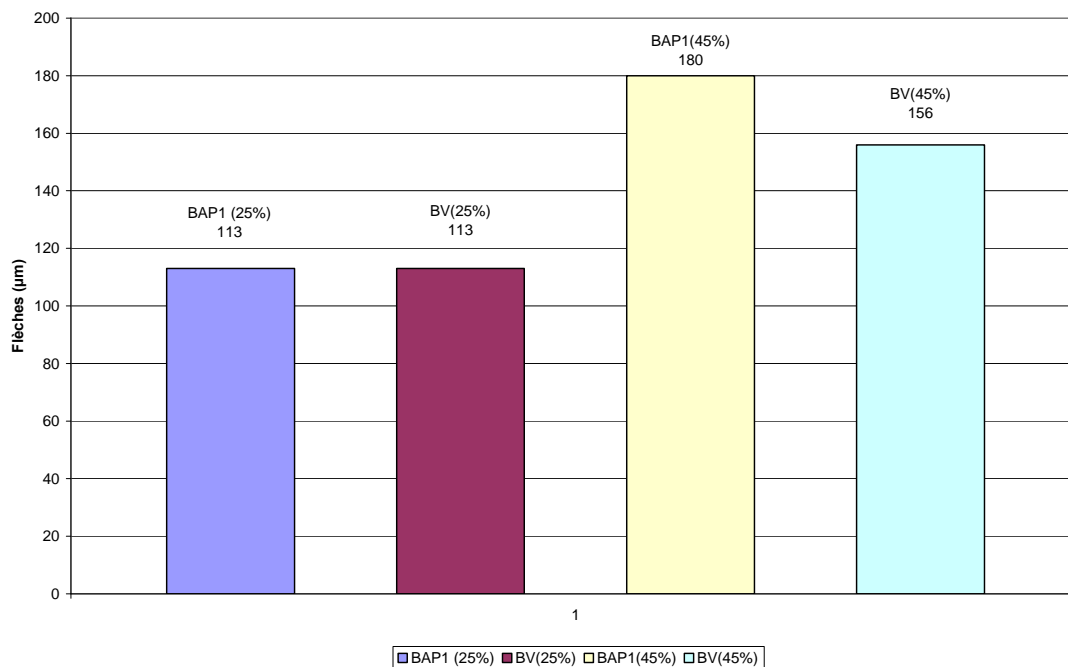


Fig.5.7. Influence de type de béton (flèche instantané)

-Les déformations instantanées élastiques qui ont lieu au moment du chargement des éprouvettes sont équivalentes (113 μm pour le BAP et 113 μm pour le BV) pour un taux de chargement modéré de 25%.

-Les déformations instantanées élastiques sont comparables : 180 μm pour le BAP et 156 μm pour le BV d'au moins 15% pour un taux de chargement respectivement élevé (45%).

iii Fluage propre :

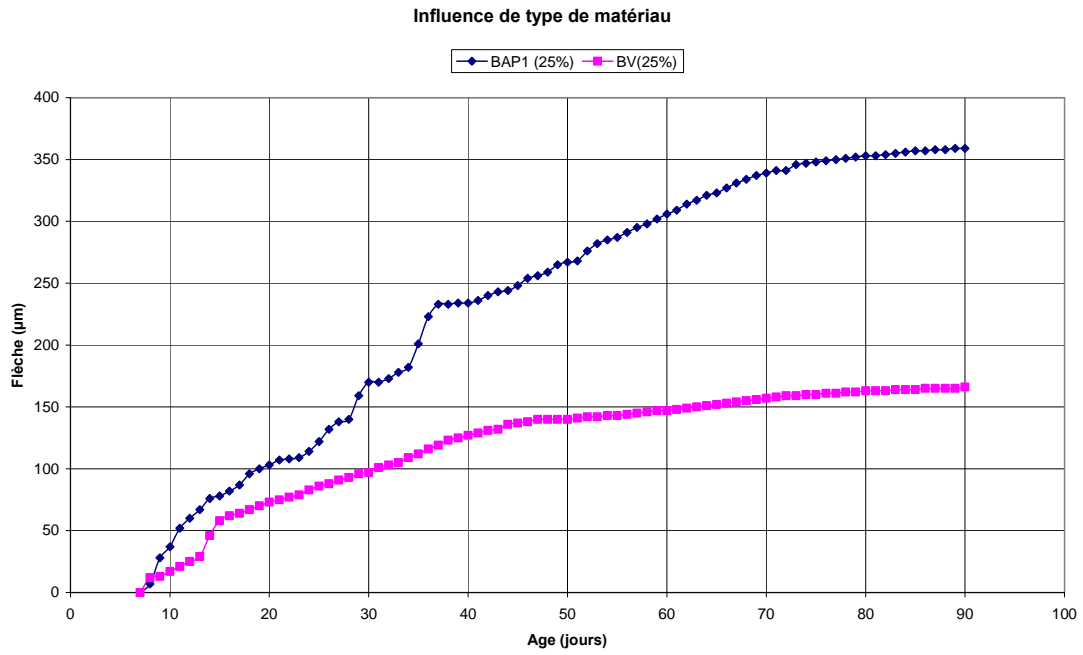


Fig.5.8. Influence de type de béton 25%(fluage propre)

-En comparant les réponses du fluage propre à un taux de chargement moyen (25%) le béton vibré donne lieu à des flèches plus faibles par rapport au béton autoplaçant de 54% à 90 jours.

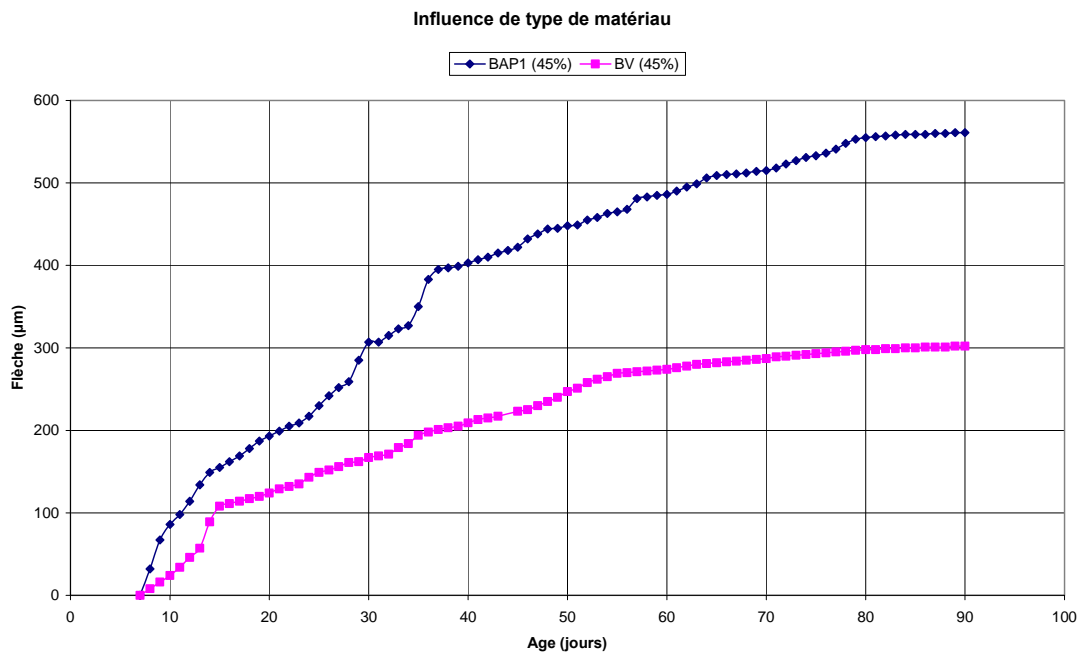


Fig.5.9. Influence de type de béton 45%(fluage propre)

-Pour les deux taux de chargement 25% 45%, les déformations de fluage propre que nous avons mesurées ont montré que les BAP sont plus sensibles à ce type de sollicitation que les BV correspondants.

b) Introduction des fibres métalliques :

On s'intéresse dans cette partie, à l'étude de l'influence du renfort métallique sur le comportement différé des poutrelles de BAP sous sollicitation de flexion quatre points, les figures 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 présentent une étude comparative entre les BAP1 et BAPF1.

i- Fluage totale :

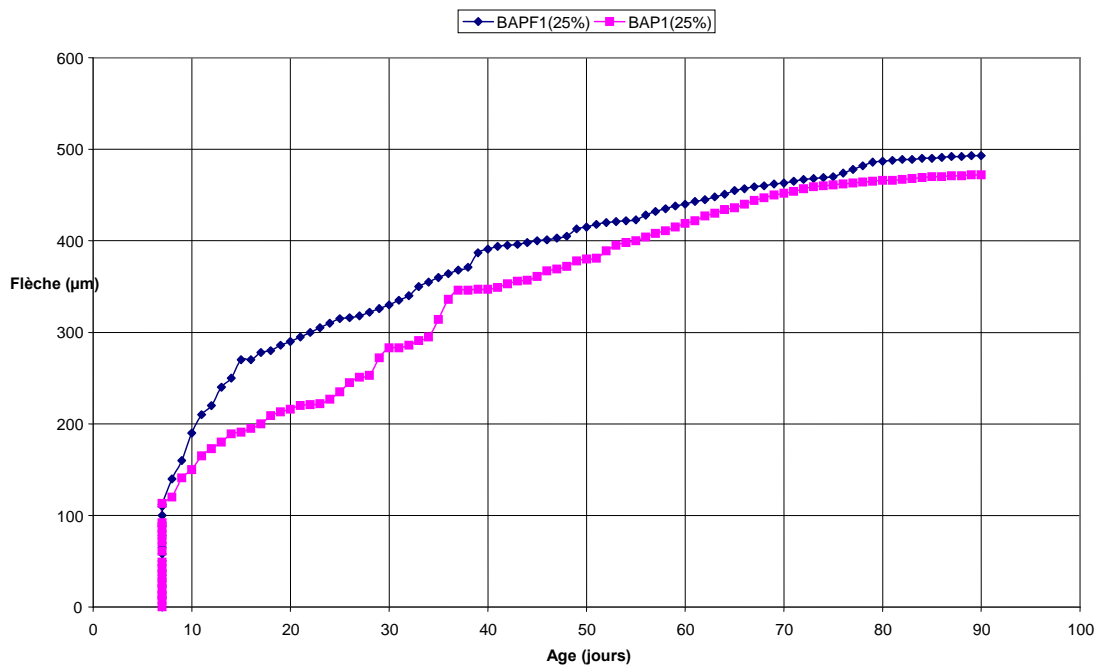


Fig.5.10. Influence de l'introduction des fibres métalliques 25%(fluage total)

- Pour un taux de chargement moyen (25%) les deux courbes sont distinctes dans les 6^{ème} premières semaines, une convergence rapide s'est faite juste après.

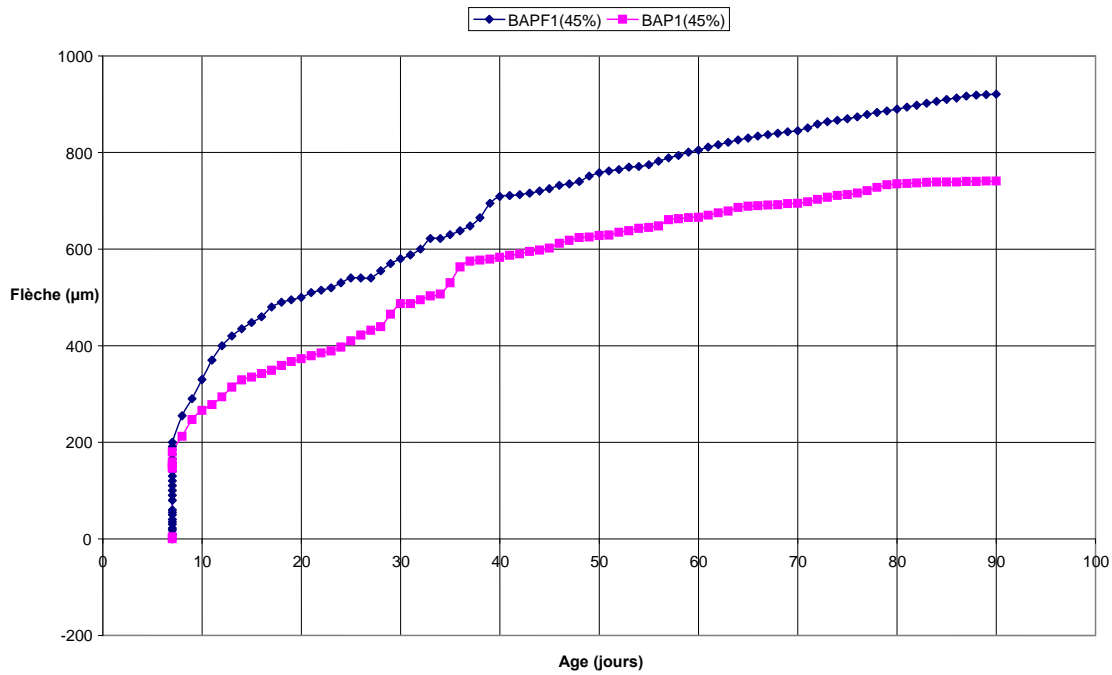


Fig.5.11. Influence de l'introduction des fibres métalliques 45%(fluage total)

- Les réponses de fluage total à un même taux de chargement de 45% les BAP1 ont des flèches inférieures à BAPF1 de 20% (BAP1 741 µm BAPF1 921 µm)

ii- Flèche instantanée :

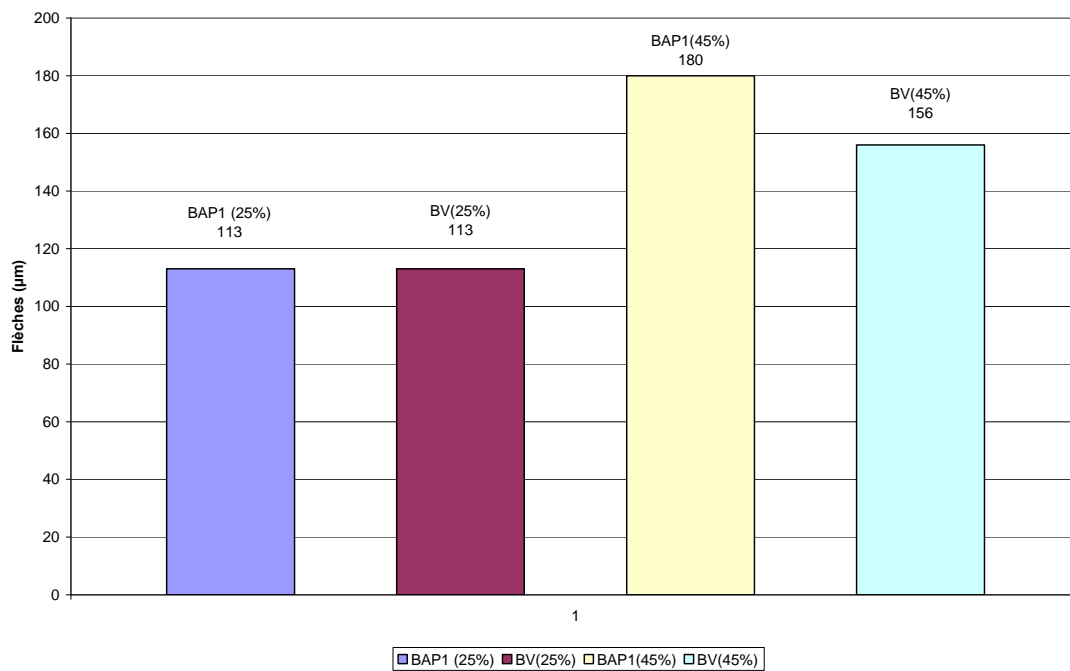


Fig.5.12. Influence de l'introduction des fibres métalliques (flèche instantanée)

- Les déformations instantanées de BAPF1 sont inférieure à celles de BAP1 d'au moins 10% pour un taux de chargement relativement important. (BAPF1 200 μm et BAP1 180 μm)
- Les déformations instantanées élastiques qui ont lieu au moment du chargement des éprouvettes sont équivalentes (113 μm pour le BAP1 et 112 μm pour le BAPF1) pour un taux de chargement moyen (25%).

iii- Fluage propre :

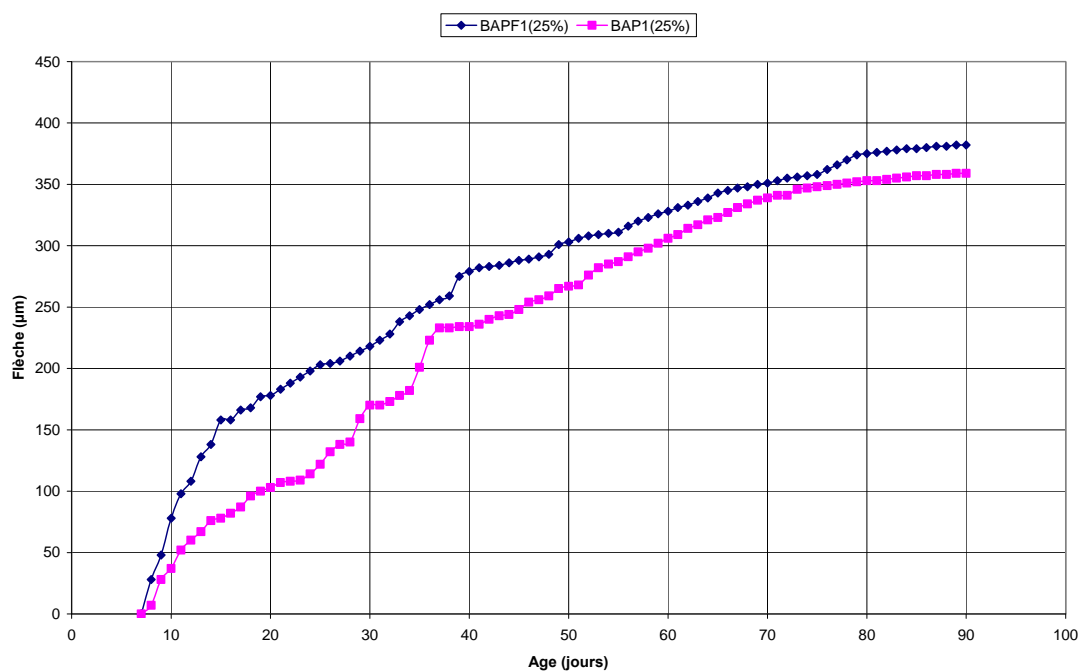


Fig.5.13. Influence de l'introduction des fibres métalliques 25%(fluage propre)

- Pour un taux de chargement moyen (25%) les deux courbes suivent la même loi d'écoulement à partir du 70^{ème} jours.

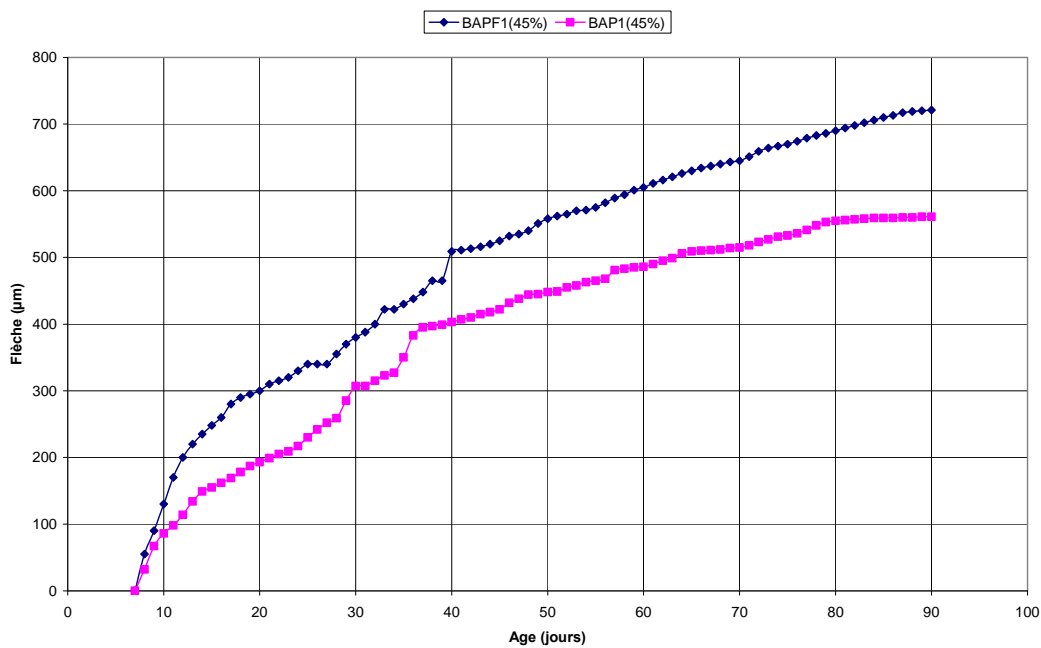


Fig.5.14. Influence de l'introduction des fibres métalliques 45%(fluage propre)

- Les réponses de fluage propre à un même taux de chargement (45%) de BAP1 ont des flèches inférieures à BAPF1 de 22% (BAP1 561 µm, BAPF1 721 µm)

c) Teneur en fines (filler/liant) :

Les figures 5.15 à 5.19 représentent une comparaison entre BAP1 et BAP2 en montrant l'influence du rapport filler/liant pour les deux taux de chargement.

i-Fluage total :

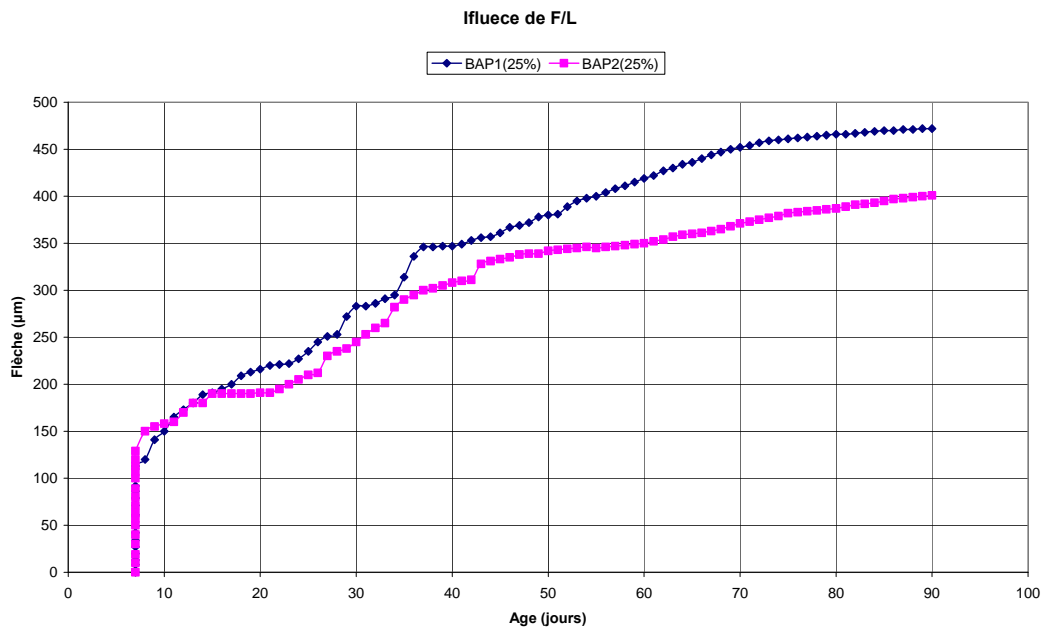


Fig.5.15.influence de rapport filler/liant 25%(fluage total)

-Le BAP1 donne des déformations de fluage total plus importantes que le BAP2 de 18%. Pour une même intensité de chargement à 90jours. Par contre durant les 6 premières semaine on a presque les mêmes déformations.

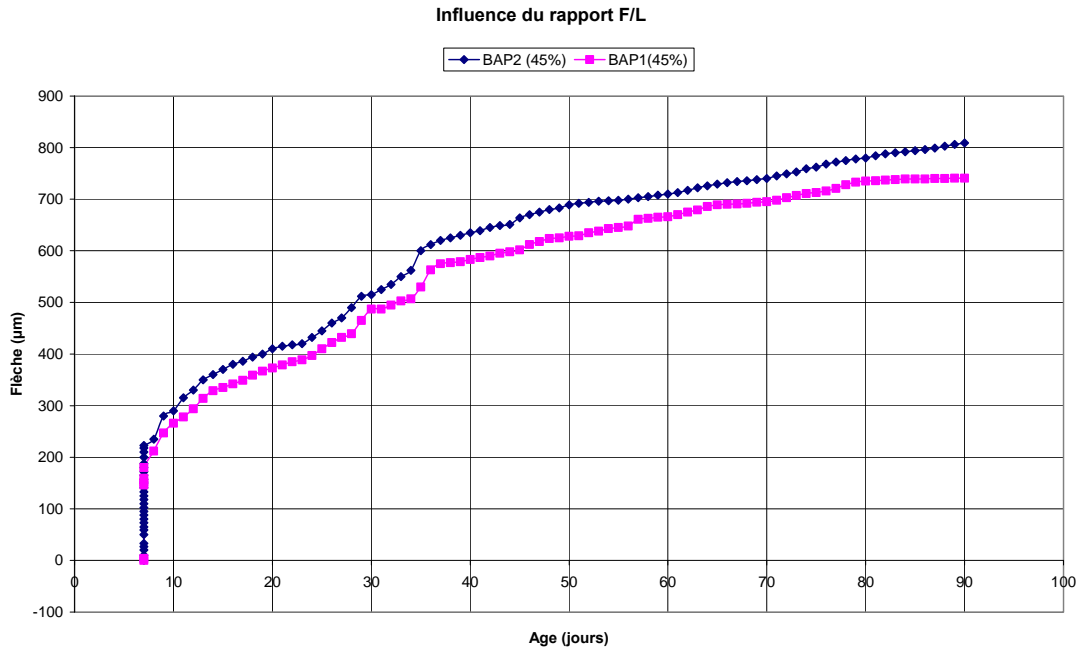


Fig.5.16. influence de rapport filler/liant 45%(fluage total)

- Pour un taux de chargement relativement important (45%) les deux courbes suivent la même loi d'écoulement pendant les 90 jours de chargement.

Pour les deux taux de chargement 25% 45%, les déformations différées sous charge que nous avons mesurées ont montré que les BAP2 sont plus sensibles à ce type de sollicitation que les BAP1. Les écarts relevés des déformations instantanées entre BAP2 et BAP1 sont dus aux différences de formulation.

ii- Flèche instantanée :

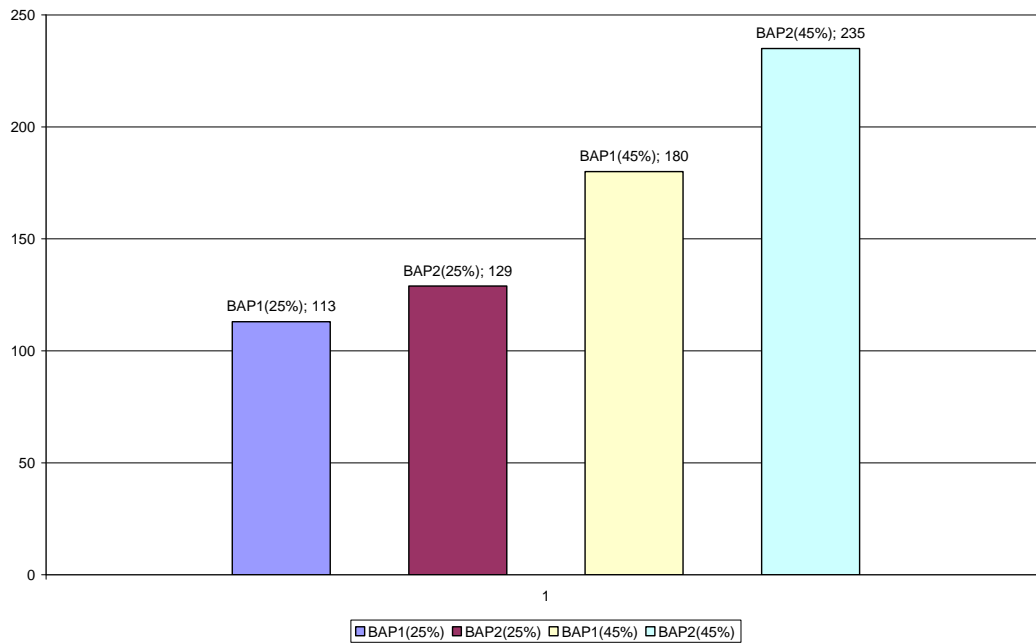


Fig.5.17. influence de rapport filler/liant (flèche instantanée)

-Les déformations instantanées de BAP2 sont supérieures à celles de BAP1 d'au moins 23% pour un même taux de chargement (45%) et de 14% pour un taux relativement moyen (25%).

iii-Fluage propre :

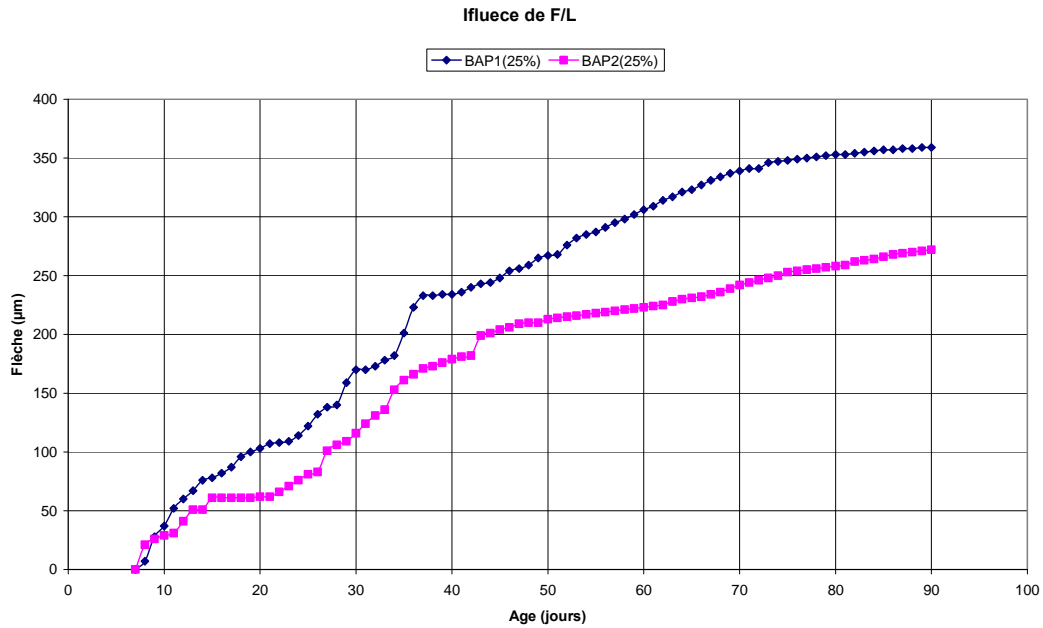


Fig.5.18. influence de rapport filler/liant 25%(fluage propre)

-Du point de vue des déformations de fluage propre, le BAP1 est plus sensible aux déformations sous charge que le BAP2 (+71 µm à 90 jours).

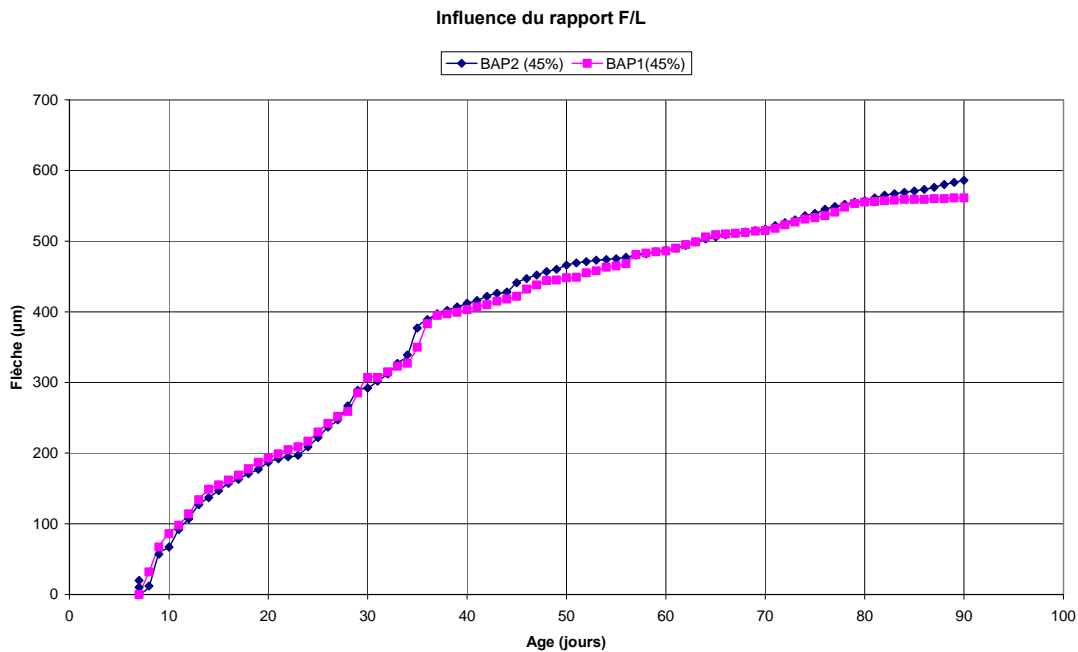


Fig.5.19. influence de rapport filler/liant 45%(fluage propre)

-Pour le fluage propre et avec un taux de chargement de 45%, les deux courbes suivent la même loi d'écoulement pendant les 90 jours de chargement (sont superposables).

b) Paramètres de chargement :

❖ Taux de chargement :

En se basant sur les résultats de cette étude, on peut tirer les observations suivantes sur le comportement de fluage des poutrelles de 10x10x120 cm, chargées à 7 jours sous sollicitation de flexion quatre points en ambiance constante : 20°C et 55% HR, avec les taux de chargement ; (0% 25% et 45%).

Pour des charges assez proches de la charge de rupture instantanée, on peut observer un fluage instable qui conduit plus au moins rapidement à la rupture.

C'est pour cette raison le fluage correspondant à un taux de chargement supérieur à 50% n'est pas représenté, du fait que les premières éprouvettes testées des différents mélanges sont rompues après quelques secondes de chargement, donc ces essais relatifs à ces taux de chargement, ont été éliminés.

Ceci présente quand même un résultat important, qui confirme la valeur limite du rapport contrainte -résistance (toujours incertaine d'après certains auteurs) et qui mène directement à la ruine.

D'après A. M.NEVILLE, ce rapport est environ 85%. D'autres chercheurs estiment ce rapport au -delà de 75%.

On remarque que pour nos mélanges ce rapport est inférieur à 85%, il est environ 55% car la quantité des fines introduite est importante.

Les figures (5.20 jusqu'à 5.28) présentent l'influence de taux de chargement.

Pour tous les mélanges on remarque une différence entre les vitesses moyennes de fluage correspondantes à différents taux de chargement. Ces vitesses sont, à fortiori, plus importantes dans les premiers jours de chargement, et diminuent avec le temps jusqu'à ce qu'elles deviennent, pratiquement nulle.

i-Fluage total (BAP1):

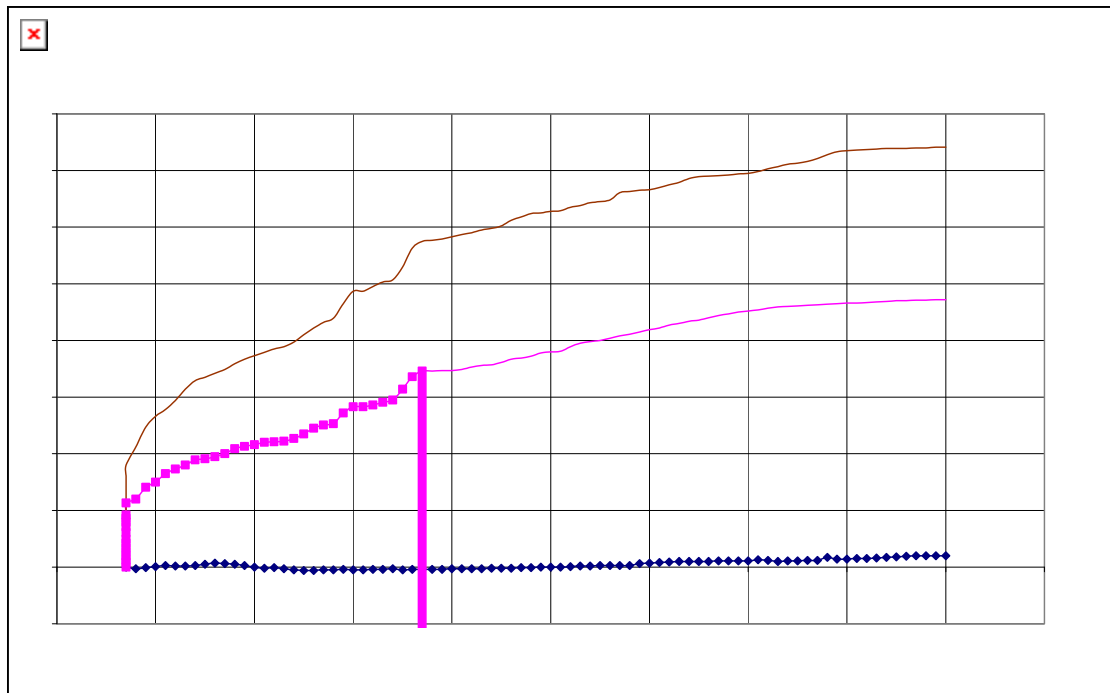


Fig.5.20.influence de taux de chargement BAP1 (fluage total)

- les flèches apparentes de fluage total augmentent avec l'accroissement du taux de chargement

-Sous un taux de chargement nul (0 %), seulement sous l'effet de son poids propre, ce qu'on peut appeler « retrait fluage », une flèche est observée au lieu d'une contre flèche, car le poids propre représente en réalité un taux de chargement de 4 % du BAP1.

ii-Flèche instantanée (BAP1):

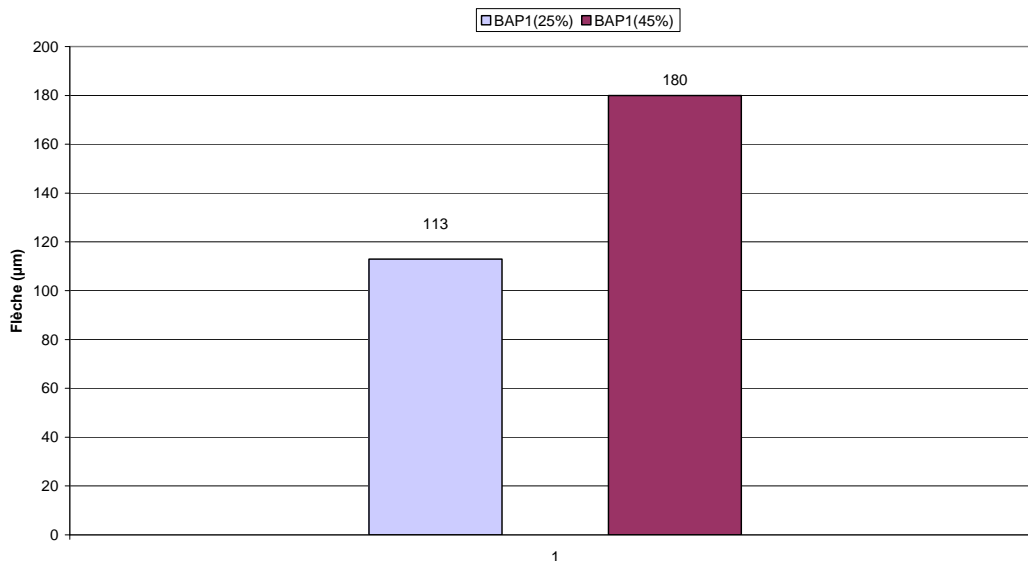


Fig.5.21.influence de taux de chargement BAP1 (flèche instantanée)

-Les déformations instantanées de BAP1 augmentent avec l'accroissement du taux de chargement de 113 à 180 µm.

iii-Fluage propre (BAP1)::

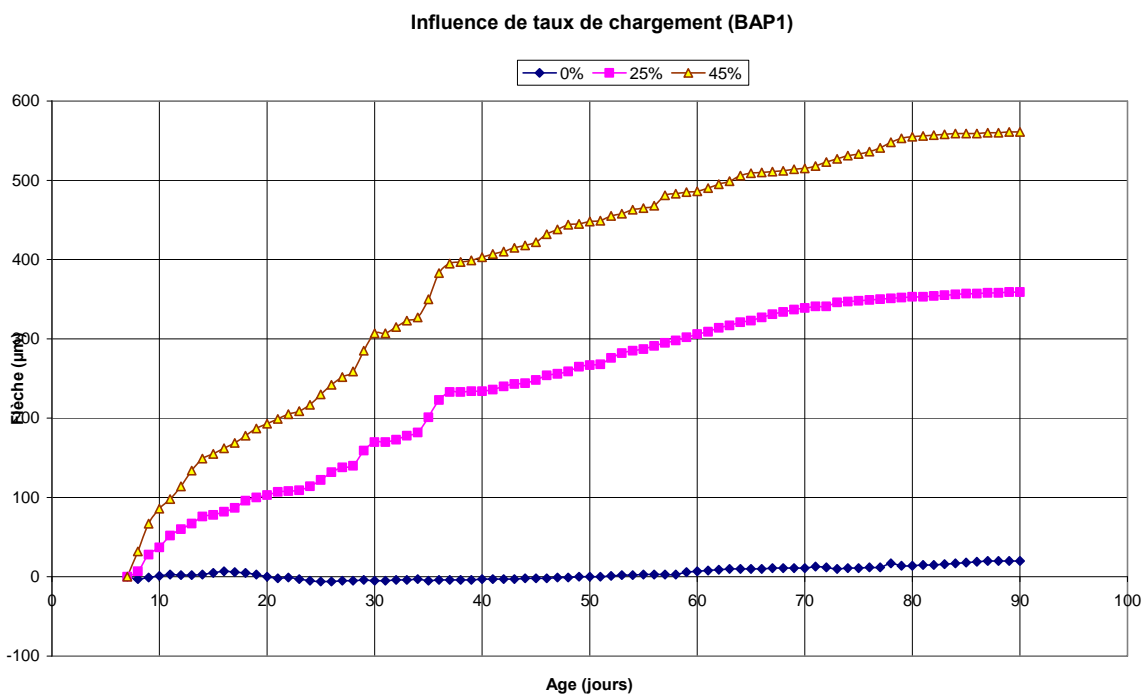


Fig.5.22.influence de taux de chargement BAP1 (fluage propre)

On remarque que pour le BAP1, le fluage propre continue à augmenter, une certaine stabilité de la pente est distinguée au delà de 80^{ème} jours pour le taux de 45% et 72^{ème} jours pour 25%.

i-Fluage total (BAP2) :

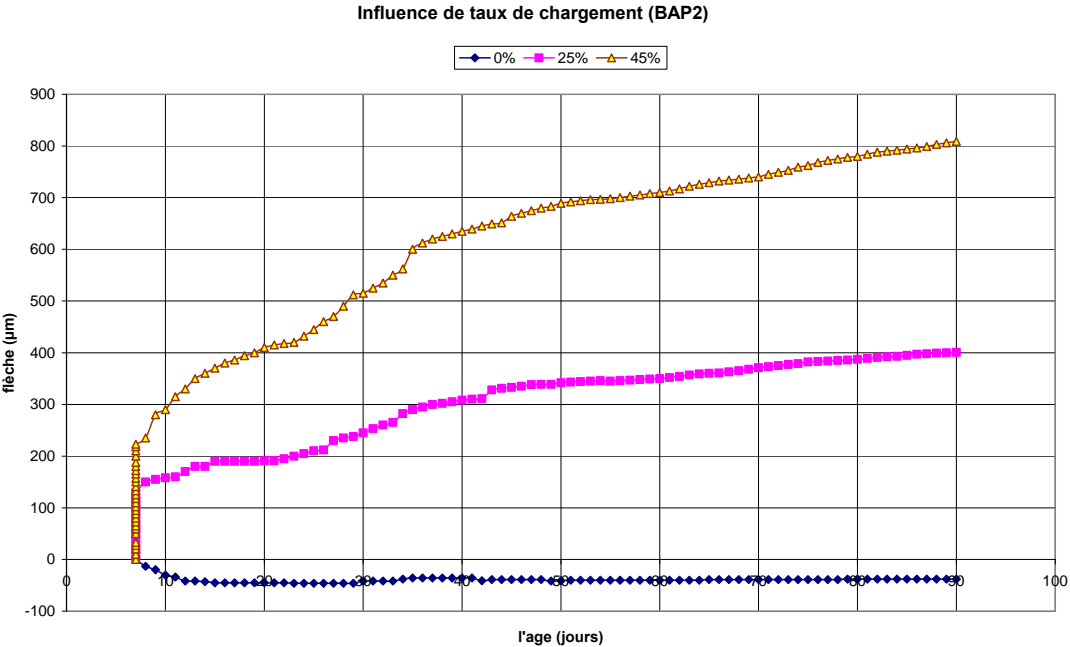


Fig.5.23. influence de taux de chargement BAP2 (fluage total)

On remarque que l'évolution de la flèche de fluage total est linéaire avec le taux de chargement. Puisque quand la charge passe de 25% à 45%, (soit environ le double) la flèche passe de 472µm à 741µm à 90 jours (presque le double).

ii-Flèche instantanée (BAP2):

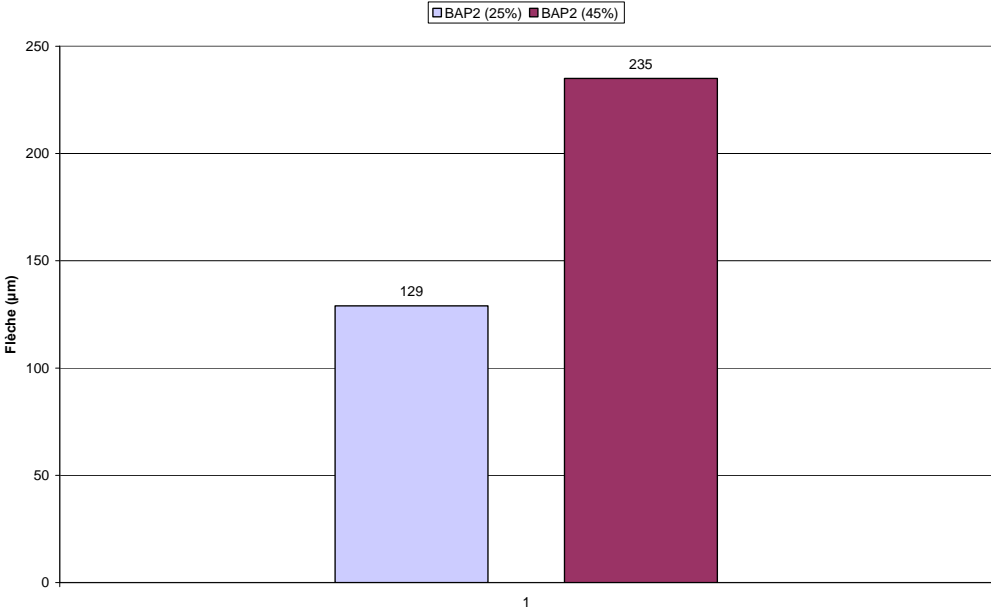


Fig.5.24. influence de taux de chargement BAP2 (flèche instantanée)

- les déformations instantanées de BAP2 présentent presque le double (129 et 235 μm) lorsque la charge passe de 25% à 45%.

iii-Fluage propre (BAP2):

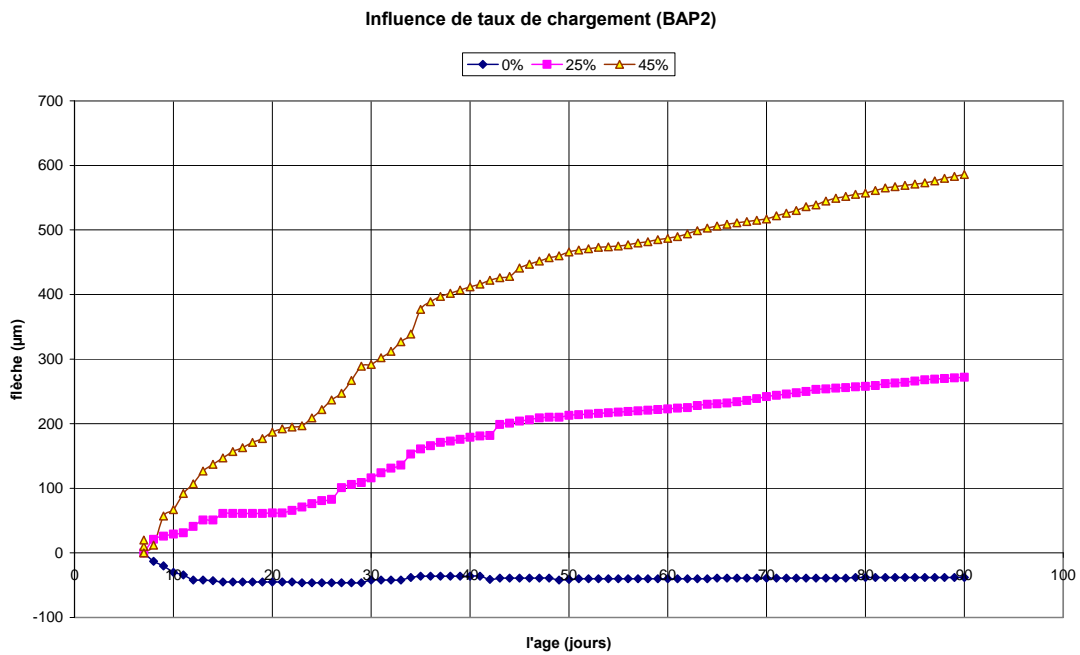


Fig.5.25. influence de taux de chargement BAP2 (fluage propre)

On confirme toujours, la proportionnalité existante entre fluage propre et la charge appliquée.

Fluage total (BAPF1):

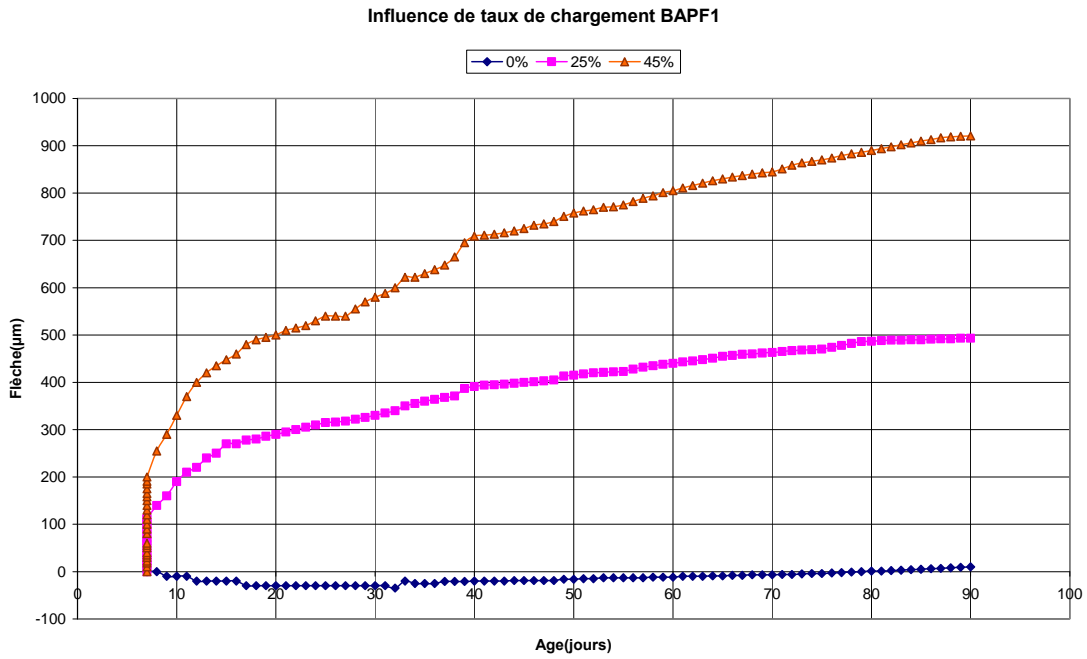


Fig.5.26. influence de taux de chargement BAPF1 (fluage total)

On remarque que l'évolution de la flèche de fluage total n'est pas linéaire avec le taux de chargement. Puisque quand la charge passe de 25% à 45%, (soit environ le double) la flèche passe de 493 μm à 921 μm à 90 jours.

ii-Flèche instantanée (BAPF1):

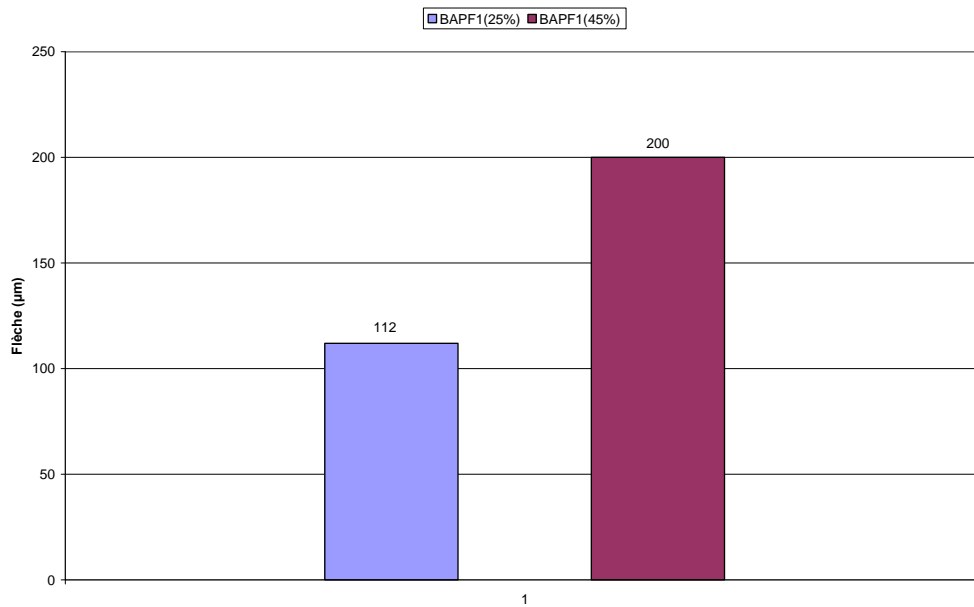


Fig.5.27. influence de taux de chargement BAPF1 (flèche instantanée)

On peut voir sur la figure, la proportionnalité entre les charges et les flèches instantanées, et qui se confirme avec le temps sur les flèches de fluage.

iii-Fluage propre (BAPF1) :

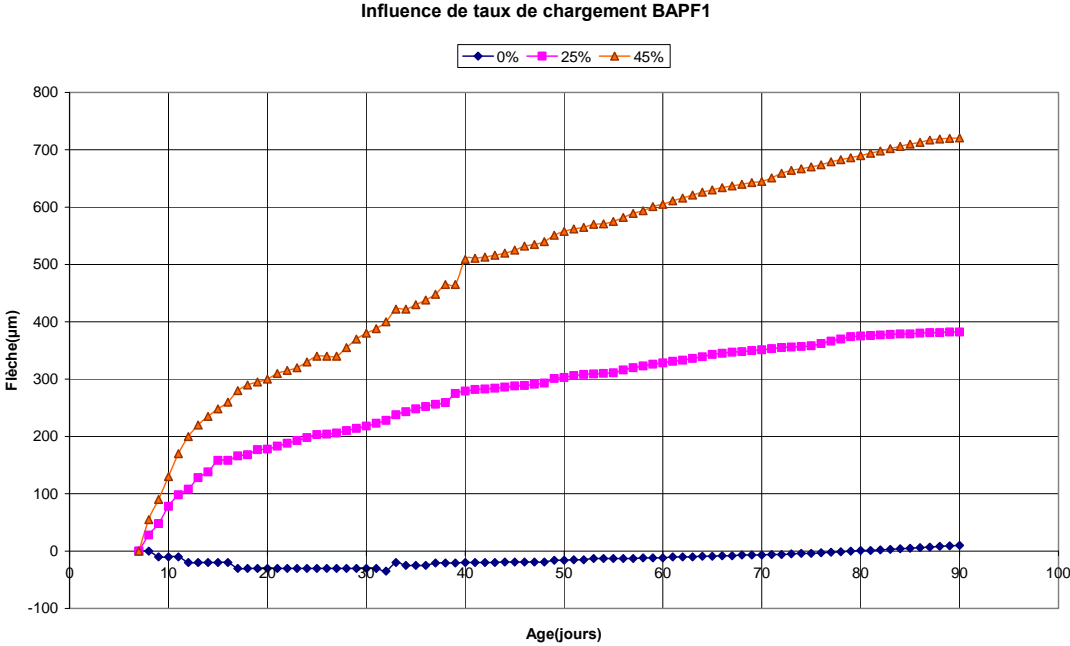


Fig.5.28. influence de taux de chargement BAPF1 (fluage propre)

On remarque que pour le BAPF, fluage propre continue à augmenter d'une manière remarquable, tandis que pour les autres bétons, une certaine stabilité de la pente est distinguée au delà de 80^{ème} jours pour le taux de 25%.

i-Fluage total (BV) :

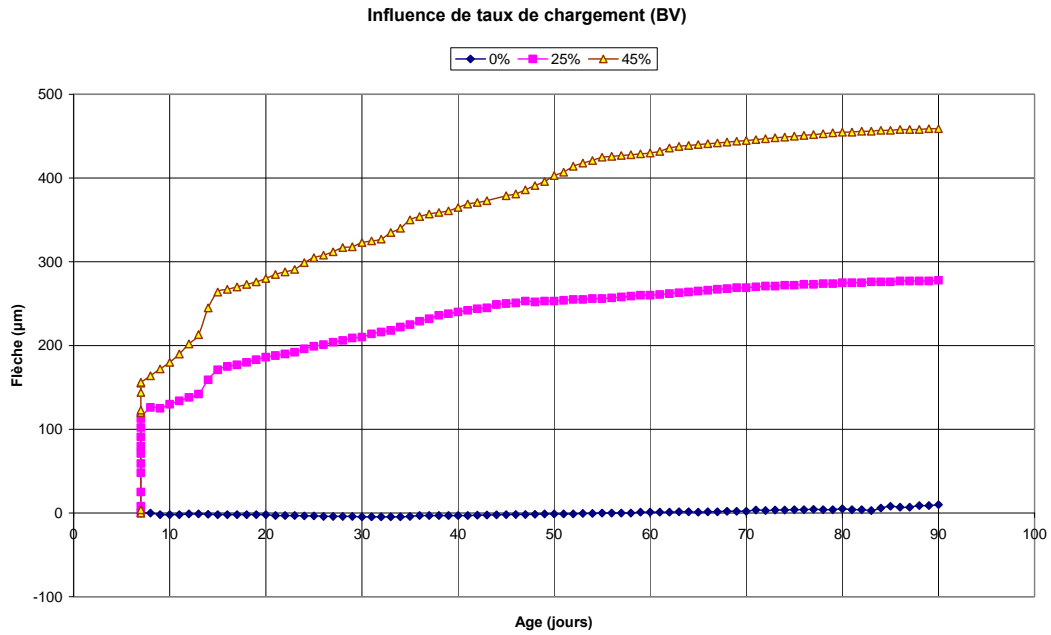


Fig.5.29. influence de taux de chargement BV (fluage total)

Le BV présente des déformations de fluage total plus faible que les autres bétons pour les deux taux de chargement.

ii-Flèche instantanée (BV) :

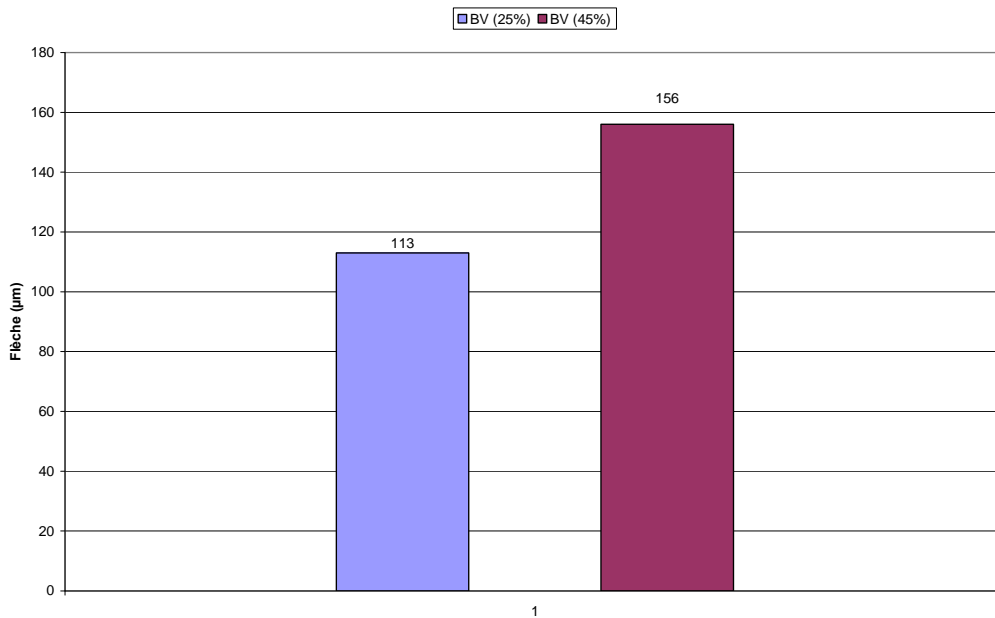


Fig.5.30. influence de taux de chargement BV (flèche instantanée)

On peut confirmer toujours, la proportionnalité existante entre flèche instantanée et la charge appliquée.

iii-Fluage propre (BV) :

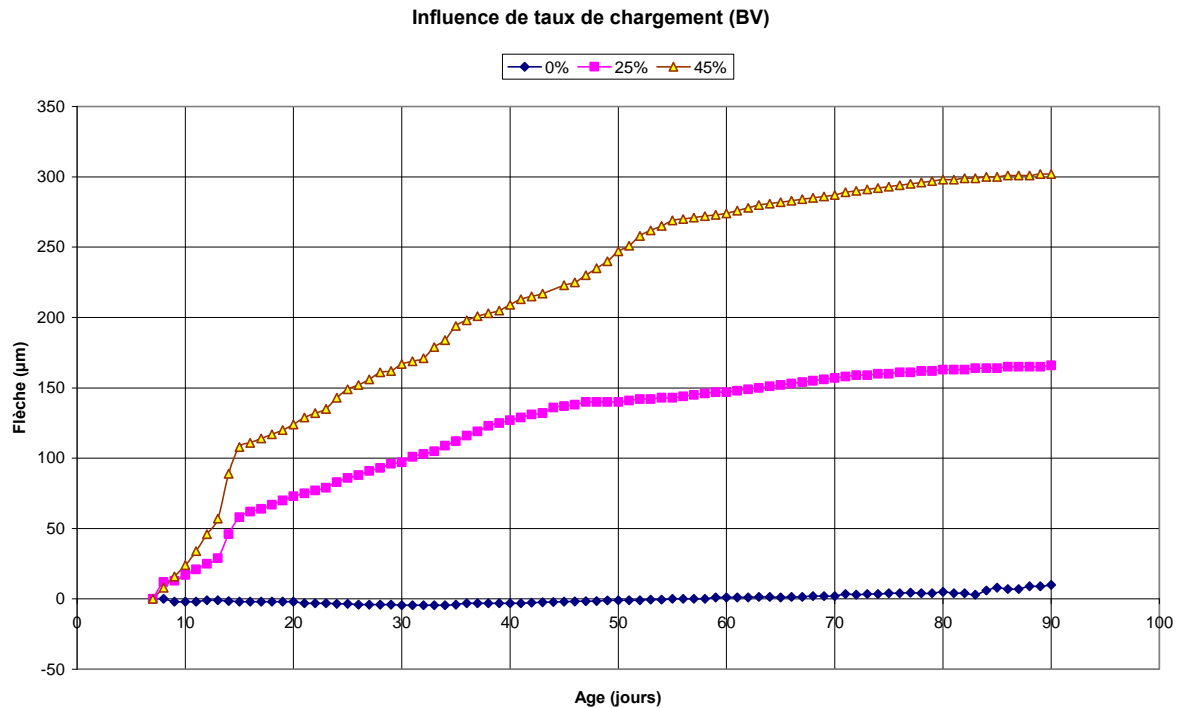


Fig.5.31. influence de taux de chargement BV (fluage propre)

Le fluage à charge nulle 0% (retrait fluage) présente la flèche sous poids propre de la poutrelle sur les mêmes conditions aux limites.

On remarque que c'est le BV qui présente moins de fluage .L'ordre de classement des mélanges par ordre ascendant des flèches de fluage est le suivant : BV, BAP1, BAP2, BAPF1. Ce dernier mélange présentes les plus grandes valeurs.

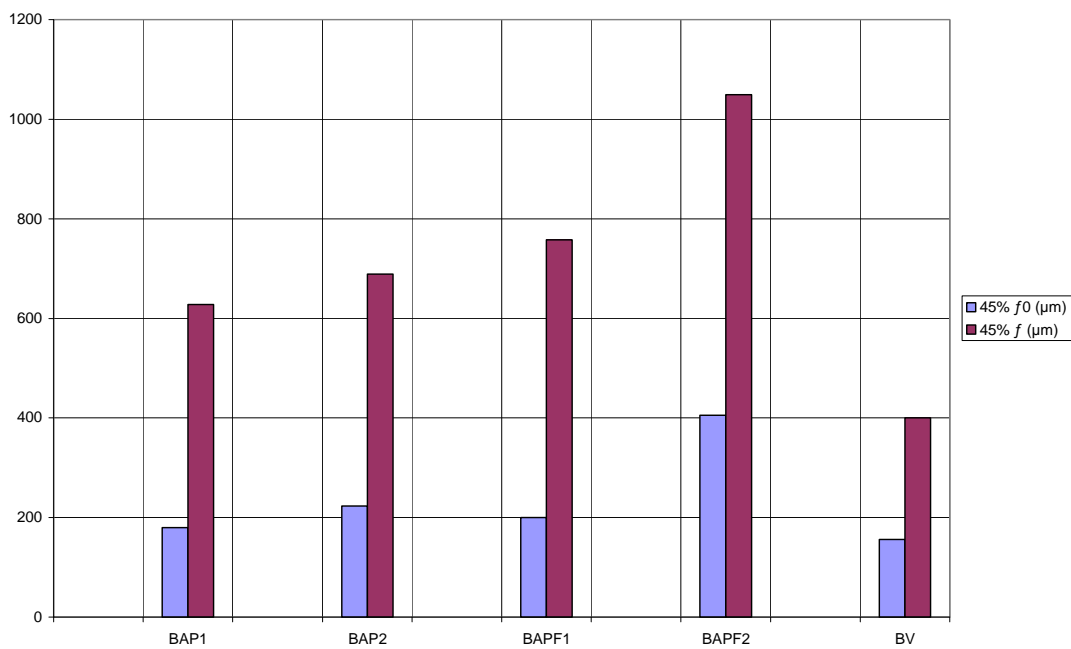
5.4.2. Comparaison entre flèche de fluage et flèche instantanée correspondante :

La comparaison des bétons à l'aide de la relation « flèche de fluage temps », pour différents taux de chargement, comme indiquée sur le tableau suivant.

Le tableau 5.4 donne les flèches de fluage et les flèches instantanées à un âge de 90 jours sous charge, pour les bétons testés.

Tableau 5.4 : valeur des flèches de fluage à 90 jours et des flèches instantanées correspondantes f_0 pour les différents taux de chargement des bétons

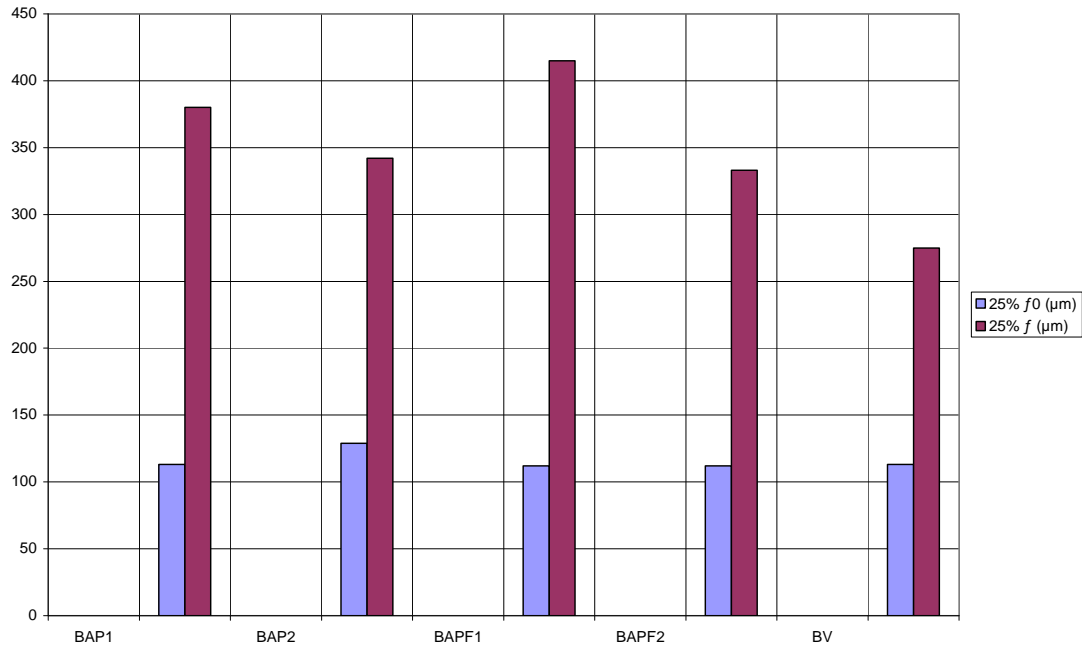
| Mélanges | Niveau de chargement | | | |
|----------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|
| | 25% | | 45% | |
| | f_0 (μm) | f (μm) | f_0 (μm) | f (μm) |
| BAP1 | 113 | 472 | 180 | 741 |
| BAP2 | 129 | 401 | 278 | 809 |
| BAPF1 | 112 | 493 | 200 | 921 |
| BV | 113 | 278 | 156 | 459 |



**Figure 5.32 : Comparaison entre flèche de fluage et flèche instantanée correspondante
Pour un taux de 25%**

Ce que 'on peut remarquer à partir de ce tableau et les histogrammes se résume comme suit :

- Pour un taux de chargement (25%), le BV présente le plus faible rapport entre flèche de fluage et flèche instantanée, ce dernier est de (2.03), tandis que le BAP1 donne un rapport de (3.36).



**Figure 5.33 : Comparaison entre flèche de fluage et flèche instantanée correspondante
Pour un taux de 45%**

- Pour un taux de chargement (45%), ces rapports sont relativement élevés par rapport à ceux donnés dans le cas du taux de 25%. mais l'ordre de grandeur reste le même, car le BV donne toujours le plus faible rapport (2.56) devant le BAPF1 qui présente le plus grand rapport (3.79)

Donc, on a peu découvrir un comportement différent, et aussi, on a découvert un certain ordre de classement des mélanges, à partir des comparaisons entre flèches de fluage et flèches instantanées.

5.4.5. Discussion

Quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons vibrés en comparaison. La proportion volumique de granulats étant moins importante dans les BAP, ceux-ci laissent une place plus importante à la pâte de liant se déformer, ce qui peut aisément expliquer ces résultats

Les déformations élastiques (25% de taux) de béton étant voisines ainsi que les charges appliquées (liées à la résistance mécanique, prise le plus proche possible entre BAP et BV).

Les différentes courbes d'évolution de déformation instantanée et différée en fonction de temps pour les deux taux de chargement montrent que les bétons autoplaçants renforcés des fibres métalliques subissent des déformations plus importantes que les bétons autoplaçants donc l'introduction des fibres métalliques a un effet défavorable sur le comportement différé des BAP, en favorisant la migration d'eau (quantité de fines plus élevée dont le rapport G/S des BAPF est inférieur à celui des BAP), où le taux des fibres métalliques ajouté (0.5% de volume total) n'est pas suffisant pour avoir un effet favorable sur le comportement différé.

L'introduction d'additions minérales (filler) et la présence d'une plus grande quantité de pâte de ciment dans le BAP2 n'ont eu que peu de conséquences néfastes sur les déformations différées de ces bétons. L'effet mal connu des adjuvants sur ces déformations a pu jouer un rôle dans l'équivalence des comportements différés des deux types de béton.

Il est possible que cette différence de déformation entre le BAP1 et BAP2 soit associée aux différences importantes de formulation (différence de rapport filler/liant, E/C et le dosage en superplastifiant).

L'évolution de la flèche de fluage n'est pas linéaire avec le taux de chargement pour la plupart des mélanges. Puisque quand la charge passe de 25% à 45%, (soit environ le double) la flèche passe plus ou moins de double.

Pour des charges assez proches de la charge de rupture, on peut observer un fluage instable qui conduit plus au moins rapidement de la rupture.

Donc on a confirmé dans cette partie de représentation des résultats, la proportionnalité entre le fluage et la charge appliquée, ce qui renforce les travaux de A. M NEVILLE, WAGNER BOLOMEY... et plusieurs autres chercheurs

5.6. Conclusion :

Cette partie de la recherche regroupe un ensemble de résultats expérimentaux sur le comportement différé des bétons sous sollicitation de flexion quatre points.

La réponse à plusieurs taux de chargement est étudiée.

Un important travail a été consacré à la familiarisation avec le d'un dispositif d'essai (bâti) permettant l'étude du fluage en flexion au sens où il existe peu de travaux dans la littérature sous cette sollicitation.

Cette étude de fluage de poutrelles en béton autoplaçant et en béton vibré est analysée d'une part pour apporter des explications (ou bien pour marquer la différence) des comportements observés, et d'autre part, pour montrer l'influence des différents paramètres retenus.

En se basant sur l'analyse des flèches mesurées, les conclusions suivantes ressortent :

- La nature des différents bétons utilisés est un paramètre important : elle modifie la réponse différée pour différents taux et durée de chargement. Dans cette étude différents comportements ont été observés et cela à cause des variétés de paramètres retenus.
- Quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants subissant des déformations différées sous charge maintenue constante plus importantes que celles des bétons vibrés.
- Les différentes courbes d'évolution de déformation instantanée et différée en fonction de temps pour les deux taux de chargement montrent que les bétons autoplaçants renforcés des fibres métalliques subissant des déformations plus importantes que les bétons autoplaçants
- Il est possible que cette différence de déformation entre le BAP1 et BAP2 soit associée aux différences importantes de formulation (différence de rapport filler/liant, E/C et le dosage en superplastifiant).

L'introduction d'additions minérales (filler) et la présence d'une plus grande quantité de pâte de ciment dans le BAP2 n'ont eu que peu de conséquences néfastes sur les déformations

différées de ces bétons. L'effet mal connu des adjuvants sur ces déformations a pu jouer un rôle dans l'équivalence des comportements différés des deux types de béton.

- L'évolution de la flèche de fluage n'est pas linéaire avec le taux de chargement pour la plupart des mélanges. Puisque quand la charge passe de 25% à 45%, (soit environ le double) la flèche passe plus ou moins de double.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les bétons autoplaçants (BAP) constituent une nouvelle avancée pour la construction en béton et ils offrent en cela des avantages aussi bien d'ordre économique, technique que sociaux. L'absence de vibration qui caractérise leur mise en place permet en effet de réduire les coûts globaux de production, de construire des éléments à géométrie complexe ou fortement ferraillés et également de réduire les nuisances sonores et la pénibilité du travail qu'ils nécessitent.

Pourtant, bien que ces avantages soient tangibles et que l'intérêt qu'ils suscitent chez les industriels soit grandissant, les BAP demeurent en dessous de l'utilisation qui pourrait en être faite en raison de questions sans réponses posées par de nombreux maîtres d'ouvrage et maîtres d'oeuvre. Certaines des inconnues qui les concernent nécessitent donc d'apporter des résultats de recherches probantes quant à leur équivalence avec les bétons vibrés (BV), notamment en terme de comportement sous sollicitations extrêmes (en particulier le fluage).

L'objectif de ce travail de thèse était donc de donner une réponse claire à une question majeure : d'évaluer les conséquences potentielles à la présence importante de fines dans les compositions de BAP sur leurs déformations différées.

La première partie de l'étude bibliographique résume les propriétés connues de ce matériau BAP en faisant une revue de littérature dans le domaine. Elle donne d'une part, un état de connaissance globale sur le phénomène en question, et d'autre part, quelques applications propres au matériau (facteurs influents, théorie et modèle de fluage...).

De nombreuses mesures ont été exposées pour la caractérisation de BAP à l'état frais (air occlus, densité, l'étalement). A l'état durci, une caractérisation classique des mélanges (résistances mécaniques : à la compression, traction /flexion) a été réalisée sur des éprouvettes respectivement cylindriques de 16x32 cm et prismatiques de dimensions 7x7x28 cm, sous des conditions de conservation de $T=20 \pm 2^\circ\text{C}$, $HR=95 \pm 5\%$ jusqu'à l'âge d'écrasement de 7 jours et 28 jours.

Les essais sous charge statique et sous charge maintenue ont été systématiquement effectués à l'âge de 7 jours à une température de 20°C et une humidité relative HR de $55 \pm 5\%$.

L'ensemble des résultats sur le comportement statique des différents bétons nous a conduit à présenter les conclusions suivantes :

- ❖ La résistance à la flexion est modifiée par la présence des fibres métalliques.
- ❖ L'observation du domaine linéaire par une méthode non destructive « par ultrasons » permet de positionner la charge de première microfissuration. Ce seuil, facilement détectable par cette technique d'investigation sous sollicitation statique, nous a paru important pour bien distinguer la nature des endommagements dans le matériau, il est utilisé comme référence pour caractériser les taux de chargement pour le fluage.
- ❖ Il est important de noter que les meilleures performances à la rupture sont obtenues avec les bétons autoplaçants renforcés de fibres métalliques.
- ❖ Les charges de microfissuration et de rupture sont très proches pour les BAP, et très éloignées pour les BAPF. Ceci traduit une nette différence de comportement.

La variation des résultats statiques est due probablement à la présence des quantités importantes des fines dans les BAP et l'introduction des fibres métalliques dans les BAPF.

L'étude de fluage des BAP en flexion est d'actualité, en ce sens qu'il existe peu de travaux dans la littérature qui donne des informations sur le comportement différents dans ces conditions.

La durée des expériences de fluage étant très importante, nous risquons d'être confrontés à ce type de modification selon l'âge de matériau.

Nous nous sommes placés dans le cadre du comportement des matériaux à la température ambiante car il faut tenir compte des paramètres techniques, c'est-à-dire une durée convenable (90 jours) et une température (ou humidité) avec le moins de variations possibles, avec les moyens dont nous disposons (le point délicat pour ce type d'essai est de pouvoir assurer à long terme une régulation de la température et de l'humidité relative suffisamment fine pour éviter une fluctuation).

Donc, une étape très importante de notre travail expérimental est la familiarisation avec le dispositif d'essai sur des poutrelles (plusieurs bâti de fluage). Le dispositif adopté doit satisfaire une exigence de qualité (fiabilité et reproductibilité des mesures), malgré les nombreux importants des contraintes qui existent dans ce type d'expériences, tant sur le plan expérimental, qu'au niveau des processus intrinsèques du matériau ou inhérents au matériau.

Quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants subissent des déformations différées sous charge maintenue plus importantes que celles des bétons vibrés en comparaison. La proportion volumique de granulats étant moins importante dans les BAP, ceux-ci laissent une place plus importante à la pâte de ciment pour se déformer, ce qui peu aisément expliquer ces résultats.

L'évolution de la flèche de fluage n'est pas linéaire avec le taux de chargement pour la plupart des mélanges. Puisque quand la charge passe de 25% à 45%, (soit environ le double) la flèche passe plus ou moins de double.

Les bétons autoplaçants renforcés des fibres métalliques subissent des déformations plus importantes que les bétons autoplaçants. Donc l'introduction des fibres métalliques à un effet défavorable sur le comportement différé des BAP, en favorisant la migration d'eau (quantité de fines plus élevée dont le rapport G/S des BAPF est inférieur à des BAP). Le taux des fibres métalliques ajouté (0.5% de volume total) n'est pas suffisant pour avoir un effet favorable sur le comportement différé.

Au-delà de ces premiers résultats encourageants que nous avons obtenus, il convient de préciser que cette recherche a ouvert la voie à d'autres qui permettant de mieux appréhender le comportement différé du béton autoplaçant au niveau de l'expérience, et au niveau de la modélisation.

De plus, les études expérimentales sous ce type de sollicitation ne sont pas disponibles, ou uniquement de façon limitée, à notre connaissance.

La prise en compte des effets vieillissement, retrait, les effets thermiques et de nombreux autres phénomènes qui agissent simultanément avec les phénomènes étudiés.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[Acker 91] ACKER P., EYMARD R. and PLUM J .M. “Structural analysis of concretes: accounting for thermal and hygral effects. Annales des Ponts ET Chaussées. 1991, p.1- 11

[Aker] AKER P., BARRAL A. « Déformation différée du béton durci : étude critique des modèles analytiques de comportement », rapport de recherche, LCPC, 5

[AFGC 00] Association Française de Génie Civil, « Bétons autoplaçants - Recommandations provisoires », Annales du bâtiment et des travaux publics, juin 2000.

[Bensebti 07] BENSIBTIS, AGGOUNE.A, HOUARI.H, DUVAL.R « La ségrégation statique dans les bétons autoplaçants, mise en place d’une procédure expérimentale » ANNALS du bâtiment et des travaux publics AVRIL-JUIN 2007-N°2-3.p22-28.

[Benkechkache 07] BENKECHKECHE .G, HOUARI. H, BENSEBTIS.E, CHAABANE .A.

« Étude du comportement différé des bétons autoplaçant , influence des paramètres de compositions et de chargement » Séminaire National de Génie Civil 20 & 21 novembre 2007

[Berès 69] BERES L « La macrostructure et le comportement de béton sous l’effet de sollicitation de longue durée ». Matériau ET Constructions/ Materials and Structures, Vol.2, No.8, p.103-110

[Baron 96] BARON.J. and J.P. OLLIVIER.” Les bétons, Bases et données pour leur formulation ». Eyrolles,

[Bazant 73] BAZANT Z.P. MOSCHOVIDIS Z” Surface-diffusion theory for drying creep effect in Portland cement paste and concrete. Journal of the American Ceramic Society.565. p. 235-243

[Bazant 76] BAZANT Z.P. ASGHARI A. SCAMIOT J ”Experimental study of creep of hardened Portland cement paste at variable water content “ Material and Structures, 9 (52), p.279-290.

[Bazant 72] BAZANT Z.P.”Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete “Cement and Concrete Research, 2, p.1-116.

[Bazant 82] BAZANT Z.P “Mathematical models for creep and shrinkage in concrete, dans Creep and shrinkage in concrete structures” edite Bazant Z.P. et Wittmann F.H, Wiley. Londres

[Benboudjema 02] BENBOUDJEMA Farid. « Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires » Thèse de doctorat de l’université de MARNE LA VALLEE 2002

[Benaissa 93] BENAÏSSA A .MORLIER P. and VIGUIER C “ Fluage et retrait de béton de sable » Matériaux et Constructions/ Materials and Structures.1993, Vol 26, p.333 - 239.

[Boukharov 95] BOUKAHAROV G.N., CHANDA M.W. and BOUKAHAROV G.N.,"The three processes of brittle crystalline rock creep «International Journal of Rock Mechanics. Mining Science & Geomechanics.1995, Vol.32, No.4, p.325-335.

[Bouhamou 07] BOUHAMOU N. BELAS N. MESBAHA H. YAHIA A. MEBROUKI « Comportement à l'état frais des BAP à base des matériaux locaux algériens « ANNALES du bâtiment et des travaux publics AVRIL- JUIN -N° 2-3. p 29, 37.

[Berthier 80] BERTHIER R.M “ Physique des bétons et des aciers pour ouvrages en béton précontraint » Annales de l'ITBTP, n° 389

[Bissonnette 02] Bissonnette B. and PIGEON M. « Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations » Matériau et Constructions/ Matériels and Structures, Vol.33, p.108-118

[Bissonnette 95] BISSONNETTE B. and PIGEON M. « Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fibre reinforced concretes” Cement and Concrete Reseach.1995, Vol.25, No.5 p.1075-1085.

[Billberg.99] BILLBERG. P. “Fine mortar theology in mix design of scc”. In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete. RILEM, 1999.

[Berthier 80] BERTHIER R.M “ Physique des bétons et des aciers pour ouvrages en béton précontraint » Annales de l'ITBTP, n° 389

[Bui 99] V. K.BUI and D. MONTGOMERY. “Mixture porportioning method for self-compacting high performance concrete with minimum paste volume”. In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete. RILEM, 1999.

[Chabane 00] CHABANE Abdelhafid. « Contribution à l'étude du comportement différé des bétons sous sollicitation de flexion » .thèse de magistère de l'Université de Constantine 2000.

[CEB-FIP 91] Code CEB-FIP. CEB Bulletin d'information n°203. juillet, 1991.

[Chanvillard 96] GHANVILARD. G. and O. BASUYAUX.”Une méthode de formulation des bétons de sable à maniabilité et résistance fixées. » Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, (205) :49_63, Septembre-Octobre 1996.

[Coquillat 87] COQUILLAT G « Mesures fondamentales sur éprouvettes. Définitions et méthode expérimentales », Annales de l'ITBTP, n° 455, juin 1987

[Cook 74] COOK D J. and HAQUEM.N. “The tensile creep and fracture of desiccated concrete and mortar on water sorption “Materiaux et Constructions/ Materials and Structures.1974, Vol 7, No.39, p.191 - 196.

[Chiorino 75] CHIORINO M.A “Fluage et déformation différées du béton » Annales de l'institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.1975. No.326. Série BETON 145, p101-106.

[Chen 93] CHEN Z. and WANG M.L “A partitioned - solution method with moving boundaries for nonlocal creep damage of concrete” Creep and shrinkage of concrete proceeding of the fifth international RILEM symposium. Barcelone -London: E & FN Spon. P.393 - 398.

[De Larrard 92] DE LARRARD F. et LE ROY R., « Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances », Matériaux et Constructions, 25, pp. 464-475, 1992.

[Felekoglu 03] FELEKOGLU B., YARDIMCI M. Y. and BARADAN B., “A comparative study on the use of mineral and chemical types of viscosity enhancers in self-compacting concrete”, Proceedings of 3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete (PRO 33), Reykjavik, Iceland, pp. 446-456, 17-20 août 2003.

[Gamble 78] GAMBLE B.R., PARROTT L.J “Creep of concrete in compression during and witting “Magazine of Concrete Research. 104 (30) P. 129-138.

[Gaucher 82] GAUCHER C “ fluage du béton : tentative de caractérisation du comportement rhéologique non linéaire dans la représentation par intégrales multiples « Rapport de Recherche LCPC.108.120p.

[Guénot 97] GUENOT - DELAHAIE I « Contribution à l’analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton » Thèse de doctorat de l’ENGPC avril 1997.

[Gettu 93] GETTU R. and GARCIA-ALVAREZ V.O.”Interaction of creep and fracture in concrete” .Creep and shrinkage of concrete proceeding of the fifth international RILM symposium, Barcelone - London: E & FN Spon. 1993, p.413 - 420.

[Glücklich 62] GLUCKLICH J « Creep mechanism in cement mortar, Journal of American Concrete Institute, 59.p.923 -48

[Jacobs 99] JACOBS. F. and F. HUNKLER.” Design of self-compacting concrete for durable concrete structure”.In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete.RILEM, 1999.

[Hayakawa 95] HAYAKAWA M., MATSUOKA Y. and YOKOTA K., “Application of superworkable concrete in the construction of 70-story building in Japan”, Second CANMET/ACI on advances in concrete technology, Las Vegas, ACI 154-20, pp. 381-397, 1995.

[Hayakawa 95] HAYAKAWA M., MATSUOKA Y. and YOKOTA K., “Application of superworkable concrete in the construction of 70-story building in Japan”, Second CANMET/ACI on advances in concrete technology, Las Vegas, ACI 154-20, pp. 381-397, 1995

[Hu 98] HU C. et BARBIERI B., « Comparaison des retraits des bétons autonivelants et d’un béton fluide traditionnel », Science des matériaux et propriétés des bétons, pp.265-272, 1^{ère} Rencontre Internationale, Toulouse, 5-6 mars 1998

[Houari 93] HOUARI.H. « Contribution à l'étude du comportement des bétons renforcés des fibres métalliques soumis à l'action des charge maintenues et cycliques » Thèse de Doctorat, INSA de Lyon .244p

[Houari 93] HOUARI.H. CLASTRES.P, DEBICKI.G “Influence des fibres métalliques sur le fluage des bétons” Congre international, TRIPOU-LYBIE.P 12.

[Klug 03] KLUG Y. and HOLSCHEMACHER K., “Material properties of hardened self-compacting concrete”, ICPCM - A new era of building, Le Caire, Egypte, 18-20 février 2003.

[Kovler 95] KOVLER K “Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension”Journal of Material in Civil Engineering.19895, No.2, p96-101.

[Lvovskij 77] L'VOVSKIJ E.N, BORDEYANOU G.V « Une méthode statistique nouvelle pour le calcul des caractéristique de fluage des bétons » Bulletin de liaison du laboratoire des ponts des chaussées, n° 401 .p 114-136.

[Loo 94] LOO Y.H., TAM C.T. ANDZHONG H.”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.

[L'hermitre 78] L'HERMITRE J, MAZARS J. « I. Note sur le changement de volume au cours de la déformation plastique du béton. II. Quelle que complément à l'étude expérimentale de fluage du béton en compression simple », Annales de l'ITBTP, N ° 363, Juillet- août 1978

[Nagataki 95] NAGATAKI S. and FUJIWARA H., “Self compacting property of highly flowable concrete”, Second CANMET/ACI on advances in concrete technology, Las Vegas, ACI 154-20, pp. 301-314, 1995

[Neville 83] NEVILLE A.M., DILGER W.H and BROOKS J.J “Creep of plain and structural concrete” London: Construction Press.1983, 361p

[Nagataki 95] NAGATAKI S. and FUJIWARA H., “Self compacting property of highly flowable concrete”, Second CANMET/ACI on advances in concrete technology, Las Vegas, ACI 154-20, pp. 301-314, 1995.

[Neville 70] NEVILLE A.M. « Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed » North Holland Publishing Company, p.622. Amsterdam. 1970.

[Nigoyi 73] NIGOYI A.K. HSU P. MEYERS B.L “The influence of age at time pf loading on basic and drying creep” Cement and concrete Research, 3, p.633-644.

[Ngab 81] NGAB A.S, NILON A .H and SLATE F.O “Shrinkage and creep of high strength concrete” ACI Journal. 1981, Vol.78, No.4, p.225- 261

[Okamura 99] Okamura H.and M. Ouchi. «Self-compacting concrete, development, present use and future. In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete».RILEM, 1999.

[Okamura 00] Okamura H, K. Ozawa, and M. Ouchi. «Self-compacting concrete. Structural Concrete», (1):3_17, March 2000.

[Ozawa 90] OZAWA K. MAEKAWA K. OKAMURA H “The high performance concrete with high filling capacity” Proceeding of the international symposium on admixtures for concrete. Held by RILM. Barcelone.p 51-62.

[Ozawa 89] OZAWA K. KUNISHIMA M. MAEKAWA K. OKAMURA H “High Performance Concrete Based on the Durability Design of Concrete Structures. Proceedings of the 2nd East Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. P 445-450[

[Okamura 00] OKAMURA .H., K. OZAWA, and M. OUCHI. “Self-compacting concrete. Structural Concrete”, (1):3_17, March 2000.

[Ozawa 91a] OZAWA K. MAEKAWA K. OKAMURA H.KUNISHIMA M “Challenge for high performance concrete “Proc. Conf on High Performance Concrete University of Tokyo .p 5-17.

[Ozawa 92] OZAWA K. MAEKAWA K. TANGTERMSIRIKUL S “Role of powder materials on the filling capacity of fresh concrete” Proceedings of the 4th CANMET-ACI International Conference on Fly ash Silica FOME Slag and Natural Pozzolans in concrete . Istambul.p 121-137.

[Okamura 94] OKAMURA K. OZAWA K “Self performance concrete in Japan “International Workshop on High Performance Concrete. Bangkok. Thaïlande. P16

[Oh 99] OH.S.G. T. NOGUSHI, and F. TOMOSAWA. Toward mix design for theology of self-compacting concrete. In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete. RILEM, 1999.

[Ouchi 99] OUCHI.M. and Y. Edamatsu. “A simple evaluation method for interaction between coarse aggregate and mortar particles in self-compacting concrete”. In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete. RILEM, 1999.

[Parrott 74] PARROTT L.J “Lateral strains in hardened cement paste under short and long - term loading “Magazine of Concrete Research. 26 (89). P. 129-138.

[Powers 54] POWERS T.C. COPELAND L.E. HAYES J.C. MANN H. M. “Permeability of Portland cement paste.” ACI Journal .51. P.285-298.

[Parrott 82] PARROTT L.J., YOUNG J.F “Shrinkage and swelling of tow hydrate alite pastes “dans Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete.édité par F.H. Wittmann. Martinus Nijhoff Publishers, La Hague, Boston, Londres, p.35-48.

[Pettersson 96] PETERSSON Ö., BILLBERG P. and VAN B.K., “A model for Self-Compacting Concrete”, International Rilem Conference on ‘Production methods and workability of concrete’, RILEM Proceedings 32, 1996.

[Pettersson 99] PETERSSON.P, P. BILLBERG, and B. K. VAN. “A model for self-compacting concrete”. In Proceedings of International RILEM Conference on Production methods and workability of concrete.RILEM, 1999.

[Petersson 01] PETERSSON Ö., “Limestone powder as filler in self-compacting concrete - Frost resistance and compressive strength”, Proceedings of 2nd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, Japan, pp. 277-284, 23-25 October 2001.

[Phillipe 04] PHILLIPE Turcry « Retrait et Fissuration des Bétons Autoplaçants, Influence de la Formulation Thèse de doctorat de Université de Nantes 2004.

[Pons 03] PONS G., PROUST E. and ASSIE S., “Creep and shrinkage of self-compacting concrete: a different behaviour compared with vibrated concrete?”, Proceedings of 3rd International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete (PRO 33), Reykjavik, Iceland, pp. 645-645, 17-20 août 2003.

[Pons] PONS G., “Rhéologie et fissurabilité des bétons et micro bétons soumis à des chargement harmoniques de faible fréquence », Thèse de doctorat d'état en sciences

[Philajavaara 74] PHILAJAVAARA S.E « A review of some of the main results of a research on the aging phenomena of concrete: effect of moisture conditions on strength” Shrinkage and creep of mature concrete. Cement and Concrete Research. 4 (5) .p 761- 771.

[Pane 02] PANE I. and HANSEN W “Early age creep and stress relaxation of concrete containing blended cements” *Materiaux ET Constructions/ Materials and Structures*.2002, Vol .35, p92-96

[Roshavelov 99] ROSHAVELOV T.T.” Concrete mixture proportioning with optimal dry packing”. In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete. RILEM, 19

[Sedran 00] SEDRAN T. and F. de Larrard. « Manuel d'utilisation de RENE-LCPC, Logiciel d'optimisation granulaire », version 6.1d. LCPC, 2000.

[Smerda 88] SMERDA Z. KRISTEK V. « creep and shrinkage of concrete elements and structures ». Elsevier Science Publishers p .296 Amsterdam.198

[Shi 02] SHI C., WU Y., SHAO Y. and RIEFLER M., “Comparison of two design approaches for self-consolidating concrete”, First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete, ACBM center, pp. 349-354, 12-13 November 2002.

[Sakata 98] SAKATA K., “Durability of self-compacting concrete and low heat high performance concrete”, CONSEC 98, International Conference 2, pp.2057-2064, Tronso, GB, 1998.

[Smadi 87] SMADI M.M., SLATE F.O.and NILSON A.H.” Shrinkage and creep of high - medium - and low - strength concretes, including overlods”*ACI Materials Journal*. 1987 Vol.84, No.3, p.224 -234.

[Sedran 99] SEDRAN. T. « Rhéologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivellants ». Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.

[Sedran 95] SEDRAN T "Les bétons autonivelants : synthèse bibliographique » Bulletin de liaison du LCPC n° 196.p 53-60.

[Stéphan 04] STEPHANE ASSIÉ « Durabilité des bétons autoplaçants » Thèse de doctorat de L'institut nationale des sciences applique de TOULOUSE 2004

[Tangtermsirikul 95] YANGTERMSIRIKUL.S. and B. K. VAN. Blocking criteria for aggregate phase of self-compacting high performance concrete. In Proceedings of regional symposium on infrastructure development in civil engineering. SC-4, 19-20 December, 1995.

[Tamtsia 00] TAMTSIA B.T, BEAUDOIN J.J "Basic creep hardened cement paste: A re-examination of the role of water" Cement and Concrete Research, 30p 1465-1475.

[Tangtermsirikel] TANNGTERMSIRIKEL S. SHINDOH T. SAKAMOTO G. MAPSUOKA. Y "Development of Super Workable Concrete.

[Ulm 99] ULM F.J. LEMAOU F. BOULAY C "Creep and shrinkage coupling: new review of some evidence. Revue Francaise de Genie Civil.3 p 21-37.

[Ulm 98] ULMF.J .AKER P "le point sur le fluage et la recouvrance des bétons » Bulletin de liaison des ponts et chaussées spécial XX.p. 73-82.

[Utsi 03] UTSI.S EMBORG.M and CARSWARD.J " Relation with workability and rheological parameters" herd international RILM symposium on self compacting concrete, rilem puplication SARL. P.311-22.2003

[Wittemann 80] WITTEMANN F.H., ROELFSTRA P. "Total deformations of loaded drying creep", Cement and Concrete Research, 10 p. 601-610. 1980.

[Yue 93] YUE L.L. and TREWE L "Tow - 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.

[Yurugi 00] YURUGI. M. SAKATA N. IWAI M. SAKAI G "Mix Proportion for highly Workable Concrete" Conference Concrete 2000. Dundee. 7-9 .p 9.

RESUMES

ETUDE DU COMPORTEMENT DIFFERE DES BETONS AUTOPLACANTS

Influence des paramètres de composition et de chargement

Résume :

Les bétons autoplaçants (BAP) sont des bétons très fluides dont la mise en place sans vibration présente plusieurs avantages tant au niveau environnemental, humain, technologique qu'économique qui intéressent de plus en plus les industriels. Cependant, leur développement est toutefois freiné par une formulation complexe et un comportement sous sollicitations extrêmes (comportement différé, comportement au feu, durabilité) encore mal connu.

Le comportement différé du béton est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs. Il est difficile de les prendre tous en compte et c'est néanmoins indispensable. .

L'objectif de cette recherche est multiple :

- fournir des informations sur les caractéristiques du fluage du béton autoplaçant.
- fournir des informations sur l'influence de certains paramètres tels que nature de béton, la teneur des fines, l'introduction des fibres, le taux de chargement. Ces facteurs seront étudiés séparément, tandis que les autres variables sont maintenues fixes.

Le comportement en fonction du temps est étudié expérimentalement en flexion quatre points sur des poutrelles de (10×10×120) cm et avec différents taux de chargement (0%, 25% et 45% de la charge de rupture). Pour cela, plusieurs compositions différentes de béton autoplaçant sont utilisées. La durée du chargement sera supérieure à 90 jours pour un âge de 7 jours avec $T=20^{\circ}\text{C}$ et $HR=55\%$ pour la plupart des essais. Des compositions identiques seront retenues pour la détermination des caractéristiques mécaniques sous sollicitation statique et pour l'étude du comportement diffère.

Quelques résultats retiennent :

- la flèche de fluage est directement proportionnelle au chargement.
- le BAP renforcé de fibres métalliques présente des déformations différées supérieures à celui non fibrés.
- Quel que soit le taux de chargement des bétons testés (25% et 45%), les bétons autoplaçants subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons vibrés

Mots clés :

Béton autoplaçant - Fibres - Caractérisation - comportement monotone - Fluage - Retrait.

STUDY OF BEHAVIOUR DIFFERED OF SELF COMPACTING CONCRETE

Influence parameters of composition and loading

Abstract:

The self compacting concrete (scc) are very fluid concretes whose installation without vibration has several advantages so much at the environmental level, human, technological that economic which interest the industrialists more and more. However, their development is slowed down by a complex formulation and a differed behaviour still badly known.

The behaviour differed of concrete is a very complex phenomenon which depends on many factors. It is difficult to take them into account and it is nevertheless essential.

The experimental study contributes to this research.
The objective of this research is multiple:

- To provide information on the characteristics of the creep of the self compacting concrete.
- to provide information on the influence of certain parameters such as: the age of the loading, the nature and the percentage (content) of the mineral additions, the nature and the twinge of fibres, the rate of loading. These factors will be study separately, while the other variables are maintained fixed.

The behaviour according to time will be studied in experiments in inflection four points on beams of (10×10×120) cm and with various rates of loading. For that, several compositions different of self compacting concrete are used. The duration of the loading will be higher than 90 days with $T=20^{\circ}\text{C}$ and $\text{HR}=55\%$ for the majority of the tests. Identical compositions will be retained for the determination of the mechanical characteristics under statically stresses and for the study of the behaviour differs.

Some results resound:

- The arrow of creep is directly proportional to the loading
- Metal fibre the reinforced BAP present of the differed deformations lower than that not fibre's.

Key words:

Self compacting concrete - fluidity - creep - breaking load - arrow - fibre.

دراسة السلوك المؤجل للخرسانة السائنة تأثير عناصر التركيبة و الحمولة

ملخص:

الخرسانة السائنة هي خرسانة كثيرة الميعة عند وضعها و ذلك دون استعمال اهتزازات حيث يمثل عدة ايجابيات من حيث البيئة، الإنسان و التكنولوجيا الاقتصادية. لكن تطوره معرقل بتركيبة معقدة و سلوك تحت تأثير السلوك المؤجل غير معروف.

السلوك المؤجل للخرسانة هو ظاهرة جد معقدة حيث هو مرتبط بعدة عوامل من الصعب أخذها كلها بعين الاعتبار. الأهداف من هذا البحث هي متعددة:

- إعطاء معلومات حول خصائص بعد العوامل مثل: طبيعة الخرسانة، نسبة المواد الدقيقة، إدخال الألياف الجديدة و كمية الحمولة. هذه العوامل تم دراستها كل على حدى، فهناك عوامل ثابتة و أخرى متغيرة.

لقد تم دراسة السلوك بدلالة الزمن تجريبيا تحت تحميل 4 نقاط مع كميات حمولة مختلفة (0% ، 25% ، 45%) من حمولة الانكسار لهذا عدة تركيبات مختلفة للخرسانة استعملت مدة الحمولة أكبر من 80 يوم و عمرها 7 أيام مع درجة حرارة 20°م و رطوبة نسبية 55% لكل التجارب. عدة تركيبات متماثلة اعتمدت للتعريف بالخصائص الميكانيكية تحت تأثير حمولة ثابتة و لدراسة السلوك المؤجل نذكر بعض النتائج:

- الانحراف المؤجل له علاقة طردية مع الحمولة
- الخرسانة المدعمة بالألياف تعطي انحرافات أكبر من الخرسانة الغير مدعمة.

كلمات مفتاحية :

خرسانة السائنة، ألياف، خصائص، انسياب، سلوك ثابت، انكماش.