

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITERATURE	7
1.1 Définition d'une réparation mince	7
1.2 Notions de compatibilité dans les réparations	9
1.2.1 La compatibilité chimique	9
1.2.2 La compatibilité électrochimique	10
1.2.3 La compatibilité de perméabilité	10
1.2.4 La compatibilité volumétrique	10
1.2.5 Notion de capacité d'adaptation	14
1.3 Matériaux de réparations	16
1.4 Les bétons autoplaçants	18
1.4.1 Concept de formulation du béton autoplaçant	18
1.4.2 Les constituants du BAP	19
1.5 Les déformations du béton	20
1.6 Le retrait libre	20
1.6.1 Le retrait plastique	21
1.6.2 Le retrait endogène	21
1.6.3 Le retrait de séchage	23
1.6.3.1 Mécanismes à la base du retrait de séchage	23
1.6.3.2 Le retrait de séchage des BAP	24
1.7 Le fluage	26
1.7.1 Le fluage propre	27
1.7.2 Le fluage de séchage	28
1.7.3 Le banc de fluage flexionnel	28
1.7.4 Le fluage des BAP	29
1.8 Le retrait restreint	31
1.8.1 Techniques de mesure du retrait restreint	32
1.8.1.1 Les essais linéiques	32
1.8.1.2 Les essais sur plaques et sur dalles	33
1.8.1.3 Les essais à l'anneau	34
1.8.2 La fissuration du retrait restreint des BAP	35
1.9 Conclusion et besoins de la recherche	38
CHAPITRE 2 HIGH VARIABILITY OF TIME DEPENDENT BEHAVIOR OF SELF-CONSOLIDATING CONCRETE	41
2.1 Abstract	41
2.2 Introduction	42
2.3 Research Significance	44
2.4 Experimental investigation	44
2.4.1 Materials	45
2.4.2 Mixing Procedure	47

2.4.3	Test Methods.....	48
	2.4.3.1 Flexural Creep Device	49
2.5	Results and Discussion	51
2.5.1	Mechanical Properties.....	51
2.5.2	Drying Shrinkage	52
2.5.3	Flexural Creep test Results	55
2.5.4	Flexural creep coefficient	57
	2.5.4.1 SCC without VMA	57
	2.5.4.2 SCC with different combinations of HRWR-VMA.....	60
2.5.5	Specific flexural creep	61
2.6	Conclusion	64
CHAPITRE 3	ENGINEERING PROPERTIES OF SELF-CONSOLIDATING CONCRETE BASED ON COMMERCIALY AVAILBLE TERNARY BLENDED CEMENTS	65
3.1	Abstract.....	65
3.2	Introduction.....	65
3.3	Research significance.....	66
3.4	Experimental investigation	66
	3.4.1 Materials	67
	3.4.2 Mixture proportioning.....	68
	3.4.3 Test Methods.....	68
3.5	Experimental Results	70
	3.5.1 Slump flow retention.....	73
	3.5.2 Setting Time.....	75
	3.5.3 Compressive Strengths.....	76
	3.5.4 Splitting Strengths.....	79
	3.5.5 Drying Shrinkage.....	81
	3.5.6 Mercury Intrusion Porosimetry.....	83
3.6	Conclusion	85
CHAPITRE 4	RESTRAINED SHRINKAGE CRACKING OF SELF- CONSOLIDATING CONCRETE.....	87
4.1	Abstract.....	87
4.2	Introduction.....	87
4.3	Research significance.....	90
4.4	Experimental investigation	90
	4.4.1 Materials	91
	4.4.2 Mixing procedure.....	92
	4.4.3 Test Methods.....	93
	4.4.3.1 Fresh State.....	93
	4.4.3.2 Mechanical Properties.....	93
	4.4.3.3 Free Shrinkage	94
	4.4.3.4 Restrained Shrinkage	94
4.5	Experimental Results	96

4.5.1	Total free shrinkage	97
4.5.2	Restrained Shrinkage	99
4.6	Discussion.....	101
4.6.1	Strain factor during free shrinkage	101
4.6.2	Tensile creep under restrained shrinkage.....	103
4.6.3	Influence of chemicals admixtures	105
4.6.4	Influence of binder nature.....	108
4.6.5	Performance criteria.....	109
4.7	Conclusion	110
CONCLUSION.....		113
ANNEXE I	ESSAI DU BANC DE FLUAGE : THÉORIE & EXTRACTION DES RÉSULTATS.....	117
ANNEXE II	APPROCHE THÉORIQUE : CALCUL DES CONTRAINTES DANS L'ESSAI DE L'ANNEAU.....	129
ANNEXE III	RÉSULTATS DE LA SÉRIE DES BÉTONS ORDINAIRES ET FLUIDES.....	139
ANNEXE IV	DENSITE DE FISSURATION.....	143
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		145

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Propriétés typiques des matériaux de réparation17
Tableau 1.2	Potentiel de fissuration d'un BAP avec différents ajouts minéraux.....36
Tableau 2.1	Labels of the tested mixtures46
Tableau 2.2	Chemicals and physical properties of the binders.....47
Tableau 2.3	Mixture proportions and properties of the tested SCC mixtures53
Tableau 2.4	Example of the average measured values of mid span deflection (for SCC-A2)56
Tableau 2.5	Calculated Specific creep for the tested mixtures.....59
Tableau 3.1	Chemicals and Physical properties of Cements67
Tableau 3.2	Mixture proportions and test results of fresh concrete mixtures71
Tableau 3.3	Properties of hardened concrete mixtures.....72
Tableau 4.1	Identification and labels of the tested mixtures91
Tableau 4.2	Chemicals and Physical properties of cementitious materials.....92
Tableau 4.3	Summary of the fresh and hardened properties of tested mixtures96
Tableau 4.4	Measured values of Autogenous and drying shrinkage97
Tableau 4.5	Calculation of tensile creep coefficient for the SCC-5 (BTCS-PNS-VMA).....104
Tableau 4.6	Shrinkage stress at age of cracking.....105

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Représentation schématique des composantes d'une réparation mince	7
Figure 1.2	Niveaux d'influence sur la performance des matériaux de réparations.....	8
Figure 1.3	Principaux facteurs contrôlant la durabilité des réparations	9
Figure 1.4	Retrait différentiel lors d'un profil non uniforme et ses conséquences sur le matériau de réparation.....	11
Figure 1.5	Schéma simplifié des effets potentiels du retrait sur une réparation mince.....	12
Figure 1.6	Représentation schématique du développement des fissures dues au retrait empêché	13
Figure 1.7	Bilan fluage/retrait typique en traction avec échanges hydriques	15
Figure 1.8	Évolution dans le temps des contraintes de retrait restreint et du coefficient d'adaptation.....	16
Figure 1.9	Concept de formulation des BAP	18
Figure 1.10	Déformations différées de fluage et de retrait	27
Figure 1.11	Fluage en tension et en compression d'un béton autoplaçant	30
Figure 1.12	Essai linéique développé par Springenshmid et al., (1994)	33
Figure 1.13	Essai de dalle <i>Baeziger</i>	34
Figure 1.14	Dimension de l'anneau conformément à l'ASTM C1581	35
Figure 1.15	Contrainte induite en tension des BAP et BO	38
Figure 2.1	Description of the flexural creep Device	49
Figure 2.2	Relationship between 28-d tensile strength and 28-d compressive strength.....	54

XVIII

Figure 2.3	Relationship between concrete 28-d f'_c strength and 56-d drying shrinkage.....	54
Figure 2.4	Measured flexural creep midspan deflection of the SCC-A1 of the two loaded specimen (total deflection) and two companion specimens	57
Figure 2.5	Evolution of the calculated creep coefficient of SCC mixtures of Set #A.....	60
Figure 2.6	Evolution of the creep coefficient of SCC mixtures BTCFA (Set #B)	61
Figure 2.7	Evolution of the creep coefficient of SCC mixtures BTCS (Set #B)	62
Figure 2.8	Evolution of calculated specific creep of SCC mixtures based BTCFA.....	63
Figure 3.1	Slump retention of SCC mixtures based on BTCFA	73
Figure 3.2	Slump retention of SCC mixtures based on BTCS.....	74
Figure 3.3	Relationship between slump flow and yield value of tested mixtures.....	75
Figure 3.4	Evolution of initial and final setting time of tested mixtures.....	76
Figure 3.5	3, 7 and 28-day f'_c of SCC-BTCFA vs 100% C mixture	78
Figure 3.6	3, 7 and 28-day f'_c of SCC- BTCS vs 100% C mixture	78
Figure 3.7	3, 7 and 28-day f_{sp} of SCC-BTCFA vs 100% C mixture.....	80
Figure 3.8	3, 7 and 28-day f_{sp} of SCC-BTCS vs 100% C mixture.....	80
Figure 3.9	Drying shrinkage of BTCFA mixtures	81
Figure 3.10	Drying shrinkage of BTCS mixtures	82
Figure 3.11	MIP derivative intrusion curve of tested mixture (Ref.C)	83
Figure 3.12	Total pore volume measured at 120 d of BTCFA SCC vs BTCS SCC.....	85
Figure 4.1	Drying and autogenous shrinkage (SCC-1 vs SCC-4).....	98
Figure 4.2	Drying and autogenous shrinkage of SCC-2 vs SCC-3	99

Figure 4.3 Strain development versus time, two individual rings of a tested mixture.....100

Figure 4.4 Age of cracking of restrained specimens101

Figure 4.5 Strain rate factors during free shrinkage of the evaluated mixtures102

Figure 4.6 Relationship between drying shrinkage at 56 d MOE at beginning of drying at 3 days of age.....103

Figure 4.7 Restrained shrinkage for SCC mixtures based on BTCFA.....106

Figure 4.8 Restrained shrinkage for SCC mixtures based on BTCFA.....107

Figure 4.9 Correlation between free shrinkage and time-to-cracking under restrained shrinkage109

Figure 4.10 Performance criteria I_{DC} versus time-to-cracking under restrained shrinkage111

INTRODUCTION

L'industrie de la construction est confrontée à un problème très important : celui de construire durablement et de prolonger la vie des infrastructures existantes par des réparations permanentes. Au Canada, selon la Fédération Canadienne des Municipalités, plus de 200 000 structures et ponts affichent des déficiences importantes dont les coûts des réparations sont estimés à 44 milliards de dollars (Rizkalla et Labossière, 1996). Le moyen pour réduire ces coûts astronomiques consiste à réaliser des réparations durables. Or cette durabilité est souvent victime d'une détérioration précoce du nouveau matériau de réparation et par l'apparition des fissures, en dépit de performances mécaniques souvent élevées du matériau de réparation (Vaysburd et al., 2004; Alexander et al., 2007). La difficulté rencontrée dans ce domaine, ne consiste pas seulement à remédier au problème ayant causé la détérioration de l'ouvrage, mais à assurer une réparation durable. Un tel exploit n'est possible qu'en évitant la fissuration au jeune âge du nouveau béton.

Les causes de la fissuration dans les réparations minces sont diverses, et plusieurs travaux de recherche ont été dédiés à cette problématique (Saucier, 1990; Bissonnette, 1996; Laurence, 2001, Beusheusen et Alexander, 2006). Certains de ces travaux ont traité du caractère composite de la réparation (Saucier, 1990). D'autres travaux ont été consacrés à la compréhension du mécanisme de propagation des fissures (Laurence, 2001; Molez, 2003). Par ailleurs, plusieurs autres travaux se sont concentrés sur la notion de compatibilité, entre le matériau de réparation et l'ancien béton (Emmons et al., 1993, Morgan, 1996). C'est dans cet axe de recherche que s'intègrent les travaux de la présente thèse de doctorat qui se limitent à la compatibilité de type volumétrique¹.

La cause de la fissuration dans les réparations minces, est attribuable au fait que le nouveau matériau cherche à se contracter, résultat du retrait endogène et du retrait de séchage, tandis que la structure servant de support - le substrat - se trouve dans un état d'équilibre hydrique

¹ Le terme compatibilité volumétrique est utilisé dans le document de manière interchangeable avec le terme compatibilité dimensionnelle.

et a atteint une certaine stabilité dimensionnelle. Ne pouvant pas faire sa contraction intrinsèque, à cause des conditions de retenue à l'interface, la nouvelle couche de béton de réparation va donc développer des contraintes de traction. Ces contraintes peuvent excéder la résistance en traction du matériau et induire de la fissuration. De surcroît, dans une telle situation, le matériau est soumis à un retrait différentiel causé par un gradient d'humidité transitoire. Le retrait se voit ainsi partiellement empêché du fait que la déformation ne se manifeste pas de façon uniforme dans le matériau de réparation : les couches superficielles sont tendues alors que le cœur est comprimé. Cette situation est connue des spécialistes du béton, sous l'appellation du « retrait restreint » (Bazant, 1982). Comme cette fissuration est difficile à prédire, il s'avère important de comprendre les paramètres responsables.

La « règle d'or » souvent observée dans les réparations est la suivante : *Repair like with like*, c'est à dire que le matériau de réparation doit être similaire au matériau d'origine, ceci afin d'assurer la pérennité de la réparation. Mais même si cette approche est tout à fait logique, elle ne prend pas en compte les déformations de retrait de séchage du jeune matériau de réparation, qui sont tout simplement inévitables et aussi évolutives (Emmons et al., 1993, Morgan, 1996; Vaysburd et al., 2004).

Laurence (2001) a mesuré la densité de la fissuration dans les réparations minces, et a constaté que cette densité est directement reliée au retrait de séchage. Un retrait plus important conduit à une densité de fissuration plus élevée. Ces résultats ont aussi été retrouvés par Molez (2003). Or cette fissuration pourrait être modérée par le fluage du béton qui permettrait de ralentir, voir parfois, d'éviter la fissuration (Altoubat et Lange, 2001). À ce propos, les travaux d'Altoubat et Lange (2001) et de Beaushausen et Alexander (2006) ont démontré que dans un contexte de mouvement empêché, les contraintes induites en traction peuvent être soulagées par fluage en traction jusqu'à 50% de leur valeur initiale. Par ailleurs, en matière de fluage en traction, Bissonnette (1996) a observé que le potentiel de ce fluage peut varier de façon importante en fonction de certains paramètres de composition, notamment le rapport eau/ciment (E/C) et la teneur en liant, une variation beaucoup plus importante dans le fluage, par comparaison au retrait de séchage.

À l'issue de ces résultats, il semble donc possible d'élaborer des matériaux de réparation, en envisageant la compatibilité des bétons neuf et d'origine du point de vue volumétrique. Néanmoins, pour arriver à ce niveau de maîtrise, il s'avère indispensable d'identifier tout d'abord, les paramètres « leviers » mis en jeu dans un tel système. Ces paramètres leviers, une fois identifiés, doivent permettre d'orienter la réflexion sur l'étude du risque de fissuration des matériaux cimentaires, utilisés dans les réparations. Le but étant d'arriver à des méthodes plus rationnelles dans le choix de matériaux spécifiquement adaptés aux problèmes des réparations.

Pour ce qui a trait aux matériaux de réparations, les travaux de Laurence (2001) ont démontré que la nature du matériau de réparation est l'élément principal qui conditionne l'importance de la fissuration, en conditions de retrait restreint. À ce sujet et suite à des travaux de réparation effectués par le Ministère des Transports du Québec (MTQ), les ouvrages ayant été réparés avec le béton autoplaçant (BAP) ne semblent pas avoir fissurés selon les observations de Hovington (2000). De surcroît, Molez (2003) lors d'un suivi du fluage en traction d'une formulation de BAP et d'un béton projeté, a constaté le potentiel élevé du fluage en traction du BAP en comparaison au béton projeté, et ce en dépit d'un volume en pâte équivalent pour ces deux bétons. Ce constat amène donc à penser, à une meilleure « adaptabilité » du BAP dans les réparations. Toutefois, pour répondre clairement à ces questions, le suivi du comportement du BAP doit s'effectuer non seulement, en conditions de déformation libre mais aussi dans des conditions de déformations empêchées.

En ce qui concerne le BAP, il est important de souligner que ce béton peut être réalisé de différentes manières (Okamura et al., 1992, Ozawa et al., 1992, ACI 237R-2007). En effet, avec une teneur en eau et un volume en pâte maintenus fixes, plusieurs valeurs d'étalements peuvent être obtenues. Le pourquoi d'un tel résultat est dû à l'existence de multiples familles de superplastifiants et d'agents de viscosité, et aux différentes combinaisons superplastifiant-agent de viscosité qui peuvent en résulter. Ce sont là des « ingrédients » indispensables à la formulation des BAP (Okamura et al., 1992). Il s'avère alors impossible de prédire le comportement à court terme du BAP, à cause de l'interaction chimique de l'ensemble de ces

polymères avec le matériau cimentaire. Ceci est d'autant plus vrai, que ce matériau cimentaire est de plus en plus un ciment composé de type ternaire, voire quaternaire, ce qui rend le « système » encore plus complexe à étudier. Enfin, si à priori certains travaux antérieurs ont mis à profit le potentiel élevé du fluage des BAP comparativement au béton ordinaire, par l'entremise d'essais de fluage en compression (Kim et al., 1998; Heirman et al., 2008; Leemann et al., 2011), d'autres travaux ont démontré qu'un BAP ne présente pas de déformation différée de fluage plus importante qu'un béton ordinaire² (Persson, 1999; Pons et al., 2003; Turcry et al., 2006). Ainsi, avec ces différents résultats contradictoires, il n'est pas possible de répondre aux questions suivantes : les BAP présentent-ils une plus grande déformation au fluage, pouvant justifier leur bonne « adaptabilité » comme matériau de réparation ? Si oui, quels sont les paramètres responsables ? Enfin, comment interviennent tous ces paramètres sur le risque de fissuration lors du retrait restreint ?

L'objectif principal de cette thèse consiste à mettre en évidence les paramètres responsables de la compatibilité déformationnelle observée dans les BAP. Le résultat escompté est la mise au point de matériaux avec une sensibilité à la fissuration réduite. Il sera alors possible d'envisager une approche plus rationnelle et plus efficace afin de limiter les coûts socio-économiques considérables associés aux réparations. Les objectifs atteints auxquels devraient mener nos travaux de recherche consistent à développer des bétons de réparation qui auront une tendance à la fissuration significativement réduite, en adoptant l'approche de la compatibilité volumétrique. Pour la réalisation de ce projet, la recherche réalisée se compose des phases suivantes, à savoir :

Phase 1 : Caractériser la compatibilité déformationnelle pour un éventail de matériaux très large afin d'identifier les paramètres de composition clés.

² Le terme « béton ordinaire » dit encore béton conventionnel est utilisé pour désigner un béton dont l'affaissement au cône d'Abrams est de l'ordre de 80 mm et de résistance en compression souvent inférieure à 40 MPa.

Phase 2 : Fournir des données de base nécessaires pour corrélérer les différentes propriétés dont est tributaire la compatibilité volumétrique (retrait, fluage et module élastique) et le potentiel de fissuration du matériau en condition de mouvement empêché.

Au cours de la réalisation de notre programme expérimental et pour atteindre les objectifs mentionnés, il a été proposé de :

- 1) caractériser les propriétés des BAP développés (point de vue mécanique);
- 2) expliquer sur une base scientifique les résultats obtenus sur les BAP;
- 3) mesurer d'une manière quantitative la sensibilité à la fissuration des BAP développés;
- 4) établir la relation entre le potentiel de fissuration (au moyen d'essais de comportement restreint et libre) et la composition des BAP.

Le plan de l'organisation de la thèse est structuré en quatre chapitres et est illustré par la figure 0.1. Le chapitre 1 présente une revue de la littérature qui résume tout d'abord la problématique des réparations minces de même que l'ensemble des compatibilités existantes entre le substrat et le nouveau matériau de réparation. Le concept de formulation des BAP est ensuite présenté de même que, les principaux résultats de la littérature scientifique en lien avec l'influence des paramètres de composition (qui intéressent la présente étude) sur les déformations viscoélastiques des BAP et leur risque de fissuration. Le chapitre 2 résume les travaux de recherche de la première phase du programme expérimental développé dans un article intitulé *High variability of the time dependent behavior of self-consolidating concrete* et soumis à la revue *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*. Les résultats issus de la phase I de nos travaux de recherche ont démontré que le paramètre influençant les déformations de fluage flexionnel est, en premier lieu, la nature du superplastifiant et, en second lieu, la nature du matériau cimentaire. Le chapitre 3 est constitué par un article intitulé *Engineering properties of self-consolidating concrete based on commercially available ternary blended cements* et soumis à la revue *ACI Materials Journal*. Ce chapitre démontre clairement que le développement des propriétés mécaniques de compression, de traction et de module d'élasticité au jeune âge, est retardé dans l'ensemble des BAP en

comparaison au béton fluide et au béton de référence. Ce retard est très prononcé en présence du ciment ternaire aux cendres volantes (TC) par rapport au ciment ternaire aux laitiers (TL). De plus, la mesure du volume poreux total à l'échéance de 120 jours, a permis de constater qu'en comparaison aux BAP à base du ciment ternaire TL, les BAP à base du ciment ternaire TC présentent un volume poreux total plus élevé. Le chapitre 4 présente le retrait restreint des bétons étudiés dans un article intitulé *Restrained shrinkage cracking of self-consolidating concrete* et soumis à la revue *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*. Ce chapitre met en relief l'importance significative du type de superplastifiant sur le risque de fissuration des BAP. Par ailleurs, l'analyse de l'ensemble des résultats issus des deux chapitres 3 et 4 montre que le rapport de la résistance en traction au module d'élasticité et au retrait de séchage peut être un indicateur potentiel pour l'évaluation du risque de fissuration et représente une avenue prometteuse en tant que simple outil sélectif de matériaux candidats. La thèse se termine par une conclusion générale qui rappelle les principaux résultats et analyses obtenus lors de ce projet de recherche. Cette conclusion souligne également les principales contributions scientifiques.

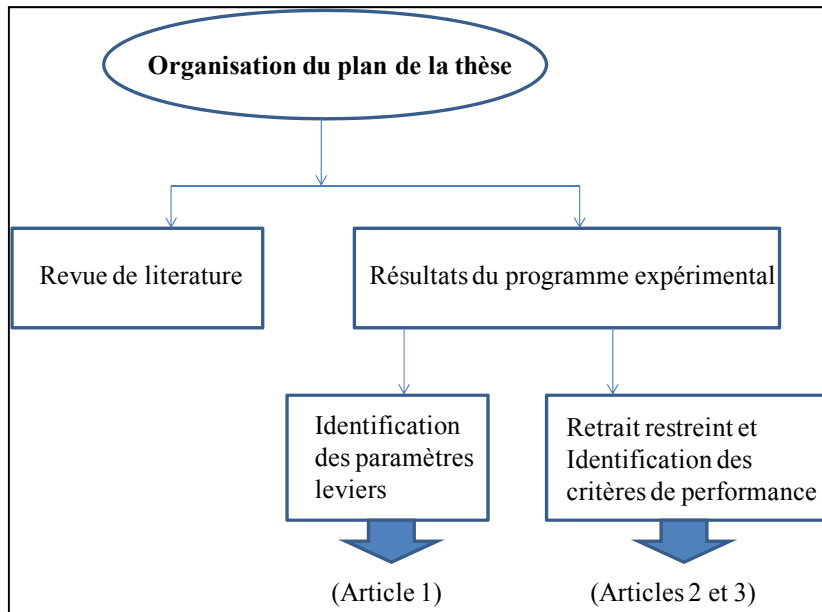


Figure 0.1 Organisation du plan de la thèse

CHAPITRE 1

REVUE DE LITERATURE

1.1 Définition d'une réparation mince

Une réparation mince est, par définition, un travail de remise en état, où une faible quantité de béton est enlevée avant la pose d'une nouvelle couche de béton d'environ 25 mm à 100 mm d'épaisseur (Saucier, 1990). Elle a comme principal objectif, outre celui de redonner à la structure ses qualités initiales, de garantir sa durabilité (Fig. 1.1). Or, cette durabilité est souvent victime d'une mauvaise adaptation – c'est-à-dire d'une incompatibilité entre le nouveau béton et l'ancien béton (Morgan, 1996, Vaysburd et al., 2004). Le résultat se traduit par un décollement ou encore souvent par l'apparition des fissures au jeune âge du nouveau béton. Ces fissures favorisent la pénétration d'agents agressifs dans le béton qui accélèrent la destruction du matériau réparé et ce, en dépit de performances mécaniques souvent élevées du matériau de réparation (Vaysburd et al., 2004).

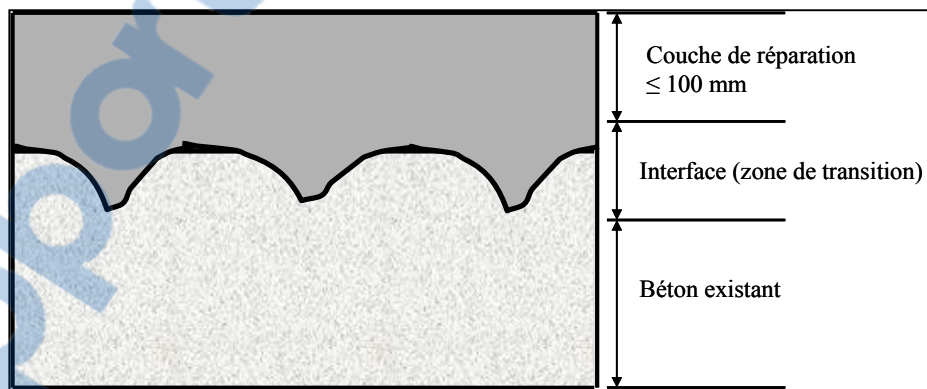


Figure 1.1 Représentation schématique des composantes d'une réparation mince
Tirée de Emmons et Vaysburd (1996)

Les paramètres influençant la durabilité des réparations des ouvrages en béton sont inter-reliés, amenant la problématique à être beaucoup plus complexe, telle qu'illustrée par la figure 1.2.

De plus, l'expérience montre que, même si un matériau de réparation s'avère très efficace dans une structure donnée, ce matériau peut fissurer dans une structure différente (Morgan, 1996; Vaysburd et al., 2004), d'où l'importance de tenir compte de la nature mixte³ de l'ensemble de la réparation sur le plan de la compatibilité.

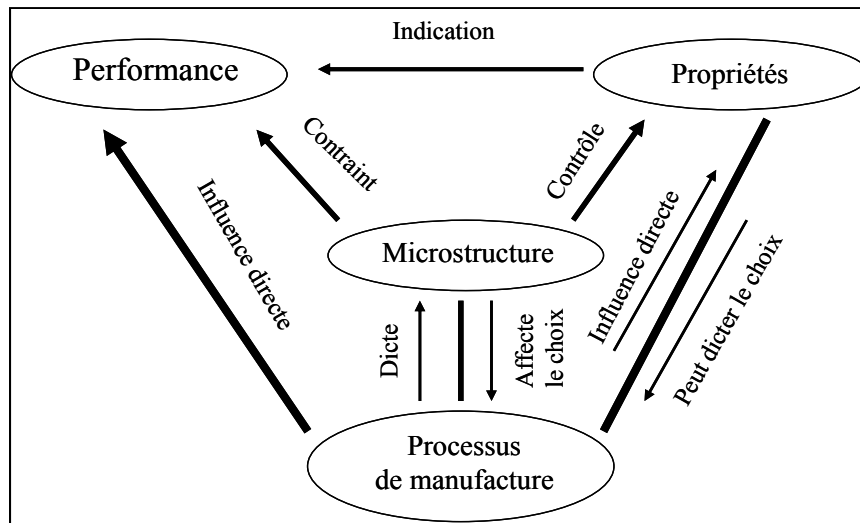


Figure 1.2 Niveaux d'influence sur la performance des matériaux de réparations
Tirée de Vaysburd, Emmons, McDonald et Mailvaganam (2004)

Du fait du caractère composite de la réparation, sa durabilité est gouvernée non seulement, par les propriétés respectives du matériau d'apport et du béton original, mais aussi par l'adhérence entre les matériaux constitutifs, ceci bien entendu, en admettant que les règles de l'art, de la mise en place et du mûrissement sont bien respectées. Dans la mesure où le béton du substrat et le matériau de réparation possèdent individuellement de bonnes propriétés, la performance du composite est alors étroitement liée à celle de l'interface (Saucier, 1990). Par conséquent, la résistance de cette interface doit être suffisamment élevée pour permettre le transfert des efforts les plus défavorables, particulièrement les contraintes de cisaillement et de traction entre les phases liées et conserver l'intégrité de la réparation.

³ Le terme mixte est utilisé dans le document de manière interchangeable avec le terme composite.

1.2 Notions de compatibilité dans les réparations

La compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat se définit comme un équilibre entre l'ensemble des propriétés du matériau de réparation et du substrat (Morgan, 1996, Bissonnette, 1996; Mailvaganam et Mitchell, 2003). Étant donné la nature mixte de la réparation, le problème devient lié au comportement du couple nouveau béton-substrat, où les deux couches de béton doivent être compatibles sur les différents aspects d'ordre physique, chimique, électrochimique, de perméabilité et dimensionnel (Fig. 1.3). Cette compatibilité fait en sorte que la réparation est en mesure de résister sans dommages aux différentes sollicitations dues aux changements volumétriques et aux différents processus chimiques et électrochimiques.

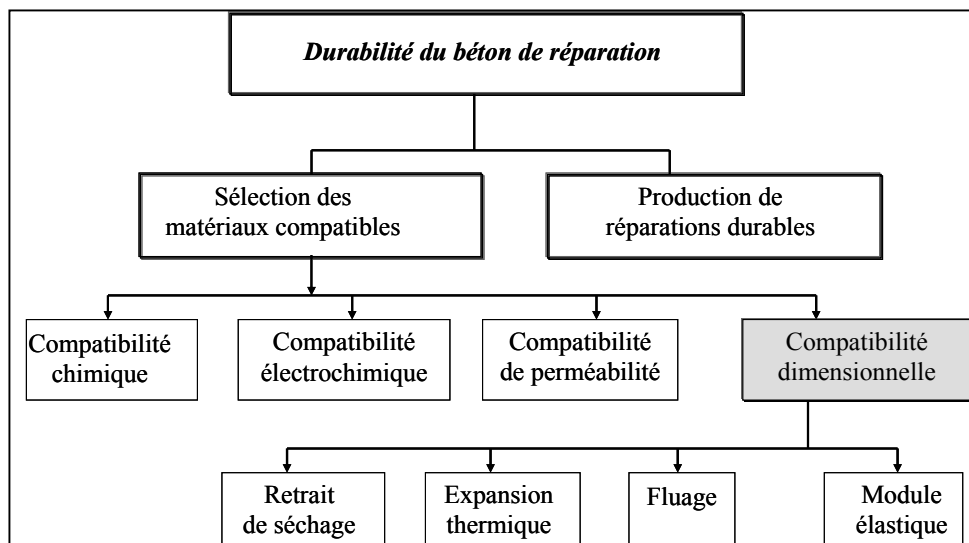


Figure 1.3 Principaux facteurs contrôlant la durabilité des réparations
Tirée de Emmons, Vaysburd et McDonald (1993)

1.2.1 La compatibilité chimique

La compatibilité chimique est due à des réactions chimiques entre le matériau de réparation et le substrat (Morgan, 1996). À titre d'exemple, si la cause de la détérioration du substrat est

une réaction alcalis-granulat (RAG), il importe de bien choisir le contenu en alcalis et le contenu en C_3A du ciment du matériau de réparation.

1.2.2 La compatibilité électrochimique

La compatibilité électrochimique surgit quand une pile de corrosion est créée au sein de la réparation, responsable de la corrosion des aciers dans la réparation. La fissuration de la couche réparée facilitant le transport d'eau et d'oxygène, le taux de corrosion peut être accéléré, et par conséquent entraîner la détérioration prématurée du matériau de réparation. Pour y remédier, il est important de tenir compte de la résistivité électrique et du pH lors du choix du matériau de réparation (Morgan, 1996). Un matériau ayant une forte résistivité tend à isoler la partie réparée du reste de l'ouvrage.

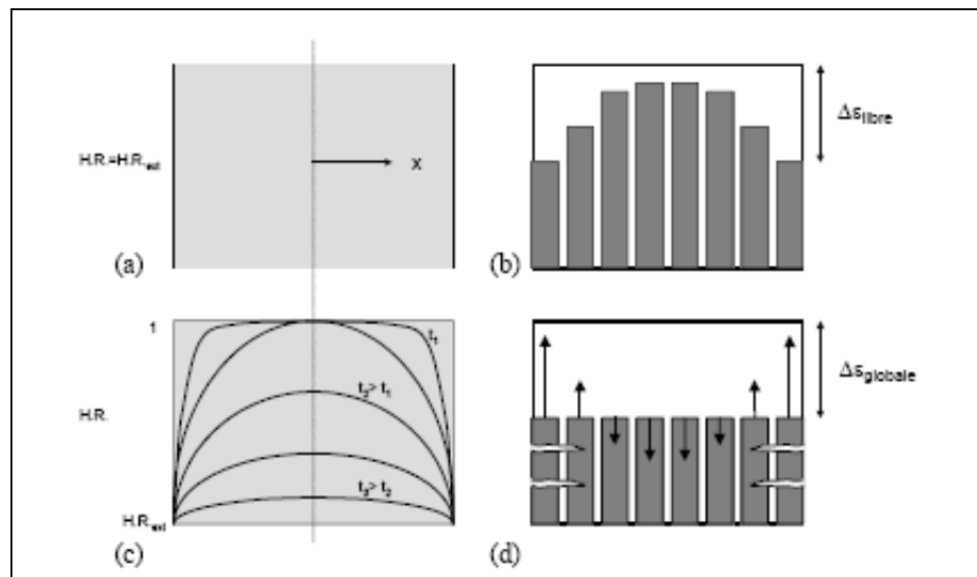
1.2.3 La compatibilité de perméabilité

Le matériau de réparation mince doit aussi avoir une perméabilité à la vapeur d'eau similaire à celle du substrat (Morgan, 1996). En effet, l'application d'une nouvelle couche de réparation à faible perméabilité peut bloquer les échanges hydriques en causant des pressions qui favorisent le décollement de la couche de réparation. C'est le cas notamment, des dalles sur sol et des murs de soutènement. Dans une telle situation, le choix d'un matériau de réparation très peu perméable ne garantit aucunement la pérennité de la réparation.

1.2.4 La compatibilité volumétrique

Dès sa mise en place sur une surface de vieux béton, le nouveau matériau de réparation est susceptible de subir des changements de volume (Weiss et Shah, 2002). Ces changements sont causés par la réaction d'hydratation du ciment (retrait endogène) et par le retrait de séchage. Étant donné que le substrat formé de l'ancien béton est dans un état stable, les deux

matériaux qui composent la réparation ne répondent plus à ce moment de la même façon aux variations de leur milieu. De plus, lors du séchage du nouveau matériau, un gradient de teneur en eau s'installe, dans la couche de réparation jusqu'à ce que l'équilibre hygrométrique soit atteint (Bazant, 1982). Le matériau est donc soumis à un retrait différentiel (Fig. 1.4).



(a) profils d'humidité en fonction du temps ; (b) retrait libre des couches élémentaires pour un profil d'humidité donnée ; (c) évolution du profil d'humidité dans le temps; (d) retrait global en retrait empêché et les fissures qui en résultent.

Figure 1.4 Retrait différentiel lors d'un profil non uniforme et ses conséquences sur le matériau de réparation

Tirée de Bazant (1982)

Selon la configuration de l'ouvrage et la qualité de l'adhérence, le retrait différentiel entre la couche de béton et le support peut causer différents désordres et prendre la forme d'un décollement ou encore de propagation de fissures à la surface du matériau de réparation tel qu'illustrés par la figure 1.5 (Carlsward, 2006).

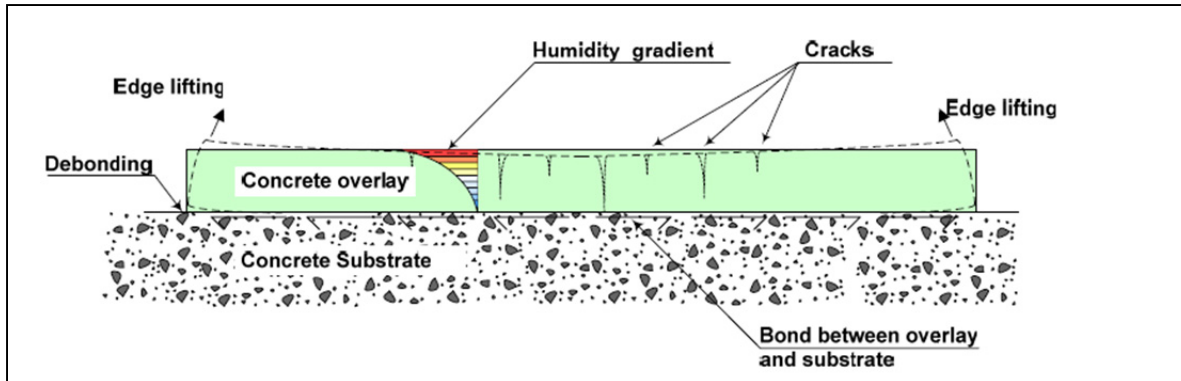


Figure 1.5 Schéma simplifié des effets potentiels du retrait sur une réparation mince
Tirée de Carlswärd (2006)

À cause du gradient d'humidité à l'origine du retrait différentiel, et du fait qu'en plus les déformations se voient empêchées par le vieux béton, des contraintes évolutives de tension se développent dans le matériau de réparation (Fig. 1.4). Ces contraintes causent le plus souvent la fissuration du nouveau béton de réparation, quand elles viennent à dépasser sa résistance en traction (Neville, 2000) (Fig. 1.6).

La figure 1.6 montre que le processus menant à la fissuration du matériau de réparation est « une compétition » entre certaines propriétés mécaniques et viscoélastiques de ce matériau. D'une part, l'évolution du module élastique tend à augmenter l'intensité des contraintes dues au retrait de séchage, et donc de la valeur des contraintes générées lors de la restriction. D'autre part, l'évolution de la résistance en traction avec le temps donne au béton une meilleure résistance aux fissures. Ainsi, en l'absence du fluage, la fissuration a lieu au moment où la contrainte élastique de retrait empêché atteint la valeur de la résistance en traction (t_{initial}). Cependant, avec l'apport du fluage et la relaxation des contraintes, la fissuration peut être retardée au temps $t_{\text{retardé}}$, tel qu'illustrée par la Fig. 1.6.

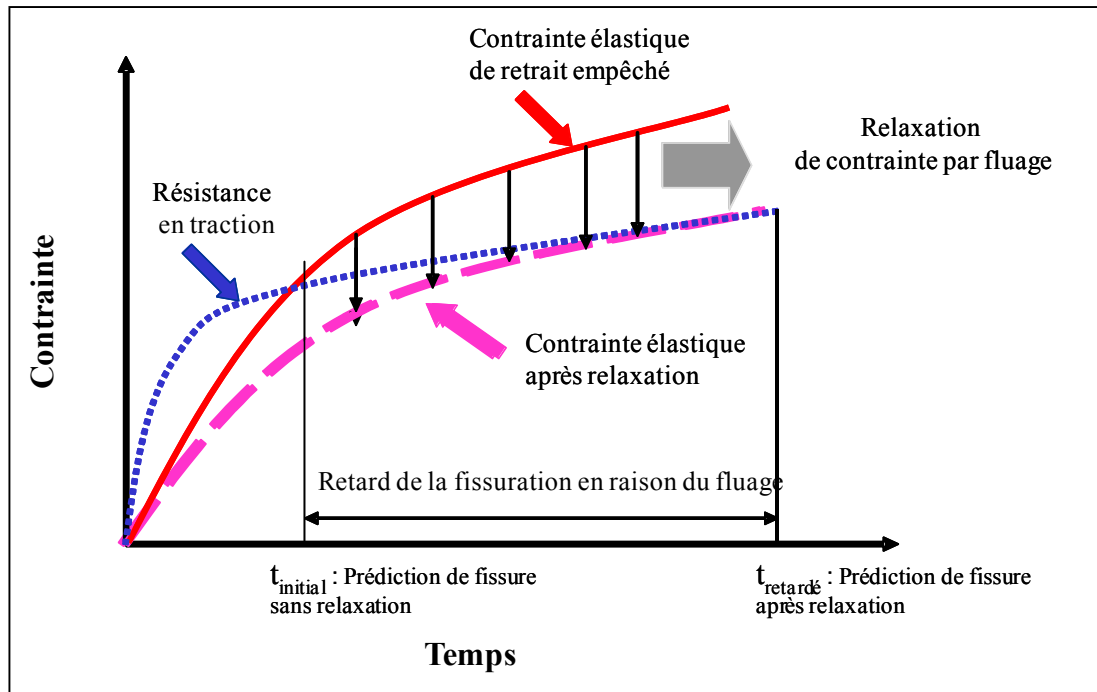


Figure 1.6 Représentation schématique du développement des fissures dues au retrait empêché
Tirée de Mehta et Monteiro (2006)

En ce qui a trait aux valeurs usuelles du retrait à long terme du béton, elles sont de l'ordre de 500 à 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$, tandis que la capacité de déformation à la rupture en traction du béton est typiquement comprise entre 100 et 200 $\mu\text{m}/\text{m}$. Ce constat peut amener à penser qu'il est illusoire d'avoir une réparation mince exempte de fissurations. Toutefois, la capacité du béton à s'adapter en relaxant par fluage une partie des contraintes induites de tension permet d'obtenir des matériaux capables de résister sans dommages aux différentes sollicitations dues aux changements volumétriques (Altoubat, 2001; Beauschauen et Alexander, 2006). De ce point de vue, selon Yuan and Marrosszky (cités par Morgan, 1996), un matériau de réparation idéal est un matériau susceptible de produire autant de déformation de fluage que de retrait, et par conséquent, capable de s'adapter avec l'ancien béton. Autrement dit, en dépit d'une amplitude de retrait de séchage importante, si le potentiel de fluage est élevé, la capacité du matériau de réparation à relaxer les contraintes induites de traction devrait favoriser son adaptation au substrat, d'où la notion de la capacité d'adaptation.

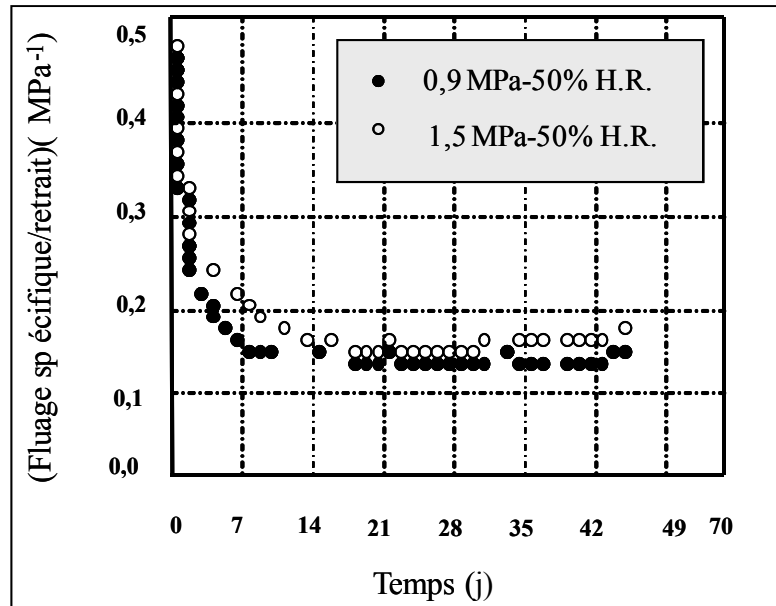
1.2.5 Notion de capacité d'adaptation

La capacité d'adaptation se définit comme la faculté du matériau de réparation à relaxer une partie des contraintes induites en traction. Il s'agit du rapport entre la déformation du fluage spécifique⁴ à celle du retrait, connu sous l'appellation du coefficient d'adaptation par fluage et noté $K_{f/r}$. L'origine de ce coefficient $K_{f/r}$ découle des travaux de Gamble et Parrott (1978). Leurs travaux ont permis de décrire le comportement différé du béton séchant sous contrainte, à l'aide d'une relation empirique entre les déformations de fluage de séchage et les déformations de retrait de séchage, conformément à l'équation 1.1.

$$\varepsilon_{\text{fluagedeséchage}} = K \sigma(\varepsilon_{\text{retrait}}) \quad (1.1)$$

La relation décrite par l'équation 1.1 a aussi été retrouvée par Bissonnette (1996) où le coefficient $K = K_{f/r}$ a été suggéré comme un indicateur de la capacité du matériau de réparation (Fig. 1.7) à relaxer une partie des contraintes induites en traction étant donné le grand intérêt du fluage en traction pour le domaine des réparations. Un coefficient d'adaptation élevé serait synonyme d'une meilleure adaptabilité lors du retrait restreint. Toutefois, une étude réalisée par Igarashi et al., (1999) par l'entremise de l'essai du retrait uniaxial, a démontré qu'en dépit d'un coefficient d'adaptation élevé (avoisinant 1), si la contrainte induite de traction atteint 50 % de la résistance à la traction du matériau, la fissuration est tout simplement inévitable (Fig. 1.8). Constat aussi soulevé par Altoubat et Lange (2001).

⁴ Le fluage spécifique désigne le fluage par unité de contrainte et est exprimé en $\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$.



(béton ordinaire : ciment type 10 (équivalent ciment GU),
 $E/C=0,40$, mise en charge au 7^e jour et niveau de contrainte appliquée
 $\sigma/f_t=30\%$ soit 0,9 MPa et $\sigma/f_t=50\%$, soit 1,5 MPa)

Figure 1.7 Bilan fluage/retrait typique en traction avec échanges hydriques
 Tirée de Bissonnette (1996)

Quoi qu'il en soit, la connaissance du coefficient d'adaptation par fluage $K_{f/r}$ ne semble peut être pas suffisante à elle seule pour s'assurer du bon comportement du matériau en milieu restreint (Igarashi et al., 1999). Néanmoins, le coefficient $K_{f/r}$ demeure un outil assez simple, présentant la relation entre le fluage et le retrait libre, et permettant d'établir un choix sélectif entre différents matériaux de réparation. Hypothèse que nous allons emprunter lors de ces travaux de doctorat.

Conformément à Bäuml et Wittmann (2001) sur la base du comportement mécanique du béton, l'obtention d'une bonne compatibilité volumétrique peut être réalisée de trois différentes manières. La première correspond à une réduction du retrait total. La deuxième consiste à réduire le module élastique afin d'augmenter la déformabilité. Une troisième solution préconise l'augmentation de l'énergie de rupture en mettant à profit les fibres d'acier, ce qui laisse supposer l'existence d'une large gamme de matériaux de réparations.

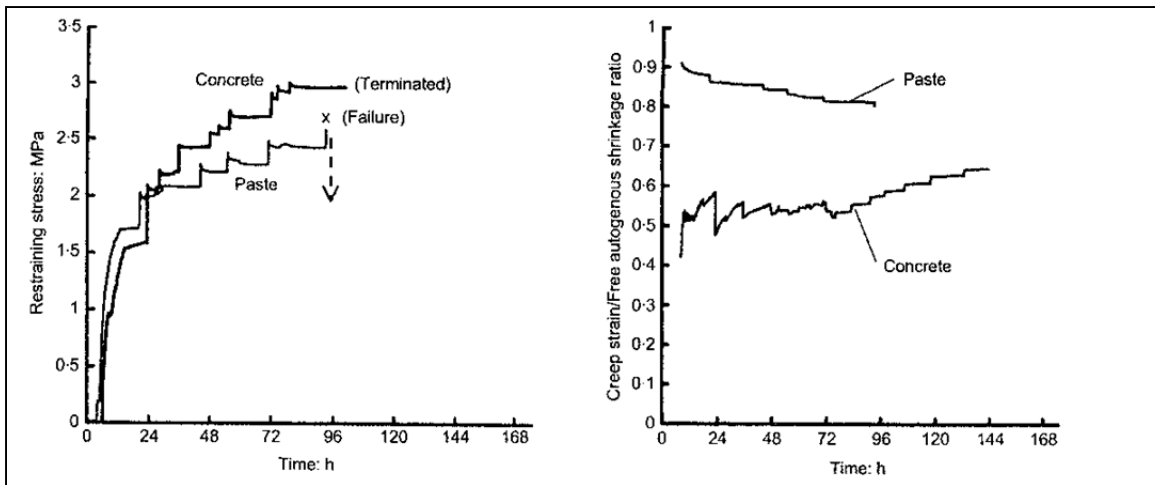


Figure 1.8 Évolution dans le temps des contraintes de retrait restreint et du coefficient d'adaptation
Tirée de Igarashi, Bentur et Kovler (1999)

1.3 Matériaux de réparations

Il existe trois principales catégories de matériaux de réparation pour surfaces en béton : le mortier à base de polymères, le mortier cimentaire modifié par des polymères et le mortier cimentaire simple. Chaque catégorie a des propriétés physiques spécifiques, comme le montre le tableau 1.1 (Emmons et al., 1993, Mailvaganam et Mitchell, 2003). Les mortiers à base de résines de polymères peuvent être composés d'époxy, de polyester, d'acrylique ou de polyuréthane. Les mortiers cimentaires modifiés par des polymères sont composés de polymères hydrosolubles. Bien que ces produits de réparation à base de polymères soient d'usages multiples et de plus en plus utilisés, ils peuvent cependant se détériorer prématurément s'ils sont mal utilisés. Enfin, les matériaux à base de polymères dépendent étroitement de la qualité de leur application.

Dans les cas des applications nécessitant un bon contrôle de la fissuration, les bétons sont souvent renforcés de fibres d'acier (BRFA). Toutefois, la difficulté de la mise en place des BRFA rend le travail de la réfection très pénible et leur usage souvent réduit à une plus petite échelle dans la construction. Enfin, l'utilisation croissante des produits dits à retrait

compensé doit être considéré avec une très grande précaution. En effet, la cinétique du gonflement de ces ciments est souvent concomitante à l'hydratation du béton. Par conséquent le gonflement a lieu lorsque le module d'élasticité du nouveau matériau est faible et ne se traduit pas par une mise en « précontrainte » de la nouvelle couche (Mehta et Monteiro, 2006).

Tableau 1.1 Propriétés typiques des matériaux de réparation
Tiré de Emmons et al., (1993)

Type de matériau de réparation	Mortier à base de polymères	Mortier cimentaire modifié par des polymères	Mortier cimentaire simple
Propriété			
Résistance à la compression (MPa)	50-100	30-60	20-50
Résistance à la traction (MPa)	10-15	5-10	2-5
Module d'élasticité (GPa)	10-20	15-25	20-30
Coefficient de dilatation thermique (déformation par °C)	$25-30 \times 10^{-6}$	$10-20 \times 10^{-6}$	10×10^{-6}
Température maximale de service (°C)	40-80	100-300	> 300

En résumé, il n'existe pas à l'heure actuelle de règles claires permettant d'orienter le choix du meilleur matériau de réparation, et qui seront applicables à l'ensemble des gammes de produits disponibles. À ce propos, le béton autoplaçant, du fait de sa très grande maniabilité et l'automatisation de sa mise en place, se positionne comme « le candidat idéal » pour les travaux de réparations. De plus, du point de vue de la pratique, selon ce qui a été avancé précédemment, les ouvrages réparés avec le BAP dans la province du Québec semblent ne pas avoir fissurés (Hovington, 2000; Pilon, 2004). D'où l'intérêt visant à comprendre son comportement en conditions de retrait empêché.

1.4 Les bétons autoplaçants

1.4.1 Concept de formulation du béton autoplaçant

Le béton autoplaçant (BAP) est caractérisé par un faible seuil de cisaillement et une viscosité modérée permettant un étalement homogène sous son propre poids, même au travers des passages étroits sans provoquer de blocage ni même de ségrégation (Okamura et al., 1992; ACI-237R-2007). Tout béton faisable sur chantier peut être rendu autoplaçant selon le rapport de la RILEM TC-188 (2006). En revanche, la formulation du BAP implique des spécificités particulières dont les principales sont, le volume plus important d'éléments fins, l'utilisation des particules fines bien proportionnées, la réduction du volume des gros granulats et un dosage élevé en superplastifiants (Okamura et al., 1992; ACI-237R-2007). De plus, sa formulation est régie par deux caractéristiques tout à fait opposées (Fig. 1.9), à savoir une grande fluidité et une grande résistance à la ségrégation.

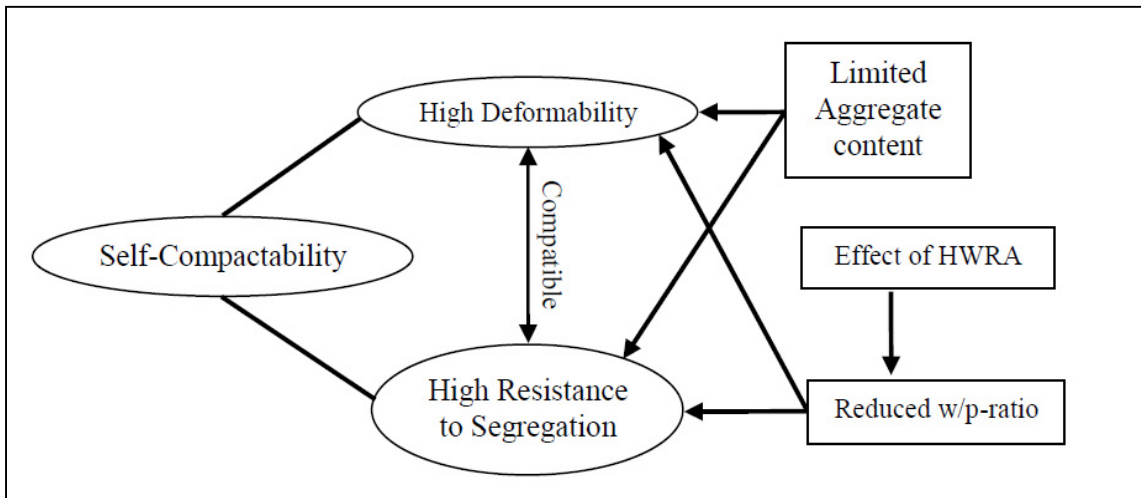


Figure 1.9 Concept de formulation des BAP
Tirée de Okamura et Ouchi (2003)

1.4.2 Les constituants du BAP

Les BAP sont avant tout des bétons, et sont donc constitués des mêmes composants que tout autre béton ordinaire, à savoir un matériau cimentaire, des granulats et du sable. Toutefois, si la réalisation des BAP est rendue possible, elle l'est en grande partie grâce au développement de la science des adjuvants chimiques de type superplastifiants et des agents de viscosité (RILEM TC 188-CSC, 2006).

Les superplastifiants sont des polymères de synthèse fabriqués spécialement pour l'industrie du béton. À l'heure actuelle, cinq familles de superplastifiants sont utilisées dans les bétons conformément aux spécifications des normes ASTM C494 et ASTM C1017 (Ramachandran, 1995). L'action dispersante du superplastifiant est liée à une interaction à la fois physique et chimique entre le produit et les particules de ciment (Jolicoeur et al., 1994 cités par Aïtcin, 2001). Selon le type de superplastifiant utilisé, les mécanismes d'interactions sont de deux types : 1) une adsorption physique des molécules sur la surface des particules causant une uniformité des charges de surfaces et donc une répulsion électrostatiques des particules; et 2) des forces de répulsion d'origine stérique entre les particules. L'effet chimique peut se traduire par la réaction de certaines terminaisons des polymères avec certains sites des grains de ciment.

Les agents de viscosité⁵ se définissent comme étant des produits solubles dans l'eau qui modifient la viscosité du béton en augmentant principalement la viscosité de l'eau. Selon Kawai (1987) les agents de viscosité peuvent être classés en trois catégories, à savoir: 1) les polymères naturels incluant l'amidon, la gomme welan et toutes les autres gommés naturelles; 2) les polymères semi synthétiques : comme les amidons décomposés et leurs dérivés et les dérivés de cellulose-éther de type hydroxypropyl méthyl cellulose et 3) les polymères synthétiques tels que les polyacrylamides.

⁵ Le terme agent de viscosité est utilisé de manière interchangeable avec le terme agent cohésif ou encore agent colloïdal par l'ensemble de la communauté scientifique.

1.5 Les déformations du béton

Dans le cas réel d'une réparation où les déformations sont restreintes, le bilan déformationnel dans lequel sont considérés les composantes déformationnelles mises en jeu est illustré par l'équation 1.2 :

$$\varepsilon_{(total)} = \varepsilon_{retraitlibre} - (\varepsilon_{elastique} + \varepsilon_{fluage} + \varepsilon_{microfissuration}) \quad (1.2)$$

Le bilan de l'équation 1-2 fait intervenir d'une part, des déformations libres de retrait, et d'autre part, la déformation élastique du béton, la déformation de fluage, et la microfissuration. En situation de retrait restreint, le béton d'origine a généralement atteint une relative stabilité hydrique, alors que la couche de réparation, saturée au départ, subit progressivement des déformations chimiques (retrait endogène), et hydriques (retrait de séchage) qui engendrent des contraintes de traction dans le matériau lorsqu'elles sont entravées par le substrat (Bazant, 1982). La relaxation de ces contraintes de traction va dépendre des propriétés viscoélastiques du matériau (Bissonnette, 1996, Altoubat et Lange, 2001).

De manière explicite, le retrait est le « moteur » des fissures dans les conditions de retrait restreint, tandis que le fluage est plutôt « l'amortisseur » de la propagation de ces fissures advenant une relaxation suffisante des contraintes induites en traction. Voilà pourquoi avant d'aborder les études relatives à la fissuration du retrait restreint des BAP, il s'avère important de présenter tout d'abord les deux principaux mécanismes qui interviennent lors du mouvement empêché des matériaux de réparations, à savoir le retrait et le fluage.

1.6 Le retrait libre

Dans une réparation mince, au jeune âge du matériau - période d'hydratation durant les 7 premiers jours - deux mécanismes sont à la base du changement volumétrique, à savoir la

déformation de retrait endogène et la déformation de retrait de séchage. Cependant, chronologiquement, le retrait de séchage et le retrait endogène sont tous deux précédés par le retrait plastique, qui se développe alors que le béton est encore à l'état plastique. Un quatrième type de retrait est la conséquence de la diminution de la température au moment de la prise du béton.

1.6.1 Le retrait plastique

Le retrait plastique se développe à la surface du béton frais pendant la prise du béton. Il est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface qui ne peut pas être compensée par un apport d'eau provenant de la masse de béton sous la surface (Neville, 2000). Il provoque une forte contraction qui fait fissurer la surface externe. Dans le cas des BAP, selon les travaux de Turcy et Loukili (2003), l'amplitude maximale du retrait plastique est environ deux fois supérieure à celle des bétons ordinaires. Les résultats ont été attribués à un rapport eau-sur-fines plus faible en comparaison aux bétons ordinaires et un fort dosage en superplastifiant ayant engendré un retard dans le temps de prise en favorisant le retrait plastique. Ce constat a amené ces auteurs à recommander l'application de produit de cure humide à la surface du matériau. En revanche, Leemann et al., (2014) préconisent plutôt l'utilisation d'agents réducteurs de retrait pour éviter les fissures de retrait plastique des BAP. Les agents réducteurs de retrait sont reconnus pour leur efficacité à réduire la tension de surface permettant de diminuer le taux d'évaporation du béton frais (Bentz et al., 2001). Ainsi, en admettant que toutes les précautions sont prises pour protéger les BAP du retrait plastique, les sections suivantes présentent les deux mécanismes les plus importants à la base de la fissuration dans les réparations minces à savoir, le retrait endogène et le retrait de séchage.

1.6.2 Le retrait endogène

Le retrait endogène est la déformation libre que présente le béton pendant son hydratation en conditions isothermes et en l'absence d'échange d'humidité avec le milieu extérieur. Il est

provoqué par la contraction de Le Chatelier (Neville, 2000). Ce processus fait apparaître tout au long de la progression de l'hydratation des vides dans la pâte de ciment hydraté qui ont pour effet de diminuer le taux d'humidité interne (autodessiccation). Cette autodessiccation a le même effet qu'un départ d'eau vers l'extérieur et se traduit par un retrait de la pâte de ciment. Les réactions d'hydratation qui ont lieu au sein du béton génèrent une certaine quantité de chaleur et sont accompagnées d'une réduction de volume communément appelée « la contraction de Le Chatelier ». Le Chatelier avait estimé que cette réduction de volume était de l'ordre de 8 à 12 % de l'espace original occupé par le liant anhydre et l'eau qui était destinée à se combiner dans la pâte de ciment hydraté (Neville, 2000).

Selon plusieurs auteurs (Tazawa et al., 1995; Bentz et Jensen, 2004), ce type de retrait est l'une des causes principales de la fissuration au jeune âge des bétons à haute performance (BHP) en raison du faible rapport eau-ciment (E/C). Les autres facteurs pouvant aussi influencer l'amplitude du retrait endogène du béton se résument comme suit: 1) la présence d'ajouts minéraux; 2) le volume de pâte; 3) le volume des granulats qui gênent le retrait de la pâte, et 4) la nature et la finesse du ciment (Neville, 2000).

En ce qui a trait aux BAP, Ogasawara et al. (1998) ont étudié le retrait endogène de plusieurs formulations BAP contenant de 40 jusqu'à 80% de remplacement du ciment par les laitiers et de 20 à 60% de remplacement du ciment par les cendres volantes. Ils ont constaté une augmentation du taux et de l'intensité du retrait endogène avec l'augmentation du pourcentage en laitiers. En revanche, c'est la tendance inverse qui a été constatée avec l'addition des cendres volantes. D'autre part, Song et al. (2001) ont observé que l'augmentation du retrait endogène des BAP est proportionnelle à l'augmentation de la finesse des laitiers étudiés et qui a varié de 4000 et 8000 cm^2/g . À ce propos, il est important de mentionner que contrairement aux ciments composés aux cendres volantes, l'influence des ciments aux laitiers sur le retrait endogène a fait l'objet de nombreuses études (Tazawa et al., 1995; Chen, 2007). Selon les travaux de Chen (2007) la présence de laitiers induit directement une microstructure plus dense par rapport au ciment Portland. Cependant, Jiang et al. (2005) attribuent l'augmentation du retrait endogène d'un ciment à base de laitiers, à

l'accélération de la chute de l'humidité relative (H.R). Selon ces auteurs, cette chute est accélérée lorsque le laitier commence à s'hydrater et donc une baisse de l'humidité relative est directement reliée à l'augmentation du retrait endogène.

1.6.3 Le retrait de séchage

Le retrait de séchage est un phénomène simple correspondant à une contraction volumétrique observée quand le béton durcit (Neville, 2000). Lorsque l'humidité ambiante diminue, une partie de l'eau dans les pores s'évapore jusqu'à ce que soit atteint l'équilibre entre l'humidité interne du béton et l'humidité ambiante. Cette perte d'eau cause le retrait de séchage.

1.6.3.1 Mécanismes à la base du retrait de séchage

Même si la définition du retrait de séchage est simple, trois théories ont été proposées pour l'expliquer, bien que celle engendrée par la variation de la dépression capillaire corresponde au phénomène prépondérant (Neville, 2000). En considérant, tout d'abord, la pâte de ciment durcie comme un milieu hétérogène poreux contenant des capillaires remplis d'eau conformément à la théorie de la variation de la dépression capillaire selon la loi de Kelvin, à un état non saturé donné, il existe un rayon d'accès r_0 tel que tous les capillaires de rayon inférieur à r_0 sont remplis d'eau, et tous les capillaires de rayon supérieur sont vides lors du séchage progressif du béton. De plus, selon la loi de Laplace, un tel rayon d'accès r_0 introduit une dépression dans la phase liquide : il y a création de ménisques dans les capillaires, puis diminution du rayon de courbure de ces ménisques pour maintenir l'équilibre entre l'eau liquide et la phase gazeuse. L'intensification du séchage va accentuer la dépression capillaire qui est alors équilibrée par une contraction du solide, d'où le retrait observé.

La seconde théorie expliquant le retrait est la théorie de la variation de tension superficielle du solide. Cette théorie admet, en se basant sur l'équation de Gibbs-Bangham, que l'abaissement de l'humidité interne entraîne une augmentation de l'énergie libre de surface des particules de gel se traduisant par une augmentation de la contrainte hydrostatique de

compression agissant sur la phase solide et une contraction volumique. Toutefois, ce mécanisme fonctionne uniquement à basse humidité relative.

La troisième est la théorie de la pression de disjonction (Powers, 1968), valide aussi à basse humidité relative. En effet, jusqu'à présent, il a été supposé que l'interface étudiée était très loin d'une autre interface. Mais dans la pâte de ciment et, notamment à l'intérieur des amas d'hydrates, la plupart des faces solides sont en vis-à-vis avec d'autres, très proches, distantes, par exemple de moins de 50 angströms. Selon cette théorie, lorsque l'humidité relative diminue et que la perte en eau survient dans les pores capillaires, pour maintenir l'équilibre hydrique, l'eau adsorbée librement est transférée vers les capillaires et, à son tour, l'eau des zones d'adsorption gênée migre vers les zones d'adsorption libre. Ces mouvements d'eau résultent en une diminution de la pression de disjonction entre les faces solides et, par conséquent, en une réduction de volume.

1.6.3.2 Le retrait de séchage des BAP

Pour étudier le retrait des BAP, deux approches ont été poursuivies par les chercheurs. Certains ont focalisé sur l'étude du retrait du BAP en le comparant à un béton ordinaire de résistance équivalente (Hu et Barbieri, 1998, Rols et Perra, 1999, Persson, 1999, Pons et al., 2003, Poppe et De Schutter, 2005). Par contre, d'autres chercheurs ont plutôt étudié le retrait du BAP en faisant varier ses ingrédients de composition (Hamzaoui, 1999, Loser et Leemann, 2007, Heirmann et al., 2008, El Khoury, 2010, El Chabib et Syed, 2013). C'est cette dernière approche qui intéresse nos travaux de doctorat, en lien avec l'influence du type de liant (matériau cimentaire) et des adjuvants chimiques sur le retrait des BAP.

Influence du type de liant

Conformément aux travaux de Leemann et al., (2011), la nature du liant influence significativement le taux et l'intensité du retrait des BAP. Dans une étude portant sur l'influence de la composition du liant sur le retrait de séchage, ces auteurs ont constaté que

les BAP à base de ciment composé aux laitiers de hauts fourneaux (CEM III/A 42.5 NLA) présentent moins de retrait de séchage par rapport aux BAP formulés à base du ciment portland (CEM I 42.5 R). Ces résultats ont été attribués à la résistance en compression plus élevée mesurée sur les BAP aux ciments composés comparativement aux BAP au ciment portland. De manière similaire, Ogasawara et al., (1998), El Khoury (2010) et El Chabib et Syed (2013) ont tous mesuré une réduction du retrait des BAP suite à l'incorporation des laitiers en remplacement du ciment. D'un autre côté, en ce qui a trait à l'effet des ciments composés aux cendres volantes (C.V), des travaux de Bouzoubaâ et Lachemi (2001) ont montré que l'addition des C.V à un dosage allant de 40 à 60% en remplacement du ciment n'a aucune influence sur le retrait des BAP en comparaison à un BAP témoin ne contenant pas de C.V. De même, l'étude de Ogasawara et al., (1998) a aussi montré que l'addition des cendres volantes dans une proportion allant de 20 à 60% n'a aucun effet sur le retrait de séchage des BAP. À l'opposé de ce qui précède, les travaux de Khatib (2008) ont montré qu'à un remplacement de 60% du ciment par les C.V., le retrait mesuré à 56 jours est diminué de moitié comparativement à un BAP de référence ne contenant pas de C.V. Une relation linéaire a d'ailleurs été établie entre le retrait et le pourcentage de remplacement du ciment par les C.V. Cette tendance a aussi été retrouvée par Sahmaran et al., (2009).

Influence des adjuvants chimiques superplastifiants et agents de viscosité

Aucune étude détaillée relative à l'influence des adjuvants chimiques sur le retrait de séchage des BAP n'a été répertoriée lors de la recherche bibliographique. En revanche, il est important de souligner que plusieurs travaux ont été consacrés à l'influence des superplastifiants sur le retrait des bétons ordinaires, et une gamme d'opinions contradictoires semble régner à ce niveau. Parmi les études les plus importantes, l'étude de Brooks (1989) démontre que l'utilisation des plastifiants à base de lignosulfonates ou d'acide carboxylique et des superplastifiants à base de naphthalène et de mélamine, augmente le retrait de l'ordre de 15 %. L'explication à ce constat a été attribuée à une modification de la morphologie des particules de gel, ou encore à une plus grande mobilité de l'eau par la réduction de la tension de surface.

D'autres études menées par Cabrera et al., (1993) ont démontré que les superplastifiants de type polynaphtalène de sulfonate (PNS) et de polymélamine de sulfonate (PMS), n'affectent pas le retrait, tandis que les lignosulphonates modifiés et les copolymères augmentent le retrait de 15 à 20 % en affectant la porosité totale. Contrairement à ces résultats, Roncero et al., (2000), ont démontré que les superplastifiants de type PMS augmentent le retrait de séchage beaucoup plus que les superplastifiants de type polycarboxylate. De manière identique, Ma et al., (2007) ont aussi mesuré un retrait plus important sur des pâtes de ciment à base de superplastifiants de type PNS en comparaison aux pâtes de ciment à base de superplastifiants de type PC.

1.7 Le fluage

Par définition, le fluage est une augmentation graduelle de la déformation sous un chargement mécanique constant (Figure 1.10). Le fluage peut être considéré d'un autre point de vue : si la restriction est telle qu'une déformation constante est imposée à un élément soumis à une certaine contrainte, le fluage se manifeste par une diminution progressive de cette contrainte en fonction du temps. Il s'agit alors de la relaxation (Neville, 2000). Les déformations différées de fluage se composent, tel que schématisé à la figure 1.10, de deux types de déformations de fluage à savoir; une déformation de fluage propre et une déformation de fluage de séchage.

- 1) Le fluage propre : c'est la déformation mesurée sur une éprouvette chargée et protégée contre la dessiccation externe.
- 2) Le fluage de séchage : c'est la différence entre le fluage mesuré dans des conditions de déséquilibre hygrométrique et le fluage propre qui aurait eu lieu si l'hygrométrie initiale avait été maintenue.

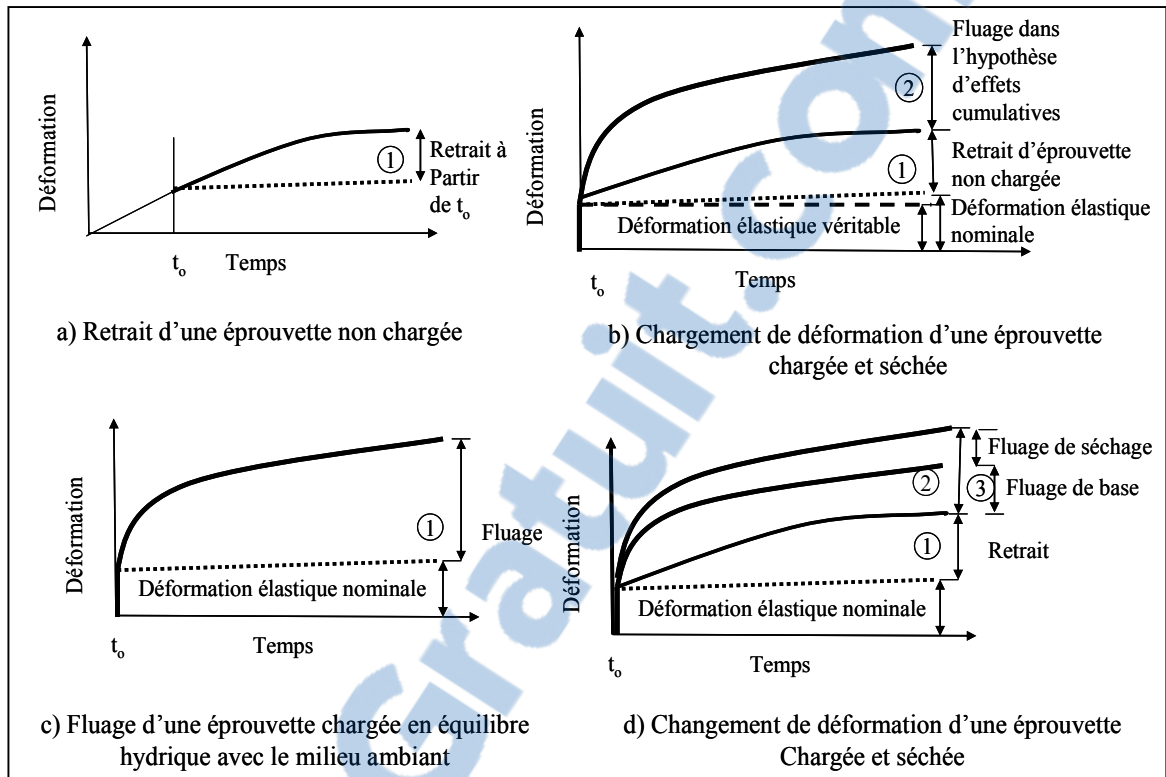


Figure 1.10 Déformations différées de fluage et de retrait
Tirée de Neville (2000)

1.7.1 Le fluage propre

En termes de cinétique, le fluage propre semble s'effectuer en deux temps distincts : un fluage propre à court terme caractérisé par une cinétique rapide à jeune âge et un fluage propre à long terme caractérisé par une cinétique très lente (Ulm et al., 1999).

Pour ce qui est du fluage propre à court terme, le moteur de cette catégorie de fluage est un processus de diffusion de l'eau adsorbée dans la porosité capillaire, amorcé par l'application d'un chargement extérieur, et qui dépend très fortement du degré d'hydratation via un remplissage des pores capillaires par les produits d'hydratation (Wittmann, 1982). Quant au fluage propre à long terme, de nombreuses évidences expérimentales suggèrent que ce type de fluage soit lié au glissement des feuillettes de C-S-H. Feldman et Sereda (1968) ont proposé leur modèle pour la pâte de ciment, et le fluage observé a été attribué au glissement du gel de

C-S-H. La théorie de Feldman et Sereda a été confirmée par d'autres chercheurs tels que Bentur et al., (1979). C'est la théorie la plus communément acceptée.

1.7.2 Le fluage de séchage

Ce fluage est défini comme étant la différence entre le fluage mesuré dans des conditions de déséquilibre hygrométrique et le fluage propre qui aurait eu lieu si l'hygrométrie initiale avait été maintenue (Figure 1.10). Ce comportement du béton chargé, et séchant simultanément, peut sembler au premier abord paradoxal. En effet, une éprouvette de béton pré-séchée de façon uniforme flue moins qu'une éprouvette saturée (Neville, 1970). Cependant, lorsqu'une éprouvette de béton sèche simultanément avec l'application de la charge, la déformation de fluage est plus importante que celle mesurée sur une éprouvette chargée et pré-séchée uniformément. C'est le paradoxe effet *Pickett* (Pickett, 1942).

1.7.3 Le banc de fluage flexionnel

Il est important de souligner que dans le cas des réparations, c'est le fluage en traction qui est sollicité. Cependant, très peu d'études ont été consacrées à ce type de fluage, en raison notamment des difficultés inhérentes à l'essai lui-même. Pour ces mêmes raisons nous allons nous intéresser dans nos travaux de recherche au fluage flexionnel.

Le banc de fluage flexionnel a été initialement développé à l'École Polytechnique de Lausanne (Wolf, 1999) et a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche au sein de différentes équipes de recherches (Fortin, 2005, Massé, 2010, Ranaivomanana, 2013). Les résultats du banc de fluage se résument en la mesure de la flèche au centre du prisme permettant de déduire la valeur du coefficient de fluage. L'Annexe I présente la théorie de l'essai avec un exemple d'extraction des résultats.

1.7.4 Le fluage des BAP

Les études consacrées à la compréhension du fluage des BAP ont pour la plupart été réalisées en utilisant le banc de fluage en compression. Persson (1999) a étudié le fluage en compression de huit compositions de BAP de rapports E/C variant de 0,27 à 0,80, chargés de 2 à 90 jours et testés à quatre niveaux de contraintes. Ses résultats ont démontré que le fluage en compression du BAP ne diffère pas du fluage en compression d'un béton ordinaire. Des tendances similaires ont aussi été mesurées par Raghavan et al., (2002), Pons et al., (2003) et Turcry et al., (2006). Toutefois, d'autres travaux (Kim et al., 1998, Vierra et Bettencourt 2003, Heirmann et al., 2008, Leemann et al., 2011) ont plutôt démontré que les BAP présentent un fluage en compression plus élevé par comparaison à un béton conventionnel.

Influence du type de liant

Dans une étude consacrée au fluage en compression des BAP, Hamzaoui (1999) a démontré que les déformations de fluage propre du BAP à teneur élevée en liant de l'ordre de 600 kg/m³ sont supérieures aux déformations du BAP à faible teneur en matériau cimentaire (de l'ordre de 370 kg/m³). Les BAP testés ont été chargés à 55 % de la charge de rupture (allant de 30 MPa à 40 MPa à 28 jours) dans deux ambiances de conservation : une ambiance de dessiccation et une ambiance endogène. Les éprouvettes ont été préalablement conservées pendant 27 jours dans de l'eau, et le chargement a eu lieu au 28^e jour.

De plus, Leemann et al., (2011) en étudiant le fluage en compression de trois BAP formulés avec trois différents ciments ont mesuré un coefficient de fluage plus élevé dans le cas du BAP au ciment portland (CEM I 42.5 N) par comparaison au BAP au ciment composé aux laitiers (CEM III 42.5). Les BAP testés de rapport eau/ciment de 0,40 et une teneur en liant de 570 kg/m³ ont été chargés au 2^e jour d'hydratation à 33% de la résistance en compression au moment de l'essai. De manière identique El Khoury (2010) a aussi constaté que l'addition des laitiers réduit le fluage spécifique des BAP par rapport à un BAP de référence ne

contenant pas d'ajouts minéraux. Par contre, la même étude (El Khoury, 2010) a montré que les cendres volantes n'influencent aucunement le fluage des BAP.

En ce qui concerne le fluage en traction, tel que mentionné précédemment, les études sur BAP sont quasi inexistantes, à l'exception des travaux de Molez (2003) et Wüstholtz et Reinhardt (2007) et D'Ambrosia (2008). Pour Molez (2003) et D'Ambrosia (2008) un seul échantillon de BAP a été testé au banc de fluage en traction, ce qui ne permet pas de ressortir des généralités. Cependant, tel qu'illustré par la figure 1.11, il appert que le BAP a un potentiel de fluage plus élevé en traction par comparaison au fluage mesuré en compression.

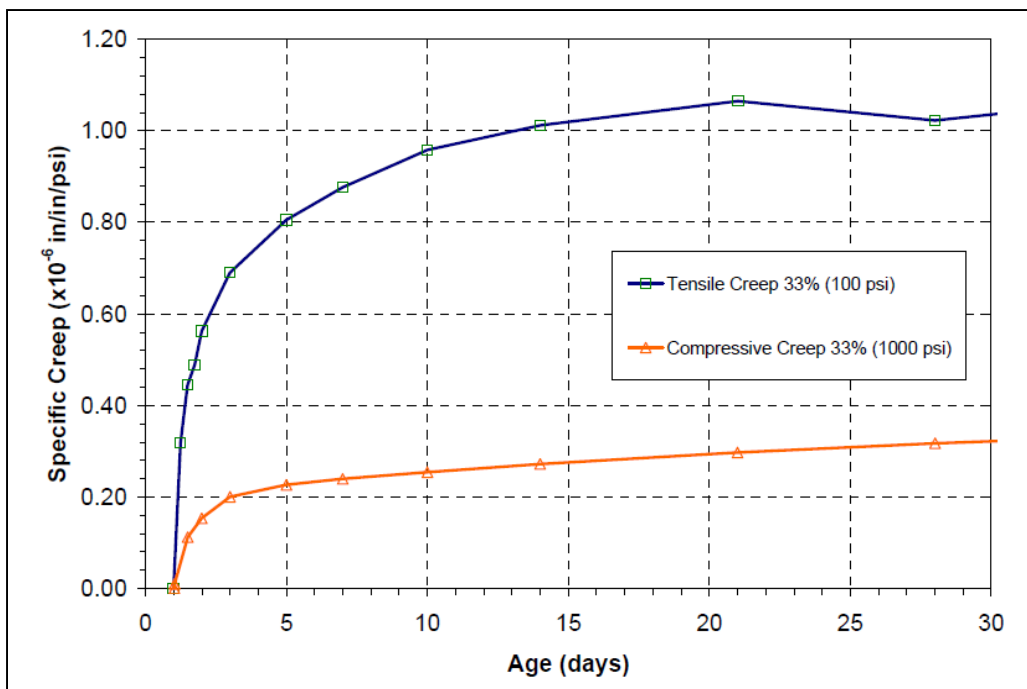


Figure 1.11 Fluage en tension et en compression d'un béton autoplaçant
Tirée de D'Ambrosia (2008)

D'un autre côté, Wüstholtz et Reinhardt (2007) ont effectué durant deux ans et demi le suivi du comportement de déformation de trois BAP de classes C30/37, C45/55 et C60/76 (selon la norme européenne EN 206). Les BAP testés ont été chargés au 28^e jour dans une chambre maintenue à 20°C et à 50% H.R, à des charges de l'ordre de 55, 69 et 75% de la charge de

rupture. Leurs résultats ont démontré que le séchage induit par la contrainte (*stress-induced shrinkage*) qui est en fait la part du fluage de séchage attribuée à la microfissuration (Rossi et Acker, 1988) est plus grand pour les BAP de faible résistance en compression suggérant ainsi un plus grand risque de fissuration en conditions de déformation restreintes.

Tout comme dans le cas du retrait libre, plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à l'étude du fluage des bétons aux ciments composés aux laitiers. Pane et Hansen (2002) ont constaté dans le cas d'un béton chargé à 3 jours que la présence de laitiers diminue la déformation de fluage en traction après 30 heures de chargement environ. Ce résultat a été attribué à la différence du degré de réaction des produits d'hydratation qui est plus importante pour le ciment Portland que pour le ciment aux laitiers. Li et Yao (2001) ont observé le même phénomène pour des pourcentages de laitiers différents.

Influence des adjuvants chimiques superplastifiants et agents de viscosité

Les études portant sur l'influence des superplastifiants et/ou agents de viscosité sur le fluage des BAP sont aussi quasi inexistantes à l'exception des travaux de Lowke et SchieBi (2009) qui ont étudié l'effet de la nature et du dosage en agent de viscosité sur le fluage des BAP. Trois agents de viscosité différents ont été testés dans des BAP à savoir; un copolymère synthétique, un type cellulose éther et une suspension de nanosilice. Selon les résultats obtenus, le fluage ne semble pas être affecté par la nature des agents de viscosité. Cependant, les différences relevées sur les BAP en comparaison au béton de référence ont été attribués à la présence de l'air entraîné qui augmenterait la déformabilité du béton.

1.8 Le retrait restreint

Même si la performance du matériau de réparation est grandement influencée par le retrait tel qu'il a été soulevé précédemment, d'un point de vue pratique ce n'est pas le retrait de séchage qui inquiète, mais plutôt la fissuration qu'il provoque. En effet, le retrait restreint d'une réparation mince n'est autre que le retrait de séchage dont l'évolution libre est

empêchée par la restriction amenée par le substrat et qui se matérialise par conséquent, sous forme de fissures. Voilà pourquoi l'étude du retrait restreint des matériaux de réparation revient en définitive à étudier le potentiel de fissuration du matériau.

1.8.1 Techniques de mesure du retrait restreint

Plusieurs essais ont été développés pour étudier les fissures du retrait restreint des matériaux cimentaires (Bentur et Kovler, 2003). Ces différentes méthodes peuvent être classées en trois catégories : les essais linéiques, les essais sur plaques et sur dalles et les essais à l'anneau instrumenté.

1.8.1.1 Les essais linéiques

Ce type d'essai consiste à utiliser une éprouvette linéaire en béton ou en pâte de ciment mise en place dans un banc d'essai de telle sorte que l'éprouvette soit bloquée à l'une de ces extrémités et laissée libre de se déformer à l'autre extrémité. A cette seconde extrémité, est connecté un système de chargement couplé à un dispositif de mesure des déformations. Ainsi, en fonction de la déformation du matériau étudié, un système d'asservissement exerce une force de traction opposée au retrait mesuré pour ramener la partie mobile à son emplacement initial (figure 1.12). Ce type de procédé ne peut être réalisé qu'une fois le matériau suffisamment rigide, c'est-à-dire généralement plusieurs heures après le coulage. Le suivi de la déformation est réalisé par des capteurs positionnés sur la partie mobile des moules pour l'ensemble des dispositifs. Plusieurs types d'essais linéiques ont alors été développés par différents chercheurs avec différentes dimensions et différents degrés de restriction (Springenschmid et al., 1994; Kovler, 1994; Altoubat et al., 2002).

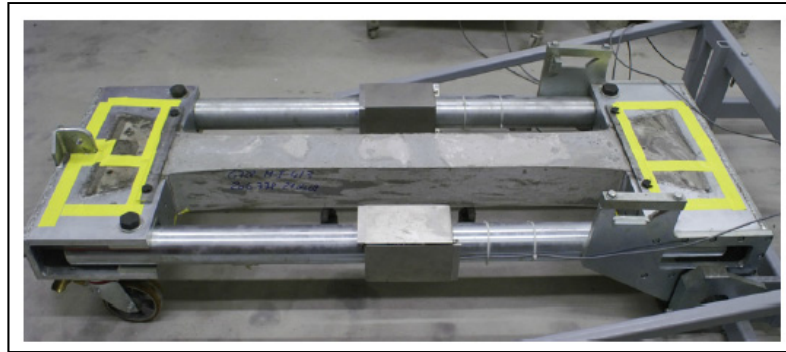


Figure 1.12 Essai linéique développé par Springenshmid et al., (1994)
Tirée de Leemann, Lura et Loser (2011)

1.8.1.2 Les essais sur plaques et sur dalles

Ces types d'essais permettent d'avoir une restriction dans deux directions. L'échantillon peut être assimilé à un ouvrage linéaire ou à une dalle dont les déformations sont empêchées en partie inférieure. Banthia et al., (1994) ont réalisé un dispositif avec un blocage sur toute la surface inférieure de l'éprouvette. Le blocage est assuré par le support rigide qui possède une surface granulaire ou crantée. L'échantillon est placé dans un caisson en plexiglas connecté à un ventilateur. Une centrale d'acquisition enregistre la température et l'humidité au sein de la chambre. L'inconvénient de ce type de dispositif est qu'aucune déformation n'est enregistrée pendant l'essai, seul un suivi visuel est effectué.

D'autres essais consistent en des dalles minces qui permettant d'étudier le comportement du béton en conditions empêchées (Kraai, 1985; Turcy, 2004). Parmi ces essais, la dalle Baenziger (Fig. 1.13) permet de simuler les conditions d'une réparation localisée. Cet essai peut fournir des informations utiles sur la sensibilité à la fissuration, dans la mesure où la dalle est vieillie et séchée suffisamment longtemps pour jouer son rôle d'élément restrictif. La géométrie de la dalle permet d'avoir une couche de réparation de profondeur variable entre 2,5 et 5 cm sur la moitié de sa longueur. La sensibilité à la fissuration est jugée à partir de la densité de propagation des fissures. Cet essai est envisagé dans le cadre de nos travaux de thèse.

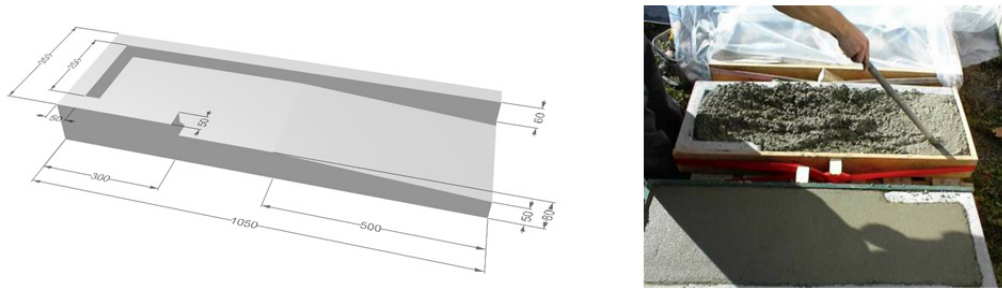


Figure 1.13 Essai de la dalle *Baezinger*

1.8.1.3 Les essais à l'anneau

Le principe de cet essai consiste en un anneau de béton coulé autour d'un anneau rigide en acier instrumenté. Au fur et à mesure que le béton durcit, l'éprouvette de béton se contracte, tandis que l'anneau intérieur en acier s'oppose à cette contraction. Il en résulte alors une contrainte en traction dans le béton qui va provoquer la fissuration du matériau de réparation si, elle vient à dépasser la résistance en traction du béton.

L'essai à l'anneau a fait l'objet de nombreux travaux expérimentaux pour caractériser le retrait empêché des bétons, mortiers ou pâtes de ciment (Grybowski et Shah, 1990; Shah et al., 1998; Weiss et al., 2001; Weiss et Shah, 2002; Hossain et al., 2004; Radlinska et al., 2007). Il existe actuellement pour ce type d'essai deux configurations normalisées. La norme AASHTO PP34-99 (AASHTO, 2000) de L'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Dans cet essai l'anneau central, en acier, a une épaisseur de 9,5 mm, une hauteur de 152 mm et un diamètre extérieur de 305 mm. L'échantillon annulaire a un diamètre extérieur de 457 mm, et une section de 76 x 152 mm². Quatre jauges sont collées à l'intérieur de l'anneau en acier pour mesurer la déformation de celui-ci. Le démoulage de l'anneau s'effectue 24 h après le coulage pour permettre aux surfaces supérieures et inférieures d'être soumises au séchage à 21 °C et à 50% d'humidité.

La seconde norme ASTM C1581 a été mise au point par l'American Society of Testing and Materials (ASTM). La géométrie de l'anneau est décrite sur la figure 1.14. L'anneau central

en acier a une épaisseur de 13 mm et un diamètre extérieur de 330 mm. La hauteur de l'anneau est identique à celle proposée par l'AASHTO, toutefois la différence réside dans le degré de restriction pour les deux anneaux et aussi dans les conditions de conservation.

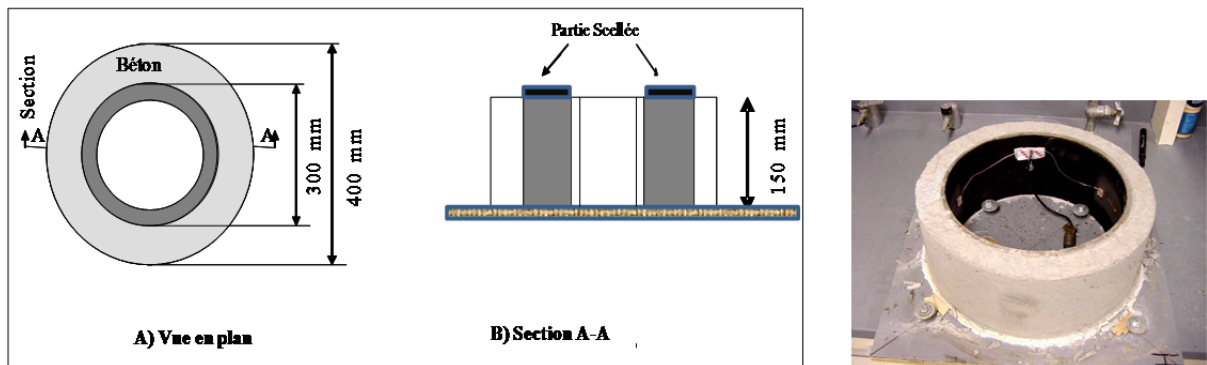


Figure 1.14 Dimension de l'anneau conformément à l'ASTM C1581

C'est la configuration de l'anneau ASTM C1581 qui est retenue pour nos travaux de recherche. Cette configuration présente l'avantage d'une restriction auto-générée par la forme axi-symétrique du système ce qui élimine la complication liée aux systèmes de chargement utilisé dans les essais linéiques. Ainsi, au fur et à mesure que le béton durcit, l'éprouvette externe de béton se contracte, mais l'anneau intérieur métallique s'oppose à cette contraction. Il en résulte alors le développement d'une contrainte orthoradiale de compression de l'éprouvette de béton. Par ailleurs, en considérant l'anneau de béton comme une éprouvette infinie soumise à une contrainte uniaxiale de traction et en exploitant les résultats des déformations de l'anneau d'acier, l'évolution des contraintes induites en traction dans l'anneau de béton est calculée selon l'approche de Attiogbe et al., (2001). Les résultats issus de l'essai de l'anneau sont aussi exploités pour le calcul du coefficient de fluage en conditions de mouvement empêché. L'approche théorique est présentée en Annexe II.

1.8.2 La fissuration du retrait restreint des BAP

Les travaux de Turcy et al., (2006), consacrés à l'étude de l'influence des paramètres de formulation sur le retrait empêché à l'essai de l'anneau, ont démontré que les BAP fabriqués

avec les mêmes ingrédients que le béton ordinaire et de résistance en compression équivalente présentent un risque de fissuration identique au béton ordinaire. De plus, cette même étude a montré que les différences de composition entre BAP et béton ordinaire (c.a.d différence dans le volume de pâte) n'engendrent pas de différence notable de comportement en conditions empêchées. En revanche, Hwang et Khayat (2010) en étudiant avec l'essai de l'anneau ASTM C1581 l'effet des paramètres de formulations de neuf BAP et trois bétons ordinaires témoins ont constaté que les BAP présentent un risque élevée de fissuration comparativement aux bétons conventionnels. Cette tendance a aussi été soulevée par d'autres chercheurs (Roziere et al., 2007; Loser et Leemann, 2009).

Influence des matériaux cimentaires

Yasumoto et al., (1998) ont étudié l'influence de différents ajouts cimentaires sur le risque de fissuration d'une formulation de BAP. Le tableau 1.2 présente les résultats obtenus.

Tableau 1.2 Potentiel de fissuration d'un BAP avec différents ajouts minéraux
Tiré de Yasumoto et al., (1998)

Bétons	Résistance à la compression (MPa)			Âge de fissuration, Jours
	3 jours	7 jours	28 jours	
LH100	20,8	36,5	65,2	> 300
BB100	44,7	60,2	76,9	14,5
NC100	42,9	53,4	63,1	12,7
NL30	39,9	47,3	54,7	14,4
NL55	27,3	32,7	34,5	28,7
NFC	16,3	21,1	27,9	26,9

Notes :1) Les deux premières lettres de la 1^e colonne signifient le type de ciment et le chiffre signifie le dosage de l'ajout cimentaire; 2) LH, BB, NC et NL signifient respectivement low-heat (faible chaleur), blast furnace (laitiers), normal Portland cement (ciment Portland ordinaire) et normal cement mélangé avec limestone powder (ciment Portland mélangé avec les fillers calcaires); 3) NFC est un béton ordinaire de référence, tous les autres bétons sont des BAP.

Les résultats du tableau 1.2 illustrent la grande sensibilité des BAP à la fissuration de retrait restreint et ce en comparaison au béton ordinaire (le béton NFC). De plus, ils montrent aussi une grande disparité dans le temps d'apparition des fissures sur le BAP étudié qui semble varier en fonction de la nature du matériau cimentaire utilisé. Enfin, il appert d'après le tableau 1.2 que le BAP à base du ciment à faible chaleur d'hydratation (LH100) n'a pas fissuré pendant toute la durée du suivi de 300 jours.

Par ailleurs, Leemann et al., (2011) se sont intéressés à l'influence du type de liant sur le risque de fissuration des BAP en utilisant un dispositif de mesure de type linéique développé par Springenshmid et al., (1994) (Fig. 1-12). L'étude a consisté à suivre le comportement en conditions de séchage empêché d'une formulation de BAP ayant un rapport eau/liant de 0,4 et une teneur en liant de 520 kg/m³. Trois ciments différents ont été utilisés et trois bétons ordinaires de résistance équivalente ont servi de témoins lors du programme expérimental. Les échantillons ont été exposés au séchage au démoulage après 24h d'hydratation dans une salle maintenue à 20°C et à une H.R de 70%. Les résultats obtenus tels qu'illustrés par la figure 1-15, montrent un développement plus important des contraintes au jeune âge, dans le cas des BAP en comparaison au BO. De plus, le BAP -SCC III- à base du ciment composé aux laitiers semble présenter le risque de fissuration le plus élevé en comparaison aux deux autres BAP à base du ciment portland et ciment composé aux fillers calcaires et cendre volante, référés respectivement SCC I et SCC II dans la Fig. 1.15. La tendance des BAP à fissurer plus vite que les bétons ordinaires a été attribuée au grand taux et à l'intensité élevée du retrait, en dépit de leurs faibles valeurs de module élastique et d'un fort potentiel de fluage.

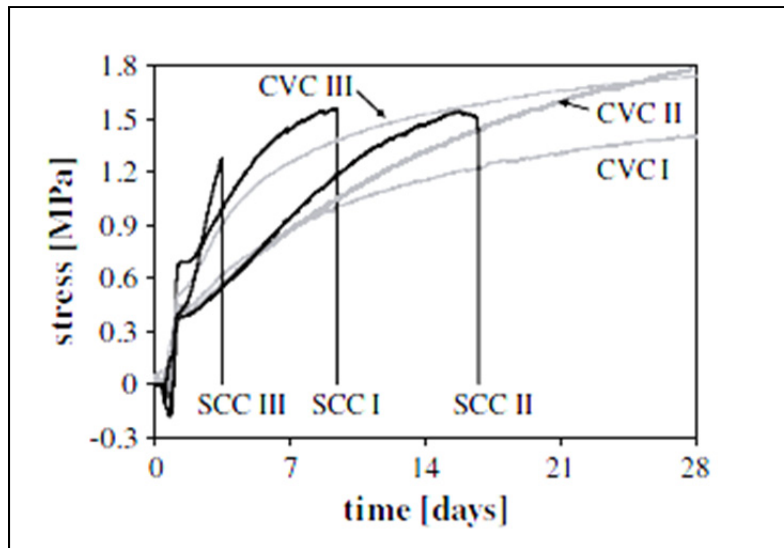


Figure 1.15 Contrainte induite en tension des BAP et BO

Tirée de Leemann, Lura et Loser (2011)

1.9 Conclusion et besoins de la recherche

Le survol de la littérature scientifique sur la thématique des réparations montre que les mécanismes à l'origine des fissures du retrait restreint sont très bien identifiés. Plusieurs études montrent aussi qu'il est possible d'intervenir sur certains paramètres de composition du matériau de réparation pour que la réparation soit en mesure de résister sans dommages aux différentes sollicitations dues aux changements volumétriques. Néanmoins, malgré ces connaissances, il n'existe pas à l'heure actuelle de paramètres clés pouvant orienter le choix de matériaux pour des réparations durables.

Concernant les BAP et les études relatives à l'étude de leurs déformations de retrait, la revue de littérature a démontré l'existence de divergence dans les résultats de la documentation scientifique. Selon nous, elle s'explique en partie par la diversité des formulations de BAP étudiés, des différents ingrédients utilisés et des différents modes de conservation des bétons. Ce qui fait la singularité du squelette des BAP, outre la faible proportion des granulats, c'est le volume d'additions minérales, quasiment inexistantes dans un béton ordinaire. Or les ajouts

cimentaires peuvent modifier le comportement différé du béton tel que soulevées précédemment.

En ce qui a trait à l'influence des superplastifiants sur le retrait des BAP, aucune étude détaillée n'a été répertoriée dans la documentation scientifique et ce, en dépit du dosage élevé en superplastifiant dans ces bétons, d'où la nécessité pour de telles investigations. Ainsi, pour remédier à ce manque et pour être en mesure d'analyser les résultats observés issus de notre programme expérimental, les principaux travaux ayant trait à l'influence des superplastifiants sur le retrait des bétons ont donc été évoqués. Il appert de manière générale que les bétons contenant des additions en superplastifiants de type polynaphatlène de sulfonate (PNS) font plus de retrait que les bétons qui n'en contiennent pas. Les travaux de recherche de ce programme expérimental vont permettre d'amener des informations sur ce sujet. Les déformations de retrait libre dans ces travaux de doctorat sont mesurées conformément à la norme ASTM C157.

De même que pour le retrait, les mécanismes à la base du phénomène de fluage ont été décrits de manière détaillée. En ce qui a trait aux travaux consacrés au fluage des BAP, là aussi des résultats contradictoires sont reportés pour le fluage en compression des BAP, très largement étudié. Par ailleurs, les résultats reportés dans la documentation scientifique mettent en relief l'importance du type de liant dans les déformations différées du BAP.

Finalement, en ce qui a trait au retrait restreint, le survol de la littérature scientifique a démontré l'existence d'une large variété d'essais. Les essais linéiques requièrent une instrumentation complexe pour mesurer le retrait et appliquer la force de traction nécessaire à la restriction de l'échantillon. Les essais sur plaques et sur dalles sont souvent utilisés pour le retrait plastique des bétons frais soumis au séchage. Compte tenu de sa simplicité, l'essai à l'anneau instrumenté nous semble être le mieux adapté pour notre étude des déformations de retrait empêchées des BAP. De surcroît, le suivi de la propagation des fissures est réalisé sur la dalle *Baeziger* (Fig. 1-12) devant simuler les conditions d'une réparation localisée.

CHAPITRE 2

HIGH VARIABILITY OF TIME DEPENDENT BEHAVIOR OF SELF-CONSOLIDATING CONCRETE

Aïcha F. Ghezal¹ et Gabriel J. Assaf¹

¹Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure (ÉTS),

1100 Rue Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article soumis à la revue *Journal of Materials in Civil Engineering* en juillet 2014

2.1 Abstract

The introduction and use of chemical admixtures like polycarboxylate based high range water reducers (HRWR) and commercially ternary blended cements has allowed the successful production of Self-Consolidating Concrete (SCC) for casting heavily reinforced sections, with poor access for vibrators and complex shapes of formwork. However very little information is available on the influence of these chemicals and ternary blended cements on the time dependent behavior of SCC. A laboratory investigation was undertaken to evaluate the potential of flexural creep behavior of several SCC mixtures by comparing their time dependent behavior. From the results of the experiments, it became clear that the flexural creep potential of SCC varies widely depending on the nature of High Range Water Reducer (HRWR) in use. It is shown that, in general, the use of polynaphthalene sulfonate HRWR leads to higher flexural creep by comparison to polycarboxylate HRWR. It is also shown that even when belonging to the same polycarboxylic family as per the ASTM classification, the magnitude of flexural creep also varies widely depending on the properties of the polycarboxylic chemicals admixture in use. The paper summarizes the results of the experimental study that involved the comparison of data obtained from 10 SCC mixtures.

2.2 Introduction

Since 1997 the Québec Ministry of Transport has employed Self-Consolidating Concrete (SCC) in the repair of Bridge structures (Hovington, 2000). Similarly, the city of Montréal has successfully used SCC for the rehabilitation of bridges abutments and parapet walls since 2000 (Khayat and Morin, 2000). It is well known and documented in the literature on concrete that the performance of a repaired concrete structure and its service life depend on the quality of the composite system formed by the repair material and the existing concrete substrate. It is also well documented that the behavior of these two components must be compatible and dimensional stability appears to be the most important factor which controls the volume changes due to shrinkage, thermal expansion, and the effects of modulus of elasticity and creep (Emmons et al., 1993). The importance of creep is beneficial in that it reduces the stress induced by restrained shrinkage (Altoubat and Lange 2001, Beushausen and Alexander, 2006).

Given the fact that SCC has higher paste content and lower coarse aggregate volume, the creep of SCC is expected to be higher based on the knowledge from the scientific literature (Neville, 2000). To understand the behaviour of SCC relating to creep, some researchers studied the creep of SCC by comparing it to ordinary concrete (OC). Persson (1999) investigated the effect of stress-strength ratio and age of loading. The age of loading varied between 2 to 90 days. The loading was 0.20, 0.40, 0.55 and 0.70 of the measured strength and was applied by about 1 MPa/s at 2, 7, 28 or 90 days of age. The results show that creep coefficient of mature SCC coincided well with the same properties of OC when the strength, at loading, was held constant. By loading the specimens at a young age, much higher creep deformations were observed as opposed to loading the specimens that have had more time to cure and hydrate. The author concluded that there was no observable difference between the SCC and OC. Similarly, Turcry et al., (2006) tested three pairs of ordinary concrete and SCC mixtures with each pair having a similar compressive strength. A load corresponding to 20% of the compressive strength was applied at the age of 7 days. The volume of paste of SCC was 55 to 70 l/m³ higher than the one of OC. Their results indicated that there is no

difference between creep strains of SCC and OC. However, Heirman et al., (2008) investigated for a variety of SCC mixtures the evolution of creep coefficients by comparing them to ordinary concrete. Their results indicate that creep coefficients of SCC are higher compared to OC.

On the other hand, some researchers investigated the creep of SCC by focusing on the influence of ingredients parameters of SCC. Yasumoto et al., (1998) explored the influence of the binder type on creep of different SCC mixtures. The tested SCC mixtures incorporated low heat Portland cement and Portland blast-furnace slag cement. The compressive creep strain was measured accordingly to Japanese standard. The specimens were loaded at the age of 1, 3, 7 and 15 days with a 35% stress-strain ratio. The results show that the specific creep of low heat Portland cement was larger than that of Portland blast-furnace slag cement for the same age at loading. Poppe and Deschutter (2005) investigated the effect of varying cement-powder ratio of SCC. The loading was 0.33 of the measured strength at 28 days of age. Results showed that with an increase in the water-cement-ratio from 0.45 to 0.55, the creep deformations and basic creep increased. Furthermore, it was found by Heirman et al., (2008) that replacing Portland cement type CEM I 42.5 R by blast furnace slag cement CEM III/A 42.5 N LA by keeping all the others ingredients proportions parameters constants reduces the creep coefficient. They attributed the results to the increased concrete matrix stiffness of SCC based on CEM III, making it more resistant to creep. Similarly, Leemann et al., (2011) reported that cement type plays a fundamental role regarding creep. In addition, El Khoury (2010) in a study that focuses on the effect of different cementitious materials on the creep and shrinkage behavior of SCC mentioned that the addition of GGBS in SCC leads to decrease the specific creep. Thus, a review of literature on the influence of chemical admixtures on the time dependent behavior of SCC indicated that there are limited studies in these areas.

Lowke and Schießl (2009) explored the effect of powder content and viscosity modifying admixture (VMA) on creep and shrinkage of SCC. Their results indicated that neither the creep nor the shrinkage of SCC was significantly affected by the type and dosage of viscosity

agents. The main motivation of this study is therefore to investigate the time dependent deformability of SCC for use in repairs. It should be noted that in repairs, the risk of cracking at early ages favors the use of tensile creep since concrete cracks under tension. However, since the behavior of concrete subjected to tension is not readily forthcoming because of the practical problems of testing in direct tension the flexural creep is instead used in this study. The flexural creep test has been gaining research attention recently (Masse, 2010; Ranaivomanana et al., 2013).

2.3 Research Significance

The aim of the research is to investigate the time dependent properties of SCC with the focus principally on the effects of chemicals admixtures such as HRWR and VMA. The study consists of:

- 1) to understand the general effects on creep and shrinkage arising from the use of HRWR and VMA;
- 2) to investigate and select the SCC mixtures that are best suited for dimensional compatibility.

The objective of this paper concerning the first part of program as per item 1 above consists in evaluating the flexural creep potential of SCC by assessing the benefits or not of VMA and/or HRWR on the time dependent behavior of SCC.

2.4 Experimental investigation

The performance of SCC formulated with air-entraining agent (AEA) and various combinations of chemical admixtures and type of blended cement was evaluated. The approach consists to vary the chemicals admixtures and the type of ternary blended cement and to keep constants all others ingredients parameters, i.e. the water-binder ratio, aggregates and the binder content. This approach will allow isolating the influence of different chemicals admixtures and different binders on the time dependent behavior of SCC. A total of 10 SCC mixtures and one reference concrete were designed with the same ingredients

proportions made with a 0.38 water-to-binder ratio and a binder content of 450 kg/m³ and exposed to the same drying and operating conditions.

Two sets of mixtures were adopted for the study. Set#A included a total of 4 SCC proportioned without VMA. The second set labeled Set#B included a total of 6 SCC mixtures designed with a combination of HRWR-VMA. Table 2.1 shows the labels of the tested mixtures with reference to the combinations of the binders and chemicals admixtures used for these two sets. All the SCC mixtures were designed to satisfy general requirements for SCC used in repairs applications and as per ASTM C1621 and ASTM C1611. These include a slump flow of 620 to 680 mm and a minimum caisson filling capacity of 80% (Khayat, 1999). The Dosages of HRWR and VMA were adjusted as needed to achieve the target flowability. The AEA was added in order to secure an air content of 5-8%. The evaluated fresh properties included the slump-flow, the segregation visual index, filling capacity and the air content. The hardened properties included the compressive strength, the splitting-tensile strength and the modulus of elasticity measured at 28 days. The unrestrained drying shrinkage and flexural creep were monitored during 60 days.

2.4.1 Materials

Two commercially blended ternary cements were employed. The BTCFA cement (CSA Type GUb-F/SF) containing approximately 25% Class F fly ash and 5% silica fume, by mass of cementitious materials and BTCS cement (CSA Type Gub-S/SF) containing approximately 25% slag and 5% silica fume were used. Additionally, CSA Type GU cement referred as OPC and binary blended cement CSA Type GUb-8SF referred as SFC were also included in the study. The chemical and physical properties of the binders are summarized in Table 2.2. A Polynaphtalene sulfonate named PNS was used and three polycarboxylic (PC) based HRWR available commercially were also used named respectively PC1, PC2 and PC3. Each of the three PC was used in conjunction with the compatible viscosity modifying admixtures (VMA), referred to in this paper respectively as VA1, VA2 and VA3. Each of the combination of HRWR-VMA was used with the compatible AEA. A river siliceous and a

crushed limestone aggregate of 2.5-10 mm nominal size were used. Both the sand and coarse aggregate are well graded and conform to the Canadian CSA A23.1-09 Standard. The saturated surface-dried SSD density and water absorption of the coarse aggregate are 2.74 g/cm³ and 0.35%, respectively. A well-graded natural siliceous sand was employed. Its fineness modulus, saturated surface-dried SSD density, and water absorption values are 2.36, 2.63 g/cm³, and 1.22%, respectively.

Table 2.1 Labels of the tested mixtures

Mixtures Labels		Combination of binders and chemicals admixtures
SCC without VMA (Set # A)		
SCC-A (set # A)	SCC-A1	BTCFA-PNS
	SCC-A2	SFC-PNS
	SCC-A3	BTCS-PC1
	SCC-A4	OPC-PC1
SCC with VMA (Set # B)		
SCC-B (set # B)	SCC-B1	BTCFA-PC1-VA1
	SCC-B2	BTCS-PC1-VA1
	SCC-B3	BTCFA-PC2-VA2
	SCC-B4	BTCS-PC2-VA2
	SCC-B5	BTCFA-PC3-VA3
	SCC-B6	BTCS-PC3-VA3
Ref.C		
Ref-C		OPC-PC2

Table 2.2 Chemicals and physical properties of the binders

Binder	(BTCFA)	(BTCS)	(SFC)	(OPC)
Silicon dioxide (SiO ₂)	33.0	27.9	28	21.3
Aluminium oxide (Al ₂ O ₃)	9.6	5.8	3.8	4.3
Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	7.6	2.2	2.9	3.3
Calcium oxide (CaO)	46.4	55	58.3	63.2
Sulfur trioxide (SO ₃)	3.4	3.7	3.1	3.3
Magnesium oxide (MgO)	1.6	3.8	1.5	1.9
Potassium oxide (K ₂ O)	1.2	0.8	0.8	1.1
Na ₂ O	0.3	0.3	0.2	0.2
TiO ₂	0.4	0.3	0.2	0.2
Blaine fineness (m ² /kg)	690	636	430	380
Specific Gravity	2.88	2.95	3.04	3.14

2.4.2 Mixing Procedure

A total of ten SCC mixtures were prepared, as given in Table 2.1 and tested accordingly to the ASTM standards. All the mixtures were prepared in 80 L batches and mixed in a planetary mixer. The batching sequence consisted of homogenizing the sand and cement for 30 seconds, then adding 75% of the mixing water. Following 1 minute of mixing, the AEA was added, followed by the coarse aggregate and the 70% of HRWR, and then the mixing was resumed for 2 minutes. The remaining mixing water was added and followed by the VMA. The concrete was mixed for three minutes, and after 2 minutes of rest, the mixing was resumed for 3 additional minutes, the remaining HRWR was added to adjust the desired flowability. The ambient temperature during the mixing and testing of fresh concrete was 21 ± 3°C.

2.4.3 Test Methods

Following the end of mixing, unit weight, and fresh air content were determined according to ASTM C138 and ASTM C231, respectively. The slump flow performed in accordance with ASTM C1611 was measured at 15 minutes after the beginning of mixing and was again determined after 45 minutes of elapsed time. The segregation index test was used to assess the ability of all SCC mixtures to resist segregation. A highly stable SCC should exhibit a visual stability index (VSI) value equal to zero according to ASTM C1611. The facility of SCC to deform readily among closely spaced obstacles was evaluated using the filling capacity test. The test involves the casting of concrete in the non reinforced section at a constant rate up to a height of 220 mm and observing the facility of the concrete to flow in the restricted region (Khayat, 1999). The maximum theoretical filling capacity is 100%.

The hardened properties such as compressive (f'_c), splitting-tensile strengths (f_{sp}) and modulus of elasticity (E) were all determined at 28 days using the average of two concrete cylinders measuring each 100 mm in diameter and 200 mm in height according to ASTM C39, ASTM C496, and ASTM C469, respectively. All cylinders were properly consolidated and removed from molds 24 hours after molding and cured in moist condition at a temperature (T) of 21°C and a relative humidity (R.H) higher than 95% until the age of testing. The free drying shrinkage test was performed according to ASTM C157 on concrete prism specimens with size 75 x 75 x 285 mm. Two specimens were used for each mix proportion and cast immediately after concrete production. The specimens were cured in moist condition at temperature of 21°C and R.H higher than 95% until the age of monitoring. The measurement for the drying shrinkage measurement started after 7 days of curing day up to the age of 60 days in a controlled room maintained at 21°C and 30% of R.H.

2.4.3.1 Flexural Creep Device

Instead of measuring the length of deformation as usually done with conventional compressive or tensile creep test, the flexural creep behaviour was monitored using a testing test apparatus which consists of measuring deflection of loaded beams as shown in Fig. 2.1.

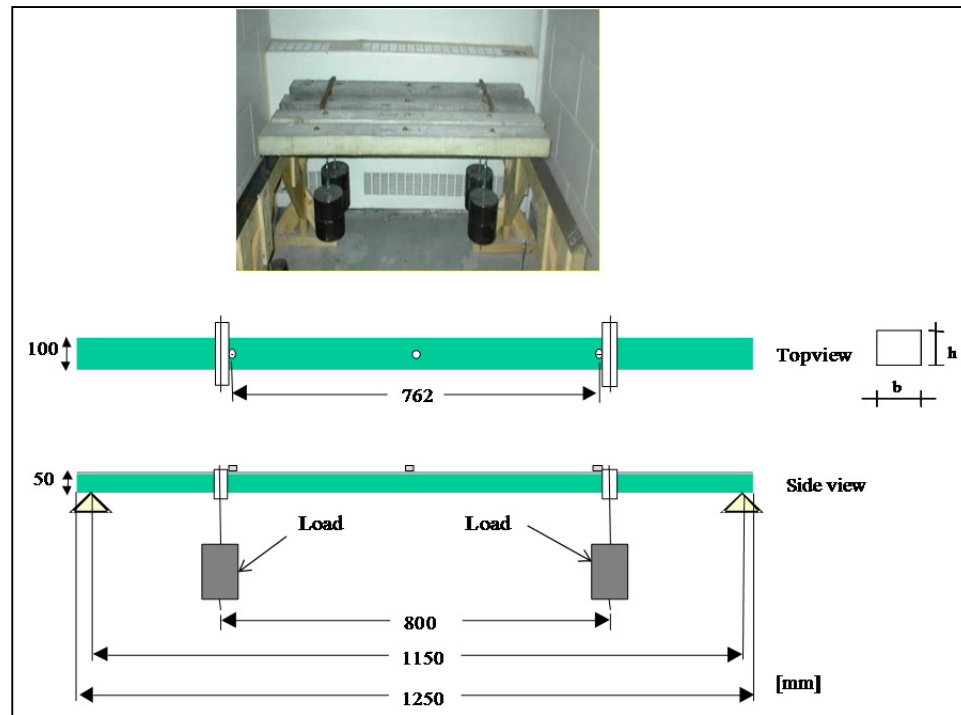


Figure 2.1 Description of the flexural creep Device

The specimen was thus in four-point bending configuration with a span of 800 mm between the loadings points. In bending, concrete creep causes deflection and concrete can be considered as loaded at a small stress rate which creates limited damage and cracks (Ranaivomanana et al., 2013).

The testing is performed under constant stress (load), started after 7 days of curing and was maintained at the prescribed environmental conditions (21°C and 30% of R.H) throughout the duration of the test, i.e up to the age of 60 days. The flexural creep testing device consists of subjecting two loaded beams as shown in Fig. 2.1 to two weights of 20 kg each.

The beams were sealed on all the lateral faces so as to obtain one-dimensional and symmetric drying. For each batch of concrete, four beams were monitored. Two beams were loaded and two others beams (companion) monitored without being loaded. Unloaded companion beams were monitored at the same time interval as the loaded one in order to separate the total creep deflection from the shrinkage related deflection.

The procedure consists, at the moment of loading to measure the first value taken as a reference ε_0 . The instantaneous midspan deflection ε_{inst} is counted as a difference between the reference and the first measured value after loading ε_1 . Then the procedure consists, to compute the instantaneous modulus of elasticity (E_{ins}) with equation (2.1). Once this value known, equation (2.2) is used to calculate the self-weight elastic deflection. The total deflection is then obtained as the sum of the self-weight elastic deflection ($\varepsilon_{el} = \varepsilon_{G-inst}$) added to the measured total delayed deflection (ε_{meas}) as per equation (3) which results from the sustained flexural stress. Equation (2.3) is calculated from the classical beam theory. The measured delayed deflection with time is recorded every 15 minutes during the first hour, and then at each hour during the first six hours, then daily during the first four weeks and then monthly after the first month. Each measured value of mid span deflection is the average of readings of two lectures on each beam.

$$E_{inst} = \frac{Pa(3e^2 + 12z^2 - 12ez)}{24\varepsilon_{inst} I} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{G-inst} = \left(\frac{G}{24EI} \right) \left(\frac{5e^4}{16} - z^4 + 2e^3 - 6d^2z^2 - e^3z + 6d^2ez - \frac{3d^2e^2}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{meas} + \varepsilon_{G-inst} \quad (2.3)$$

Where: I = moment of inertia; P = the applied load (20 kg); G = self Weight of the prism and E = the modulus of elasticity

The creep coefficient of equation (2.4) commonly used as a measurement for creep deformation is expressed as follow:

$$\varphi(t) = \frac{\varepsilon_{tot(P)} - \varepsilon_{inst}}{\varepsilon_{inst}} \quad (2.4)$$

Where: $\varepsilon_{tot(P)}$ is the total delayed deflection attributed to the applied loads (P) and obtained as the difference between the total midspan deflection ε_{tot} of loaded beams and the total midspan deflection of companion beams ε_{comp} . ε_{inst} is the instantaneous midspan strain recorded upon loading.

2.5 Results and Discussion

Table 2.3 summarize the measured values of the tested mixtures. The evaluated properties discussed in this paper outline, particularly the effect of combination of chemicals admixtures such as HRWR and VMA on the flexural creep behavior. The effect of binder type is also highlighted. The effect of such parameters on free drying shrinkage of SCC will not be considered in this paper and will be discussed as a part of a future publication.

2.5.1 Mechanical Properties

As shown in Table 2.3, the coefficients of variations (C.O.V) of the $f'c$ and f_{sp} values were quite low and ranged between approximately 0 to 6% with the majority of the values being less than 4%. One interesting observation that can be made from Table 2.3 is that 28-d $f'c$ for SCC-BTCFA (except mixtures with higher air percent $> 8\%$), yielded values ranging between 50.9 and 68.9 MPa depending on the combinations of HRWR-VMA in use. The results clearly illustrate the influence of combination of the combination HRWR-VMA on the strength development of SCC. The effect of HRWR-VMA on the development of the $f'c$ of SCC-BTCS was similar to that observed with BTCFA.

The 28 days splitting tensile strength of SCC mixtures of Set # A and B based on ternary blended cements and except the case of SCC-B3, ranged between 4.0 to 4.8 MPa, as shown in Table 2.3. The values of split-tensile strength for both SCC mixtures appear to follow the curve illustrated by Fig. 2.2. In general the value of the split-tensile strength-to-compressive-strength ratio magnitude becomes smaller as strength increases (Table 2.3). Thus, both the magnitude and the trend of this ratio agree with previously reported observations for OC (Neville, 2000).

2.5.2 Drying Shrinkage

The 56-d drying shrinkage of the concrete measured from the experimental program is summarized in Table 2.3. As shown in Fig. 2.3, shrinkage strains of different SCC follow the trend with higher strain for lower concrete strength. Indeed, Fig. 2.3 indicates that SCC mixtures having higher compressive strength can develop lower drying shrinkage compared to those with lower compressive strength. Others studies reported similar tendency of decrease drying shrinkage with increase in mechanical properties (Hwang et Khayat, 2010).

Table 2.3 Mixture proportions and properties of the tested SCC mixtures

		Ref.C	SCC without VMA				SCC with VMA					
Symbol of mixtures		Ref	SCC-A1	SCC-A2	SCC-A3	SCC-A4	SCC-B1	SCC-B2	SCC-B3	SCC-B4	SCC-B5	SCC-B6
Chemicals admixtures		PC2	PNS	PNS	PC1	PC1	PC1-VA1	PC1-VA1	PC2-VA2	PC2-VA2	PC3-VA3	PC3-VA3
HRWRA (% B)		1.54	0.71	1.14	0.27	0.23	0.35	0.41	0.41	0.53	0.24	0.22
VMA (% water)		-	-	-	-	-	0.2	0.09	0.08	0.05	0.03	0.03
AEA (mL/m ³)		-	125	125	125	125	125	125	150	150	100	100
Binder (Kg/m ³)		450	450				450					
Vca (L/m ³)		310	300				300					
Sand/total aggregate		0.53	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
Slump flow (mm)	At 15 min	--	660	665	643	600	650	670	580	620	648	620
	At 45 min	--	425	515	560	600	648	658	540	600	620	600
Filling capacity (%)		-	92	92	92	92	92	92	92	92	90	90
Segregation index (SI)		-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fresh air volume (%)		7.5	8.0	7.0	6.3	6.0	6.4	8.5*	9.5*	8.5*	4.0	5.5
28-d	f'c (MPa) (C.O.V)	49.6 (5.6)	50.9 (2.1)	67 (1.1)	51.4 (1.2)	48.6 (4.3)	58.7 (1.2)	40 (1.4)	44.2 (0.4)	50.4 (3.5)	68.9 (0.2)	62.6 (0.5)
	f sp (MPa) (C.O.V)	4.6 (3.4)	4.3 (1.2)	5.5 (2.4)	4.8 (3.5)	4.2 (5.1)	4.8 (0.5)	4.0 (0.4)	3.0 (0.9)	4.7 (1.1)	4.8 (0.9)	4.8 (0.2)
	MOE (GPa)	33.5	34.5	33	32.3	32.5	32.5	30	29.5	33	34.8	34.4
56 d shrinkage (µm/m)		450	490	410	405	375	455	400	520	380	355	350

*: indicate that these values were considered as higher than the maximum of 8%

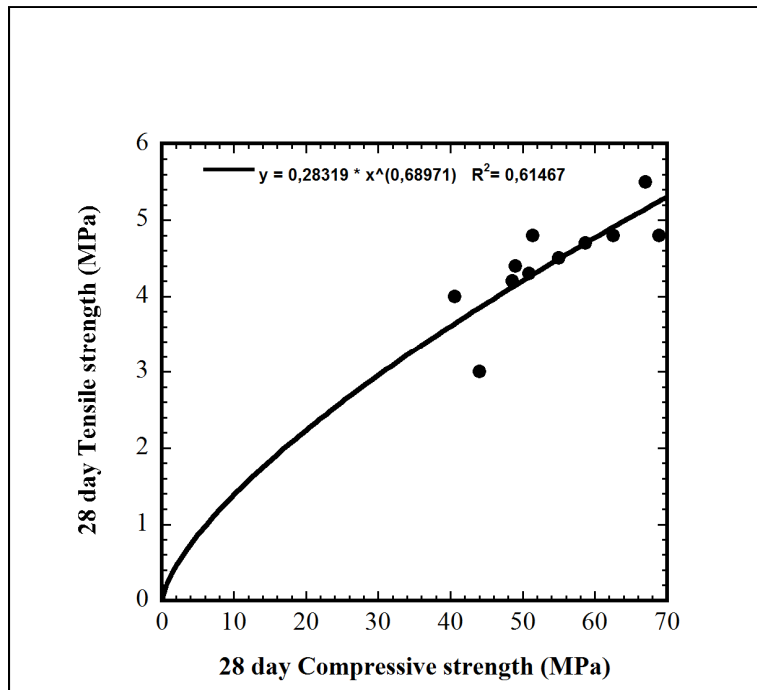


Figure 2.2 Relationship between 28-d tensile strength and 28-d compressive strength

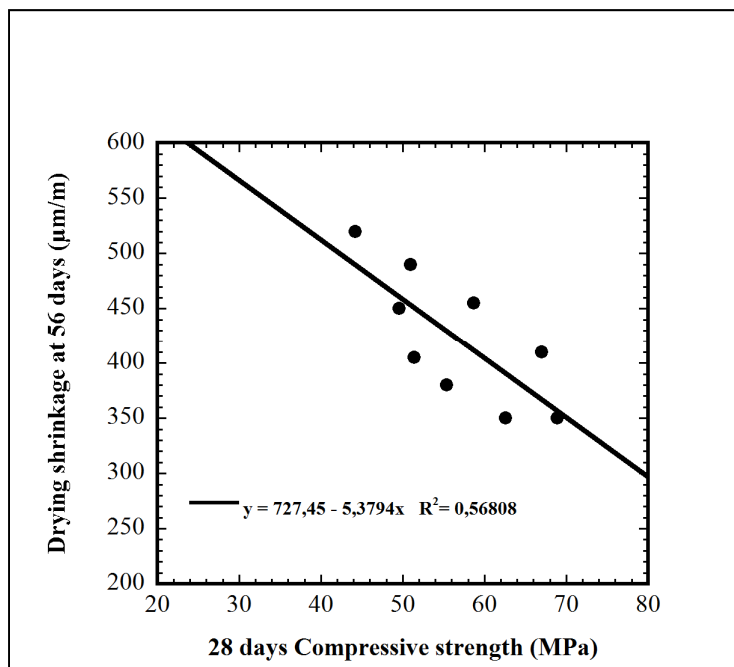


Figure 2.3 Relationship between concrete 28-d f'_c strength and 56-d drying shrinkage

2.5.3 Flexural Creep test Results

Table 2.4 shows an example of the evolution of the experimental measurement of the mid span deflection and the calculated flexural creep coefficient for mixture SCC-A2 proportioned with SFC and PNS HRWR. It also shows the calculated young's modulus of the tested mixture, i.e SCC-A2 calculated from the applied stress (load) and the measured instantaneous mid span deflection, according to Eq. 2.1. This value of 31.1 GPa measured after 7-d of curing is not significantly different from the Young's modulus obtained during a conventional test to characterize the material strength (ASTM C469) summarized in Table 2.3.

Figure 2.4 shows an example of the evolution of the midspan deflection of charged and companion specimens obtained with the experimental flexural creep test. It allows us to characterize the flexural creep curve into two parts: the first part with a high kinetics during the first 7 days. This behavior can be explained by a mechanism that the concrete creep can be considered as the result of slowly squeezing and removing water from the pore of the cement gel to the capillaries while under load (Neville et al., 1983). At early ages, this action takes place easily when the microstructure of concrete is not dense enough to resist to deformation. As the age of concrete increases, and after 7 days, the flexural creep showed a slightly low kinetics trend. The microstructure becomes denser and harder and then does not change so much, therefore the difference of midspan deflection strains become smaller as the loading age increases and this is represented by the second part of the curve. Similar observations were reported by Ranaivomanana et al., (2013).

Table 2.4 Example of the average measured values of mid span deflection (for SCC-A2)

Time (d)	Loaded specimens (mm)	Companion specimens (mm)	Total deflection	Modulus of elasticity E (MPa)	Creep coefficient $\varphi(t)$	deflection companion (incl. s-w) (mm)	J (t, t') total	C (t, t') total
0.00	0.000				0.0			
0.01	0.076	0.033	0.109	31160	0.0	0.00	32	0
0.03	0.082		0.115		0.1	-0.03	34	2
0.04	0.088		0.121		0.1	0.01	36	4
0.05	0.099		0.132		0.2	0.03	39	7
0.06	0.105		0.138		0.3	0.01	41	9
0.10	0.116		0.148		0.4	0.00	44	12
0.18	0.147		0.180		0.6	0.03	53	21
1.96	0.380		0.413		2.8	0.13	122	90
2.92	0.416		0.449		3.1	0.15	132	100
4.06	0.458		0.491		3.5	0.20	144	112
5.97	0.508		0.541		4.0	0.23	159	127
6.99	0.536		0.569		4.2	0.24	167	135
9.88	0.562		0.595		4.5	0.26	175	143
16.92	0.580		0.613		4.6	0.27	181	148
20.93	0.629		0.662		5.1	0.29	195	163
28.95	0.642		0.675		5.2	0.30	199	167
42.95	0.721		0.754		5.9	0.33	222	190
57.95	0.744		0.777		6.1	0.35	229	197
70.95	0.762		0.795		6.3	0.35	234	202

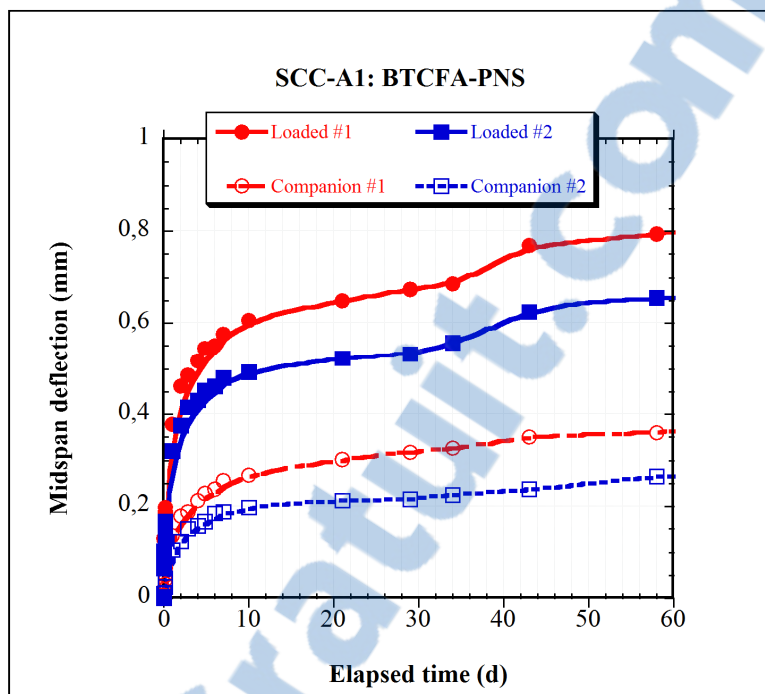


Figure 2.4 Measured flexural creep midspan deflection of the SCC-A1 of the two loaded specimen (total deflection) and two companion specimens

2.5.4 Flexural creep coefficient

2.5.4.1 SCC without VMA

The calculated flexural creep coefficient according to Eq. 2.4 is presented in Table 2.5 for all the tested mixtures. Figure 2.5 illustrates the evolution of the calculated flexural creep coefficient of the SCC mixtures without VMA (Set#A). It is worth mentioning that both SCC based on PNS HRWR meaning SCC-A1 and SCC-A2 exhibited the greatest flexural creep coefficient. The SCC based on PC1 HRWR, SCC-A3 and SCC-A4 exhibited a slightly lower creep coefficient among all the SCC mixtures of Set #A.

In the case of SCC-A1 and SCC-A2, the calculated values of creep coefficient after 56 days of loading were 7.3 and 6.3, respectively by comparison to a value of 1.7 obtained with the Ref.C. On other hand, the calculated creep coefficient for SCC-3 and SCC-4 were 3.2 and 1.4, respectively. Such behavior indicates that the creep potential of SCC

mixtures based on PNS HRWR is higher than that for SCC proportioned with PC HRWR. This difference could be attributed to the retarded effect of PNS HRWR resulting in strength-lag development even after 7 days of curing comparatively to polycarboxylate (PC1) HRWR. Even so, this needs to be more investigated. This tendency is however in agreement with SCC data reported by Hwang et Khayat (2008) who observed a relatively greater tensile creep coefficient under restrained shrinkage on SCC mixture based on PNS HRWR by comparison to the tested SCC based on PC HRWR.

With reference to Figure 2.5 and by comparing the mixtures SCC-A1 and SCC-A3, the flexural creep coefficient of SCC-A3 proportioned with BTCS was lower than the corresponding mixture SCC-A1 based on BTCFA. The calculated values were 7.3 and 3.2 for SCC-A1 and SCC-A3, respectively. This can be due in part to the increased in concrete matrix stiffness in the case of SCC mixtures based on BTCS. Similarly, Heirman et al., (2008) observed that replacing Portland cement type by blast furnace slag cement while keeping all the others ingredients proportions parameters constants reduces the creep coefficient of SCC. Identical tendency was also reported by Leemann et al., (2011) and El Khoury (2010).

Finally, it's also interesting from Fig. 2.5 to note that mixture SSC-A2 show a significant flexural creep coefficient, even if not expected because of the reactive effect of silica fume cement (CSA Type GUb-8SF). It should be noted that this tendency was also already pointed by Kovler et al., (1999) and Chung (2002).

Table 2.5 Calculated Specific creep for the tested mixtures

Mix symbol		Mineral admixture	Chemical admixture	Age at loadings. days	Instantaneous elastic deformation (10^{-6} /MPa)	Specific creep after 56 days under load (10^{-6} /MPa) and under drying conditions	Creep variation compared with reference concrete (%)	Coefficient of Flexural Creep (ϕ) after 56 days of loading	Shrinkage drying from time of loading to 56 days after loading. 10^{-6} (ASTM C157)	Specific total creep/drying shrinkage (at 60 days under drying conditions)
Ref-C		OPC	PC2	8	40.6	71	0	1.7	450	0.15
SCC-A (Set#A)	SCC-A1	BTCFA	PNS	8	27	194	173	7.3	490	0.39
	SCC-A2	SFC		8	32.1	202	184	6.3	410	0.48
	SCC-A3	BTCS	PC1	8	32.6	98	38	3.2	405	0.24
	SCC-A4	OPC		8	36.9	50	-30	1.3	375	0.12
SCC-B (Set #B)	SCC-B1	BTCFA	PC1-VA1	8	30	138	94	4.4	455	0.29
	SCC-B2	BTCS		8	35	70	-1.4	2.0	400	0.26
	SCC-B3	BTCFA	PC2-VA2	8	45	117	65	2.6	520	0.22
	SCC-B4	BTCS		8	26.5	103	45	3.9	380	0.16
	SCC-B5	BTCFA	PC3-VA3	8	32	48	-32	1.5	355	0.13
	SCC-B6	BTCS		8	29	40	-44	1.5	350	0.12

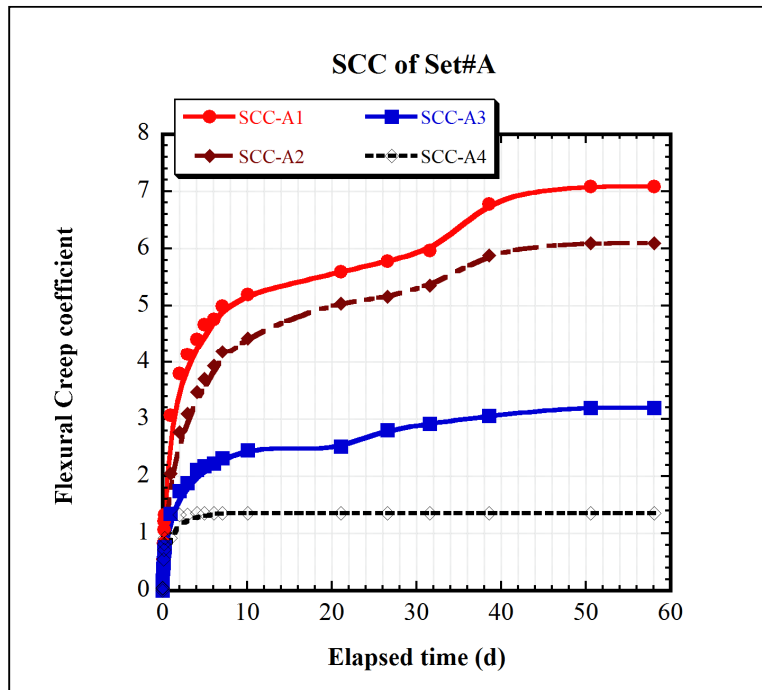


Figure 2.5 Evolution of the calculated creep coefficient of SCC mixtures of Set #A

2.5.4.2 SCC with different combinations of HRWR-VMA

The evolution of flexural creep coefficients of the SCC mixtures proportioned with combination of HRWR-VMA of Set#B are illustrated respectively, in Figs 2.6 and 2.7. After 56 days of loading, for BTCFA mixtures, the flexural creep coefficient of SCC-B1, SCC-B3 and SCC-B5 reached a value of 4.4, 2.6 and 1.5, respectively. This clearly emphasizes that depending on the combination of PC HRWR-VMA in use, the flexural creep coefficient of SCC based on BTCFA could vary in a wide range. Moreover, for the SCC mixtures of Set#B based on BTCS and except the mixture SCC-B4 (with a higher air content of 8.5%), the SCC-B2 and SCC-B6 after 56 days of loading reached a creep coefficient value of 2.0 and 1.5, respectively by comparison to Ref-C with a value of 1.7. This suggests that the SCC proportioned with BTCS cement could be less sensitive to HRWR-VMA type as in the case of SCC based on BTCFA. This difference might be explained by a possible densification of the microstructure attributed to the ultrafine of GGBS and SF incorporated in BTCS, which offers hardened concrete a stronger structure comparatively to BTCFA. In the literature there is a general agreement that the addition

of GGBS in concrete leads to decrease the creep strains (Neville et al., 1983, Pane et Hansen, 2002).

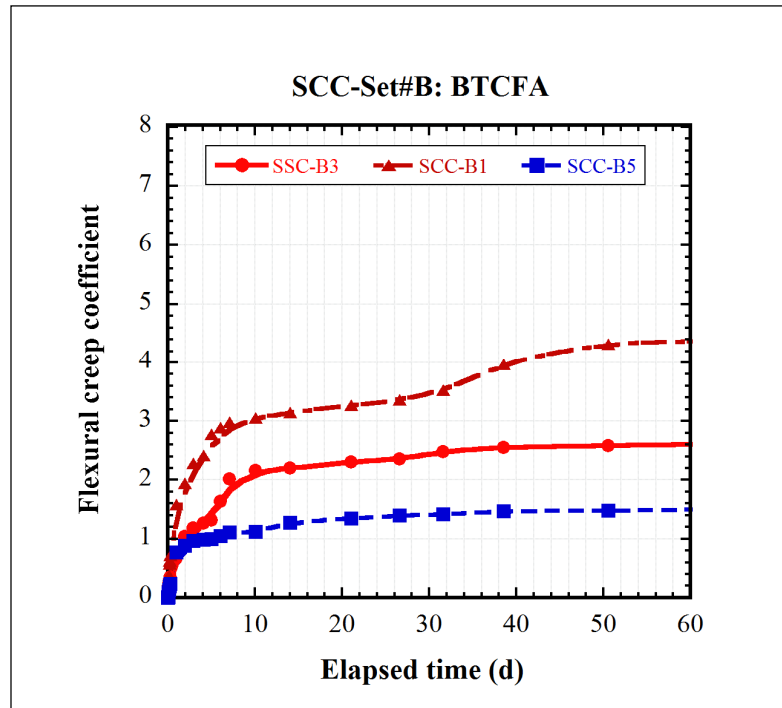


Figure 2.6 Evolution of the creep coefficient of SCC mixtures BTCFA (Set #B)

2.5.5 Specific flexural creep

The flexural creep results presented in this paper were also used by the authors of the paper to introduce the specific flexural creep that defines the flexural creep per unit stress. Table 2.4 presents an example of the evolution with time of the compliance for SCC-A2. The calculated values at 56-d after loading are reported in Table 2.5 for all the tested mixtures.

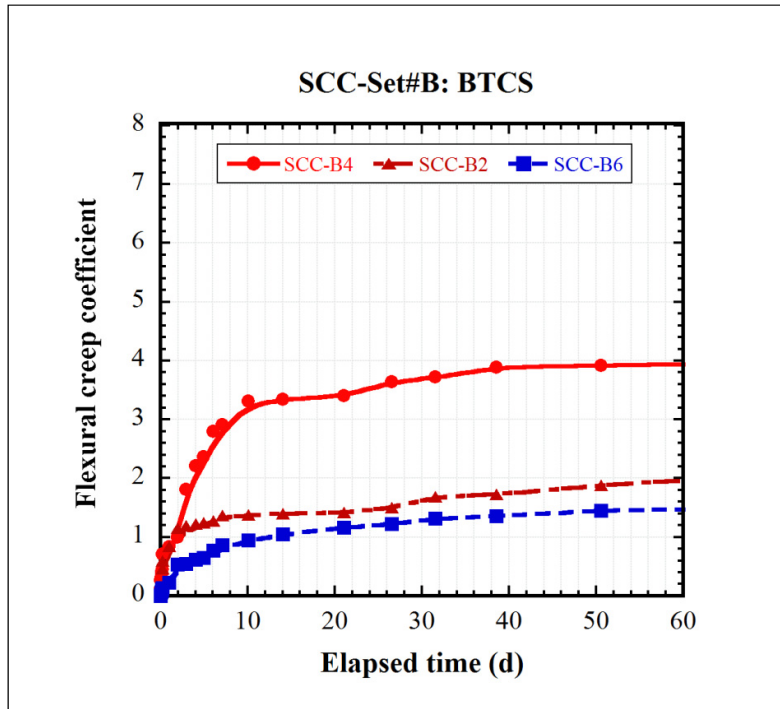


Figure 2.7 Evolution of the creep coefficient of SCC mixtures BTCS (Set #B)

Fig. 2.8 illustrates the typical compliance function plotted against time of loading for three SCC based on BTCFA. As shown in Figure 2.8, it can be seen that the flexural creep behavior can be characterized by the compliance function $J(t, t')$ which follows the typical expression of equation (2.5):

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} + C(t, t') = \frac{1 + \phi(t, t')}{E(t, t')} \quad (2.5)$$

Where $1/E(t')$ represents the instantaneous elastic deformation measured the first time of loading (after 7 days of curing). $C(t, t')$ is the creep compliance also called the specific flexural creep, and the $\phi(t, t')$ is the ratio of the creep delayed deflection to the elastic deflection, called the flexural creep coefficient.

With reference to Fig. 2.8, an initial high increase in specific creep strains is followed by a second phase where the kinetics is slower.

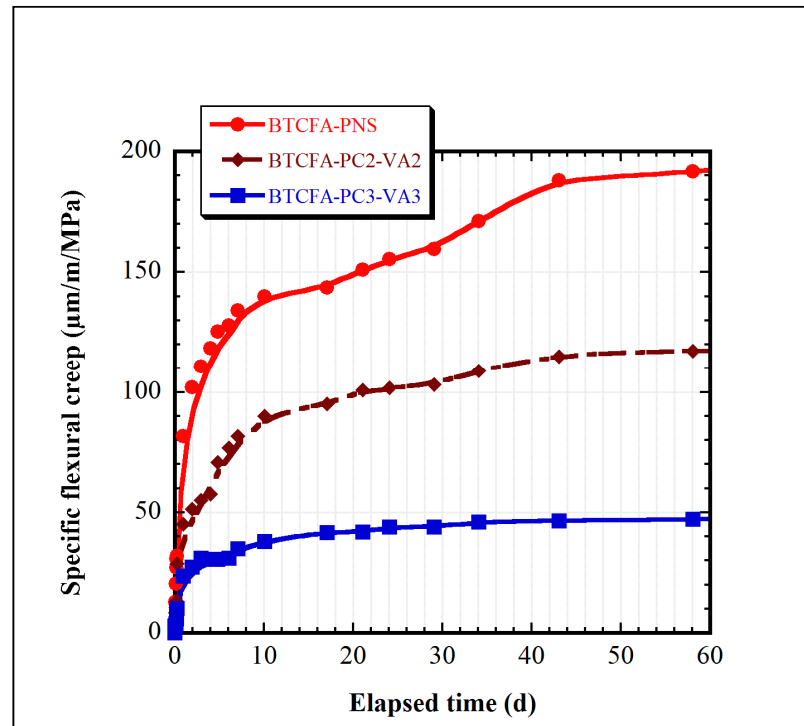


Figure 2.8 Evolution of calculated specific creep of SCC mixtures based BTCFA

Additionally Figure 2.8 shows that by comparing SCC-A1, SCC-B3 and SCC-B5, the value of compliance varies in an unexpected way depending on the combination of chemicals admixture in use as mentioned previously. Compared to Ref-C, the specific creep increases for the combinations based on PNS and PC2-VA2 and reached a value of 173 and 65%, respectively, for mixtures SCC-A1 and SCC-B3. However, the combination PC3-VA3 lead to decrease the specific creep compared to Ref-C with a value of 32% for SCC-B5.

It is important to note that all the three tested mixtures in this study are based on the same ternary cement BTCFA and proportioned with identical ingredients proportions. A general trend can be observed that SCC mixtures with different HRWR or combinations of HRWR-VMA tend to have different creep strains. A partial explanation of this large variation in flexural specific creep strains may be sought in the influence of HRWR or combinations HRWR-VMA on strength development and it is possible that their

influence on the strength development of concrete account in part for their influence on creep.

2.6 Conclusion

This paper is the first part of a comprehensive program carried out to evaluate the ingredients parameters that are suitable to influence the time dependent behavior of SCC by using a flexural creep device. It has been showed that even having the same constituents and the same binder, the time dependent behavior of SCC could significantly be affected by the nature of HRWR or a combination of HRWR-VMA in use. The reason for this behavior is not yet clear and more investigations are needed to explain this behavior. Hence, from the foregoing data, the conclusions can be summarized as follows:

- 1) at the same workability, for identical ingredients parameters and under the same drying conditions, the flexural creep coefficient of SCC varies in a widely range dependently on the nature of the HRWR or a combination of HRWR-VMA in use;
- 2) for the same polycarboxylic family as per the ASTM classification, the magnitude of flexural creep also varies widely depending on the properties of the polycarboxylic chemicals admixture in use;
- 3) the use of the polynaphthalene sulfonate superplasticizers in SCC leads to higher creep strain by comparison to polycarboxylate HRWR;
- 4) the flexural creep strain of SCC proportioned with ternary blended cement BTCFA seems to be higher than the corresponding mixtures proportioned with BTCS;
- 5) the use of binary silica fume cement (SFC) increases the flexural creep of the SCC mixture.

Acknowledgement

This research was supported in part by a fellowship from the FQRNT (Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies).

CHAPITRE 3

ENGINEERING PROPERTIES OF SELF-CONSOLIDATING CONCRETE BASED ON COMMERCIALY AVAILABLE TERNARY BLENDED CEMENTS

Aïcha F. Ghezal¹ et Gabriel J. Assaf¹

¹Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure (ÉTS),
1100 Rue Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article soumis à la revue *ACI Materials Journal* en juillet 2014

3.1 Abstract

In this study the properties of Self-Consolidating concretes (SCCs) based on two commercial ternary blended cements and chemical admixtures such as high range water reducer (HRWR) and a viscosity modifying admixture (VMA) were investigated. Tests were carried out on all mixtures to obtain the properties of fresh concrete in terms of flowability, deformability and stability. The hardened properties such as compressive strength, splitting-tensile strength, static elastic modulus, drying shrinkage and Mercury intrusion porosimetry (MIP) were also determined. The results indicate that optimized SCC had an excellent deformability and higher stability. However, it has been found that both ternary blended cements resulted in longer setting times. Test results also indicated that the drying shrinkage of SCCs proportioned with ternary blended cement based on fly ash is higher than the corresponding SCCs proportioned with ternary blended cement with slag.

3.2 Introduction

Self-consolidating concrete (SCC) is a high-performance concrete that flows under its own weight to fill completely the formwork and self-consolidate (ACI 237R-07). SCC is generally composed of higher dosage of superplasticizers and higher binder content (Ozawa et al., 1992, ACI 237R-07). The binder usually incorporates the use of supplementary cementitious materials (SCMs). Most of these SCMs are by-products;

thus, their inclusion not only preserves environmental resources but also enhances concrete construction properties, including its sustainability (Mehta et Monteiro, 2006).

Recent studies have showed that the use of SCMs improved the fresh and hardened properties of SCC (Ghezal et Khayat, 2002; Sahmaran et al., 2006; Gesoglu et al., 2009, El Chabib et Syed, 2013). When used in SCC, these mineral additives can reduce the amount of superplasticizer necessary to achieve a given fluidity (Ghezal et Khayat, 2002). In a study undertaken by Bouzoubaa and Lachemi (2001) it was shown that it is possible to design SCC with high volumes of fly ash (FA) by replacing up to 60% of cement with Class F. Moreover, others studies (Nehdi et Pardhan, 2004) mentioned that SCC with 50% replacement of Portland cement with slag can improve the workability and durability. But incorporating a single cementitious material to improve a SCC rheology or a specific durability property may have associated limitations with its use. Thus, the use of ternary blended cements (i.e. Portland cement and two SCM) has been considered better alternatives than traditional binary blended cements (i.e. Portland cement and one SCM). Among the blended cements developed and commercialized in North America for the mentioned purpose are ternary blend cements incorporating silica fume and either slag (CSA Type Gub-S/SF) or fly ash (CSA Type Gub-F/SF). However, despite interest in ternary blended cements and a few published studies on their use, little is known about their actual performance on the engineering properties of SCC.

3.3 Research significance

The main objective of this paper is to investigate the fresh and hardened properties of SCC proportioned with two commercial ternary blended cements and different chemicals admixtures and to compare their performance behavior with those obtained from conventionally vibrated concrete and fluid concrete

3.4 Experimental investigation

The objective of this paper is to investigate the properties of SCCs made with two commercially available ternary blended cements and different chemicals admixtures. The

properties of fresh SCC mixtures were monitored from 10 to 70 min. It is important to note that all the SCC mixtures were intentionally designed to be self-consolidating and to achieve acceptable flowability and adequate resistance to segregation accordingly to ASTM standards. The hardened properties investigated include the compressive strength, tensile strength and modulus of elasticity both measured at 3, 7 and 28 days and the unrestrained (free) shrinkage up to 56 days and Mercury intrusion porosimetry measured at 120 days.

3.4.1 Materials

Two commercially blended cements were employed. A CSA Type GUB-F/SF cement (referred as BTCFA) containing approximately 25% Class F fly ash and 5% silica fume, by mass of cementitious materials and a CSA Type Gub-S/SF cement (referred as BTCS) containing approximately 25% slag and 5% silica fume were used for the evaluated mixtures. Additionally, A CSA Type GU Portland cement was used for the reference concrete. The properties of the GU Portland cement and the two blended cements are summarized in Table 3.1.

Table 3.1 Chemicals and Physical properties of Cements

Binder	BTCFA	BTCS	OPC
SiO ₂ (%)	31.20	22.80	19.30
Al ₂ O ₃ (%)	9.06	6.31	4.75
Fe ₂ O ₃ (%)	9.72	1.92	2.37
CaO(%)	42.90	52.10	61.50
MgO(%)	1.72	4.51	2.53
K ₂ O (%)	1.20	0.80	1.10
Na ₂ O (%)	0.30	0.30	0.20
Na ₂ O (%)eq*	1.08	0.82	0.92
Blaine Fineness (m ² /kg) (ft ² /lb)	595 (2915)	590 (2891)	406 (1990)
Specific Gravity	3.05	3.12	3.12

*Na₂eq = 0.658K₂O + Na₂O

A river siliceous and a crushed limestone aggregate of 2.5-10 mm (0.1 to 0.39 in.) nominal size were used. The grain-size distribution of the coarse aggregate and sand are in accordance with Canadian Standards CSA A.23.1. The saturated surface-dried SSD density and water absorption of the coarse aggregate are 2.74 g/cm³ (171 lb/ft³) and 0.35%, respectively. A well-graded natural siliceous sand was employed. Its fineness modulus, saturated surface-dried SSD density, and water absorption values are 2.36, 2.69 g/cm³ (168 lb/ft³), and 1.22%, respectively. A polynaphthalene sulfonate (PNS)-based HRWR and PC-based HRWR were also used and employed in conjunction with the compatible viscosity-modifying admixture which is referred to in this paper as VMA.

3.4.2 Mixture proportioning

A total of eight mixtures were prepared. All mixtures were prepared in 120 L (31.7 gal.) mixed in a planetary mixer. The batching sequence consisted of homogenizing the sand and cement for 30 seconds, then adding 75% of the mixing water. Following 1 minute of mixing, the remaining mixing water was added and followed by the VMA. After one minute of mixing, the HRWR was then added. The concrete was mixed for three minutes, then the coarse aggregate were added and after 2 minutes of rest, the mixing was resumed for 3 additional minutes, the remaining HRWR was added to adjust the desired flowability. The mixture was kept at rest for one additional minute before sampling and testing. The ambient temperature during the mixing and testing of fresh concrete was 21 ± 3°C (70 ± 5 °F).

3.4.3 Test Methods

Following the end of mixing, unit weight and fresh air content were determined according to ASTM C138 and ASTM C231, respectively. The initial slump flow performed in accordance with ASTM C1611 was measured at 10 minutes after the beginning of mixing and was again monitored at 30, 45 and 70 min of elapsed time. The visual stability index (VSI) test was used to assess the ability of all SCC mixtures to resist segregation. The test consists of visually inspecting the concrete patty after lifting the slump cone in the slump flow test. Visual inspection focuses on the accumulation of coarse aggregate particles and

mortar in the center of the concrete patty and on the flow of free water around its perimeter. A highly stable SCC should exhibit a VSI value equal to zero according to ASTM C1611.

The relative flow resistance (yield value, g) and relative torque viscosity (coefficient of viscosity, h) were determined using a modified Tattersall modified rheometer and were measured at 10 minutes after the beginning of mixing and monitored at 30, 45 and 70 min of elapsed time. The facility of SCC to deform readily among closely spaced obstacles was evaluated using the filling capacity test (Khayat, 1999).

The setting time was determined according to ASTM C403 on mortar samples sieved through a 5 mm (0.19 in.) sieve from freshly-mixed concrete. Then, the mortar was placed in a 100 mm cube container and stored in a controlled environment of $21 \pm 2^\circ\text{C}$ ($70 \pm 2^\circ\text{F}$) and $50 \pm 2\%$ of relative humidity (R.H) throughout the test duration.

For each batch a total of 18 cylinders measuring 100 mm (2 in.) in diameter and 200 mm (4 in.) in height were prepared to determine compressive strength (f'_c) (ASTM C39), splitting-tensile strength (f_{sp}) (ASTM C496) and modulus of elasticity (ASTM C469) at 3, 7 and 28 days of moist curing. The cylinders were properly placed and removed from molds at 24 hours after molding and cured in a room at a temperature of 21°C (70°F) and a R.H higher than 95% until the scheduled time of test.

Drying shrinkage was determined according to ASTM C157 using prismatic specimens measuring 75 x 75 x 285 mm (3 x 3 x 11 in.). After demolding at 24 hours, the specimens were cured in moist condition at temperature of 21°C and R.H higher than 95%.

The shrinkage strains measurement were started the 3th day of curing and monitored during 56 days in controlled room set at $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ($70 \pm 4^\circ\text{F}$) and $50 \pm 2\%$ RH. Two prisms were tested for each mixture, and the results were averaged for both length change and weight loss measurements.

Pore size distribution was determined using a Micromeritics Autopore IV Mercury intrusion with a pressure range from 0.3 to 410 MPa (43-59465 psi). At this pressure, the

smallest size into which Mercury can be introduced is $0.002 \mu\text{m}$ ($7.8 \cdot 10^{-8}$ in.). A sample measuring 20 mm (0.78 in.) in diameter obtained from 100 x 200 mm (4 x 7.8 in.) cylinders at 120 days of age was used. The samples were immersed in acetone for 6 hours, then oven-dried at 110°C (230°F) until they reached constant mass to ensure complete drying. The MIP results obtained from two samples were used to determine the critical pore diameter of each tested mixture.

3.5 Experimental Results

The fresh and hardened properties of the evaluated mixtures are summarized in Tables 3.2 & 3.3, respectively. The evaluated properties discussed in this paper outline the effect of ternary blended cements and combination of HRWR type and VMA on the fresh and hardened properties of SCC. This is done to highlight the benefits of proportioning SCC based on ternary blended cements and chemicals admixtures.

Table 3.2 Mixture proportions and test results of fresh concrete mixtures

Mixtures		SCC-1	SCC-2	SCC-3	SCC-4	SCC-5	SCC-6	F.C	B.Ref-C	
		BTCFA-0.77%PNS	BTCFA-0.63%PNS-0.42%VMA	BTCFA-0.27%PC-0.12%VMA	BTCS-0.74%PC	BTCS-0.7%PNS-0.27%VMA	BTCS-0.27%PC-0.065%VMA	BTCS-0.52%PC	OPC-PNS	
Cement (kg/m ³)		470							470	
W/C		0.40							0.40	
Coarse aggregates (L/m ³)		300							310	
Sand/Total aggregate		0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	
Sand(L/m ³)		329	329	327	320	321	320	325	318	
HRWR (% mass of binder)		0.77	0.63	0.27	0.74	0.70	0.25	0.52	0.3	
VMA (% mass of water)		nil	0.41	0.12	nil	0.27	0.065	nil	nil	
VSI		0	0	0	0	0	0	0	-	
Air content (%)		1.1	1.7	2.4	2.7	2.5	2.0	2.7	3.1	
Unit weight (kg/m ³)		2417	2325	2351	2402	2409	2359	2374	2402	
Slump Flow (mm) (in.)	10 min	650 (25.6)	670 (26.4)	630 (24.8)	630 (24.8)	660 (26.0)	700 (27.6)	430 (16.9)	--	
	30 min	580 (22.8)	585 (23.0)	565 (22.2)	540 (21.7)	560 (22.0)	590 (23.2)	--	--	
	45 min	510 (20.1)	520 (20.5)	545 (21.4)	490 (19.3)	520 (20.5)	580 (22.8)	--	--	
	70 min	470 (18.5)	485 (19.1)	525 (20.7)	460 (18.1)	430 (16.9)	530 (20.9)	--	--	
Rheological parameters	10 min	g (N.m)	1.6	2.2	2.4	1.2	1.6	1.8	5.0	15.2
		h (Nm.s)	6.2	8.6	5.6	6.0	7.8	6.8	6.8	4.2
	30 min	g (N.m)	1.6	1.7	2.4	1.8	2.0	2.8	6.6	19.0
		h (Nm.s)	6.8	10.8	7.4	6.7	8.6	6.4	8.4	3.2
	45 min	g (N.m)	3.0	2.8	2.5	2.2	2.8	2.7	10.0	20.3
		h (Nm.s)	6.1	10.0	9.4	7.4	9.0	6.4	5.4	4.0
	70 min	g (N.m)	3.8	3.2	3.2	3.4	4.2	2.6	12.4	23.5
		h (Nm.s)	6.0	10.0	8.0	7.4	8.0	8.0	5.9	3.6

---: means there was no measurement taken

1 kg/m³ = 1.686 lb/yd³; 1L/m³ = 0.2 gal./yd³; 1 MPa = 145.04 psi; 1 mm = 0.0394 in.

Table 3.3 Properties of hardened concrete mixtures

Mixtures		SCC-1	SCC-2	SCC-3	SCC-4	SCC-5	SCC-6	F.C	Ref-C
		BTCFA-0.77%PNS	BTCFA-0.63%PNS-0.42%VMA	BTCFA-0.27%PC-0.12%VMA	BTCS-0.74%PC	BTCS-0.7%PNS-0.27%VMA	BTCS-0.27%PC-0.065%VMA	BTCS-0.52%PC	OPC-PNS
Set time (hrs)	Initial (hrs)	6h05	7h45	7h00	6h15	6h35	5h20	4h30	3h20
	Final (hrs)	7h35	8h55	8h35	7h20	8h05	6h50	5h45	4h30
f_c (MPa)*	3 days (C.O.V)	33.3 (1.9%)	34.9 (1.6%)	33.8 (1.3%)	39.7 (2.8%)	40.9 (1.1%)	38.9 (2.6%)	40.4 (1.1%)	40.9 (4.0%)
	7 days (C.O.V)	42.5 (2.7%)	41.7 (9.8%)	39.3 (6.5%)	51.3 (0.1%)	49.6 (3.0%)	54.2 (1.2%)	53.3 (2.1%)	46.1 (3.3%)
	28 days (C.O.V)	61.4 (0.2%)	66.3 (2.0%)	68.0 (0.3%)	67.6 (3.8%)	64.5 (7.9%)	72.7 (1.5%)	64.3 (1.9%)	53 (4.4%)
f_{sp} (MPa)*	3 days (C.O.V)	2.8 (9.0%)	2.7 (1.5%)	2.8 (7.6%)	3.7 (8.2%)	3.5 (1.2%)	3.5 (4.7%)	3.1 (4.2%)	3.4 (3.6%)
	7 days (C.O.V)	3.5 (11.4%)	3.6 (6.0%)	3.0 (6.0%)	4.2 (7.9%)	4.5 (8.2%)	4.3 (3.8%)	3.8 (1.6%)	3.5 (8.3%)
	28 days (C.O.V)	4.5 (0.4%)	4.4 (2.1%)	4.2 (1.8%)	4.7 (3.9%)	4.7 (3.9%)	5.1 (0.4%)	4.5 (5.4%)	4.1 (4.1%)
MOE (GPa)*	3 days	28.1	29.3	26.8	31.3	32.4	33.1	30.1	30.0
	7 days	29.5	30.6	33.4	34.2	34.8	35.6	33.5	31.5
	28 days	35.9	35.7	37.3	38.6	36.8	40.2	36.9	33.0
MIP Results at 120 d	Total pore volume (mm ³ /g)	84.3	91.4	76.5	70.3	74.7	63.1	78.1	96.8
	Critical pore, dc (nm)	35	38	34	31	32	30	34	47
	Volume pore > 50 nm (mm ³ /g)	55	83	51	35	63	30	41	78

*: represents the relative mean values of two specimens

1 kg/m³ = 1.686 lb/yd³; 1L/m³ = 0.2 gal./yd³; 1 MPa = 145.04 psi; 1 GPa = 145.04 10³ psi; 1 mm = 0.0394 in; 1 mm³/g = 0.0277 in³/lb

3.5.1 Slump flow retention

The initial slump flow of 650 ± 20 mm (25.6 ± 0.8 in.) was determined 10 minutes after the addition of water to cement and ranged between 630 to 670 mm (24.8 to 26.4 in.) for both SCC mixtures except for the SCC-6 (BTCS-PC-VMA) that had a slump flow of 700 mm (27.56 in.).

The measured slump flow values after 30, 45 and 70 minutes are compared in Figs. 3.1 & 3.2 for the tested mixtures. For both ternary blended cements, the degree of slump flow loss seems to depend on the nature of HRWR in use. However mixtures based on BTCFA exhibited better slump flow retention than the corresponding BTCS mixtures suggesting that it can bring much better workability to SCC. This is in agreement with findings reported by others researchers (Sahmaran et al., 2006, El Chabib et Syed, 2013).

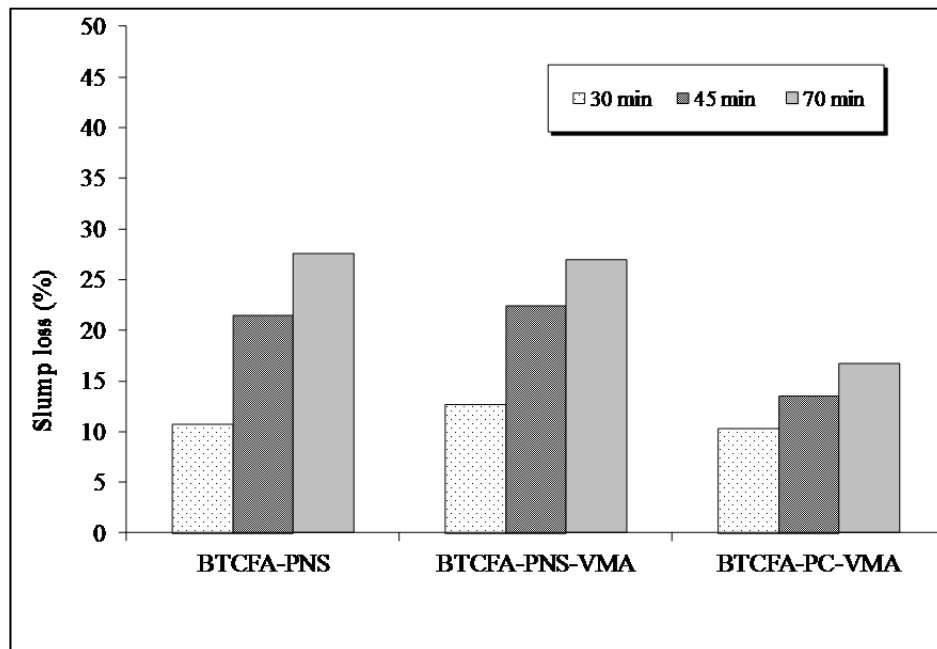


Figure 3.1 Slump retention of SCC mixtures based on BTCFA

This prominent contribution of BTCFA in the slump retention of SCC can be due in part to the well known ball bearing effect of fly ash which causes the particle to easily roll over one another, reducing the interparticle friction (Ramachandron, 1995, Lee et al., 2003). In addition, as shown in Figures 3.1 and 3.2, for a given binder, mixtures based on the combination of PC-VMA exhibited better slump retention than the corresponding mixtures based on PNS or a combination PNS-VMA. After 70 minutes, the SCC-3 exhibited 16% of slump loss by comparison to 23 and 28% respectively, for the SCC-2 and SCC-1. This can be due in part to the dispersion effect of polycarboxylate as being more effective than polynaphthalene based HRWR (Takada et Walraven, 2003).

Using the data listed in Table 3.2 an indication of the yield value g could be obtained using the slump flow, as shown in Fig. 3.3. The figure shows a linear relationship of yield value with slump flow, with correlation coefficient over 0.62. A general trend that can be observed that higher yield value corresponds to a lower slump flow.

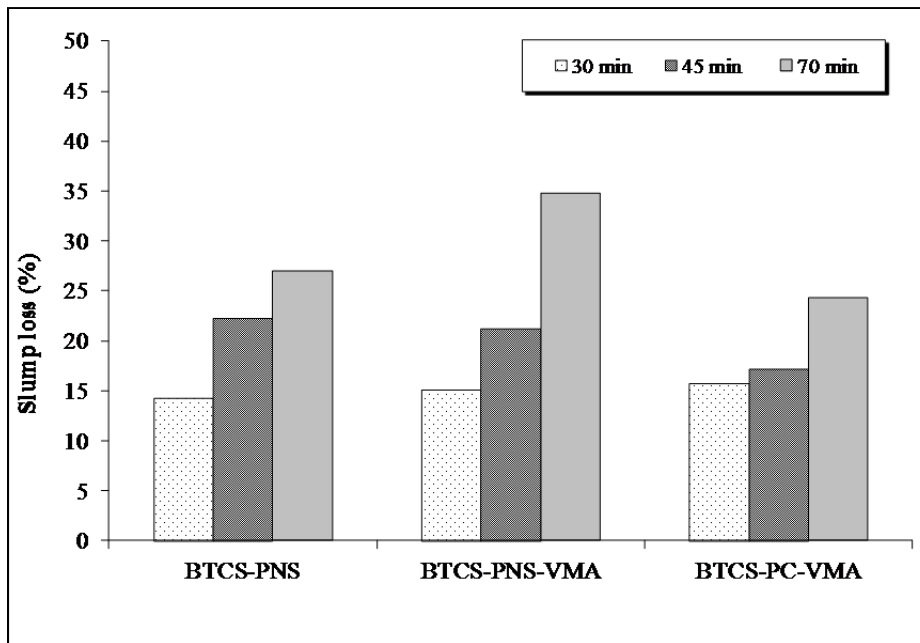


Figure 3.2 Slump retention of SCC mixtures based on BTCS

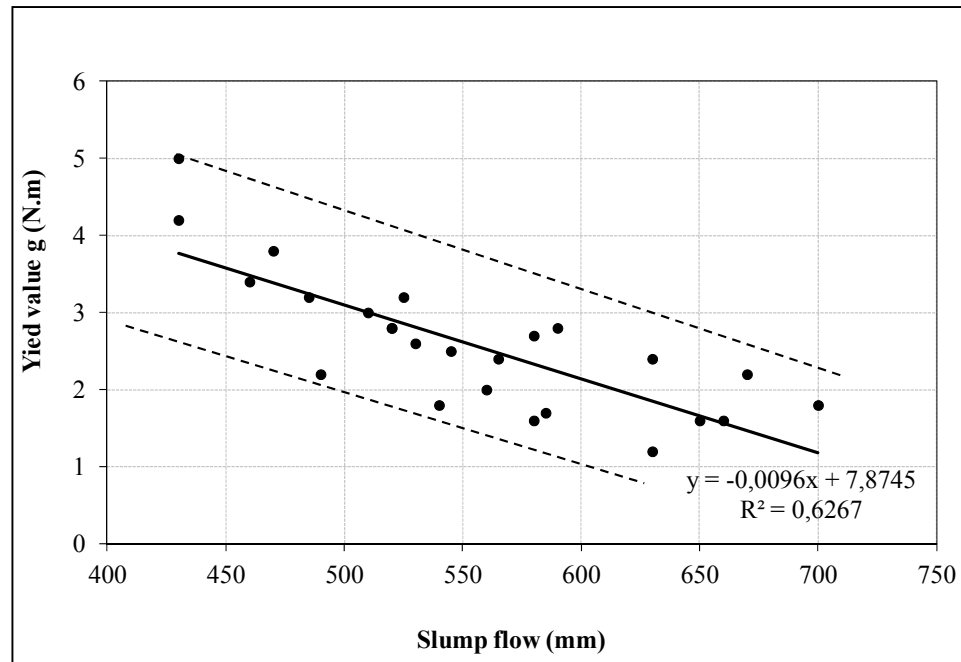


Figure 3.3 Relationship between slump flow and yield value of tested mixtures

3.5.2 Setting Time

As shown in Fig. 3.4, the initial setting time of the investigated SCC and F.C ranged between 4.30 and 7.45 h, with the fluid concrete (BTCS-0.52%PNS) exhibiting lower setting time than the two SCC without VMA, respectively SCC-1 (BTCFA-0.77%PNS) and SCC-4 (BTCS-0.75%PNS). Compared to concrete made with 100% cement (Ref.C), the SCC BTCFA exhibited a delay in initial setting time that ranged between 2.8 and 4.2 h. The highest increase in initial setting time associated with the use of BTCFA corresponded to the combination of PNS-VMA (SCC-2) that necessitated a concentration of 0.41% VMA and a moderate concentration of HRWR (0.63% PNS).

The effect of BTCFA cement on the final setting time of SCC mixtures ranged between retardation from 3 to 4.2 h. The delayed in setting time can be mainly attributed to the combination of PNS HRWR-VMA combining to the latent hydraulic reaction of fly ash. In

the literature, many studies have confirmed that concrete mixtures proportioned with FA exhibit a delay in both initial and final setting times (Bentz et Ferraris, 2010, Sakai et al., 2005). In the case of BTCS, as presented in Table 3.3 and shown in Fig. 3.4 the use of BTCS in SCC-4, SCC-5 and SCC-6 mixtures exhibited less longer initial and final setting times than the corresponding mixtures based on BTCFA. Compared to reference concrete made with 100% C, the BTCS SCCs exhibited retardation in initial setting time that ranged between 2 and 3.15 h. The final setting time ranged between retardation from 2.2 to 3.75 h. This indicates that the hydration process of BTCS was higher than that of BTCFA.

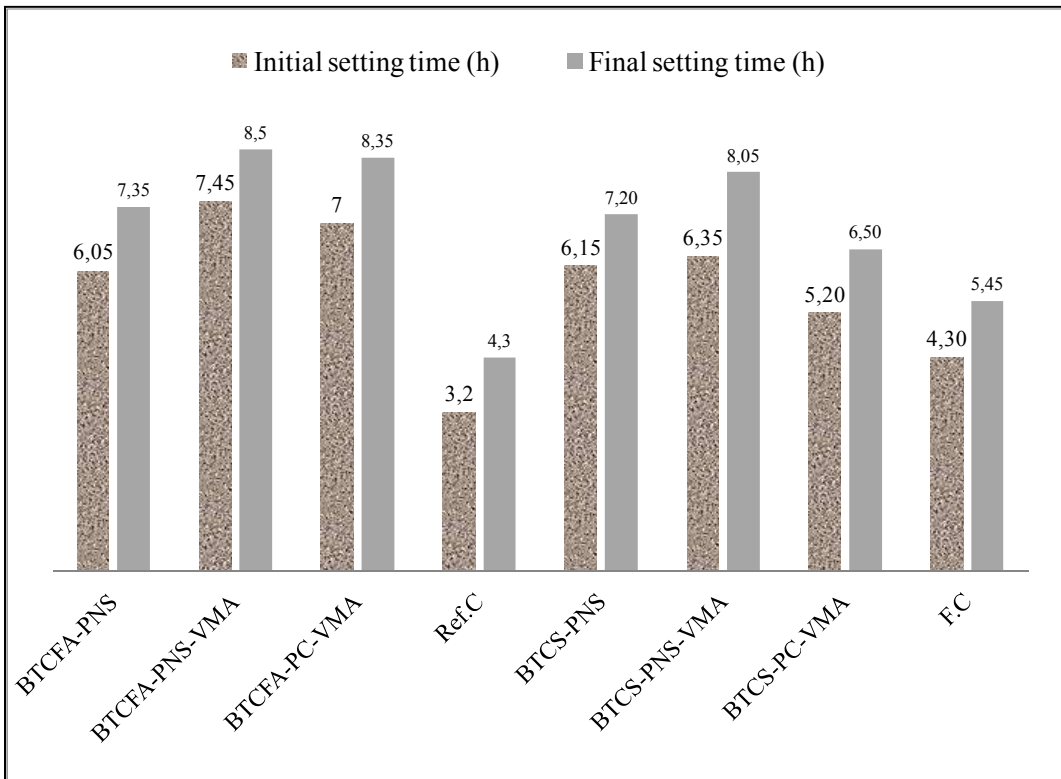


Figure 3.4 Evolution of initial and final setting time of tested mixtures

3.5.3 Compressive Strengths

The data of compressive strength are summarized in Table 3.3. As presented in Table 3.3, the coefficient of variations (C.O.V.) of the f'_c values was quite low and ranged mostly between

0 and 9%, with the majority of the values being less than 5%. The spread between the fresh air content in all tested mixtures including SCC, the F.C was limited to 3%. Although these values do not reflect the air volume in the hardened mixtures which affects strength, they indicate that there is a limited variation in air content between the various mixtures.

The relative mean f'_c determined after 3, 7 and 28 days of age are shown in Fig. 3.5. For the SCC-BTCFA, the development of the compressive strength at the age 3 days and 7 days after curing is slightly slower than that of the Ref.C. The 3-days f'_c of the BTCFA SCC compared with that of the Ref.C developed approximately 80% to 85% of strength. The ratio was in the range of 85% to 92% after 7 days of curing. This tendency is in agreement with published research on SCC (Sahmaran et al., 2009, Khatib, 2008) who reported a strength decrease of SCC at early age with incorporation of fly ash as a cement replacement. At 28 days after curing, the degree of f'_c enhancement was higher for all the BTCFA SCCs and had approximately 116 to 128% of the f'_c of Ref.C. These results are in line with previous reported investigations on SCC (Bouzoubaâ et Lachemi, 2001).

Figure 3.6 compares the mixtures based on BTCS, i.e. SCC-4, SCC-5, SCC-6 and Fluid concrete (FC) to the Ref.C based on 100% cement. The figure indicates that the use of blended cement BTCS develop approximately similar f'_c values as that made with 100% cement after 3 days. These values were approximately 108% to 118% after 7 days of curing and 122% to 137% after 28 days of curing. Compared to the BTCFA mixtures, the BTCS mixtures consistently demonstrated much higher compressive strength at the ages of 3, 7 and 28 days. Gesoglu et al., (2009) have pointed out that the SCC fly ash systems are somewhat slower than slag SCC in developing strength.

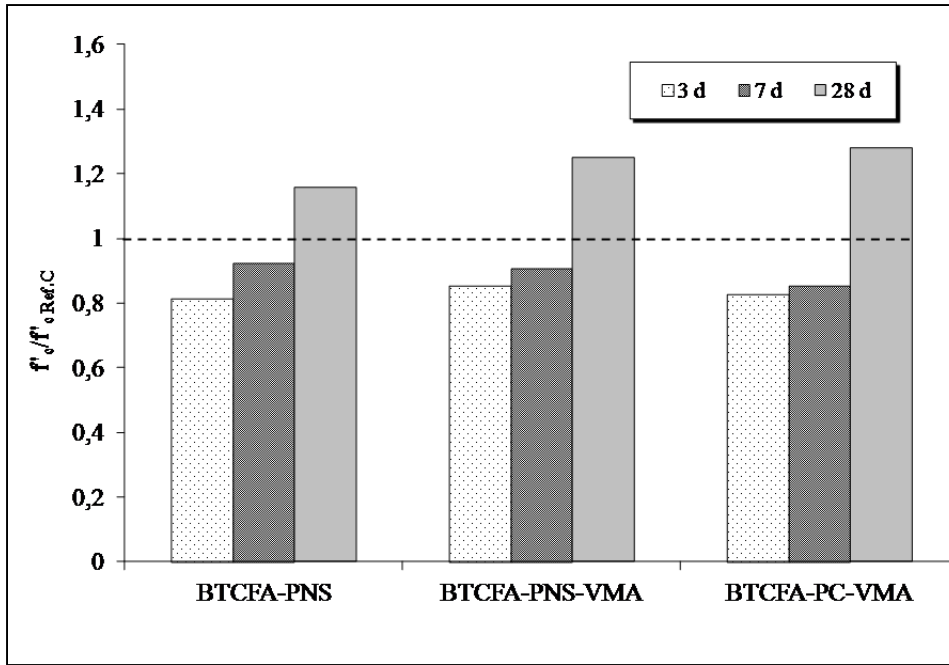


Figure 3.5 3, 7 and 28-day f'_c of SCC-BTCFA vs 100% C mixture

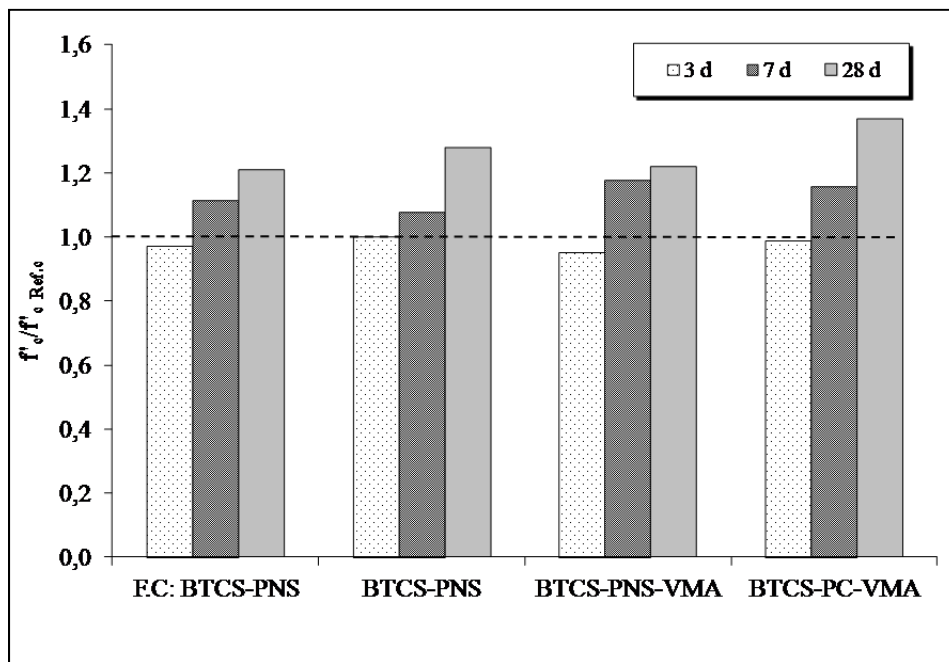


Figure 3.6 3, 7 and 28-day f'_c of SCC- BTCS vs 100% C mixture

3.5.4 Splitting Strengths

The values of split tensile strength tests at 3, 7 and 28 days after curing are presented in Table 3.3 and illustrated in Figures 3.7 & 3.8. As shown in Figure 3.7, the effect of the BTCFA cement on the development of f_{sp} was similar to that observed with f_c measurement.

After 3 days of curing, the f_{sp} of SCC-1, SCC-2 and SCC-3, compared to that of the Ref.C, developed approximately 79% to 82%. Such values were approximately 86% to 103% after 7 days of curing. At 28 days after curing, all the SCC mixtures based on BTCFA had a ratio of approximately 98 to 105% of the f_{sp} of the Ref.C. With reference to the use of BTCS and by comparing the mixtures SCC-4, SCC-5, SCC-6 and F.C to the Ref.C, as shown in Figure 3.8, it can be noticed that the use of BTCS develop approximately similar f_{sp} values as those made with 100% cement after 3 days. These values were approximately 109% to 120% higher after 7 days of curing and 115% to 125% after 28 days.

As shown above, unlike the case of BTCFA, where a strength lag was observed after 7 days of curing for both the f_c and f_{sp} values, the use of BTCS resulted in a net increase in strength development from the 3th days of curing.

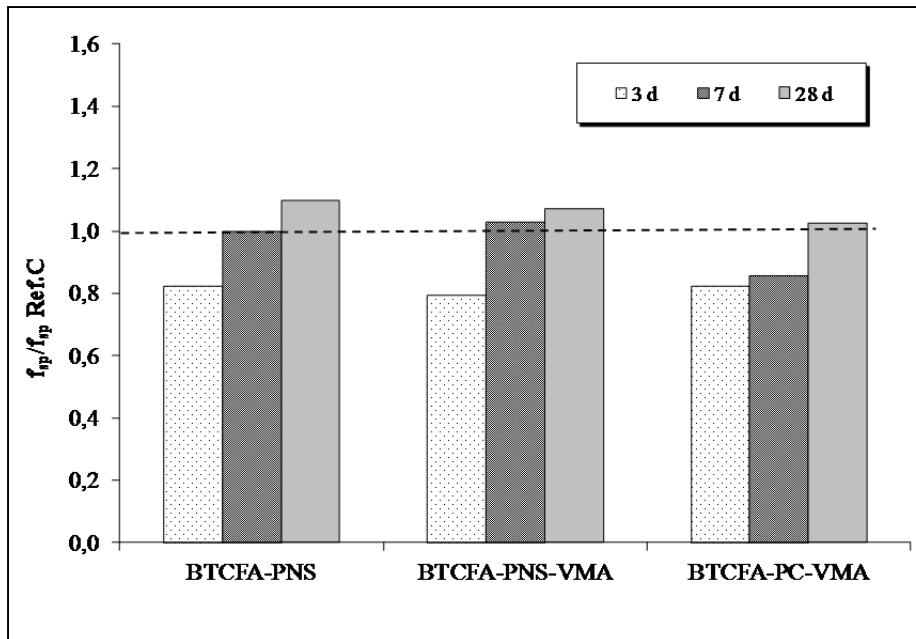


Figure 3.7 3, 7 and 28-day f_{sp} of SCC-BTCFA vs 100% C mixture

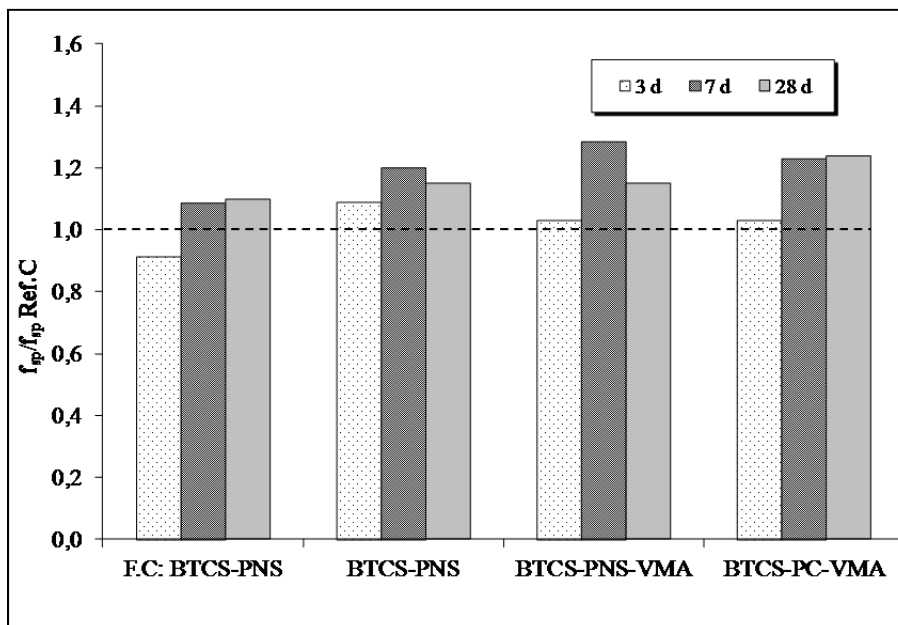


Figure 3.8 3, 7 and 28-day f_{sp} of SCC-BTCS vs 100% C mixture

3.5.5 Drying Shrinkage

Figures 3.9 and 3.10 show the evolution of deformation during the 56-day drying period of SCC mixtures based on BTCFA and BTCS respectively. After 7 days of drying, the BTCFA mixtures illustrated in Figure 3.9 shrinks by 450, 445 and 435 μ strains for SCC-1, SCC-2 and SCC-3, respectively and comparatively to the 280 μ strains for the Ref.C. At the same time the SCC proportioned with BTCS shrinks by 300 μ strains for the both mixtures SCC-4, SCC-5 and SCC-6 as shown in Figure 3.9. Fluid concrete reached a value of 335 μ strains. The drying shrinkage at all ages is higher for SCC-BTCFA than the corresponding SCC-BTCS.

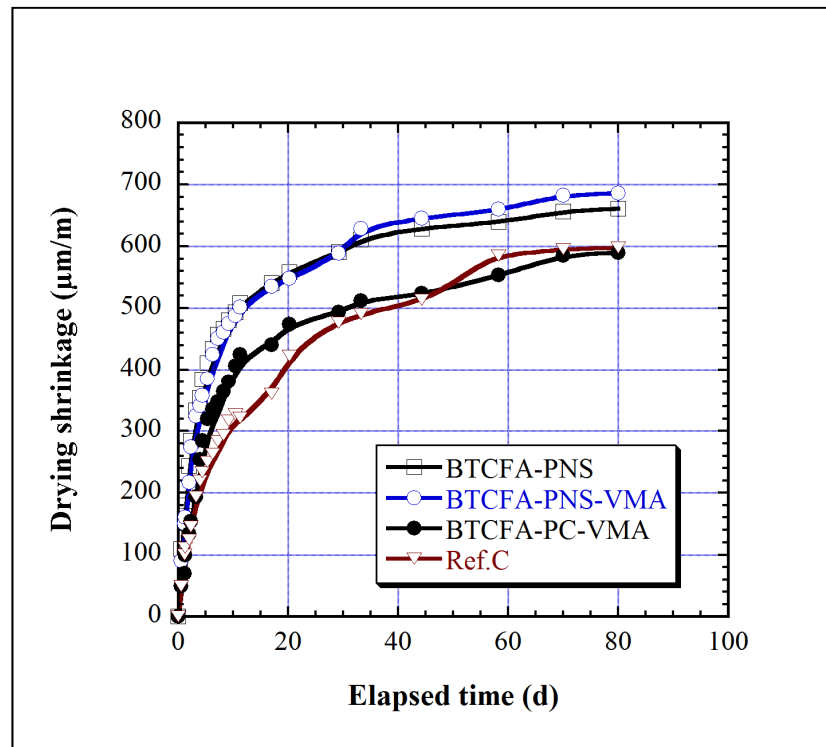


Figure 3.9 Drying shrinkage of BTCFA mixtures

Compared to the Ref.C, the 56-day drying shrinkage of the BTCFA SCC was about 10 to 25% higher. In contrary, the use of BTCS along with a PNS, PNS-VMA or PC-VMA dosage did not have significantly influence the 56-day drying shrinkage of the SCC-BTCS. Thus, a general trend can be observed that irrespective to the nature of HRWR, the use of BTCFA

seems to increase the drying shrinkage comparatively to BTCS. This can be mainly attributed to the synergetic effect of the combination of silica fume and blast furnace slag, which greatly strengthen the structure and reduce the drying shrinkage comparatively to BFCFA. Moreover, as fly ash is less active than slag and its pozzolanic reaction slower, fly ash may have lead to a more coarser/open pore structure and more evaporable water that could justify the higher drying shrinkage. Furthermore, the obtained results are in agreement with the results from SCC literature reported by (El Chabib et Syed, 2013) who mentioned that the replacement of cement by GGBS in SCC mixtures leads to a reduction in shrinkage strains.

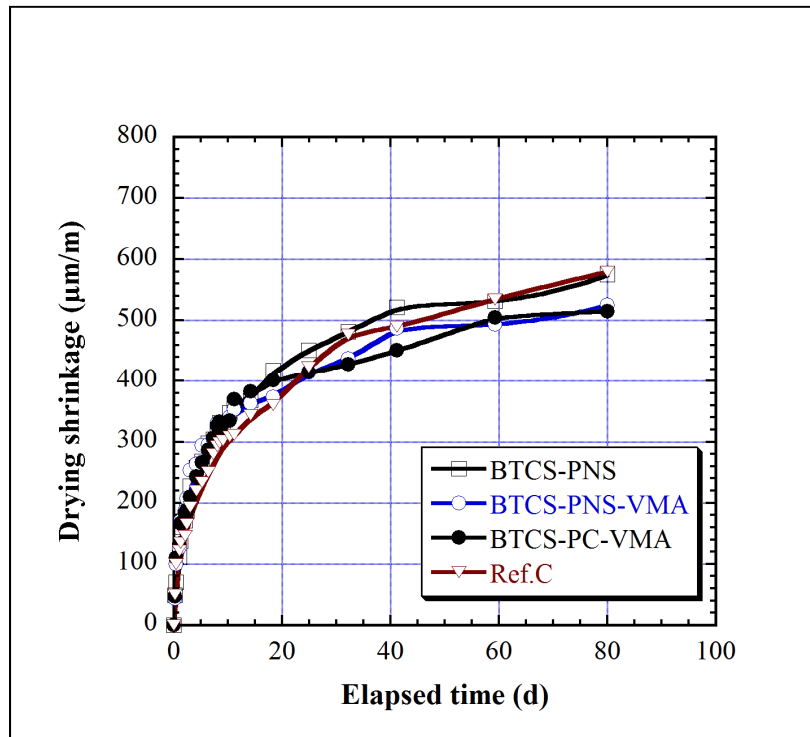


Figure 3.10 Drying shrinkage of BTCS mixtures

Additionally, Figure 3.9 shows that the drying shrinkage of SCC-BTCFA varies with the nature of HRWR or HRWR-VMA in use. The mixture based on PNS HRWR gives the highest strains value comparatively to those based on PC HRWR. These results clearly illustrate that the PNS HRWR tends to increase drying shrinkage than PC HRWR. These trends are in accordance with the findings in (Ma et al., 2007) who argued that the PNS

HRWR is more effective in increasing the free shrinkage of mortars specimens than PC HRWR.

3.5.6 Mercury Intrusion Porosimetry

The MIP data are listed in Table 3.3 and Fig. 3.11 shows an example of the derivative curve for one of the tested mixtures at 120 days of age. The diameter of the highest peak of $dV/d(\ln d)$ in Fig. 3.11 represents the critical pore diameter. The physical meaning of critical pore diameter is the pore diameter above which no connected path could form throughout the sample (Cahyadi, 2001). As summarized in Table 3.3, the SCC mixtures based on BTCFA displayed a total capillary porosity that varies between 76 to 92 mm^3/g compared to 63-74 mm^3/g for those proportioned with BTCS. The total pore volume measured at 120 days is almost always lower for SCC BTCS by comparison to SCC based on BTCFA as shown in Fig. 3.12.

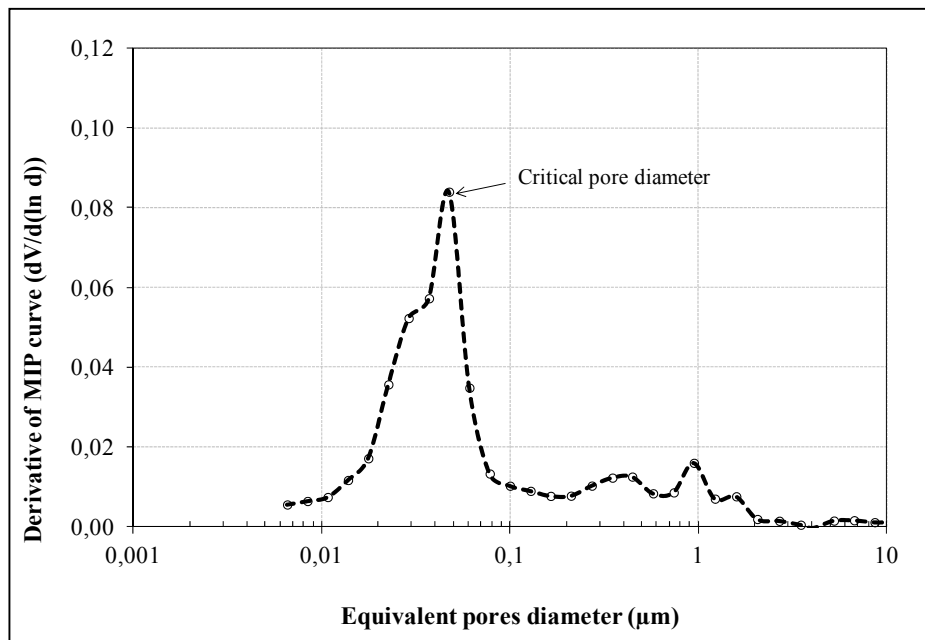


Figure 3.11 MIP derivative intrusion curve of tested mixture (Ref.C)

These results could be attributed in part to the synergetic effect of GGBS and SF present in the BTCS which gives hardened concrete a denser structure which in turn reduce porosity and induce a refinement in pore size. The tested mixtures also developed higher volume of large capillary pores with apparent diameter greater than $0.050\ \mu\text{m}$. It is generally agreed, that the increased volume of large capillary pores greater than $0.050\ \mu\text{m}$ has an adverse effect on strength and impermeability (Mehta et Monteiro, 2006).

For the evaluated SCC, the volume of capillary pores with apparent diameter greater than $50\ \text{nm}$ varied between 51 and $83\ \text{mm}^3/\text{g}$ for SCC-BTCFA and 30 to $63\ \text{mm}^3/\text{g}$ for those based on BTCS. Elsewhere, it is generally accepted that the smaller the critical pore diameter, the finer the pore structure. The value of critical pore diameter ranged from 34 to $38\ \text{nm}$ for SCC-BTCFA and from 30 to $32\ \text{nm}$ for SCC-BTCS. The critical pore diameter seems to be similar for all the tested SCCs.

By comparing the influence of the nature of HRWR on the total pores volume, the higher measured values are observed on the PNS HRWR mixtures compared to those with PC HRWR. In the case of BTCFA, the SCC-1 (0.77%PNS) reached a value of $84.3\ \text{mm}^3/\text{g}$ compared to 76.5 for SCC-3 (0.27%PC). For BTCS mixture, the measured values were 70.3 and $63.1\ \text{mm}^3/\text{g}$, respectively for SCC-4 (0.74%PNS) and SCC-6 (0.25%PC). These trends are in accordance with the findings of (Puertas et al., 2005) who mentioned that the PC admixtures reduce the porosity and induce a refinement in pore in cement pastes attributed principally to microstructural modifications. Additionally, the results show that the introduction of viscosity agent in SCC-2 and SCC-4 seems to slightly affect the volume of total pores by comparison to mixtures without VMA.

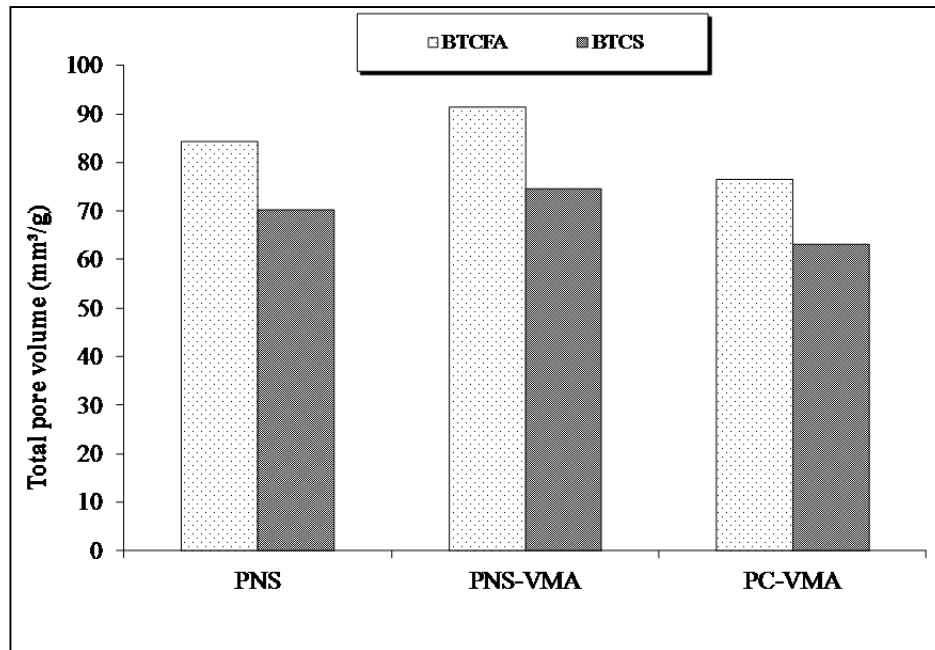


Figure 3.12 Total pore volume measured at 120 d of BTCFA SCC vs BTCS SCC

3.6 Conclusion

This paper discusses an experimental program carried out to investigate the performance of proportioned SCC based on commercially available ternary blended cements and two combinations of HRWR-VMA. The results indicate that optimized SCC had an excellent deformability and higher stability. The following conclusions can be drawn according to the results of this study:

- 1) the use of BTCFA in SCC mixtures resulted in a retardation of both initial and final setting times comparatively to the BTCS-SCC;
- 2) the f'_c and f_{sp} of SCC based on BTCFA are slightly lower than those based on BTCS at earlier age, but at later age the increasing rate of the strength is higher than that of the reference concrete;
- 3) the drying shrinkage of the SCC proportioned with BTCFA varies in a wide range depending on the nature of HRWR compared to similar SCC based on BTCS;

- 4) the use of PNS HRWR resulted in a higher drying shrinkage comparatively to PC HRWR;
- 5) the total pore volume measured at 120 days of age is slightly higher in the case of SCC-BTCFA comparatively to the SCC-BTCS. Moreover, the mixtures based on PC-HRWR had lower overall porosity at 120 days compared to the corresponding PNS-HRWR.

Acknowledgement

This research was supported in part by a fellowship from the FQRNT (Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies).

CHAPITRE 4

RESTRAINED SHRINKAGE CRACKING OF SELF-CONSOLIDATING CONCRETE

Aïcha F. Ghezal¹ et Gabriel J. Assaf¹

¹Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure (ÉTS),

1100 Rue Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article soumis à la revue *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)* en juillet 2014

4.1 Abstract

In this study the properties of Self-Consolidating concrete (SCC) used for repair applications and prepared with two commercially available ternary blended cements and chemical admixtures such as a high range water reducer (HRWR) and a viscosity modifying admixture (VMA) were investigated under restrained shrinkage. The examined properties include compressive strength, indirect tensile strength, static elastic modulus, free shrinkage, and restrained shrinkage. From the results, it became clear that the resistance of SCC to shrinkage crack was quite different depending on the nature of HRWR and the binder type in use. The cracking age increases in mixtures proportioned with PC-HRWR comparatively to PNS-HRWR. The SCC mixtures based on blended ternary cement containing Class F fly ash show shorter cracking age than the corresponding SCCs proportioned with ternary blended cement containing slag. Finally, it was found that the potential of shrinkage cracking of SCC is not influenced only by the amount of shrinkage but also by shrinkage rate and tensile creep.

4.2 Introduction

Self-consolidating concrete (SCC) has been used for a variety of new construction and precast manufacturing projects since its inception in the 1980s (Okamura et Ouchi, 2003). Many of the characteristics that have made SCC popular in early uses for new construction

are also advantageous for repairs. The repair and rehabilitation of concrete infrastructure is an important aspect of periodic interventions on concrete structures in North America and elsewhere in the world. The Federal Highway Administration (FHA report, 2006) reported in 2006 that 12% of the bridges of the US National Highway System were considered structurally deficient, referring to bridges having major deterioration, cracks, or other deficiencies in their structural components. In Canada more than 200,000 bridges and structures are considered deficient and the Canadian Federation of Municipalities estimates the job at \$44 billion (Rizkalla et Labossiere, 1996).

The way to reduce this elevated cost is to produce long lasting repairs. Failures of repairs and endless “repair of repairs” are observed in most places (Vaysburd et al., 2004). Indeed, it’s well known and documented that the durability of the repairs is often a victim of premature deterioration of the new repair material. Cracking of concrete repairs can occur in concrete structures for several reasons that can primarily be grouped into either mechanical loading or environmental effects (ACI-224.1R, 2007). In case of repaired structures, the most common cause of cracking is attributed to restrained volume changes of the repair material (Emmons et al., 1993; Shah et al., 1998; Weiss et Shah, 2002).

Volume changes typically result from shrinkage as hardened concrete dries, and from expansion or contraction due to temperature changes (Neville, 2000). Basically, a concrete element that is not restrained at all could deform and develop strains due to volume changes induced by shrinkage, moisture movements and thermal variations (Committee ACI-224.1R). When a section of concrete overlay is restrained by a substrate, an induced elastic tensile stress will develop over time. At the same time, if a drying exists from the surface, this leads to differential shrinkage resulting in an additional internal restraint that also induces tensile stress. The material is expected to crack when the induced stress exceeds the concrete tensile strength (Neville, 2000). The magnitude of the tensile stresses induced by volume change is influenced by a combination of factors, including the amount and rate of shrinkage, the

degree of restraint, the modulus of elasticity, and the amount of creep (Emmons et al., 1993, Weiss et Shah, 2002). Furthermore, relaxation of induced stresses was found to release approximately 40-50% of tensile stress (Altoubat et Lange, 2001; Beushausen et Alexander, 2006).

With reference to the widespread use of SCC and despite its successful use in repairs there are limited numbers of studies on its cracking potential. Yasumoto et al., (1998) investigated the effect of different powder on the cracking risk of SCC. The tested SCC incorporated low heat Portland cement, Portland blast-furnace slag cement, normal Portland cement and normal Portland cement and limestone powder at replacement of 30 and 55%. The results show that in the case of SCC using low heat Portland cement, the shrinkage crack was not recognised for a year. It has also been noticed that the resistance of cracking in the case of SCC where the blending volume ratio of limestone powder was 55%, was longer than other SCC using normal Portland cement and Portland blast-furnace slag cement. Turcry et al., (2006) investigated the cracking risk through a comparison using ring test of three SCC formulations to three associated ordinary concrete (OC) mixtures. The 28-day compressive strength of the tested mixtures ranged from 35 to 55 MPa with a difference in the volume of paste about 20% lower. Both types of concrete were prepared using the same raw materials and tested under similar drying conditions. Based on their results the authors conclude that the risk of cracking due to restrained shrinkage may be analogous for the two types of concrete SCC and OC.

Hwang et Khayat (2010) investigated the influence of mix design approach on the cracking tendency of nine mixtures by comparing them to three OC. Two mix design approaches were adopted. The first approach used a low w/cm of 0.35, while the second one employed a VMA in SCC with higher w/cm of 0.42. An ASTM C1581 ring test was used to evaluate the potential restrained shrinkage and tensile behavior of the SCCs. The results show that the mix-design approach has a considerable influence on cracking risk of SCC. The SCC based

on higher w/cm of 0.42 and VMA was more resistant to cracking than the SCC prepared with the lower w/cm of 0.35 and without VMA. This tendency was attributed to the low elastic modulus and greater tensile creep measured on the SCC with 0.42 w/cm. Loser et Leemann (2009) carried out an experimental study on the influence of mix design on the risk of cracking of SCC mixtures under constant and varying curing conditions. Based on their results, they argued that for high drying velocity and degree of restraint, shrinkage is the most important factor in regard to cracking risk. The authors pointed out that under these conditions (higher restraint); the higher creep and lower E-modulus measured on SCC compared to ordinary concrete at comparable compressive strength have no apparent influence on the age of cracking. However, for slow drying velocity, their results show that the induced tensile stress is considerably reduced by relaxation due to creep. Thus, despite the number of published studies on cracking risk of SCC, there are hardly any studies investigating the effect of different chemicals admixtures (HRWR and VMA) and ternary blended cements on the restrained shrinkage cracking of SCC.

4.3 Research significance

The purpose of this research is to investigate the cracking potential of SCC used for repair and prepared with different combinations of chemicals admixtures, i.e high range water reducer (HRWR) and viscosity modifying admixture (VMA) and two commercially available ternary blended cements. The results aim also to develop a laboratory reliable test method in order to evaluate the performance of the repair material.

4.4 Experimental investigation

The performance of SCC proportioned with various combinations of chemical admixtures and two ternary blended cements was evaluated. The main variables investigated are chemical admixtures and binder type. A total of 6 SCC mixtures and one reference concrete

were designed with the same ingredients proportions made with 0.40 water-to-binder ratio and a binder content of 470 kg/m³ and exposed to the same drying and operating conditions. The volume of coarse aggregate was fixed for all mixtures at 300 l/m³ to enhance the resistance to segregation and reduce blockage of the flow of SCC through restricted spacing. The Dosages of HRWR and VMA were adjusted as needed so that all SCC achieve a slump flow between 620 to 680 mm \pm 20 mm as per ASTM C1611/C1611 M. The reference concrete (Ref.C) has an identical volume paste and water-to-binder ratio (w/b) such as SCC and was proportioned with CSA Type GU Portland cement. Table 4.1 shows the labels of the tested mixtures with reference to the combinations of the binders and chemicals admixtures.

Table 4.1 Identification and labels of the tested mixtures

Mixtures	SCC						Ref.C
Type of cement	BTCFA			BTCS			OPC
Chemicals admixtures	PNS	PNS-VMA	PC-VMA	PNS	PNS-VMA	PC-VMA	PC
Mixtures labels	SCC-1	SCC-2	SCC-3	SCC-4	SCC-5	SCC-6	Ref-C

4.4.1 Materials

A CSA Type GU Portland cement, similar to ASTM C 150 Type I cement and two commercially ternary blended cements were employed in the study. A ternary blended cement (CSA Type GUb-E/SF) (BTCFA) containing approximately 25% Class F fly ash and 5% silica fume, by mass of cementitious materials and ternary blended cement (CSA Type Gub-S/SF) (BTCS) containing approximately 25% slag and 5% silica fume were used in proportioning SCC. The chemical analysis of the cements are given in Table 4.2.

Table 4.2 Chemicals and Physical properties of cementitious materials

Binder	BTCFA	BTCS	OPC
SiO ₂ (%)	31.20	22.80	19.30
Al ₂ O ₃ (%)	9.06	6.31	4.75
Fe ₂ O ₃ (%)	9.72	1.92	2.37
CaO(%)	42.90	52.10	61.50
MgO(%)	1.72	4.51	2.53
K ₂ O (%)	1.20	0.80	1.1
Na ₂ O (%)	0.30	0.30	0.20
Na ₂ O (%)eq*	1.08	0.82	0.92
Blaine Fineness (m ² /kg)	595	590	406
Specific Gravity	3.05	3.12	3.12

*Na₂eq= 0.658K₂O+Na₂O

A polynaphthalene (PNS)-based HRWR and a polycarboxylate (PC)-based HRWR were used. The HRWR meets the requirements of Canadian Standard CSA3-A266.6-M85. A compatible liquid based viscosity modifying admixture (VMA) was selected to secure adequate stability of the plastic concrete. A river siliceous and a crushed limestone aggregate of 2.5-10 mm nominal size were used. Both the sand and coarse aggregate are well graded and conform to the Canadian CSA A23.1 Standard. The saturated surface-dried SSD density and water absorption of the coarse aggregate are 2.74 g/cm³ and 0.35%, respectively. Its fineness modulus, saturated surface-dried SSD density, and water absorption values are 2.36, 2.69 g/cm³, and 1.22%, respectively.

4.4.2 Mixing procedure

The batching sequence consisted of homogenizing the sand and cement for 30 seconds, then adding 75% of the mixing water. Following 1 minute of mixing, the remaining mixing water was added and followed by the VMA. After one minute of mixing, the HRWR was then

added. The concrete was mixed for three minutes, then the coarse aggregate were added and after 2 minutes of rest, the mixing was resumed for 3 additional minutes, the remaining HRWR was added to adjust the desired flowability. The mixture was kept at rest for one additional minute before sampling and testing. The ambient temperature during the mixing and testing of fresh concrete was $21 \pm 3^\circ\text{C}$. All the evaluated SCC mixtures were designed to satisfy the proven workability requirements for repair applications.

4.4.3 Test Methods

4.4.3.1 Fresh State

Following the end of mixing, unit weight, and fresh air content were determined according to ASTM C138 and ASTM C231, respectively. The initial slump flow performed in accordance with ASTM C1611 was measured at 10 minutes after the beginning of mixing and was again monitored at 30, 45 and 70 min of elapsed time. The visual stability index (VSI) test was used to assess the ability of all SCC mixtures to resist segregation according to ASTM C1611. The facility of SCC to deform readily among closely spaced obstacles was evaluated using the filling capacity test (Khayat, 1999).

4.4.3.2 Mechanical Properties

Several cylinders measuring 100 mm in diameter and 200 mm in height were prepared to determine compressive strength (f'_c) (ASTM C39), splitting-tensile strength (f_{sp}) (ASTM C496) and modulus of elasticity (ASTM C469) at 3, 7 and 28 days of moist curing. The cylinders were properly placed and removed from molds at 24 hours after molding and cured in a room maintained at a temperature of 21°C and a R.H higher than 95% until the scheduled time of test.

4.4.3.3 Free Shrinkage

Free drying shrinkage according to ASTM C 157 was determined using prismatic specimens measuring 75x75x285 mm. The specimens were demolded after 24 hours and moist-cured for 2 additional days. At 3 days, the specimens were stored at 23 ± 1 °C and $50 \pm 3\%$ RH and the drying shrinkage was monitored during 56 days. Two prisms were tested for each concrete mixture, and the results from the two prisms were averaged for both length change and weight loss measurements. Similar specimens for sealed condition were also cast in order to evaluate the autogenous shrinkage. The specimens were wrapped with adhesive aluminum tape after demolding at 24 hours and the monitoring started immediately and was continuously recorded during 56 days. The shrinkage strains of the sealed and non sealed prisms were used to calculate total free shrinkage.

4.4.3.4 Restrained Shrinkage

For the evaluation of the risk of cracking, rings specimens were prepared according to ASTM C1581. The inner steel ring had an internal diameter of 300 mm, a thickness of 12.5 mm, and a height of 150 mm. The outer mold was made of steel plate with a height of 150 mm and internal diameter of 400 mm. The ring specimen had an inner steel ring instrumented with an electrical strain gauge to monitor stress rise in the concrete due to drying shrinkage. A total of two ring specimens were made per mixture. The concrete specimens were cured in molds under wet burlap and plastic sheeting for 72 hours, then removed from the molds and placed in the constant temperature and moisture room at 21°C and 50% relative humidity. At the end of the curing period, the top concrete surface was sealed by a waterproof sealant to ensure drying only circumferentially.

Specimens were monitored for the development of visible cracks and the age of cracking was noted. The strain was recorded using a data acquisition system immediately after casting. It should be noted that the surface-to-volume ratio (S/V) of specimens has significant influence

on the rate of free shrinkage (Neville, 2000; Hossain et Weiss, 2004). For the ring test, the specimen surface-to-volume area ratio is 0.07 mm^{-1} with respect to circumferential drying comparatively to S/V of 0.06 mm^{-1} for the free drying shrinkage prisms (285 x 75 x 75 mm). In order to take into account the difference of surface-to-volume ratio between the ring and shrinkage specimen, a geometric correction factor of 0.85 was applied to the measured value of free shrinkage. The free shrinkage in ring and prismatic specimens of the same-volume specimens has been found to be the same for an equal volume-to-surface area ratio (Almudaiheem et Hansen, 1987). Note that the shrinkage strain in the concrete ring is balanced by elastic and tensile creep strain in the concrete in combination with elastic contraction strain in the steel, as follows:

$$\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cp}(t) + \varepsilon_{st}(t) \quad (4.1)$$

Where: $\varepsilon_{sh}(t)$ is the free shrinkage strain which includes shrinkage induced by drying and autogenous shrinkage; $\varepsilon_e(t)$ is the elastic concrete strain; $\varepsilon_{cp}(t)$ is the tensile creep strain and $\varepsilon_{st}(t)$ is elastic steel strain at time t.

The average tensile stress in the concrete can be calculated (Eq. 4.2) given the dimensions of the specimen, modulus of elasticity of the inner steel ring, and the restrained shrinkage strain of the inner steel ring (Attiogbe et al., 2001).

$$\sigma_t(t) = \frac{E_{st} \cdot r_{ic} \cdot h_{st}}{r_{is} \cdot h_c} \cdot \varepsilon_{st}(t) \quad (4.2)$$

Where: E_{st} is the modulus of elasticity of the inner steel; h_{st} and h_c are the thicknesses of the steel and concrete, respectively; r_{is} and r_{ic} are the internal radii of the steel and concrete, respectively.

The tensile creep coefficient under restrained shrinkage was also calculated according to Attiogbe et al., (2001) as fellow (Eq. 4.3):

$$C_r(t) = \frac{E_c * r_{is} * h_c}{E_{st} * r_{ic} * h_{st}} \left[\frac{\epsilon_{sh}}{\epsilon_{st}} - 1 \right] - 1 \quad (4.3)$$

Where E_{st} is the modulus of elasticity of the inner steel; h_{st} and h_c are the thicknesses of the steel and concrete, respectively, and r_{is} and r_{ic} are the internal radii of the steel and concrete, respectively.

4.5 Experimental Results

Table 4.3 shows the summary of the fresh and hardened properties of the tested SCC.

Table 4.3 Summary of the fresh and hardened properties of tested mixtures

Mix	Slump flow at 15 min	f'c			fsp			MOE		
		3 d	7 d	28 d	3 d	7 d	28 d	3 d	7 d	28 d
SCC-1	650	33.3	42.5	61.4	2.8	3.5	4.5	28.1	29.5	35.9
SCC-2	670	34.9	41.7	66.3	2.7	3.6	4.4	29.3	30.6	35.7
SCC-3	630	33.8	39.3	68	2.8	3.0	4.0	26.8	33.4	37.3
SCC-4	630	39.7	51.3	67.6	3.7	4.2	4.7	31.3	34.2	38.6
SCC-5	660	40.9	49.6	64.5	3.5	4.5	4.7	32.4	34.8	36.8
SCC-6	700	38.9	54.2	72.7	3.5	4.3	5.1	33.1	35.6	40.2
Ref.C	-	40.9	46.1	53.0	3.4	3.5	4.1	30.0	31.5	33.0

The evaluated properties discussed in this paper outline the effect of two ternary blended cements and combination of chemicals admixtures such as HRWR and VMA on the risk of cracking of SCC. The effect of ternary blended cements and combination of HRWR type and VMA on various measured properties will not be considered in this paper and will be

discussed as a part of a future publication dealing with the influence of such parameters on the engineering properties of SCC.

4.5.1 Total free shrinkage

Table 4.4 presents the values of autogenous and drying shrinkage over age (which denotes test duration) for all the mixtures including SCC and Ref.C.

From the results of Table 4.4, it can be seen that free shrinkage of SCC mixtures is apparently higher than the reference concrete and varies with the nature of the chemicals admixtures.

Table 4.4 Measured values of Autogenous and drying shrinkage ($\mu\text{m/m}$)

Mixture	Drying shrinkage (autogenous shrinkage)				
	1 d*	3 d	7 d	28 d	56 d
SCC-1	180 (58)	330 (71)	455 (80)	611 (98)	640 (102)
SCC-2	150 (48)	324 (56)	451 (63)	590 (83)	660 (85)
SCC-3	70 (49)	194 (63)	347 (80)	524 (90)	580 (94)
SCC-4	110 (29)	227 (58)	304 (66)	481 (83)	531 (88)
SCC-5	126 (37)	207 (56)	303 (63)	435 (81)	492 (88)
SCC-6	109 (20)	209 (42)	306 (56)	451 (68)	504 (70)
Ref.C	123 (27)	240 (48)	335 (55)	495 (70)	525 (80)

*: means the day after 3 the days of curing. Note that for the autogenous shrinkage the mentioned value for the first day of drying corresponds to the 3th day of measurement.

With reference to Fig. 4.1, in the case of SCC-1 and SCC-4, the autogenous shrinkage as well as drying shrinkage is higher in the case of BTCFA than that of BTCS. In the same manner, the 56-day free shrinkage of SCC-2 and SCC-5 compared to Ref.C with 100% OPC was approximately 26% and -6%.

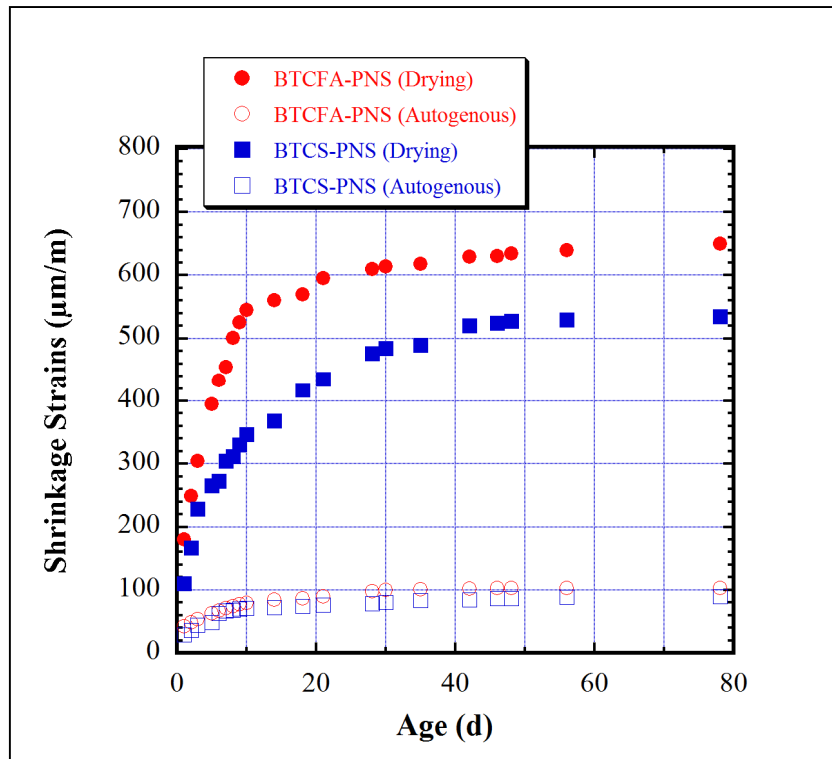


Figure 4.1 Drying and autogenous shrinkage (SCC-1 vs SCC-4)

Figure 4.2 illustrate the influence of the nature of HRWR on both autogenous and drying shrinkage for SCC-2 and SCC-3 mixtures based on BTCFA. By comparison to Ref.C, at 7 day of drying, SCC-2 and SCC-3 exhibited 35% and 4% higher drying shrinkage, respectively. Such values were approximately 26 and 10% after 56 days of drying. This suggests that PC HRWR tends to decrease drying shrinkage comparatively to PNS HRWR.

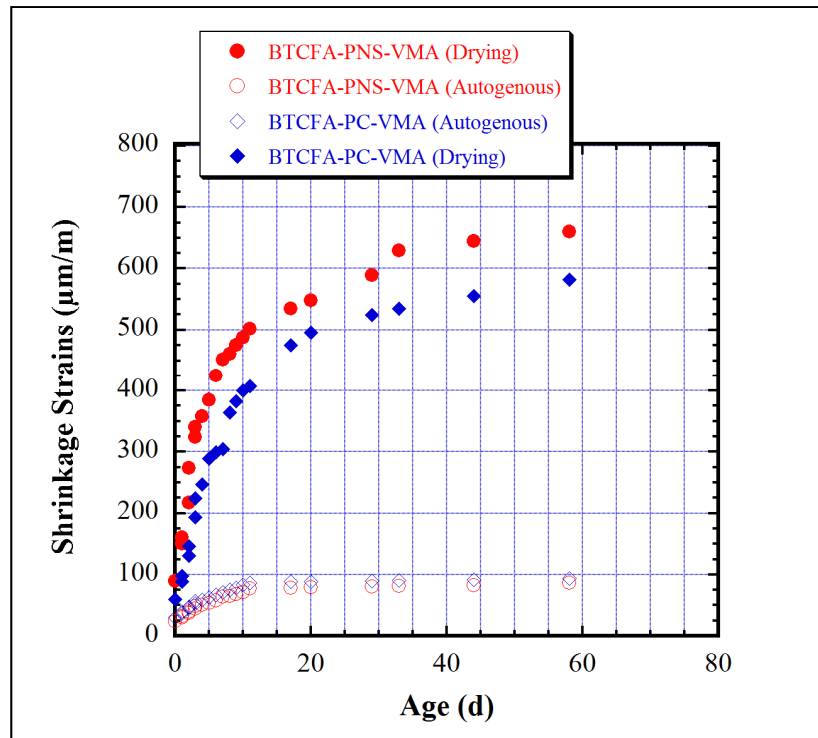


Figure 4.2 Drying and autogenous shrinkage of SCC-2 vs SCC-3

4.5.2 Restrained Shrinkage

Fig. 4.3 shows typical ring strains strain data obtained from the ring test using the data acquisition. The sudden vertical jump in the strain indicate the point of cracking in the ring specimens as determined from one of the SCC mixtures tested in this study. The time scales indicated in Figure 4.3 is from the time after initiation of drying. One interesting observation that can be made from Fig. 4.3 is that ring of strain 3 and 4 did not show a sudden change as in case of strain 1 and 2, but rather a slow decrease in strain indicating stress relaxation in the ring. One explanation is that after a certain period of time, the effect of stress relaxation starts to impact the cracking behavior of ASTM ring specimens. This phenomenon is quite usual in restrained ring test (Radlinska et al., 2007).

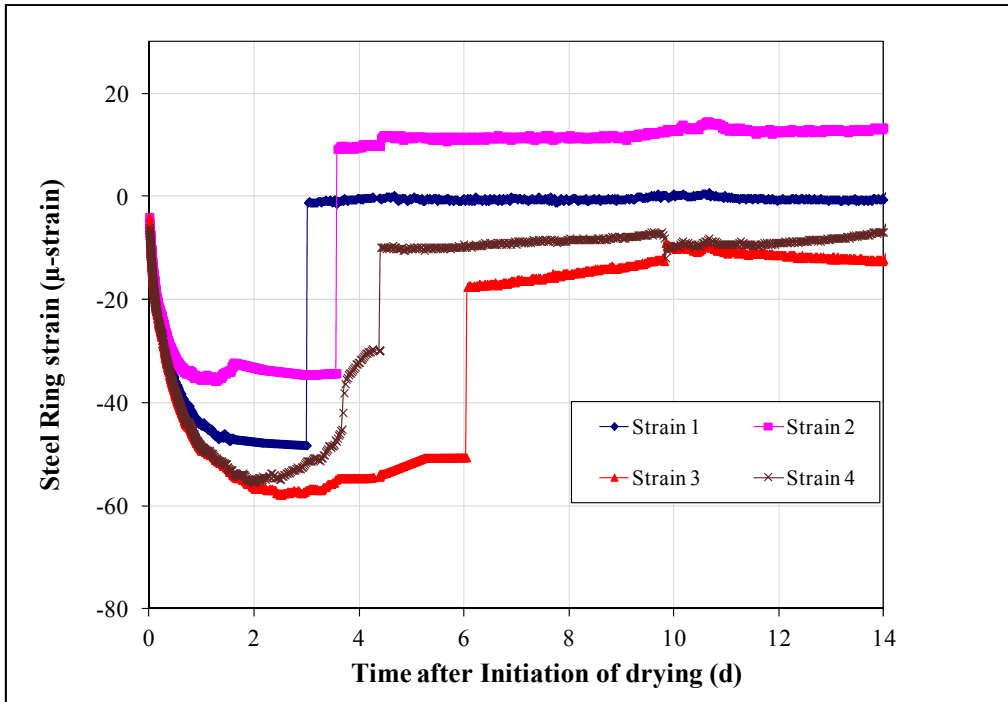


Figure 4.3 Strain development versus time, two individual rings of a tested mixture

Figure 4.4 compares the age of visible cracking (i.e abrupt strain drop) in the restrained ring specimens (average of two ring tests). The cracking-age of all the tested SCC mixtures occurred early, except with SCC-5 based on the combination PNS-VMA and BTCS cement, which occurred at 156 hrs after initiation of drying by comparison to 134.4 for Ref.C.

In addition, as shown in Fig. 4.4 the elapsed time before cracking of SCC mixtures based on BTCFA is always shorter than the corresponding SCC mixtures based on BTCS. It can also be shown from Fig. 4.4 that for a given binder type, the cracking age varies with the nature of chemicals admixtures.

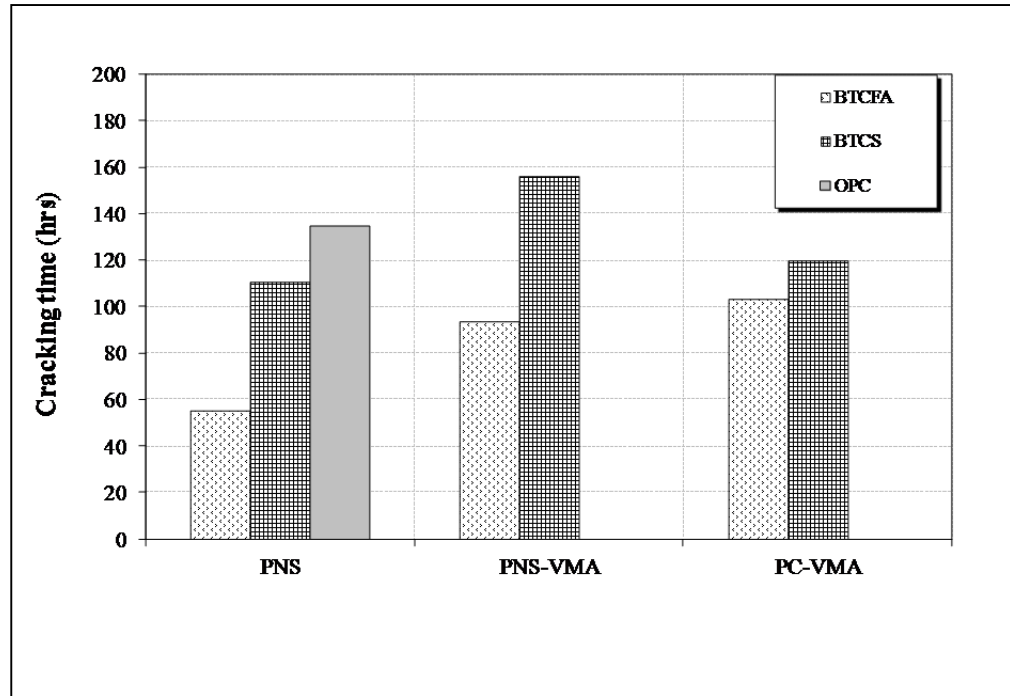


Figure 4.4 Age of cracking of restrained specimens

4.6 Discussion

4.6.1 Strain factor during free shrinkage

The comparison of shrinkage rate of each mixture is done by using strain rate factor of free shrinkage specimen (s) which can be calculated from eq. (4.4).

$$\varepsilon_{freeshr} = \alpha\sqrt{t} + k \quad (4.4)$$

Where: $\varepsilon_{freeshr}$ = free shrinkage of the concrete (microstrains), α = strain rate factor of free shrinkage specimens (microstrains/day^{1/2}), t = exposure time (day), k = regression constant.

The square root function has been found to consistently provide a satisfactory fit to the test data (See et al., 2003).

The strain rate factors of the evaluated SCC mixtures presented in Fig. 4.5 show that the use of BTCFA leads to higher strain rate comparatively to BTCS. Moreover, the results presented in Table 4.4 indicate that the BTCFA mixtures generally showed higher drying shrinkage than similar BTCS mixtures. A possible explanation for the observation could be attributed to the higher compressive strength and thus to elastic modulus of the SCC made with the BTCS cement (SCC-4, SCC-5 and SCC-6). A correlation between drying shrinkage at 56 days and elastic modulus at early age of 3 days illustrated in Fig. 4.6 seems to suggest that mixtures having higher elastic modulus can develop lower drying shrinkage. As shown above in Fig. 4.5 for both binders the use of PC HRWR seems to increase the strain rate factor of total shrinkage even if the amount of free shrinkage measured at 56 day is lower than the corresponding PNS HRWR mixtures.

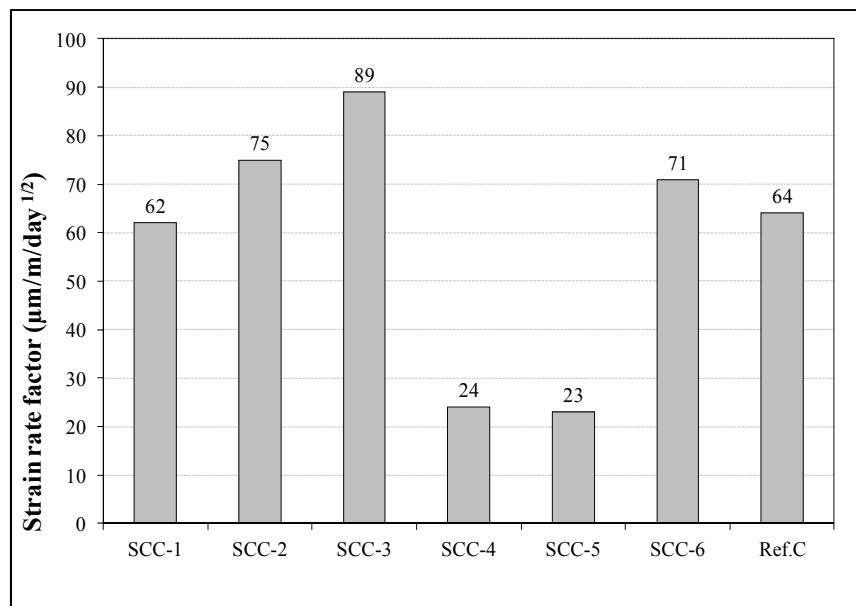


Figure 4.5 Strain rate factors during free shrinkage of the evaluated mixtures

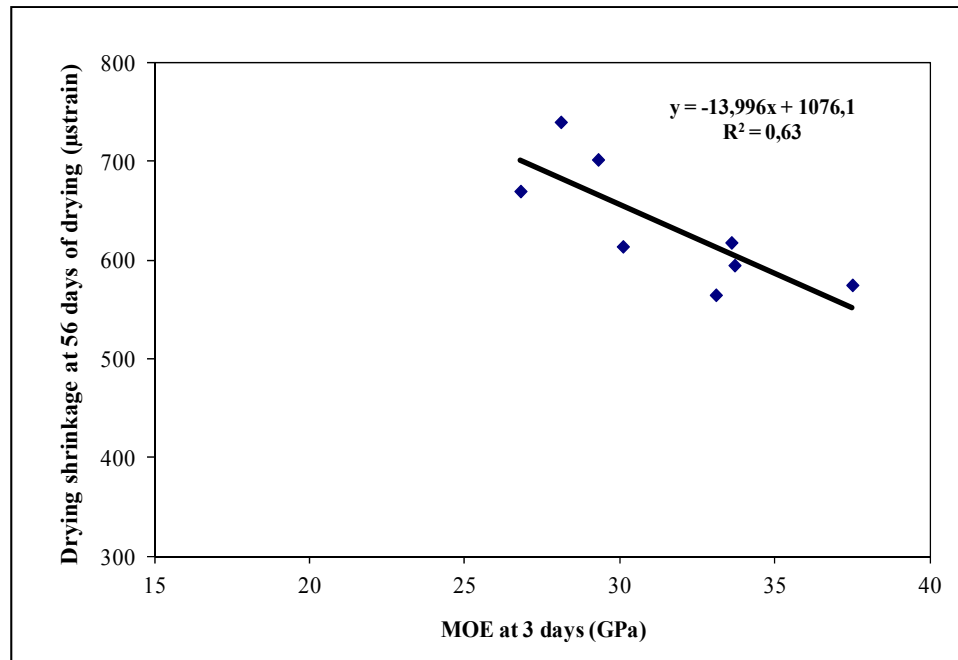


Figure 4.6 Relationship between drying shrinkage at 56 d MOE at beginning of drying at 3 days of age

4.6.2 Tensile creep under restrained shrinkage

Table 4.5 presents an example of the calculation of tensile creep coefficient under restrained shrinkage according to the approach developed by Attiogbe et al., (2001). The calculated tensile creep, creep strains and tensile creep strain-to-shrinkage strain ratio of all the evaluated mixtures are summarized in Table 4.6. As presented in Table 4.6, the tensile creep strains for the SCC-BTCFA at cracking were 139, 142 and 109 μ strain for SCC-1, SCC-2 and SCC-3, respectively. These are 35, 37 and 42% of the free shrinkage measured at 3 days after initiation of drying. The tensile creep strains for the SCC-BTCS at cracking were 131, 134 and 151 for SCC-5, SCC-4 and SCC-6, respectively. These are 46, 42 and 49% of the free shrinkage measured at 3 days after initiation of drying. Thus the tensile creep strain is a higher percentage of the free shrinkage strain for the SCC mixtures proportioned with BTCS than for the corresponding SCC-BTCFA.

The tensile creep coefficients for the tested mixtures are also presented in Table 4.6. For the SCC BTCFA mixtures at the time of cracking, the tensile creep coefficient under restrained shrinkage reached 1.63, 1.75, and 1.74 for SCC-1, SCC-2 and SCC-3, respectively.

For the corresponding SCC mixtures based on BTCS, the tensile creep coefficient under restrained shrinkage reached a value of 1.08, 1.88, and 1.71 for SCC-4, SCC-5 and SCC-6, respectively. These results show that the higher value of tensile creep coefficient leads to more resistance to cracking.

Table 4.5 Calculation of tensile creep coefficient for the SCC-5 (BTCS-PNS-VMA)

t (d)	ϵ_{sh}^1 (μ strain)	ϵ_{st} (μ strain)	σ_t (MPa)	E^2 (GPa)	Cr^3	Incremental strain approach			
						$\Delta \epsilon_{sh}$	$\Delta \epsilon_{st}$	$\Delta \epsilon_{el}^4$	$\Delta \epsilon_{creep}$
0	0	0	0		0.00				
1.0	140	23	1.66	32.4	1.32	140	23	50.64	67.2
2.0	181	29	2.09	32.8	1.41	40.5	6	13.05	18.5
2.5	197	30	2.16	33.2	1.58	16.3	1	2.16	3.4
3.0	212	32	2.31	33.4	1.62	14.8	2	4.29	6.9
3.5	226	34	2.45	33.6	1.64	13.6	2	4.27	7.0
4.0	238	36	2.60	33.8	1.65	12.6	2	4.24	7.0
4.5	250	38	2.74	34.0	1.65	11.9	2	4.22	6.9
5.0	261	40	2.88	34.2	1.65	11.2	2	4.19	6.8
5.5	272	41	2.95	34.4	1.70	10.7	1	2.08	3.5
6.0	282	41.5	2.99	34.6	1.80	10.2	0.5	1.03	1.8
6.5	292	42	3.03	34.8	1.88	9.8	0.5	1.03	1.9

1) Shrinkage strains fitted as function of square root time and considering the geometric factor of 0.85 : [$\epsilon_{sh}(t)_{Dryingshrinkage} = 102\sqrt{t} + 24.9$; $\epsilon_{sh}(t)_{Autogenoushrinkage} = 13.1\sqrt{t} + 25.8$]; 2) Modulus of elasticity fitted to equation as function of time: $E(t) = 32.4 + 0.4 * t$; 3) Tensile creep coefficient:

$$Cr(t) = \frac{E_c(t)r_{is}}{E_{st}r_{ic}h_{st}} \left[\frac{\epsilon_{sh}(t)}{\epsilon_{st}(t)} - 1 \right] - 1 ; 4) Elastic strain increment: $\Delta \epsilon_{el}(t) = \frac{\Delta \sigma_t(t)}{E_c(t)}$$$

Table 4.6 Shrinkage stress at age of cracking

Mix	σ_t (MPa)	Age, hrs	f_{sp}^* (MPa)	σ/f_{sp}	Tensile Creep coefficient	Tensile Creep strain	Tensile Creep/shrinkage
SCC-1	2.45	55.2	2.96	0.82	1.63	139	0.52
SCC-2	2.42	93.6	3.05	0.79	1.75	142	0.55
SCC-3	2.16	103.2	2.86	0.75	1.74	109	0.48
SCC-4	2.97	110.4	3.9	0.76	1.08	134	0.56
SCC-5	3.03	156.0	3.94	0.76	1.88	131	0.44
SCC-6	2.47	120.0	3.86	0.63	1.71	151	0.61
Ref.C	1.96	134.4	3.46	0.56	1.76	156	0.74

*: Strength value at cracking fitted as function of natural logarithm of time.

4.6.3 Influence of chemical admixtures

The tensile stresses developed in the restrained samples are shown in Figs. 4.7 and 4.8 for SCC-BTCFA and SCC-BTCS, respectively. With reference to Fig. 4.7, for a given binder nature and by comparing SCC-1 and SCC-2, the results reveal a high rate of stress in SCC-1 during the first 24 hours showing that the cracking time t_{cr} of SCC-2 > t_{cr} SCC-1. A tensile stress of 2.0 MPa was induced in the SCC-1 at the age of 24 h, whereas the stress induced in the SCC-2 was approximately 1.5 MPa. The corresponding total shrinkage strain at 24 hours for these mixtures was 235 and 195 μ strains which represent approximately 32% and 26% of the recorded 56d total shrinkage strain measured respectively on SCC-1 and SCC-2. Moreover as indicated in Table 4.6, the values of tensile creep strain-to-shrinkage strain ratio were 0.52 and 0.55 for SCC-1 and SCC-2, respectively. Thus the tensile creep strain is a higher percentage of free shrinkage strain for SCC2 comparatively to SCC-1. The difference between SCC-2 and SCC-1 lies in the presence of VMA in the former. This result is consistent with previous study by Lin et al., (2010) who argued that the incorporation of VMA such as hydroxy propyl methyl cellulose (HPMC) are more effective in reducing the crack tendency of cement paste in comparison to control mixture without VMA. They

pointed out that when the viscosity of the solution increases, the moisture movement becomes slower in the specimen and affects the development of the stress rate, which leads to extending the age at cracking.

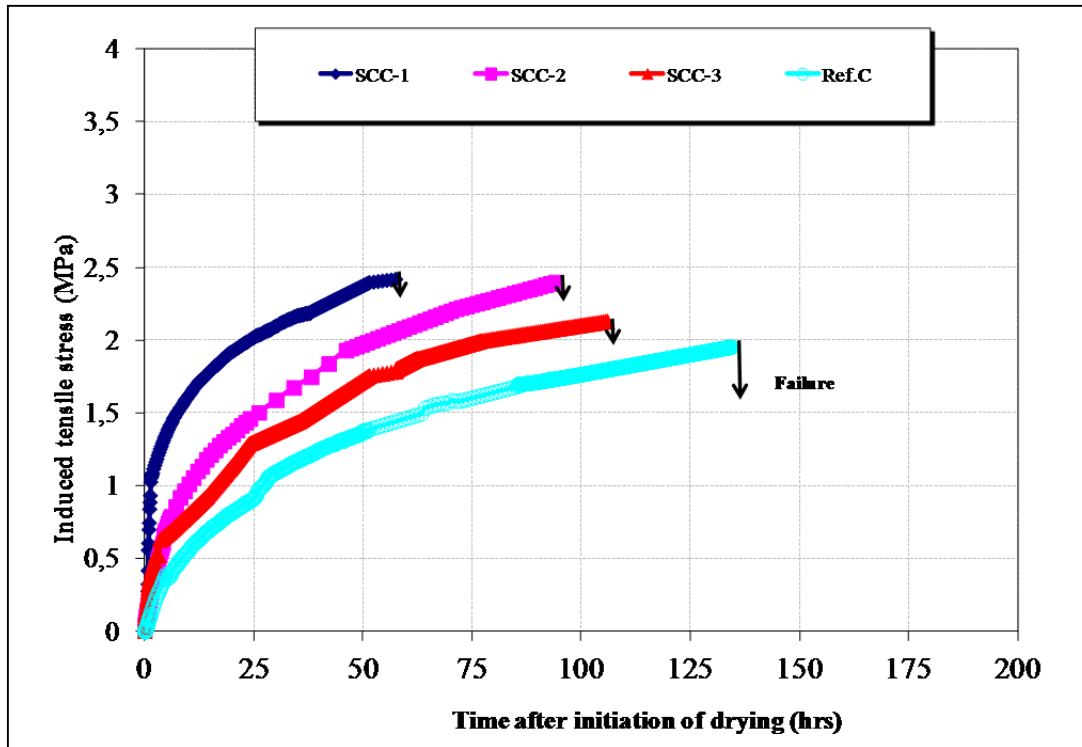


Figure 4.7 Restrained shrinkage for SCC mixtures based on BTCFA

As shown in Fig. 4.7 and by comparing SCC-1 based on PNS and SCC-3 based on PC-VMA, the results reveals a high rate of stress in the SCC-1 during the first 24 hours showing that the cracking time t_{cr} of SCC-3 > t_{cr} SCC-1. A tensile stress of 1.98 MPa was induced in the SCC-1 at the age of 24 h, whereas the stress induced in the SCC-3 was approximately 1.21 MPa. The corresponding shrinkage strain at 24 hours for the same mixtures was 238 and 120 μ strains which represent approximately 32% and 17% of the recorded 56d total shrinkage strains measured respectively, on SCC-1 and SCC-3. Moreover, the calculated tensile creep coefficient under restrained shrinkage at time of cracking was 1.63 for SCC-1 comparatively to 1.74 for SCC-3. Thus, tensile creep increased the time of cracking of SCC-3

comparatively to SCC-1. Note that the two mixtures have approximately same tensile strength (fsp) measured at 3 days of 2.8 MPa and modulus of elasticity of 29 GPa. These test results indicate that the mixture based on PC-HRWR is more resistant to cracking than the corresponding SCC mixture prepared with PNS-HRWR. This is in agreement with previous studies of Ma et al., (2007) who mentioned that the cracking sensitivity of mortars proportioned with polycarboxylate HRWR is lower than the corresponding mortars based on polynaphthalene HRWR. Moreover, Wang et Zheng (2005) have previously mentioned that different superplasticizers affect the cracking age of SCC in different way.

The effect of chemicals admixtures on the cracking potential of SCCs proportioned with BTCS (Fig. 4.8) was similar to that observed with BTCFA.

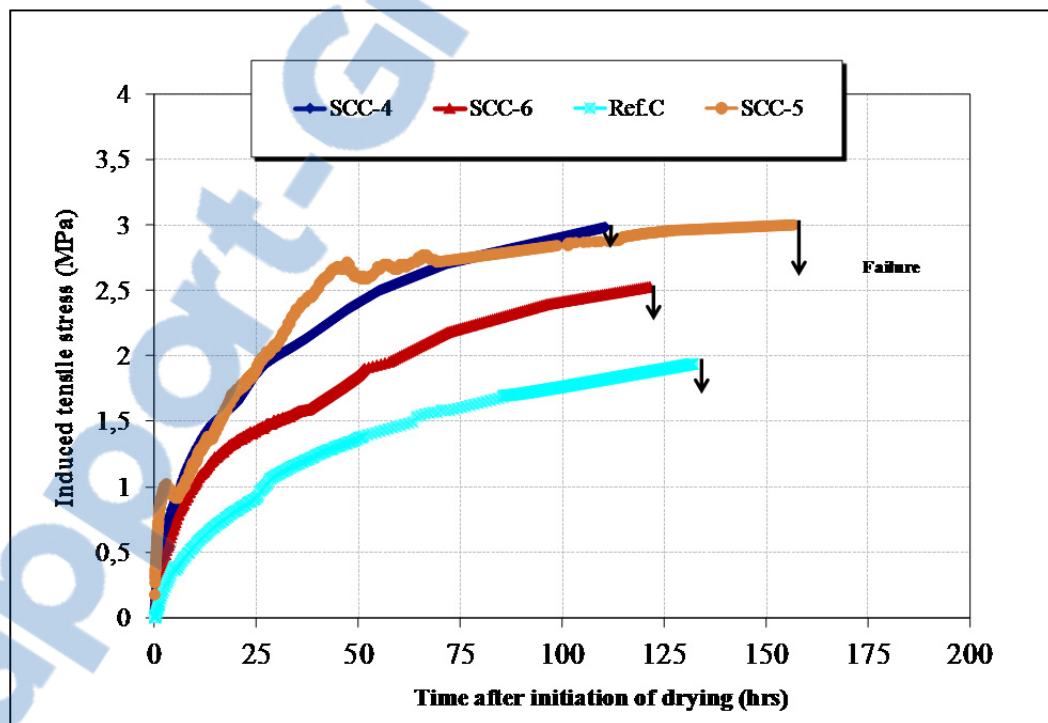


Figure 4.8 Restrained shrinkage for SCC mixtures based on BTCFA

For example by comparing SCC-4 and SCC-6, the measured total shrinkage strain at 24 hours of drying for the both mixtures was 140 μ strains however; the strain rate factor shown in Fig. 4.5 was 24 and 71 μ strains/day^{1/2} for SCC-4 and SCC-6, respectively. Thus, despite higher strain rate factor in case of SCC-6 comparatively to SCC-4 and a slightly identical values of splitting tensile strength measured at 3 days (3.6 MPa), the mixture based on PNS (SCC-4) cracked earlier compared to SCC-6 based on PC-VMA. This can be due in part to the larger magnitude of relaxation of SCC-6. The tensile creep coefficient measured at cracking of SCC-4 and SCC-6 was 1.08 and 1.75, respectively.

4.6.4 Influence of binder nature

On the influence of the binder nature on cracking risk of SCC and by comparing SCC-2 (BTCFA-PNS-VMA) and SCC-5 (BTCS-PNS-VMA) it is noteworthy that SCC-5 showed the higher resistance to cracking among all the evaluated mixtures. After initiation of drying, the time at cracking for SCC-2 and SCC-5 was 93.6 and 156 hours, respectively. Theoretically, the lower E-modulus of SCC-2 (29.3 GPa) compared to SCC-5 (32.4 GPa) should reduce shrinkage stress for the former and, therefore, reduce the stress difference due to higher shrinkage. But as the results indicate in Tables 4.5 and 4.6, the tensile creep coefficient under restrained shrinkage reached at cracking a value of 1.75 and 1.88 for SCC-2 and SCC-5, respectively. Although SCC-2 shows somewhat relatively higher creep coefficient, higher creep-to-shrinkage ratio, and lower modulus of elasticity the higher strain rate factor of free shrinkage (Fig. 4.5) may have dominated the relaxation of this mixture which leads to cracking sooner than the corresponding mixture SCC-5. This result is consistent with previous study which concludes that higher shrinkage rate will result in earlier cracking of SCC (Loser et Leemann, 2009). Figure 4.9 shows a good relationship of time-to-cracking with free shrinkage, with correlation coefficient over 0.75. The linear relationship indicates that with the decrease of free shrinkage, the time-to-cracking would be significantly prolonged.

Elsewhere, test results of SCC-5 (BTCS-PNS-VMA) indicate that the synergetic effect of the combination of PNS-VMA and ternary blended cement BTCS could be in part responsible of the high cracking resistance of SCC-5 comparatively to others SCCs.

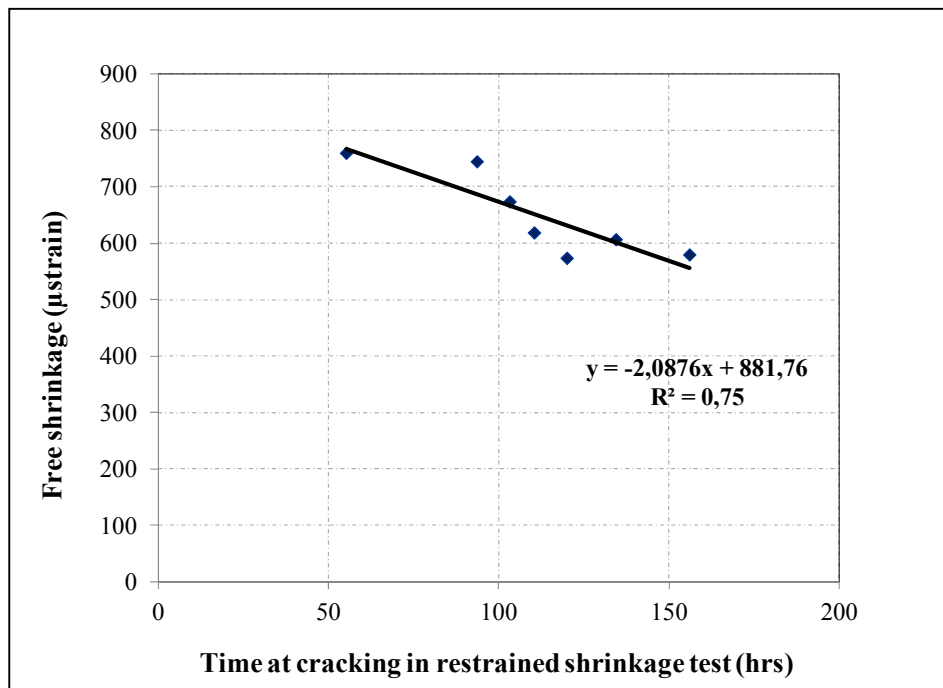


Figure 4.9 Correlation between free shrinkage and time-to-cracking under restrained shrinkage

4.6.5 Performance criteria

As mentioned in the literature review, the concrete is expected to crack when the induced stress exceeds the concrete tensile strength (Neville, 2000). Among the mechanical properties that influence the magnitude of the induced tensile stress, the modulus of elasticity is an important parameter. Additionally, based on the linear relationship of time-to-cracking with free shrinkage (Fig. 4.9) it has been shown that a decrease of free shrinkage would significantly increase the cracking resistance. Thus as mentioned by Emmons et al., (1993) the success of a repair material should come from combined properties of a low values for

drying shrinkage and modulus of elasticity and relatively high values for tensile strength. Based on this approach, a performance criteria for dimensional compatibility (I_{DC}) is proposed (see Eq. 4.5) based on test results to assess risk of cracking, taking account of free shrinkage as well as splitting tensile strength and static modulus of elasticity. The equation 4.5 is given as follows:

$$I_{DC} = \left(\frac{1/MOE}{\varepsilon_{free\shrin}} \right) * f_{sp} \quad (4.5)$$

Where: ε_{free} is free shrinkage (microstrain) measured at 28 day from initiation of drying; f_{sp} is splitting tensile strength (MPa) measured at 28 day age and MOE is static modulus of elasticity (GPa) measured at 28 day age

A higher value of the performance criteria I_{DC} indicates that the material is able to withstand restrained volume change before cracking occurs. Using the data listed in Table 4.3 and Table 4.4, the I_{DC} for all mixtures can be calculated, and shown in Figure 4.10. It should be noted that since 28 days is a common industrial practice used for quality control for concrete properties, it was selected as the testing age for calculation of I_{DC} .

Figure 4.10 shows a linear relationship of time-to-cracking with the performance criteria I_{DC} , with correlation coefficient over 0.72. A general trend can be observed that SCC mixtures with higher I_{DC} tend to resist to cracking more than the corresponding SCCs with lower I_{DC} .

4.7 Conclusion

This paper focuses on studying the restrained shrinkage of SCC mixtures with relation to the properties involved in the cracking potential such as shrinkage, modulus of elasticity and tensile creep under restrained shrinkage. Six SCC mixtures proportioned with different

combinations of chemical admixtures and ternary blended cements were compared to one reference concrete. Results of this study highlighted the significant influence of HRWR type on the cracking resistance of SCCs. In addition, acceptable correlation between free shrinkage and time-to-cracking under restrained shrinkage has been observed.

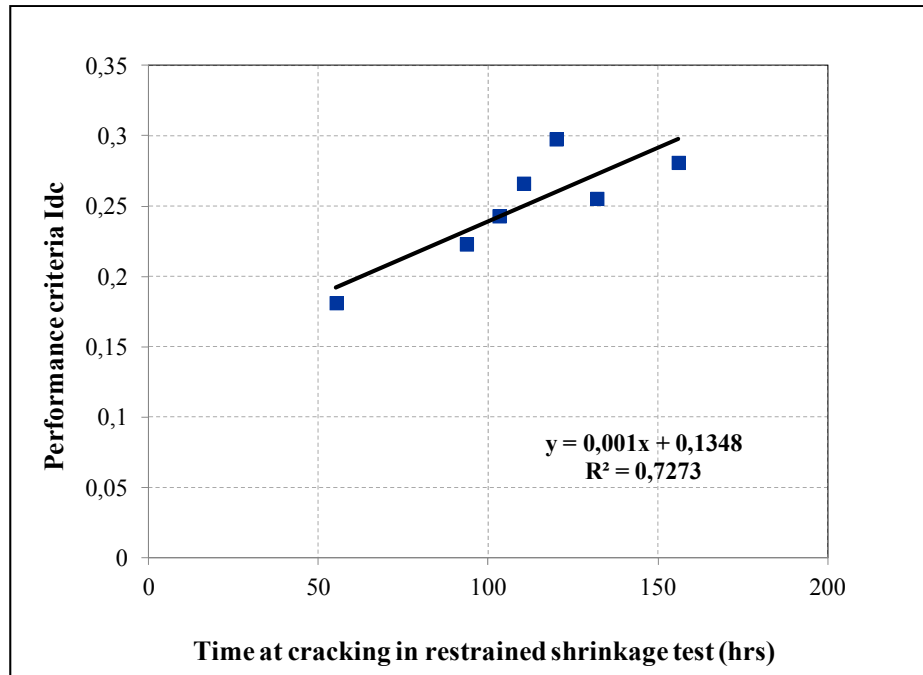


Figure 4.10 Performance criteria I_{DC} versus time-to-cracking under restrained shrinkage

The obtained results are as follow:

- 1) the drying shrinkage of the evaluated SCC is significantly affected by the binder type. By keeping constants all parameters and changing only the binder type, the BTCFA-SCC exhibited higher free shrinkage comparatively to the corresponding BTCS-SCC;
- 2) the use of viscosity modifying admixture seems to influence the cracking potential of SCC for both two ternary blended cements used in the study;
- 3) the elapsed time before cracking of SCC mixtures is always lower when PNS-based HRWR is used for both BTCFA and BTCS cements comparatively to PC-based

HRWR. This is believed to be due in part to the significantly lower drying shrinkage observed on the PC-HRWR mixtures comparatively to PNS HRWR mixtures;

- 4) except the case of SCC-5 proportioned with a combination of PNS-VMA, the risk of cracking of evaluated SCC mixtures is higher than the tested reference concrete;
- 5) the SCC mixture with large free shrinkage strain tends to have an earlier cracking-age, a good correlation was found between the performance criteria for dimensional compatibility (I_{DC}) and ring test results;
- 6) the SCC with high tensile strength does not necessarily indicate higher resistance to shrinkage cracking.

Acknowledgement

This research was supported in part by a fellowship from the FQRNT (Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies).

CONCLUSION

Ces travaux de doctorat avaient plusieurs objectifs. Les plus importants sont les suivants :

- 1) identifier les paramètres leviers responsables des déformations différées dans les BAP;
- 2) vérifier si la présence de l'agent de viscosité peut affecter la déformation différée du BAP;
- 3) étudier en fonction des paramètres leviers identifiés, à savoir la nature du superplastifiant et la nature du ciment, le risque de fissuration des BAP vis-à-vis de l'essai de retrait restreint.

La première phase de nos travaux de recherche essentiellement consacrée à la caractérisation des déformations différées de fluage flexionnel, d'une gamme de béton incluant à la fois le BAP avec et sans agent de viscosité de même que le béton ordinaire et le béton fluide (voir Annexe III) a amené les points suivants :

Le paramètre agent de viscosité ne semble pas influencer le fluage flexionnel des bétons. Ce résultat a été relevé à l'issue du suivi des BAP sans agent de viscosité qui ont présenté de plus grandes déformations de fluage, comparativement à ceux qui n'en contiennent pas.

Le fluage flexionnel d'une formulation de BAP peut varier dans une très large gamme dépendamment du type de superplastifiant utilisé. De plus, pour des superplastifiants appartenant à la même famille dans la classification ASTM C494, le fluage flexionnel d'une formulation de BAP peut aussi être très variable. Ce résultat pourrait être attribué en partie, à l'influence du superplastifiant sur le développement des résistances mécaniques au jeune âge.

Parmi l'ensemble des quatre superplastifiants utilisés (polycarboxylate : PC1, PC2, PC3 et le polynaphtalène PNS), c'est le PNS et PC2 qui semblent être des paramètres levier sur la variation des déformations de fluage.

Les observations issues de cette première phase de recherche ont permis de confirmer l'influence du ciment binaire avec fumée de silice à augmenter les déformations différées de fluage, comme il a déjà été reporté dans la documentation scientifique. Ces mêmes résultats ont aussi permis de ressortir l'influence positive des ciments ternaire composés au cendre volante (TC) et aux laitiers (TL) sur l'augmentation des déformations différées.

Enfin, l'analyse des résultats issus de la série des bétons fluides et bétons ordinaires (Annexe III) par rapport à ceux des BAP sans agent de viscosité a permis de répondre à une des questions à l'origine de ces travaux de doctorat : la fluidité d'un béton peut-elle être responsable de l'accroissement des déformations différées d'un béton ? La réponse est non, mais si une telle variation existe, elle est à rechercher dans les ingrédients de formulation, à savoir la nature du superplastifiant, le dosage en superplastifiant ou dans la nature du matériau cimentaire.

La deuxième phase du programme expérimental a porté essentiellement sur le retrait empêché du BAP en comparaison à un béton ordinaire. Les résultats obtenus ont amené une réflexion sur l'influence des variables étudiés (type de superplastifiant et nature du matériau cimentaire) sur le risque de fissuration de ces bétons. Des corrélations ont été établies entre le risque de fissuration et les différentes propriétés mécaniques mesurées à différentes échéances. Des éléments de compréhension complémentaires ont été ajoutés grâce aux résultats de la distribution porosimétrique mesurée à 120 jours d'hydratation. Les éléments les plus importants obtenus lors de cette phase sont les suivants :

Au niveau des résultats de l'étalement, aucune perte de fluidité jugée importante n'a été soulevée en présence du couple ciment-superplastifiant, ce qui indique une bonne compatibilité des variables de l'étude.

Le temps de prise initiale et finale de l'ensemble des bétons est fortement affecté à la fois par la présence des ciments composés et le dosage en superplastifiants, de même que par l'effet

combiné du couple agent de viscosité-superplastifiant. Quant aux valeurs de résistances à la compression et à la traction de ces mêmes mélanges, les valeurs mesurées sur les BAP à base de ciment TC demeurent en tout temps inférieures en comparaison à celles observées sur les BAP à base de ciment TL.

Parmi les deux ciments ternaires utilisés, les BAP à base de ciment TC semblent plus affectées par la nature du superplastifiant en comparaison aux BAP à base de ciment TL. Ces résultats, déjà observés dans la phase I de nos travaux et résumés dans l'article 1 (chapitre 2), se sont confirmés dans le programme expérimental de la phase II présenté dans l'article 2 (chapitre 3).

Les résultats de la distribution porosimétrique à échéance de 120 jours, ont montré la présence d'un volume de pores plus élevé dans le cas des BAP avec ciment ternaire TC avec une prédominance dans le volume des pores de diamètres supérieures à 0,050 μm en comparaison aux BAP au ciment ternaire TL. Ce résultat expliquerait en partie la tendance du ciment ternaire TC à faire plus de retrait que le ciment ternaire TL.

Les résultats de l'anneau ASTM C1581 nous ont permis de constater que la fissuration de retrait restreint d'une même formulation de BAP varie dans une très large gamme en fonction de la nature du superplastifiant et du matériau cimentaire. De plus, ce risque de fissuration semble toujours plus élevé en présence du superplastifiant de type PNS, comparativement au polycarboxylate PC2. Par ailleurs, la performance du BAP-TL-PNS-VMA (identifié SCC-5 dans l'article 3, chapitre 4) par rapport aux autres bétons, en termes de temps d'apparition des fissures a été attribuée à l'effet combiné du ciment ternaire TL en présence de la combinaison PNS-VMA.

À un autre point de vue, les tentatives de corrélations entre le potentiel de fissuration des bétons étudiés (c.a.d. le temps d'apparition des fissures) et leurs performances mécaniques individuelles respectives n'ont pas permis de trouver des critères de performance jugés

importants afin d'établir des recommandations pour guider le choix des matériaux réparations. De plus, le suivi de la densité de fissuration avec la dalle *Baeziger* (Annexe IV) n'a pas donné les résultats escomptés. Cependant, l'analyse de l'ensemble des résultats de la seconde phase de nos travaux de thèse montre que le rapport de la résistance en traction au module d'élasticité et au retrait de séchage, identifié I_{dc} dans l'article 3 peut être un indicateur potentiel pour l'évaluation du risque de fissuration et représente une avenue prometteuse en tant que simple outil en comparaison à l'essai de l'anneau. De cette façon, seul l'essai de retrait libre (ASTM C157) et les propriétés mécaniques sont nécessaires pour évaluer le risque de fissuration des bétons candidats.

À l'issue des différentes tendances observées sur une seule formulation de BAP formulée avec trois combinaisons d'adjuvants chimiques et deux ciments de type ternaire, des résultats intéressants ont été obtenus lors de ces travaux de doctorat. Les questions soulevées au début de ces travaux de recherche ont toutes trouvées réponse, mais il appert que d'autres questions sont soulevées et incitent à de futurs travaux de perspectives de recherches. Pour permettre de mieux avancer la compréhension de l'étude des réparations, nous nous limiterons à suggérer les points suivants :

- 1) approfondir l'étude sur l'influence de différents dosages en agent de viscosité sur le risque de fissuration des BAP;
- 2) vérifier avec d'autres formulations de béton incluant les BAP les limites du critère de performance I_{dc} suggéré comme outil abordable et robuste pour l'évaluation du risque de fissuration pouvant être mis à la disponibilité des producteurs de béton.

ANNEXE I

ESSAI DU BANC DE FLUAGE : THÉORIE & EXTRACTION DES RÉSULTATS

Théorie de l'essai du fluage flexionnel

Dans le système 4 points (essai du banc de fluage flexionnel), l'hypothèse de négliger le poids propre de l'éprouvette est considéré afin d'avoir un effort tranchant nul et d'avoir ainsi un moment constant entre les points d'application des charges. Cette considération permet d'isoler l'effet des charges P sur le fluage par rapport à celui du poids propre qui lui a une répartition parabolique des moments. Le calcul de la flèche permet de connaître le module effectif et le coefficient de fluage.

Le calcul de la flèche

La flèche mesurée totale se décompose de la manière suivante :

$$f_{totale} = f_{tot-ins} + f_{tot-diff} \quad (A I-1)$$

$$f_{tot-ins} = f_{G-ins} + f_{p-ins} \quad (A I-2)$$

$$f_{tot-diff} = f_{G-dif} + f_{p-diff} \quad (A I-3)$$

Où : $f_{tot-ins}$: Flèche totale instantanée

f_{G-ins} : Flèche instantanée due au poids propre G

f_{p-inst} : Flèche instantanée due aux charges P

$f_{tot-diff}$: Flèche totale différée

f_{G-dif} : Flèche différée due au poids propre G

f_{p-diff} : Flèche différée due aux charges P

Étant donné que la flèche totale ne peut être mesurée directement. La valeur de la flèche instantanée due au poids propre lui sera ajoutée. Cette dernière valeur ne peut être connue que par le calcul de la résistance des matériaux. Ainsi, la flèche totale est égale (Eq. A I-3) :

$$f_{totale} = f_{tot-exp} + f_{G-inst} \quad (\text{A I-4})$$

$f_{tot-exp}$: Flèche expérimental mesurée directement sur les poutres

La flèche totale est connue par la méthode de la théorie des poutres (RDM), en tenant compte de du poids propre de la poutre, la flèche totale est donnée par l'équation A I-5.

$$f_{totale} = \left(\frac{G}{24EI} \right) \left(\frac{5e^4}{16} - z^4 + 2e^3 - 6d^2z^2 - e^3z + 6d^2ez - \frac{3d^2e^2}{2} \right) + \left(\frac{pa}{24EI} \right) (3e^2 + 12z^2 - 12ez) \quad (\text{A I- 5})$$

Où : P : La charge P appliquée

G : Poids propre de la poutre

E : le module d'élasticité

I : inertie de la section de la poutre

a : distance de la charge P aux appuis

z : distance entre l'appui et les plots de mesure

e : distance entre les charges P

Ce calcul donne directement la valeur de la flèche due au poids propre soit f_{G-inst} avec la valeur du module E égale à la valeur du module instantané E_{inst} dont le calcul est présenté dans l'équation A I-7.

La flèche mesurée est la flèche additionnelle de fluage sous l'effet du poids propre. Ainsi, la part des charges P dans le phénomène de fluage peut être connue en calculant :

$$f_p = f_{totale}(chargé) - f_{totale}(nonchargé) \quad (\text{A I-6})$$

Le calcul du module élastique effectif

Le module d'élasticité instantané est une caractéristique de la capacité à la déformation du matériau. L'essai du fluage flexionnel permet de calculer la valeur du module E au premier instant du chargement en négligeant l'effet du poids propre. Le calcul par la résistance des matériaux (RDM) permet de déduire la flèche pour une poutre isostatique sur deux appuis soumise à deux charges P à distance égale des appuis.

$$E_{isnt} = \frac{pa.(3e^2 + 12z^2 - 12ez)}{24f_i I} \quad (\text{A I-7})$$

Où :

f_i : $f_1 - f_0$: flèche instantanée au centre du spécimen

f_0 : flèche mesurée avant le chargement au centre du spécimen

f_1 : flèche mesurée immédiatement après le chargement au centre du spécimen

Les mesures de flèches suivantes permettent d'obtenir un module différé qui avec l'augmentation de la flèche a tendance à diminuer avec le temps. Ce module effectif n'a aucun sens physique, mais il permet tout simplement de caractériser l'évolution de la résistance du matériau au cours du temps.

Le calcul de ce module effectif est aussi issu du calcul par la théorie des poutres et est présenté par l'équation A I-8.

$$E_{effectif(t)} = \frac{G}{24f_{tot}(t)I} \left(\frac{5e^4}{16} - z^4 + 2ez^3 - 6d^2z^2 - e^3z + 6d^2ez - \frac{3d^2e^2}{2} \right) + \left(\frac{pa}{24f_{tot}(tot)I} \right) (3e^2 + 12z^2 - 12ez) \quad (\text{A I-8})$$

Procédure d'extraction des résultats

- 1) Le calcul conformément à l'équation A-I-9 du module E instantané. Lors de la phase I les deux prismes sont chargés-déchargés à quelques reprises avec la charge P de 20 kg .

$$E_{inst} = \frac{pa.(3e^2 + 12z^2 - 12ez)}{24f_i I} \quad (\text{A I-9})$$

Où : f_i : $f_1 - f_0$: flèche instantanée

f_0 : flèche mesurée avant le chargement

f_1 : flèche mesurée immédiatement après le chargement

- 2) Le calcul de la flèche due au poids propre s'effectue par la suite conformément à l'équation A I-10 et comme suit :

$$f_{inst} = \frac{G}{24E_{inst} \cdot I} \cdot \left(\frac{5e^4}{16} - z^4 + 2ez^3 - 6d^2z^2 - e^3z + 6d^2ez - \frac{3d^2e^2}{2} \right) \quad (\text{A I-10})$$

- 3) Le suivi de la flèche différée (notée f_{diff}) est entamé au cours du temps de séchage à l'aide d'un comparateur (résultats présentés aux tableaux A I-1 et A I-2)
- 4) En fonction de la flèche différée et connaissant la valeur de la flèche instantanée, l'équation A I-11 permet alors de calculer le coefficient de fluage flexionnel $\phi(t)$.

$$\phi(t) = \frac{f_{diff} - f_{inst}}{f_{inst}} \quad (\text{A I-11})$$

- 5) La connaissance du coefficient de fluage (résultats présentés dans les tableaux A I-5 et A I-6) permet le calcul de la complaisance noté J (t, t') selon l'équation A I-12.

$$J(t, t') = \frac{1 + \phi(t)}{E_{inst}} \quad (\text{A-I- 12})$$

- 6) Le calcul de la complaisance $J(t, t')$ permet ensuite de calculer le fluage spécifique total noté $C(t, t')$ selon l'équation A I-13.

$$C(t, t') = J(t, t') - \frac{1}{E_{inst}} \quad (\text{A I-13})$$

- 7) La moyenne de l'ensemble des résultats est présentée au tableau A I-7.

Tableau-A I-1 Résultats des mesures du suivi de la flèche du prisme chargé #1

Time	Date d-m-yy h:mm	°C / HR	Load (kg) P=P ₁ =P ₂	Reading 1			Reading 2			D _{avg} (10 ⁻⁴ in.)	Total measured deflection (mm)	Calculated modulus of elasticity (MPa)	Calculated self-weight elastic deflection
				ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)	ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)				
0,0 min			0			0			0	0,0	0,000		
0,0 min			20			0			0	0,0	0,000		
54154874,0 min	17/12/02 13:14	21/29	0	1582	1808	-226	1581	1808	-227	-226,5	0,000		
1,0 min	17/12/02 13:15		20	1582	1778	-196	1581	1778	-197	-196,5	0,076		
1,0 min	17/12/02 13:16		0	1582	1811	-229	1581	1811	-230	-229,5	0,000		
2,0 min	17/12/02 13:18		20	1582	1780	-198	1581	1781	-200	-199,0	0,077		
0,00 d	17/12/02 13:19		0	1582	1811	-229	1581	1811	-230	-229,5	0,000		
0,03 d	17/12/02 14:00		20	1582	1781	-199	1581	1780	-199	-199,0	0,077	30640	
0,04 d	17/12/02 14:15		20	1582	1778	-196	1581	1778	-197	-196,5	0,084		
0,05 d	17/12/02 14:30		20	1582	1776	-194	1581	1776	-195	-194,5	0,089		
0,06 d	17/12/02 14:45		20	1582	1773	-191	1581	1772	-191	-191,0	0,098		
0,07 d	17/12/02 15:00		20	1582	1770	-188	1581	1769	-188	-188,0	0,105		
0,11 d	17/12/02 16:00		20	1582	1766	-184	1583	1766	-183	-183,5	0,117		
0,15 d	17/12/02 17:00		20	1583	1760	-177	1583	1760	-177	-177,0	0,133		
0,20 d	17/12/02 18:00		20	1583	1756	-173	1583	1756	-173	-173,0	0,144		
0,24 d	17/12/02 19:00		20	1583	1754	-171	1583	1752	-169	-170,0	0,151		
0,28 d	17/12/02 20:00		20	1585	1752	-167	1585	1750	-165	-166,0	0,161		
1,00 d	18/12/02 13:20		20	1585	1700	-115	1585	1700	-115	-115,0	0,291		
1,95 d	19/12/02 12:05		20	1585	1662	-77	1585	1663	-78	-77,5	0,386		
2,92 d	20/12/02 11:30		20	1585	1650	-65	1585	1663	-78	-71,5	0,401		
4,04 d	21/12/02 14:15		20	1585	1634	-49	1585	1633	-48	-48,5	0,460		
4,92 d	22/12/02 11:30		20	1588	1625	-37	1588	1625	-37	-37,0	0,489		
6,08 d	23/12/02 15:10		20	1585	1619	-34	1588	1619	-31	-32,5	0,500		
7,16 d	24/12/02 17:09		20	1585	1604	-19	1588	1605	-17	-18,0	0,537		
9,93 d	27/12/02 11:40		20	1585	1595	-10	1588	1595	-7	-8,5	0,561		
21,04 d	7/1/03 14:11		20	1585	1570	15	1585	1571	14	14,5	0,620		
29,07 d	15/1/03 15:00		20	1285	1262	23	1281	1265	16	19,5	0,632		
34,07 d	20/1/03 15:00		20	1294	1267	27	1294	1266	28	27,5	0,653		
43,07 d	29/1/03 15:00		20	1594	1540	54	1594	1540	54	54,0	0,720		
58,07 d	13/2/03 15:00		20	1594	1534	60	1594	1534	60	60,0	0,735		
71,07 d	26/2/03 15:00		20	1594	1530	64	1594	1530	64	64,0	0,745		
71,07 d			20			0			0	0,0	0,745		

Tableau-A I-2 Résultats des mesures du suivi de la flèche du prisme témoin (non chargé) #1

Time		Date d-m-yy h:mm	Reading 1			Reading 2			D _{avg} (10 ⁻⁴ in.)	Measured self-weight deflection (mm)
			ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)	ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)		
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,00	d	17/12/02 13:19	1582	1732	-150	1582	1733	-151	-150,5	0,000
0,01	d	17/12/02 13:35	1581	1754	-173	1582	1755	-173	-173,0	-0,057
0,02	d	17/12/02 13:50	1581	1688	-107	1582	1750	-168	-137,5	0,033
0,03	d	17/12/02 14:05	1581	1713	-132	1582	1688	-106	-119,0	0,080
0,04	d	17/12/02 14:20	1583	1734	-151	1582	1713	-131	-141,0	0,024
0,08	d	17/12/02 15:20	1583	1732	-149	1582	1734	-152	-150,5	0,000
0,13	d	17/12/02 16:20	1583	1715	-132	1581	1731	-150	-141,0	0,024
0,17	d	17/12/02 17:20	1583	1703	-120	1583	1715	-132	-126,0	0,062
0,22	d	17/12/02 18:30	1583	1700	-117	1583	1702	-119	-118,0	0,083
0,25	d	17/12/02 19:20	1583	1681	-98	1583	1700	-117	-107,5	0,109
0,99	d	18/12/02 13:00	1583	1665	-82	1583	1680	-97	-89,5	0,155
1,99	d	19/12/02 13:00	1583	1687	-104	1583	1665	-82	-93,0	0,146
2,92	d	20/12/02 11:30	1585	1647	-62	1585	1689	-104	-83,0	0,171
4,04	d	21/12/02 14:15	1585	1637	-52	1585	1648	-63	-57,5	0,236
4,84	d	22/12/02 9:30	1585	1634	-49	1585	1636	-51	-50,0	0,255
6,07	d	23/12/02 15:00	1585	1629	-44	1585	1634	-49	-46,5	0,264
7,07	d	24/12/02 15:00	1585	1623	-38	1585	1629	-44	-41,0	0,278
10,07	d	27/12/02 15:00	1585	1609	-24	1585	1623	-38	-31,0	0,304
21,07	d	7/1/03 15:00	1585	1609	-24	1583	1610	-27	-25,5	0,318
29,07	d	15/1/03 15:00	1285	1306	-21	1285	1306	-21	-21,0	0,329
34,07	d	20/1/03 15:00	1293	1312	-19	1293	1312	-19	-19,0	0,334
43,07	d	29/1/03 15:00	1594	1612	-18	1594	1612	-18	-18,0	0,337
58,07	d	13/2/03 15:00	1594	1596	-2	1594	1596	-2	-2,0	0,377
71,07	d	26/2/03 15:00	1594	1598	-4	1594	1594	0	-2,0	0,377

Tableau-A I-3 Résultats des mesures du suivi de la flèche du prisme chargé #2

Time	Date d-m-yy h:mm	°C / HR	Load (kg) P=P ₁ =P ₂	Reading 1			Reading 2			D _{avg} (10 ⁻⁴ in.)	Total measured deflection (mm)	Calculated modulus of elasticity (MPa)	Calculated self weight elastic deflection (mm)
				ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)	ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)				
0,0 min			0			0			0	0,0	0,000		
0,0 min			20			0			0	0,0	0,000		
54154900,0 min	17/12/02 13:40	21/29	0	1582	1982	-400	1582	1983	-401	-400,5	0,000		
1,0 min	17/12/02 13:41		20	1582	1953	-371	1582	1952	-370	-370,5	0,076		
1,0 min	17/12/02 13:42		0	1582	1984	-402	1582	1984	-402	-402,0	0,000		
1,0 min	17/12/02 13:43		20	1582	1954	-372	1582	1954	-372	-372,0	0,076		
0,00 d	17/12/02 13:44		0	1582	1985	-403	1582	1986	-404	-403,5	0,000		
0,00 d	17/12/02 13:45		20	1582	1956	-374	1582	1956	-374	-374,0	0,075	31679	
0,01 d	17/12/02 14:00		20	1582	1954	-372	1582	1954	-372	-372,0	0,080		
0,02 d	17/12/02 14:15		20	1582	1951	-369	1582	1951	-369	-369,0	0,088		
0,03 d	17/12/02 14:30		20	1582	1946	-364	1582	1946	-364	-364,0	0,100		
0,04 d	17/12/02 14:45		20	1582	1944	-362	1582	1944	-362	-362,0	0,105		
0,08 d	17/12/02 15:45		20	1582	1941	-359	1582	1940	-358	-358,5	0,114		
0,13 d	17/12/02 16:45		20	1582	1933	-351	1583	1932	-349	-350,0	0,136		
0,17 d	17/12/02 17:45		20	1583	1928	-345	1585	1929	-344	-344,5	0,150		
0,21 d	17/12/02 18:45		20	1583	1927	-344	1585	1927	-342	-343,0	0,154		
0,25 d	17/12/02 19:45		20	1583	1920	-337	1585	1922	-337	-337,0	0,169		
1,25 d	18/12/02 19:45		20	1585	1866	-281	1585	1866	-281	-281,0	0,311		
1,97 d	19/12/02 13:00		20	1583	1840	-257	1585	1840	-255	-256,0	0,375		
2,91 d	20/12/02 11:30		20	1585	1819	-234	1585	1819	-234	-234,0	0,431		
4,08 d	21/12/02 15:40		20	1585	1810	-225	1585	1808	-223	-224,0	0,456		
4,82 d	22/12/02 9:30		20	1588	1805	-217	1585	1800	-215	-216,0	0,476		
5,87 d	23/12/02 10:35		20	1585	1785	-200	1585	1786	-201	-200,5	0,516		
6,82 d	24/12/02 9:30		20	1585	1778	-193	1585	1778	-193	-193,0	0,535		
9,82 d	27/12/02 9:30		20	1585	1767	-182	1585	1767	-182	-182,0	0,563		
20,82 d	7/1/03 9:30		20	1583	1735	-152	1583	1735	-152	-152,0	0,639		
28,82 d	15/1/03 9:30		20	1285	1432	-147	1285	1432	-147	-147,0	0,652		
33,82 d	20/1/03 9:30		20	1293	1431	-138	1293	1431	-138	-138,0	0,674		
42,82 d	29/1/03 9:30		20	1594	1713	-119	1594	1713	-119	-119,0	0,723		
57,82 d	13/2/03 9:30		20	1594	1701	-107	1594	1701	-107	-107,0	0,753		
70,82 d	26/2/03 9:30		20	1594	1691	-97	1594	1691	-97	-97,0	0,779		
70,82 d										0,779			

Tableau-A I-4 Résultats des mesures du suivi de la flèche du prisme témoin (non chargé) #2

Time		Date d-m-yy h:mm	Reading 1			Reading 2			D _{avg} (10 ⁻⁴ in.)	Measured self-weight deflection (mm)
			ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)	ref. bar	specimen	D (10 ⁻⁴ in.)		
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,0	min									
0,00	d	17/12/02 13:29	1582	1725	-143	1582	1725	-143	-143,000	0,000
0,01	d	17/12/02 13:45	1582	1725	-143	1582	1725	-143	-143,000	0,000
0,02	d	17/12/02 14:00	1582	1728	-146	1582	1726	-144	-145,000	-0,005
0,03	d	17/12/02 14:15	1582	1729	-147	1582	1729	-147	-147,000	-0,010
0,04	d	17/12/02 14:30	1582	1725	-143	1582	1723	-141	-142,000	0,003
0,08	d	17/12/02 15:30	1583	1724	-141	1582	1724	-142	-141,500	0,004
0,13	d	17/12/02 16:30	1583	1726	-143	1583	1726	-143	-143,000	0,000
0,17	d	17/12/02 17:30	1583	1726	-143	1583	1725	-142	-142,500	0,001
0,21	d	17/12/02 18:30	1583	1726	-143	1583	1724	-141	-142,000	0,003
0,25	d	17/12/02 19:30	1583	1726	-143	1583	1724	-141	-142,000	0,003
0,90	d	18/12/02 11:00	1585	1702	-117	1585	1700	-115	-116,000	0,069
1,98	d	19/12/02 13:00	1585	1682	-97	1585	1680	-95	-96,000	0,119
2,92	d	20/12/02 11:30	1585	1673	-88	1585	1678	-93	-90,500	0,133
4,09	d	21/12/02 15:40	1585	1668	-83	1585	1665	-80	-81,500	0,156
5,08	d	22/12/02 15:30	1585	1659	-74	1585	1660	-75	-74,500	0,174
6,06	d	23/12/02 15:00	1585	1643	-58	1585	1655	-70	-64,000	0,201
7,06	d	24/12/02 15:00	1585	1645	-60	1585	1645	-60	-60,000	0,211
10,06	d	27/12/02 15:00	1585	1638	-53	1585	1638	-53	-53,000	0,229
21,06	d	7/1/03 15:00	1581	1621	-40	1581	1622	-41	-40,500	0,260
29,06	d	15/1/03 15:00	1285	1322	-37	1285	1322	-37	-37,000	0,269
34,06	d	20/1/03 15:00	1293	1328	-35	1293	1325	-32	-33,500	0,278
43,06	d	29/1/03 15:00	1594	1609	-15	1594	1609	-15	-15,000	0,325
58,06	d	13/2/03 15:00	1594	1607	-13	1594	1607	-13	-13,000	0,330
71,06	d	26/2/03 15:00	1594	1607	-13	1594	1607	-13	-13,000	0,330
71,06	d				0			0	0,000	0,330

Tableau-A I-5 Résultats de l'évolution de la flèche et du fluage spécifique pour le prisme #1

Time elapsed (d)	Loaded specimen 1 (mm)	Companion specimen 1 (mm)	Total deflection 1 (incl. s-w) (mm)	Modulus of elasticity E_1 (MPa)	Creep coefficient ϕ_1	$J(t,t'): [1+\phi(t)]/E(t')$	$E_{eff} = E_{ins}/[1+\phi(t)]$	$C(t, t')$
0,00	0,000							
0,03	0,077	0,033	0,111	30640	0,00	32,64	30640,33	0,00
0,04	0,084		0,117		0,06	34,51	28980,40	1,87
0,05	0,089		0,122		0,10	36,00	27776,57	3,36
0,06	0,098		0,131		0,18	38,62	25894,21	5,98
0,07	0,105		0,139		0,25	40,86	24472,68	8,23
0,11	0,117		0,150		0,36	44,23	22610,75	11,59
0,15	0,133		0,167		0,50	49,09	20371,96	16,45
0,20	0,144		0,177		0,60	52,08	19201,95	19,44
0,24	0,151		0,185		0,66	54,32	18409,00	21,68
0,28	0,161		0,195		0,76	57,31	17448,28	24,68
1,00	0,291		0,324		1,92	95,45	10477,01	62,81
1,95	0,386		0,419		2,78	123,49	8097,99	90,85
2,92	0,401		0,435		2,92	127,97	7814,09	95,34
4,04	0,460		0,493		3,45	145,17	6888,38	112,54
4,92	0,489		0,522		3,71	153,77	6503,17	121,13
6,08	0,500		0,534		3,81	157,14	6363,92	124,50
7,16	0,537		0,571		4,15	167,98	5953,15	135,34
9,93	0,561		0,595		4,36	175,08	5711,62	142,44
21,04	0,620		0,653		4,89	192,28	5200,75	159,64
29,07	0,632		0,666		5,01	196,02	5101,56	163,38
34,07	0,653		0,686		5,19	202,00	4950,48	169,36
43,07	0,720		0,753		5,80	221,82	4508,25	189,18
58,07	0,735		0,769		5,93	226,30	4418,87	193,67
71,07	0,745		0,779		6,03	229,29	4361,23	196,66
71,07	0,745		0,779		6,03	229,29	4361,23	196,66

Tableau-A I-6 Résultats de l'évolution de la flèche et du fluage spécifique pour le prisme #2

Time elapsed (d)	Loaded specimen 2 (mm)	Companion specimen 2 (mm)	Total deflection 2 (incl. s-w) (mm)	Modulus of elasticity E_2 (MPa)	Creep coefficient ϕ_2	$J(t,t'):[1+\phi(t)]/E(t')$	$E_{eff} = E_{ins}/[1+\phi(t)]$	$C(t, t')$
0,00	0,000							
0,00	0,075	0,032	0,107	31679	0,00	31,57	31678,98	0,00
0,01	0,080		0,112		0,05	33,06	30246,06	1,50
0,02	0,088		0,120		0,12	35,31	28324,29	3,74
0,03	0,100		0,133		0,24	39,04	25612,06	7,48
0,04	0,105		0,138		0,28	40,54	24667,25	8,97
0,08	0,114		0,147		0,37	43,16	23171,38	11,59
0,13	0,136		0,168		0,57	49,51	20196,92	17,95
0,17	0,150		0,182		0,70	53,63	18647,99	22,06
0,21	0,154		0,186		0,73	54,75	18265,94	23,18
0,25	0,169		0,201		0,88	59,23	16882,44	27,67
1,25	0,311		0,343		2,20	101,11	9890,54	69,54
1,97	0,375		0,407		2,80	119,80	8347,22	88,23
2,91	0,431		0,463		3,32	136,25	7339,41	104,68
4,08	0,456		0,488		3,55	143,73	6957,58	112,16
4,82	0,476		0,509		3,74	149,71	6679,58	118,14
5,87	0,516		0,548		4,11	161,30	6199,63	129,73
6,82	0,535		0,567		4,29	166,91	5991,32	135,34
9,82	0,563		0,595		4,55	175,13	5709,94	143,57
20,82	0,639		0,671		5,26	197,57	5061,61	166,00
28,82	0,652		0,684		5,38	201,30	4967,60	169,74
33,82	0,674		0,707		5,59	208,03	4806,91	176,47
42,82	0,723		0,755		6,04	222,24	4499,62	190,67
57,82	0,753		0,785		6,32	231,21	4325,00	199,65
70,82	0,779		0,811		6,56	238,69	4189,51	207,12
70,82	0,779		0,811		6,56	238,69	4189,51	207,12

Tableau-A I-7 Moyenne des résultats issus des deux prismes
(rassemblant l'évolution de la flèche et du fluage spécifique)

Time elapsed (d)	Loaded specimens (mm)	Companion specimens (mm)	Total deflection (incl. s-w) (mm)	Modulus of elasticity E (MPa)	Creep coefficient ϕ	$J(t,t'): [1+\phi(t)]/E(t')$	$E_{eff} = E_{ins}/[1+\phi(t)]$	C (t, t')
0,00	0,000				0,00			
0,01	0,076	0,033	0,109	31160	0,00	32,10	31159,65	
0,03	0,082		0,115		0,05	33,78	29613,23	1,68
0,04	0,088		0,121		0,11	35,65	28050,43	3,55
0,05	0,099		0,132		0,21	38,83	25753,14	6,73
0,06	0,105		0,138		0,27	40,70	24569,96	8,60
0,10	0,116		0,148		0,36	43,69	22891,07	11,59
0,14	0,135		0,167		0,54	49,30	20284,44	17,20
0,18	0,147		0,180		0,65	52,85	18924,97	20,75
0,22	0,152		0,185		0,70	54,53	18337,47	22,43
0,26	0,165		0,198		0,82	58,27	17165,36	26,17
1,13	0,301		0,334		2,06	98,28	10183,77	66,18
1,96	0,380		0,413		2,79	121,64	8222,61	89,54
2,92	0,416		0,449		3,12	132,11	7576,75	100,01
4,06	0,458		0,491		3,50	144,45	6922,98	112,35
4,87	0,483		0,515		3,73	151,74	6591,38	119,64
5,97	0,508		0,541		3,96	159,22	6281,77	127,12
6,99	0,536		0,569		4,22	167,44	5972,24	135,34
9,88	0,562		0,595		4,46	175,11	5710,78	143,01
20,93	0,629		0,662		5,08	194,92	5131,18	162,82
28,95	0,642		0,675		5,19	198,66	5034,58	166,56
33,95	0,664		0,696		5,39	205,02	4878,70	172,92
42,95	0,721		0,754		5,92	222,03	4503,93	189,93
57,95	0,744		0,777		6,13	228,76	4371,93	196,66
70,95	0,762		0,795		6,29	233,99	4275,37	201,89
70,95	0,762		0,795		6,29			

ANNEXE II

APPROCHE THÉORIQUE : CALCUL DES CONTRAINTES DANS L'ESSAI DE L'ANNEAU

Approche théorique de l'analyse

Méthode de calcul de la contrainte induite en tension

L'essai de retrait empêché présenté à la Figure A II-1 met en jeu plusieurs phénomènes, entre autres, le retrait, le fluage et la fissuration. Pour le calcul des contraintes développées dans l'anneau instrumenté, les hypothèses de départ consistent à supposer qu'une pression interne P agit au niveau de l'interface acier-béton (Weiss et Fergusson, 2001, Hossain et Weiss, 2004). Cette pression P va comprimer l'anneau d'acier et provoquer une traction dans l'anneau de béton.

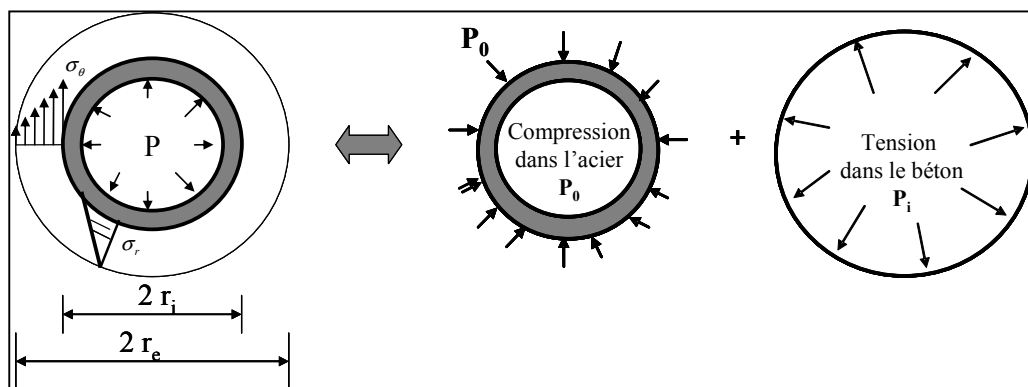


Figure-A II-1 Visualisation de l'état de distribution de la pression dans l'anneau
Tirée de Hossain et Weiss (2004)

Le calcul de la distribution des contraintes dans l'anneau de béton instrumenté devient alors similaire au calcul de la distribution des contraintes dans un cylindre à paroi épaisse sujet à une pression interne P_i et une pression externe P_0 tel que schématisé dans la Fig. A II-1.

Sur la base de la théorie de l'élasticité (Timoshenko et Goodier, 1970), les composantes des contraintes en coordonnées polaires s'expriment selon l'équation A II-1 :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + \tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \sigma_\theta &= \sigma_y \cos^2 \theta + \sigma_x \sin^2 \theta - \tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \tau_{r\theta} &= (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)\end{aligned}\quad (\text{A II-1})$$

Dans le cas où la fonction contrainte ne dépend que du rayon r , les équations de la compatibilité en coordonnées polaires s'expriment conformément à l'équation A II-2 dont la solution de forme générale est exprimée selon l'équation A II-3 :

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right) \left(\frac{d^2 \phi}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d\phi}{dr} \right) = \frac{d^4 \phi}{dr^4} + \frac{2}{r} \frac{d^3 \phi}{dr^3} - \frac{1}{r} \frac{d^2 \phi}{dr^2} + \frac{1}{r^3} \frac{d\phi}{dr} = 0 \quad (\text{A II-2})$$

$$\phi = A \log r + Br^2 \log r + Cr^2 + D \quad (\text{A II-3})$$

En considérant le cas particulier de l'anneau, l'équation A II-3 peut encore s'exprimer selon l'équation A II-4, c'est-à-dire la distribution des contraintes dans l'anneau (Fig A II-1).

$$\begin{aligned}\sigma_{rr} &= \frac{A}{r^2} + 2C \\ \sigma_{\theta\theta} &= -\frac{A}{r^2} + 2C\end{aligned}\quad (\text{A II-4})$$

Étant donné les conditions aux limites suivantes : $(\sigma_r)_{r=a} = -p_i$ et $(\sigma_r)_{r=b} = -p_0$, l'équation A II-4 peut encore s'écrire conformément à l'équation A II-5 :

$$\begin{aligned}\frac{A}{a^2} + 2C &= -p_i \\ \frac{A}{b^2} + 2C &= -p_0\end{aligned}\tag{A II-5}$$

Ainsi, la première étape de la résolution du problème de la distribution des contraintes consiste, à calculer la pression externe p_0 qui provoque le déplacement radial de l'anneau d'acier en admettant que la pression interne $p_i = 0$. Dans une telle situation, la déformation radiale s'exprime en fonction du rayon r (Timoshenko et Goodier, 1970) selon l'équation A II-6 :

$$u_{r|r} = -\frac{b^2 \cdot p_0}{E \cdot r \cdot (b^2 - a^2)} \left[(1 + \nu)a^2 + (1 - \nu)r^2 \right]\tag{A II-6}$$

En appliquant les dimensions de l'anneau d'acier de la figure A II-1 à l'équation A II-6, et dépendamment des conditions aux limites, c'est-à-dire de la position de r , l'équation A II-6 va s'exprimer conformément à l'équation A II-7 dans le cas où $r = R_{is}$, et selon l'équation A II-8 dans le cas où $r = R_{os}$. De manière simplifiée après calcul, ces deux équations s'exprimeront selon les équations A II-9 et A II-10 respectivement pour le cas $r = R_{is}$ et $r = R_{os}$.

$$u_{r|R_{is}} = -\frac{R_{os}^2 \cdot p_0}{E_s \cdot R_{is} \cdot (R_{os}^2 - R_{is}^2)} \left[(1 + \nu)R_{is}^2 + (1 - \nu)R_{is}^2 \right]\tag{A II-7}$$

$$u_{r|R_{os}} = -\frac{R_{os}^2 \cdot p_0}{E_s \cdot R_{os} \cdot (R_{os}^2 - R_{is}^2)} \left[(1 + \nu)R_{is}^2 + (1 - \nu)R_{os}^2 \right]\tag{A II-8}$$

Avec : E_s : Le module élastique de l'acier

R_{os} : le rayon externe de l'anneau d'acier

R_{is} : le rayon interne de l'anneau d'acier

R_{is} : le rayon interne de l'anneau de béton

R_{oc} : le rayon externe de l'anneau de béton

ν : Le coefficient de poisson de l'acier (de l'ordre de 0,30)

$$u_{r|R_{is}} = -\frac{p_0}{E_s} \cdot R_{os}^2 \cdot \frac{2 \cdot R_{is}^2}{(R_{os}^2 - R_{is}^2)} \quad (\text{A II-9})$$

$$u_{r|R_{os}} = -\frac{p_0}{E_s} \cdot \frac{R_{os}^2}{R_{os} \cdot (R_{os}^2 - R_{is}^2)} \left[(1 + \nu) R_{is}^2 + (1 - \nu) R_{os}^2 \right] \quad (\text{A II-10})$$

La valeur de p_0 déduite est fonction de la position de r . Ces deux expressions présentées dans les équations A II-11 et A II-12 correspondent respectivement aux deux conditions $r = R_{is}$ et $r = R_{os}$.

$$p_0 = -\frac{u_{r|R_{is}}}{R_{os}^2} \cdot \frac{E_s \cdot (R_{os}^2 - R_{is}^2)}{2 \cdot R_{is}} \quad (\text{A II-11})$$

$$p_0 = -\frac{u_{r|R_{os}}}{R_{os}^2} \cdot R_{os} \cdot \frac{E_s \cdot (R_{os}^2 - R_{is}^2)}{\left[(1 + \nu) R_{is}^2 + (1 - \nu) R_{os}^2 \right]} \quad (\text{A II-12})$$

La seconde étape du processus de calcul des contraintes consiste à appliquer la valeur de p_0 issue de l'équation A II-9 à l'anneau de béton supposé être soumis uniquement à une pression interne de traction p_i égale en valeur absolue à la pression p_0 calculée conformément aux équations précédentes. C'est cette dernière pression qui est à l'origine du développement d'une contrainte circonférentielle σ_θ (Timoshenko et Goodier, 1970) dans l'anneau de béton, et exprimée selon l'équation A II-13. Cette contrainte circonférentielle σ_θ est référée dans le texte comme la contrainte en tension du béton.

$$\sigma_{\theta} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (\text{A II-13})$$

Connaissant les dimensions de l'anneau de béton et sachant que la contrainte circonférentielle σ_{θ} est maximale au niveau de l'interface acier-béton, l'équation A II-13 s'écrit selon l'équation A II-14 :

$$\sigma_{\theta(\max)} = p_0 \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-14})$$

En appliquant les expressions de p_0 reportées dans les équations A II-11 et A II-12 à l'équation A II-14, la contrainte circonférentielle dans l'anneau de béton (qui n'est autre que la contrainte induite en tension $\sigma(t)$) va aussi s'exprimer selon l'équation A II-15 (cas où $r = R_{is}$) et selon l'équation A II-16 (cas où $r = R_{os}$).

$$\sigma_{\theta}(t) = \sigma(t) = \frac{u_r|_{r=R_{is}}}{R_{os}^2} \cdot E_s \cdot \frac{(R_{os}^2 - R_{is}^2)}{2 \cdot R_{is}} \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-15})$$

$$\sigma_{\theta}(t) = \sigma(t) = \frac{u_r|_{r=R_{os}}}{R_{os}^2} \cdot R_{os} \cdot E_s \cdot \frac{(R_{os}^2 - R_{is}^2)}{\left[(1+\nu) R_{is}^2 + (1-\nu) R_{os}^2 \right]} \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-16})$$

Enfin, sachant que le déplacement radial u_r peut être aussi exprimé en fonction de l'élongation $\varepsilon_{\theta} = \frac{u}{r}$ (Timoshenko et Goodier, 1970). Cette élongation ε_{θ} correspond à la valeur de la lecture effectuée à l'aide des jauges de déformations, soit donc $\varepsilon_{\theta} = \varepsilon_{st}$. La connaissance de ε_{st} va permettre de connaître directement, à partir de la lecture des jauges la

valeur de la pression p_o selon l'équation A II-17 (cas où $r = R_{is}$) et selon l'équation A II-18 (cas où $r = R_{os}$).

$$\sigma_{\theta}(t) = \sigma(t) = \frac{\varepsilon_{st} \cdot R_{is}}{R_{os}^2} \cdot E_s \cdot \frac{(R_{os}^2 - R_{is}^2)}{2 \cdot R_{is}} \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-17})$$

$$\sigma_{\theta}(t) = \sigma(t) = \frac{\varepsilon_{st} \cdot R_{is}}{R_{os}^2} \cdot R_{os} \cdot E_s \cdot \frac{(R_{os}^2 - R_{is}^2)}{[(1+\nu)R_{is}^2 + (1-\nu)R_{os}^2]} \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-18})$$

Après simplification, les deux précédentes équations s'expriment dans le cas où $r = R_{is}$ selon l'équation A II-19 et dans le cas où $r = R_{os}$ selon l'équation A II-20 comme suit :

$$\sigma_{\theta}(t) = \sigma(t) = \varepsilon_{st} \cdot E_s \cdot \frac{(R_{os}^2 - R_{is}^2)}{2 \cdot R_{os}^2} \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-19})$$

$$\sigma_{\theta}(t) = \sigma(t) = \frac{\varepsilon_{st} \cdot R_{is} \cdot R_{os}}{R_{os}^2} \cdot E_s \cdot \frac{(R_{os}^2 - R_{is}^2)}{[(1+\nu)R_{is}^2 + (1-\nu)R_{os}^2]} \cdot \frac{(R_{ic}^2 + R_{oc}^2)}{(R_{oc}^2 - R_{ic}^2)} \quad (\text{A II-20})$$

Étant donné que la valeur de p_o est maximale au niveau de $r = R_{os}$, c'est l'équation A II-20 qui est à considérer l'analyse. La valeur de $\sigma_{\theta}(t)$ représente la contrainte induite en tension dans l'anneau de béton. Par ailleurs, nous allons aussi utiliser l'équation d'Attigobe et al., (2001) (équation A II.21) lors de la présentation des résultats de contrainte de retrait restreint.

$$\sigma_{\theta}(t) = \varepsilon_{st} \cdot E_s \cdot \frac{R_{ic} \cdot h_{st}}{R_{is} \cdot h_c} \quad (\text{A II-21})$$

Calcul du fluage en tension

Une méthode de calcul est proposée dans la suite du paragraphe afin de quantifier de manière simplifiée le fluage en tension. Cette méthode est basée sur les travaux de See et al., (2001) Les hypothèses de calcul considèrent les éléments suivants :

1. La signification de la déformation et du coefficient de fluage issus de ce calcul : en effet, les contraintes induites en tension sont géométriquement dépendantes de l'anneau (Weiss et Shah, 2002). Par conséquent, les valeurs retrouvées du coefficient de fluage n'ont de signification réelle qu'avec les dimensions propres à l'anneau utilisé dans l'étude.
2. La délimitation de l'instant précis t_0 du début du « chargement » hygrométrique : cet instant t_0 correspond au moment de l'application de la charge, donc de la déformation instantanée et du moment de départ du fluage conformément à la figure A II-2. Le temps t_0 choisi correspond au moment d'exposition du béton au séchage.

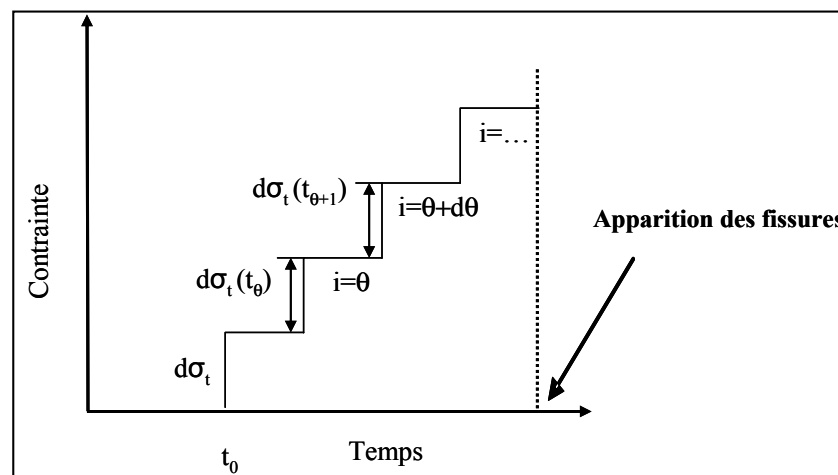


Figure-A II-2 Évolution de la contrainte dans l'anneau de béton

Tirée de Attiogbe, See et Miltenberger (2001)

La méthode incrémentale se déroule selon les étapes suivantes :

1. Dans l'anneau de béton, la déformation du retrait de séchage (\mathcal{E}_{sh}) est empêchée suite à la restriction amenée par l'anneau d'acier. Ainsi, l'anneau de béton est amené à travailler en tension, où les composantes qui contrebalancent la contraction du retrait sont sa déformation élastique (\mathcal{E}_{el}) et sa déformation différée par fluage en traction (\mathcal{E}_{cp}). Par ailleurs, ces déformations de l'anneau de béton sont équilibrées par la déformation de l'anneau d'acier (\mathcal{E}_{st}), l'équation A II-22 permet d'exprimer le bilan des déformations tel que déjà présenté dans la revue de littérature.

$$\mathcal{E}_{sh} + \mathcal{E}_{el} + \mathcal{E}_{cp} = \mathcal{E}_{st} \quad (\text{A II-22})$$

2. Considérons qu'une fois exposé au processus de séchage, l'anneau de béton est soumis à un « chargement » hygrométrique variable dans le temps. En réponse à ce chargement provoqué par le gradient d'humidité, l'anneau de béton va développer une contrainte $\sigma(t)$ évolutive (Shah et al., 1998, Attiogbe et al., 2001) qui s'exprime selon l'équation A II-23.

$$\begin{aligned} \sigma(t) &= [0], t < t_0 \\ \sigma(t) &= [\sigma(t)], t > t_0 \end{aligned} \quad (\text{A II-23})$$

La figure A-II.2 permet de représenter l'évolution de la fonction $\sigma(t)$ et traduit le fait que l'accroissement de contrainte $d\sigma = \sigma'(\theta)d\theta$ entre les instants θ et $\theta + d\theta$ provoque, au temps $t > \theta$ une déformation différée égale à $\frac{d\sigma}{E_{(\theta,t)}}$, avec $E_{(\theta,t)}$ étant le module élastique au début de chaque nouvelle étape i (figure A II-2).

En admettant le principe de la superposition dans le cas d'un matériau viscoélastique vieillissant tel que le béton (Huet et al., 1982), l'application du formalisme linéaire permet d'écrire l'équation A II-24 de la déformation totale du béton à une étape i , entre des instants θ et $\theta + d\theta$, et impliquant à la fois la part de la déformation élastique instantanée,

$$\left[\varepsilon_{el}(t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{(t_0,t)}} \right] \text{ et la part de la déformation différée, soit : } \left[\int_{t_0}^t \frac{\sigma'(\theta).d\theta}{E_{(\theta,t)}} \right].$$

$$\varepsilon_{total}(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_{(t_0,t)}} + \int_{t_0}^t \frac{\sigma'(\theta).d\theta}{E_{(\theta,t)}} \quad (\text{A II-24})$$

3. L'application de l'équation A II-24 à l'anneau de béton permet de visualiser le processus de séchage comme une série d'étapes graduelles (éqs. A II-25 et A II-26). L'évolution progressive de la contrainte $\sigma(t)$ permet de calculer la déformation de fluage pour chaque nouvelle étape connaissant l'incrément de déformation élastique entre deux étapes successives.

$$\varepsilon_{el}(t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} \quad (\text{A II-25})$$

$$\Delta\varepsilon_{el}(t_i) = \Delta\varepsilon_{el}(t_{\theta+d\theta}) = \frac{d\sigma}{E_{(\theta,t)}} \quad (\text{A II-26})$$

4. En reprenant l'équation A II-22, la valeur qui demeure inconnue, et est indispensable à connaître, est celle du retrait libre ε_{sh} de l'anneau de béton. Sachant que le rapport surface/volume de l'échantillon étudié a une importance significative sur les résultats du retrait (Neville, 2000; Weiss et Shah, 2002), il a donc fallu, tout d'abord calculer la valeur du rapport surface/volume (S/V) de l'anneau de béton exposé au séchage. Les valeurs du retrait de l'anneau de béton sont déduites directement des résultats

mesurées sur les prismes ASTM C157. Par conséquent, il est possible de calculer, à partir de l'équation A II-27, la déformation de fluage en tension à la fin de chaque étape i .

$$\Delta\mathcal{E}_{cp}(t_i) = \Delta\mathcal{E}_{sh}(t_i) - \Delta\mathcal{E}_{st}(t_i) - \Delta\mathcal{E}_{el}(t_i) \quad (\text{A II-27})$$

5. Le coefficient de fluage en tension est égal au rapport de la déformation de fluage à la déformation élastique à chaque étape i . L'étape i est caractérisée par l'augmentation de la déformation de fluage ($\Delta\mathcal{E}_{cp}(t_i)$) et par une déformation élastique ($\Delta\mathcal{E}_e(t_i)$). Par conséquent le coefficient de fluage C_r s'exprime selon l'équation A II-28, comme suit :

$$C_r(t_i) = \frac{\Delta\mathcal{E}_{cp}(t_i)}{\Delta\mathcal{E}_e(t_i)} \quad (\text{A II-28})$$

Les deux méthodes de calcul de contraintes et de calcul de déformation de fluage représentent l'approche théorique adoptée lors de l'analyse des résultats.

ANNEXE III

RÉSULTATS DE LA SÉRIE DES BÉTONS ORDINAIRES ET FLUIDES

Tableau-A III-1 Bétons de la phase I et les résultats de la caractérisation de l'état frais et de l'état durci

Composition	Béton de référence	Bétons ordinaires additionnés d'agent de viscosité			Bétons fluides				
	B-ref	BO-SF-PC1AV1	BO-SF-PNSAV2	BO-SF-CopAV3	BF-TC-PC2	BF-TL-PC2	BF-SF-PC2	BF-GU-PC2	BF-T20-PC2
SP (% masse du ciment)	0,1	0,16	0,30	0,44	0,19	0,21	0,30	0,17	0,145
SP (l/m ³)	1,54	2,44	2,65	4,12	2,66	2,95	4,20	2,38	2,03
AV (% masse du ciment)	-	0,07	0,15	0,03	nul				
AV (l/m ³)	-	0,72	1,33	0,31					
AEA (ml/m ³)	nul	65	65	65	150				
Liant (kg/m ³)	450	450							
E/L	0,38	0,38							
Volume de gros granulats (l/m ³)	310	300							
Sable/Pâte	0,84	0,84	0,83	0,83	0,80	0,81	0,83	0,84	0,84
Étalement à 15 min (mm)	--	--	--	--	540	530	540	480	450
Étalement à 45 min (mm)	--	--	--	--	455	460	500	430	340
Affaissement (mm)	90	90	75	80	250	250	255	250	240
h (Nm.s) à 15 min	17,10	17,30	14,60	15,60	8,60	6,70	12,20	8,30	12,30
g (Nm) à 15 min	5,6	--	--	--	2,0	1,6	1,2	1,4	3,0
Air (%)	7,8	5,2	4,0	4,6	7,9	<u>10,9</u>	<u>10,5</u>	<u>11,0</u>	<u>10,0</u>
Masse volumique (kg/m ³)	2280	2311	2363	2332	2250	2150	2100	2145	2240
Résistance à la compression à 28 j (MPa)/(C.O.V.)	49,6/(5,6)	63,7/(0,2)	62,2/(0,5)	64,2/(0,2)	43,0/(4,8)	42,0/(6,8)	49,0/(7,6)	39,0/(8,1)	48,9/(4,3)
Résistance à la traction indirecte à 28 j (MPa)/(C.O.V.)	4,6/(3,4)	4,8/(0,5)	4,3/(0,2)	4,9/(0,8)	2,8/(2,5)	3,9/(5,5)	3,8/(8,8)	2,7/(4,1)	4,6/(4,9)
Module élastique à 28 j (GPa)	33,5	33,0	34,0	35,0	28,5	27,8	26,0	25,0	31,0

--: valeurs non mesurées (essai non significatif)

Tableau-A III-2 Résultats issus du banc du fluage pour les bétons fluides

Mélange	Échéance (jour après chargement)	Flèche au milieu (mm)	Coefficient de fluage (ϕ)	Fluage spécifique ($\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$)	Retrait de séchage (ASTM C 157)
BF-TC-PC2	1 ^e jour	0,347	0,8	45	80
	7 ^e jour	0,458	1,35	77	305
	21 ^e jour	0,600	2,1	120	550
	56 ^e jour	0,730	2,75	160	650
BF-TL-PC2	1 ^e jour	0,400	1,9	78	65
	7 ^e jour	0,480	2,5	102	220
	21 ^e jour	0,570	3,1	125	315
	56 ^e jour	0,648	3,9	150	430
BF-SF-PC2	1 ^e jour	0,515	1,7	97	77
	7 ^e jour	0,575	2,0	115	240
	21 ^e jour	0,680	2,6	148	370
	56 ^e jour	0,770	3,0	175	405
BF-GU-PC2	1 ^e jour	0,332	1,4	57	33
	7 ^e jour	0,365	1,6	65	195
	21 ^e jour	0,390	1,8	85	370
	56 ^e jour	0,495	2,6	105	450
BF-T20-PC2	1 ^e jour	0,370	1,7	68	235
	7 ^e jour	0,420	2,0	80	430
	21 ^e jour	0,492	2,5	105	585
	56 ^e jour	0,530	2,8	115	675

Tableau-A III-3 Résultats issus du banc du fluage pour les bétons ordinaires

Mélange	Échéance (nombre de jours après chargement)	Flèche au milieu (mm)	Coefficient de fluage (ϕ)	Fluage spécifique ($\mu\text{m}/\text{m}/\text{MPa}$)	Retrait de séchage (ASTM C157)
BO-SF-PC1AV1	1 ^e jour	0,140	0,4	12	55
	7 ^e jour	0,220	1,2	34	255
	21 ^e jour	0,230	1,25	36	320
	56 ^e jour	0,245	1,4	40	425
BO-SF-PNSAV2	1 ^e jour	0,175	0,7	20	25
	7 ^e jour	0,270	1,6	50	245
	21 ^e jour	0,330	2,2	65	300
	56 ^e jour	0,380	2,7	80	385
BO-SF-CopAV3	1 ^e jour	0,220	0,8	29	20
	7 ^e jour	0,315	1,65	58	235
	21 ^e jour	0,385	2,2	78	295
	56 ^e jour	0,470	2,9	102	385

ANNEXE IV

DENSITE DE FISSURATION

Tableau-A IV-1 Densité de fissuration mesurée à 28 et 365 jours

Bétons	Densité à 28 jours (m/mm ²)	Densité à 365 jours (m/mm ²)
B.ref	1,1	1,33
BAP-TL-0,74%PNS (SCC-4)	6,5	6,6
BAP-TL-0,7%PNS-0,27%AV2 (SCC-5)	3,1	3,8
BAP-TL-0,27%PC2-0,065%AV2 (SCC-6)	8,1	8,34
BAP-TC-0,77%PNS (SCC-1)	1,2	1,5
BAP-TC-0,63%PNS-0,42%AV2 (SCC-2)	6,9	8,7
BAP-TC-0,27%PC2-0,12AV2 (SCC-3)	2,2	1,5

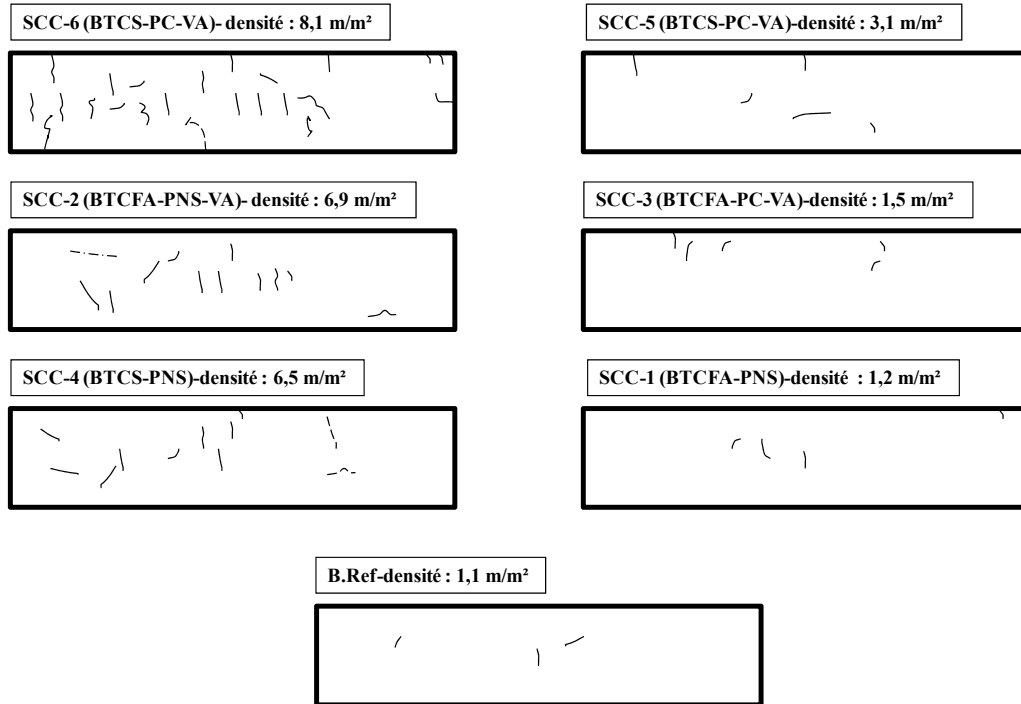


Figure-A IV-1 Cartographie de la densité de fissuration à 365 jours

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- American Concrete Institute (ACI 237R-07). 2007. *Publication of the ACI Committee 237 on Self-Consolidating Concrete*, Farmington Hills, MI, 30 p.
- American Concrete Institute (ACI 224.1R-07). 2007. *Publication of the ACI Committee 224.1R on Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete*, Farmington Hills, MI, 26 p.
- American Concrete Institute (ACI 232.2R-96). 1996. *Publication of the ACI Committee 232.2R on the Use of Fly Ash in Concrete*, American Concrete Institute, 34 p.
- Aïtcin, Pierre-Claude. 2001. *Bétons à haute performance*, Éditions Eyrolles, 683 p.
- Almudaiheem, J.A et W Hansen. 1987. « Effect of Specimen Size and Shape on Drying Shrinkage ». *ACI Materials Journal*, vol. 84, n° 2, p. 130-135.
- Altoubat, Saleh et David Lange. 2001. « Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early Age ». *ACI Materials Journal*, vol. 98, n° 4, p. 323-331.
- Altoubat, Saleh. 2000. « Early Age Stresses and Creep-Shrinkage Interaction of Restrained Concrete ». Thèse de doctorat, Illinois university of Science and Technology, 221 p.
- Aly, Tarek et Jay Sanjayan. 2008. « Factors contributing to early age shrinkage cracking of slag concretes subjected to 7-days moist curing ». *Materials and Structures*, vol.2008, n° 41, p. 633–642.
- Attiogbe, E.K, H.T See et M.A Miltenberger. 2001. « Tensile Creep in Restrained Shrinkage ». In *Proceedings of the the 6th International Symposium on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, (Cambridge, 20-22 August 2001), p. 651-656. Edited by Ulm, Bazant and Witmann : Elsevier Ltd Publications.
- Bentur, Arnon et Kanstantin Kovler. 2003. « Evaluation of early age cracking characteristics in cementitious systems ». *Materials and Structures Journal*, vol. 36, p. 183-190.
- Bentur, Arnon, R L Berger, F V Lawrence, Sydney Mindess et Francis Young. 1979. « Creep and Drying Shrinkage of Calcium Silicate Pastes : III. A Hypothesis of Irreversible Strain ». *Cement and Concrete Research*, vol. 9, p. 83-96.
- Bentz, Dale et Chiara Ferraris. 2010. « Rheology and setting time of high volume fly ash mixtures ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 32, p. 265-270.

- Bentz, D, M.R. Geiker et K.K. Hansen. 2001 « Shrinkage-reducing admixtures and early age desiccation in cement pastes and mortars ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n° 7, p. 1075-1085.
- Bentz, Dale et Ole Jensen. 2004. «Mitigation Strategies for Autogenous Shrinkage Cracking». *Cement & Concrete Composite Journal*, vol. 26, n°. 6, p. 677-685.
- Beusheausen, H et M.G Alexander 2006. « Failure mechanisms and Tensile relaxation of bonded concrete overlays subjected to differential shrinkage ». *Cement and Concrete Research*, vol. 36, n° 10, p. 1908-1914.
- Bissonnette, Benoit et Michel Pigeon. 1995. « Tensile Creep at Early Ages of Ordinary Concrete, Silica Fume and Fiber Reinforced Concretes ». *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n° 5, p. 1075-1085.
- Bissonnette, Benoit. 1996. « Le Fluage en Traction : Un aspect important de la problématique des réparations minces en béton ». Thèse de doctorat, Québec, Université Laval, 290 p.
- Boudet, Annie. 2001. « Effet d'un agent viscosant sur la compatibilité volumétrique des bétons de réparations ». Rapport de DEA, INSA de Lyon et Université Laval, 81 p.
- Bouzoubaâ, Nabil et Mohamed Lachemi. 2001. « Self-Compacting Concrete Incorporating High-Volume of Class F Fly Ash ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°. 3, p. 413-420.
- Brooks, J.J. 1989. « Influence of mix proportions, plasticizers and superplasticizers on creep and drying shrinkage of concrete ». *Magazine of Concrete Research*, vol. 41, n° 148.
- Cabrera, Jean, J J Brooks et Joseph Berenjian. 1993. « The Effect of Creep and Drying Shrinkage on the Micromorphology of Cement Paste Containing Superplasticizers ». *In Proceedings of the 5th International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete*, (Barcelona, 6-9 September 1993), p. 115-120.
- Cahyadi, J.H. 2001. « Permeability and pore structure of paste ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n° 2, p. 277-282.
- Carlswärd, Jonas. 2006. «Shrinkage cracking of steel fibre reinforced self-compacting concrete overlays ». Thèse de doctorat, Lulea Tekniska University, 261 p.
- Chen, W. 2007. « Hydration of slag cement, Theory, Modelling and Applications ». Mémoire de thèse de doctorat, University of Twente, Netherlands, 223 p

- D'Ambrosia, Matthew Dominick. 2008. « Early Age Creep and Shrinkage of Self Consolidating Concrete ». Mémoire de thèse de doctorat, University of Illinois, 2008.
- Dhir, Kevin et W.F Yap. 1983. « Superplasticizers high-workability concrete: some properties in fresh and hardened states ». *Magazine of Concrete Research*, vol. 35, p. 214-228.
- El Chabib, H. et A Syed. 2013. « Properties of Self-Consolidating Concrete Made with High Volumes of Supplementary Cementitious Materials ». *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 25, n° 11, p. 1579-1586.
- El-Khoury, R. 2010. « Creep and shrinkage behavior of Self-Consolidating concrete ». These de doctorat, University of New Brunswick, New Jersey, 200 p.
- Emmons, P.H et A.M Vaysburd. 1996. « System concept in design and construction of durable concrete repairs ». *Construction and Building Materials*, vol. 10, n° 1, p. 69-75.
- Emmons, E. H, A Vaysburd et J Mac-Donald. 1993. « A Rational approach to durable concrete repairs ». *Concrete International*, vol. 15, n° 9, p. 40-45.
- Federal Highway Administration Report. 2006. « Audit of Oversight of Load Ratings and Postings on Structurally Deficient Bridges on the National Highway System ». OIG Report Number, MH-2006-43.
- Feldman, R.F, P.J Sereda. 1968. « Sorption and Length-Change Scanning Isotherms of Methanol and Water on Hydrated Portland cement ». *In Proceedings of The Fifth International Symposium of Chemistry of Cement*, Tokyo, Part III, vol. 3, p. 521-540.
- Fortin, C 2005. « Curling and Strain monitoring of slabs strips in a laboratory environment ». Mémoire de maîtrise, Québec, Université Laval, 180 p.
- Gamble, B.R et L.J Parrott. 1978. « Creep of Concrete in Compression during drying and wetting ». *Magazine of Concrete Research*, vol. 30, n° 104, p. 129-138.
- Gesogolu, M, E Guneyisi et E Ozbay. 2009. « Properties of self-compacting concretes made with binary, ternary, and quaternary cementitious blends of fly ash, blast furnace slag, and silica fume ». *Construction and Building Materials*; vol. 23, p. 1847-54.

- Ghezal, A et Kamal Khayat. 2002. « Development of SCC with low binder content and mineral additives ». *In Proceedings of the First North American Conference on Use of SCC*. (Chicago, 5-7 November 2002), p. 77-83.
- Grzybowzki, M et S.P Shah. 1990 « Shrinkage cracking of fiber reinforced concrete ». *ACI Materials Journal*, vol. 87, n° 2, p. 395-404.
- Hammer, Tor Arne. 2003. « Cracking susceptibility due to volume changes of self-compacting concrete (SCC) ». *In Proceedings of the 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete*. (Reykjavik, 17-20 August), p. 553-557.
- Hamzaoui, Abderahmanne. 1999. « Contribution à l'étude des déformations différées des bétons autonivellants ». Thèse de doctorat, Lyon, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 160 p.
- Hansen, W. 1987. « Drying shrinkage mechanisms in Portland cement paste ». *Journal of the American Ceramic Society*. vol. 70, n° 5, p. 323-328.
- Heirman, G, L Vandewalle, D Van Gemert, V Boel, K Audenaert et G De Schutter. 2008. « Time-dependent deformations of limestone powder type self compacting concrete ». *Eng Struct*, vol. 30, p. 2945-56.
- Hossain, Aktar et Jason Weiss. 2004. « Assessing residual stress development and stress relaxation in restrained concrete ring specimens ». *Cement and Concrete Composite*, vol. 26, n° 5, p. 531-540.
- Hossain, Akhtar et Jason Weiss. 2006. « The role of specimens geometries and boundary conditions on stress development and cracking in the restrained ring test ». *Cement and Concrete Research*, vol. 36, n° 1, p. 189-199.
- Hovington, A. 2000. « The experience of the Quebec Ministry of transports with SCC ». *In Proc. of the ACI-Quebec Chapter annual conference*. (Montreal, 4-5 December 2000), Canada, 8 p.
- Hwang, S-D et Kamal Khayat. 2010. « Effect of mix design on restrained shrinkage of self-consolidating concrete ». *Materials and Structures*, vol. 43, p. 367-380.
- Hwang, S-D et Kamal Khayat. 2008. « Effect of Mixture Composition on Restrained shrinkage cracking of Self-Consolidating Concrete used in Repair ». *ACI Materials Journal*, vol. 105, p. 499-509.

- Igarashi, Shin-Ichi, Arnon Bentur et Konstantin Kovler. 1999. « Stresses and creep relaxation induced in restrained autogenous shrinkage of high-strength pastes and concretes ». *Advances in Cement Research*, vol. 11, n° 4, p. 169-177.
- Kawai, T. 1987. « Non Dispersible Underwater Concrete Using Polymers, Marine Concrete ». *In proceedings of the International Congress on Polymers in Concrete*, Brighton, England, 6 p.
- Khatib, J-M. 2008. « Performance of Self-compacting concrete containing fly ash ». *Construct and Building Materials*, vol. 22, 2008, p.1963–1971.
- Khayat, Kamal et Richard Morin. 2002. « Performance of self-consolidating concrete used to repair Parapet wall in Montreal ». *In Proceedings of the 1st North American conference on self-consolidating concrete*. (Chicago, 5-7 November 2002), p. 475–481.
- Khayat, Kamal. 1999. « Workability, Testing, and Performance of Self-Consolidating Concrete », *ACI Materials Journal*, vol. 96, n° 3, p. 346-354.
- Khayat, Kamal, James Bickely et Michel Lessard. 2000. « Performance of Self Consolidating Concrete for Casting Basement and Foundation Walls ». *ACI Materials Journal*, vol. 97, n° 3, p. 374-380.
- Kim, J.K, S.H Han, Y.D Park et J.H Noh. 1998. « Materials Properties of Self-Flowing Concrete ». *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, vol. 10, n° 4, p. 244-249.
- Kovler, Kovler, Shin-Ichi Igarashi et Arnon Bentur. 1999. « Tensile Creep Behaviour of High-Strength Concrete at Early-ages ». *Materials and Structures*, vol. 32, n° 219, p. 383-387.
- Kovler, Kanstantin. 1994. « Testing system for determining the mechanical behaviour of early age concrete under restrained and free uniaxial shrinkage ». *Materials and Structures*, vol. 27, p. 324-330.
- Kraii, P.P. 1985. « Proposed test to determine the cracking potential due to drying shrinkage of concrete ». *Concrete Construction*, vol. 30, p. 775-778.
- Laurence, Olivier. 2001. « La fissuration due au retrait restreint dans les réparations minces en béton: apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation », Thèse de doctorat, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, 346 p.

- Lee, S H, H J Kim, E Sakai et M Daimon. 2003. « Effect of particle size distribution of fly ash-cement system on the fluidity of pastes », *Cement and Concrete Research*, vol. 33, n° 5, p. 763-768.
- Leemann, A, P. Nygaard et P. Lura. 2014 « Impact of admixtures on the plastic shrinkage cracking of self-compacting concrete ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 46, p. 1-7.
- Leemann, Andreas, Pietro Lura et Roman Looser. 2011. « Shrinkage and creep of SCC – The influence of paste volume and binder composition», *Construction and Building Materials*, vol 25, p. 2283-2289.
- Li, J-Y et Y Yao. 2001. « A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n° 8, p. 1203-1206.
- Lin, S-T, R Huang et C-Y Chang. 2010. « Effect of water soluble polymers on the early age shrinkage of cementitious composites by using the ring test method ». *Material Chemistry and Physics*, vol. 121, n° 3, p. 440- 446.
- Loser, R et A Leemann. 2009. « Shrinkage and restrained shrinkage cracking of self-compacting concrete compared to conventionally vibrated concrete ». *Materials and Structures*, vol. 42, n° 1, p. 71-82.
- Lowke, D et SchieBi. 2009. « Effect of powder content and viscosity agents on creep and shrinkage of self-Compacting concrete », *In Proceedings on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete Structures*, p. 655-661. Eds Tanalbe et al.,
- Ma, B-G, W Xin-gang, L Wen-quan, L Xiang-guo et H Zhen. 2007. « Study on early-age cracking of cement-based materials with superplasticizers ». *Construction and Buildings Materials*, vol. 21, p. 2017-2022.
- Mailvaganam Noel et Mitchell Lyndon.2003. *Réparations pour la remise en service des ouvrages en béton*. Rapport n° 59 de l'Institut de recherche en construction, Publications du Conseil national de recherches du Canada, ISSN 1206-1239, 4 p.
- Masse, M.B. 2010. “Study of deformationnal behavior of Concrete Repair”. Mémoire de maîtrise, Ecole polytechnique de Montréal, Montréal, Canada, 223 p.
- Mehta, P.K. et P.J Monteiro. 2006. *Concrete-Microstructure Properties and Materials*, 3rd Ed., Mc Graw-Hill, New York, 2006, 659 p.

- Molez, Laurent. 2003. « Comportement des réparations structurales en béton : couplage des effets hydriques et mécaniques », Thèse de doctorat, ENS de Cachan, 227 p.
- Morgan, D.R. 1996. « Compatibility of Concrete Repair Materials and Systems ». *Construction and Building Materials*, vol. 10, n° 1, p. 57-67.
- Nehdi, M., M Pardhan et S Koshowski. 2004. « Durability of self-consolidating concrete incorporating high volume composite cements ». *Cement and Concrete Research*, vol. 34, p. 2103- 2112.
- Neville, Adam. 2000. *Properties of Concrete*, French Edition, ISBN-2-212-01320-5, Eyrolles Edition, 806 p.
- Neville, A. M, W H Dilger et J.J Brooks. 1983. *Creep of Plain and Structural Concrete*, Construction Press, 622 p.
- Neville, Adam 1970. *Creep of Concrete: Plain, Reinforced and Prestressed*, 622 p. North Holland Publishing Company.
- Okamura, H. et M Ouchi. 2003. « Self-Compacting Concrete ». *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 1, n° 1, p. 5-15.
- Okamura, K, K Ozawa, K Maekawa et S Tangtermsinikul. 1992. « High Performance Concrete Mechanism of Super-Fluidized Fresh Concrete ». *In Proceedings of EIT-JSCE-AIT joint Seminar on Solution to Urban Infrastructural Problems through Civil Engineering Technology*, Bangkok, 16 p.
- Østergaard, L, Salah Altoubat et H Stang. 2001 « Tensile Basic Creep of early age Concrete under Constant Load ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, p. 1895-1899.
- Ozawa, K., K Maekawa et H Okamura. 1992. « Development of high performance concrete ». *Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B) XLI (3)*, p. 381-439.
- Ozawa, K., N Sakata et H Okamura. 1995. « Evaluation of Self Compactibility of Fresh Concrete Using the Funnel Test». *Concrete Library of JSCE*, vol. 25, p. 59-75.
- Pane, I et W Hansen. 2002. « Early age Creep and Stress relaxation of Concrete containing Blended Cements ». *Materials and Structures*, vol. 35, n° 246, 5 p.

- Persson, B. 1999. « Creep, Shrinkage and Elastic Modulus of Self-Compacting Concrete ». *In proceedings of the First Symposium on Self-Compacting Concrete*. (Stockholm, August 1999), p. 239-250. Eds by Skarendhal et Petersson.
- Persson, B. 2001. « A Comparison Between Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete and the Corresponding Properties of Normal Concrete ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, no. 2, p.193-198.
- Pickett, G. 1942. « The effect of change in moisture-content of the creep of concrete under a sustained load ». *Journal of the American concrete institute*, vol. 13, n° 4.
- Pigeon, Michel, Annie Delagrave et Benoit Bissonnette. 2000. « Equipment for the analysis of the behavior of concrete under restrained shrinkage at early age ». *Magazine of Concrete Research*, vol. 52, n° 4, p. 297-302.
- Pilon, Bernard. 2004. « Réparation du Tunnel Notre Dame de Grâce au moyen de béton autoplaçant ». *In Proc. 11e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*. (Québec, 11-12 mai 2004), Canada, 11 p.
- Pons, G, E Proust et S Assié. 2003. « Creep and shrinkage of Self-Compacting Concrete: Different behaviour compared with vibrated concrete ». *In Proceedings of the Third International Symposium on SCC*. (Reykjavick, 17-20 August), p. 645-654, Eds by Wallewick et Nielsson.
- Poppe, A-M et G De Schutter. 2005. « Creep and Shrinkage of Self-Compacting Concrete ». *In Proceedings of 1st International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete*. (SCC2005-China), p. 507-516. Edited by Z Yu, C Shi, K.H Khayat and Y Xie.
- Powers. T.C. 1968. « The Thermodynamics of Volume Change and Creep ». *Matériaux et Construction*, vol. 1, n° 6, p. 488-508.
- Puertas, F., H Santos, M Palacios, et R Martinez-Ramirez. 2005. « Polycarboxylate superplasticiser admixtures: effect on hydration, microstructure and rheological behavior in cement pastes ». *Advances in Cement Research*, vol. 17, n° 2, pp.77-89.
- Radlinska, A, B Pease et J Weiss. 2007. « A Preliminary Numerical Investigation on the Influence of Materials Variability in the Early-Age Cracking Behavior of Restrained Concrete ». *Materials and Structures*, vol. 40, n°4, p. 375-386.
- Raghavan, K.P, Sarma Sivarama et D Chattopadhyay. 2002. « Creep, Shrinkage and Chloride Permeability Properties of Self-Consolidating Concrete ». *In Proceedings of the First*

- North American Conference on the Design and Use of SCC*, ACBM, Chicago, p. 341-348.
- Ramachandran, V.S. 1995. *Concrete Admixtures Handbook: 2nd Edt Properties, Science and Technology*, Noyes Publication, Park Ridge, NJ.
- Ranaivomanana, N, S Multon, et A Turatsinze. 2013. « Basic creep of concrete under compression, tension and bending ». *Construction and Building Materials*, vol. 38, p. 173–180.
- Rizkalla, S et P Labossiere. 1996. « FRP extends service life of rehabilitated infrastructure ». In *proceedings of the Conference of the Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS)*, Sherbrooke, Canada, 5 p.
- Rols, S, J Ambroise et J Péra. 1999. « *Effects of Different Viscosity Agents on the Properties of Self-Leveling Concrete* ». *Cement and Concrete Research*, vol. 29, p. 261-266.
- Roncero, J, R Gettu et I Carol. 2000. « Effect of Chemical Admixtures on the Shrinkage of Cement Mortars ». In *Proceedings of the Fourth Engineering Mechanics Conference of the American Society of Civil Engineers*, Texas, 6 p.
- Rossi, Pierre et Paul Acker. 1988. « A New Approach to the basic Creep and Relaxation of Concrete ». *Cement and Concrete Research*, vol. 18, n° 5, p. 799-803.
- Roziere, E, S Granger, P Turcry et A Loukili. 2007. « Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of Self-Compacting Concrete ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 29, n° 8, p. 626-636.
- Sahmaran, A., I.O Yaman et M Tokyay. 2009. « Transport and mechanical properties of self consolidating concrete with high volume fly ash ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 31, p. 99–106.
- Sahmaran, M, H.A Christianto et I.O Yaman. 2006. « The effect of chemical admixtures and mineral additives on the properties of S.C mortars ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 28, n° 5, p. 432–40.
- Sakai, E., S Miyahara, S Ohsawa, S.H Lee et M Daimon. 2005. « Hydration of fly ash cement », *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n° 6, p. 1135-1140.
- Sakata, N, K Murayama et M Minami. 1996. « Basic Properties and Effets of Gomme welan on Self Consolidating Concrete, Methods and Workabilities of Concrete », In *RILEM Proceedings 32: Production Methods and Workability of Concrete*, Paisley, Ed. Bartos, P.J.M., Marrs, D.L, and Cleland, D.J. p. 237-253.

- Saucier, François. 1990. « La durabilité de l'adhérence des réparations en béton » Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, 144 P.
- See, H. T, E.K Attiogbe et M.A Miltenberger. 2003. « Potential for Restrained Shrinkage Cracking of Concrete and Mortar ». *In Proceedings of the ASTM Symposium on Early-Age Cracking of Concrete*.
- See, H. T, E.K Attiogbe et M.A Miltenberger. 2003. « Shrinkage Cracking Characteristics of Concrete using Ring Specimens ». *ACI Materials Journal*, vol. 100, n° 3, p. 239-245.
- Shah, Surendra, O Chengsheng, M Shashidhara, W Yang et E Becq-Giraudon. 1998. « A Method to Predict Shrinkage cracking of Concrete ». *ACI Materials Journal*, vol. 95, n°4, p. 339-346.
- Song, H.W, S.H Kim et D.H Choi. 2001. « Early-Age Creep and Shrinkage in Self-Compacting Concrete Incorporating GGBFS ». *In Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Tokyo, p. 413-422.
- Springenschmid R, R Breitenbücher R et M Mangold. 1994. « Development of the cracking frame and the temperature-stress testing machine ». *In proceedings of the International Rilem Symposium on Thermal cracking in concrete at early ages (PRO 25)*, p. 138-144.
- Takada, K et J.C Walraven. 2003. « Evaluation for the Effect of Different Types of Superplasticizers Considering the mixing Effect ». *In Proceedings of the 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Reykavick, Iceland, p. 403-414.
- Tazawa, E-I et S Miyazawa. 1995. « Influence of cement and admixture on Autogenous Shrinkage of cement paste ». *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n° 2, p. 281-287.
- Timoshenko, S.P et J.N Goodier. 1970. *Theory of Elasticity*, Édition McGraw-Hill, 567 p.
- Turcry, P, A Loukili, K Haidar, G Pijautier-Cabot et A Belaribi. 2006. « Cracking Tendency of Self-Compacting Concrete subjected to restrained shrinkage: Experimental study and modelling ». *ASCE Journal of Materials*, vol. 18, n°1, p. 46-54.
- Turcry, Philippe et Ahmed Loukili. 2003. « A study of plastic Shrinkage of Self-Compacting Concrete ». *In Proceedings of the 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Reykjavick, Iceland, Edited by O. Wallevic and I Nielson, p. 576-585.

- Turcry, Philippe, Ahmed Loukili, et Khalil Haidar. 2002. « Mechanical Properties, Plastic Shrinkage and Free Deformation of Self-Consolidating Concrete ». *In Proceedings of the First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, ACBM, Chicago, p. 335-340.
- Turcry, Philippe. 2004. « Retrait et fissuration des bétons autoplaçants : influence de la formulation ». Thèse de doctorat de l'École Centrale de Nantes et Université de Nantes, 230 p.
- Ulm, F.J, F Le Maou et C Boulay. 1999 « Creep and Shrinkage Coupling: New Review of Some Evidence ». *Revue française du Génie civil*, vol. 3, n° 3, p. 21-37.
- Vaysburd, Alexander, Peter Emmons, et Benoit Bissonnette. 2001. « Some aspects of evaluating cracking sensitivity of repair materials ». *In Proceedings of the International RILEM Conference on Early age cracking in cementitious systems*, Haifa, Israel, Ed. By K. Kovler and A. Bentur, p. 169-185.
- Vaysburd, Alexander, Peter Emmons, Noel Mailvaganam, James McDonald et Benoit Bissonnette. 2004. « Concrete Repair technology-A Revised Approach is needed ». *Concrete International*, p. 59-64.
- Vichard, H. 2001. « Étude de l'influence d'un agent de viscosité dans les bétons de ciment ». Rapport de DEA, CRIB Laval, 61 p.
- Wang, G et J Zheng J. 2005. « Influence of cementitious systems on cracking of self-flowing concrete ». *In Proceedings of the 1st International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete (SCC'2005-China)*, Edited by Yu et al., p. 457-464.
- Weiss, James et Surendra Shah. 2000. « Influence of specimens size/Geometry on shrinkage cracking of rings », *Journal of Engineering Mechanics*, p. 93-101
- Weiss, James et Surendra Shah. 2002. « Restrained shrinkage cracking: the role of shrinkage reducing admixtures and specimen geometry ». *RILEM Materials and Structures Journal*, vol. 35, n° 246, p. 85-91.
- Weiss, James et S Fergusson. 2001. « Restrained Shrinkage Testing: The Impact of Specimens Geometry on Quality Control Testing for Materials Performance Assessment ». *In Proceedings of the Symposium on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, p. 645-651.

- Weiss, W.J et Surendra Shah. 2002. « Restrained shrinkage cracking: the role of shrinkage reducing admixtures and specimen geometry ». *RILEM Materials and Structures Journal*, vol. 35, n° 246, p. 85-91.
- Wittmann F.H. 1982. « Creep and Shrinkage mechanisms », Creep and shrinkage in concrete structures, Edited by Z. Bazant and F.H Wittmann, p. 129-161.
- Wüstholtz, Timo et Hans-Wolf Reinhardt. 2007. « Deformation behaviour of self-compacting concrete under tensile loading ». *Materials and Structures*, vol. 40, p. 965-977
- Yasumoto, A, Y Edamatsu, M Mizukoshi et S Nagaoka. 1998. « Study On the Shrinkage Crack Resistance of Self-Compacting Concrete ». *In Proceedings of the Int Sym On Advances in Concrete Technology, Fourth CANMET/ACI/JCI*, SP 179-38, Edited by Malhotra, V.M, Tokushima, Japon, p. 651-669.
- Zu, W, Z He et Q Lu, Q. 2005. « Influence of binder type and content on shrinkage cracking at early age of self-compacting concrete ». *In Proceedings of 1st International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete (SCC'2005-China)*, Edited by Yu et al., p. 507-516.

Rapport-Gratuit.com