

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

ÉTUDE DE L'EFFET DE CYCLES THERMIQUES SUR L'ADHÉRENCE
BÉTON/ARMATURE EN MATÉRIAUX COMPOSITES CONSTITUÉE DE POLYMÈRES
RENFORCÉS DE FIBRES DE CARBONE ET DE FIBRES DE VERRE

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Youssef Benabdesselam

Sherbrooke (Québec), CANADA

Octobre 1998



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-67244-1

RÉSUMÉ

L'émergence des renforcements composites dans la construction fait suite au problème considérable auquel font face les structures renforcées en acier. Cependant pour être acceptée définitivement par les professionnels de la construction, ces armatures doivent démontrer leur durabilité face aux agents agressifs.

Une étude particulière de la durabilité consiste à étudier l'effet des gradients thermiques sur l'adhérence béton/ armature PRF.

Dans la partie bibliographique, nous avons étudié les matériaux composites polymères renforcées par des fibres. En particulier, nous avons discuté les constituants de base, le comportement et les propriétés thermiques des armatures en matériaux composites, enfin nous avons cité les essais antérieures concernant l'effet de la température sur l'adhérence béton/ armature PRF.

Dans une deuxième étape, les caractéristiques d'adhérence dans le béton précontraint ainsi que les risques de fissuration ont été analysés, tant sur le plan théorique qu'expérimentale.

La partie expérimentale qui a suivi a concerné les étapes suivantes : 1) Étude et mesures des coefficients d'expansion thermique avec la température. 2) Étude microscopique de l'interface béton/ armature PRF sous l'effet de gradients thermiques. 3) Étude de l'effet de gradients thermiques sur l'adhérence béton/ armature PRF dans des poutres précontraintes, ainsi que sur des poutres simplement armées.

La réalisation de ces essais a permis de conclure que :

- 1) Le coefficient d'expansion thermique transversale a montré une dépendance face à la température.
- 2) L'étude microscopique a permis de relever que des fissures transversales sur le béton de l'interface ainsi qu'une séparation entre l'armature et le béton pourraient être provoqués par un gradient thermique.
- 3) Les essais de flexion réalisés sur les poutres précontraintes par des tendons PRFC ont montré une dégradation de la performance structurale.
- 4) Les essais de flexion effectués sur des poutres en béton armées de PRF n'ont montré aucun effet dû aux cycles thermiques.

REMERCIEMENTS

Qu'il me soit permis d'exprimer mes remerciements en premier lieu, à mon directeur de recherche Pr. Brahim Benmokrane dont les conseils et les directives m'ont beaucoup éclairé durant la réalisation de ce travail de recherche et mon codirecteur de recherche, Dr. Habib Rahman du conseil national de recherches Canada (CNRC) pour avoir contribué à la réalisation des travaux de recherche au CNRC.

J'adresse également mes remerciements particuliers aux personnes et organismes suivants :

- M. Brahim Tighiouart chercheur post doctoral au CNRC.
- M. Edmond Quinn et M. Ted Hoogeveen professionnels de recherche au CNRC.
- M. Claude Dugal technicien au département de génie civil à l'université de Sherbrooke.
- A l'institut de recherches en construction à Ottawa, pour avoir offert le support technique pour le déroulement de mes travaux et au réseau canadien de centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (ISIS Canada).

TABLE DES MATIERES

1.	INTRODUCTION	1
1.1	Généralités	1
1.2	Utilisation et développement des armatures PRF	2
1.3	Thèmes de recherche sur la durabilité des armatures PRF	3
	a) Comportement des armatures PRF sous des essais d'exposition	4
	b) Effet des gradients thermiques sur la performance structurale	4
	c) Développement de tests accélérant l'âge	5
1.4	État du problème.....	6
1.5	Objectifs de l'étude.....	6
1.6	Organisation du mémoire	7
2	REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	8
2.1	Revue bibliographique sur Les barres d'armatures en matériaux composites	8
2.1.1	Introduction	8
2.1.2	Les fibres	8
	a) Fibres de carbone	8
	b) Fibres de verre	9
	c) Fibres d'aramide	10
2.1.3	Les matrices	11
	a) Résines polyesters	12
	b) Résines vinylesters	13
	c) Résines époxydes.....	13
2.1.4	Processus de fabrication des tiges en matériaux composites	14
2.1.5	Exemples d'armatures en matériaux composites	15
	a) Tendons <i>LEADLINE</i>	15
	b) Tendons <i>CFCC</i>	15
	c) Tendons <i>ARAPREE</i>	16
	d) Barres <i>ISOROD</i>	16
2.2	Comportement thermique des barres d'armatures en matériaux composites	17
2.2.1	L'expansion thermique des tiges d'armatures en matériaux composites	17
2.2.2	Effet de la contrainte appliquée soutenue sur le coefficient d'expansion thermique de l'armature en matériaux composites	19
2.2.3	Comportement mécanique des tiges en matériaux composites sous hautes températures.....	22
	a) Résistance à la tension et module d'young.....	22
	b) Comportement à la fatigue des PRF sous l'effet des températures	26
2.2.4	Comportement et propriétés des composites à basses températures	27
	a) Comportement des composites à basses températures	27
	b) Rigidité des composites à basses températures	28
	c) Résistance à la tension à basses températures	28
	d) Ondulation des fibres.....	29
2.3	L'effet de l'expansion thermique transversale des tiges en matériaux composites sur l'interface béton/ armature et sur l'adhérence.....	31

2.3.1	Évaluation des contraintes thermiques à l'interface	31
2.3.2	Résultats expérimentaux sur l'investigation de l'effet des gradients thermiques sur l'adhérence béton/ tige PRF	33
2.4	Palliatifs à l'expansion thermique transversale	40
2.4.1	Enroulement hélicoïdal par des fibres sur la surface externe de l'armature.....	40
2.4.2	Adoption d'un enrobage minimum pour pallier à la fissuration due à l'expansion thermique.....	41
2.4.3	Barre revêtue d'une couche expansive	43
3	ADHÉRENCE ET RISQUE DE FISSURATION DU COUVERT DE BÉTON	46
3.1	Introduction	46
3.2	Mécanismes d'adhérence dans le béton précontraint	46
3.3	Longueur de transfert et longueur de développement	48
3.3.1	Longueur de transfert	48
3.3.2	Longueur de développement	48
	a) L'adhérence dû à la flexion	48
	b) Longueur de développement pour les tendons de précontrainte	49
3.3.3	Facteurs influençant la longueur de transfert	50
3.3.4	Essais de détermination des longueurs de transfert et de développement.....	50
	a) Mesure de la variation de la déformation du béton	50
	b) Jauges de déformation à résistance électrique sur les tendons	51
3.3.5	Estimation des longueurs de transfert et de développement.....	51
	a) Tendons de précontrainte en acier	51
	b) Tendons de précontrainte PRF	52
3.3.6	Risque de fissuration du couvert de béton dû à l'adhérence	56
3.3.7	Moyens de prévention de la fissuration du couvert de béton	58
3.3.8	Effet du temps sur la longueur de transfert.....	60
3.3.9	Effet d'un gradient thermique sur l'adhérence	60
4	PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES.....	61
4.1	Essais de mesures du coefficient d'expansion thermique	61
4.2	Analyse microscopique de l'interface armature PRF/ béton.....	61
4.2.1	Objectif.....	61
4.2.2	Procédure.....	62
	a) Investigation sur les fissures radiales	62
	b) Investigation de l'état d'altération (séparation) de l'interface PRF/ béton	63
4.3	Étude de l'effet de gradients thermiques sur les longueurs de transfert des poutres précontraintes par les tendons <i>LEADLINE</i>	65
4.3.1	Objectif.....	65
4.3.2	Procédure expérimentale	65
4.4	Design des poutres précontraintes, et procédures d'essai de durabilité à l'expansion thermique sur les poutres précontraintes avec des tendons PRFC	67
4.4.1	Objectif.....	67
4.4.2	Résistance à la tension des tendons PRFC utilisés.....	68
4.4.3	Design des poutres.....	68
	a) Dimension des poutres	68

b) Design de la précontrainte	70
c) Résistance des poutres précontraintes	70
4.4.4 Fabrication des poutres précontraintes	71
4.4.5 Conditionnement des poutres	79
4.4.6 Essai de flexion des poutres	81
4.5 Procédures d'essais de durabilité aux gradients thermiques sur des poutres armées de PRFV	84
4.5.1 Objectif	84
4.5.2 Design des poutres	84
a) Dimensions des poutres et renforcements	84
b) Résistance des poutres armées de PRFV	84
4.5.3 Matériaux utilisés	84
a) Armatures	84
b) Béton	85
4.5.4 Essais de cycles thermiques	85
4.5.5 Essais de flexion des poutres	86
5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS OBTENUS	88
5.1 Introduction	88
5.2 Essais de mesures du coefficient d'expansion thermique	88
5.2.1 Tendon PRFC <i>LEADLINE</i>	88
5.2.2 Barre PRFG <i>ISOROD</i>	89
5.2.3 Tendon PRFA <i>ARAPREE</i>	89
5.3 Analyse microscopique	92
5.3.1 Étude des fissures radiales	92
5.3.2 Étude de l'état d'altération du contact à l'interface béton/ armature PRF	92
5.4 Étude des longueurs de transfert des poutres précontraintes par des tendons <i>LEADLINE</i>	100
5.4.1 Résultats des longueurs de transfert	100
5.4.2 Interprétation des résultats sur les longueurs de transfert	107
5.5 Essai de flexion sur les poutres en béton précontraint par un tendon composite pour investiguer l'effet d'un cycle thermique et des cycles de gel/ dégel sur l'adhérence	108
5.5.1 Essais de résistance à la tension des tendons PRFC <i>LEADLINE</i>	108
5.5.2 Charges et réseaux de fissuration relevées lors des essais de flexion	109
5.5.3 Comportement charge Vs. Deflexion	109
5.5.4 Comportement ultime	111
5.6 Essais de flexion sur les poutres en béton armées de PRFV pour étudier l'effet des cycles thermiques	117
5.6.1 Comportement Charge Vs. Deflexion	117
5.6.2 Charges ultimes	118
5.6.3 Comportement Charge Vs. Déformation dans les barres de traction PRFV	118
5.6.4 Largeur et espacement des fissures	119
6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	123
6.1 Conclusions	123

6.2	Recommandations	124
	BIBLIOGRAPHIES.....	125
	ANNEXE 1. DESIGN DES POUTRES PRÉCONTRAINES À L' AIDE DE TENDONS PRFC LEADLINE	129
	ANNEXE 2. CALCUL DES DÉFORMATIONS DANS LE BÉTON AU NIVEAU DU TENDON	137

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2.1	Propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone [HANCOX,1981].....	9
TABLEAU 2.2	Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre [HANDBOOK OF COMPOSITES 1982, ASLANOVA 1985].....	10
TABLEAU 2.3	Propriétés physiques et mécaniques des fibres d'aramide [HANCOX 1981 ; AKZO NOBEL 1994]	11
TABLEAU 2.4	Propriétés thermiques des fibres [HANCOX et MAYER, 1994].....	18
TABLEAU 2.5	Coefficient d'expansion thermique de produits en matériaux composite	20
TABLEAU 2.6	Caractéristiques des tendons utilisés [DESITTER et TOLMAN, 1995].....	44
TABLEAU 4.1	Propriétés du béton classe MTO.....	75
TABLEAU 5.1	Résultats des mesures de CET transversaux de <i>LEADLINE</i>	89
TABLEAU 5.2.	Résultats des mesures de CET transversaux d' <i>ISOROD</i>	89
TABLEAU 5.3	Résultats des mesures de CET transversaux d' <i>ARAPREE</i>	89
TABLEAU 5.4	Effet du temps sur la longueur de transfert.....	101
TABLEAU 5.5	L'effet d'un cycle de température 20/60°C sur la longueur de Transfert	101
TABLEAU 5.6	L'effet du temps, d'un cycle de température 20/60°C et de 100 cycles gel/ dégel sur la longueur de transfert.....	102
TABLEAU 5.7	Résultats des essais de résistance à la tension sur le tendon PRFC <i>LEADLINE</i>	108
TABLEAU 5.8	Valeurs théoriques et expérimentales des résultats de l'essai de flexion	112
TABLEAU 5.9	Résultats des charges de fissuration et ultimes.....	118
TABLEAU 5.10	Espacement et largeur maximale des fissures	120

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Procédé de pultrusion	15
Figure 2.2	Vue de différents produits PRF	16
Figure 2.3	Détail de l'appareil utilisé lors de l'essai [GUIMARAES ET BURGOYNE, 1997]	21
Figure 2.4	Relation entre le coefficient d'expansion thermique et la déformation.....	21
Figure 2.5	Température de transition vitreuse du tendon PRFC <i>LEADLINE</i>	24
Figure 2.6	Courbe de la température d'échauffement [SAKASHITA et coll., 1997]	25
Figure 2.7	Effet des températures sur les propriétés à la tension de <i>NEFMAC- CG</i>	26
Figure 2.8	Section vertical intérieure du grip utilisé lors des essais de fatigue	27
Figure 2.9	Résultats des essais à la tension pour des composites unidirectionnels montrant la dégradation de la résistance à des températures basses. [DUTTA, 1992]	29
Figure 2.10	Contraintes dans la fibre noyée dans une matrice polymère d'après [DUTTA,1992]	30
Figure 2.11	Contraintes de tension autour d'une fibre ondulée [MADHUKAR et DUTTA,1994].....	30
Figure 2.12	Cylindre renforcé concentriquement de PRF et sa forme finale déformée	32
Figure 2.13	Vue schématique de l'appareillage utilisé lors de l'essai [ELBADRY et coll.,1997]	35
Figure 2.14	Variation de moment de courbure Vs. Gradient de température dans les poutres.....	35
Figure 2.15	Résistance à la fissuration des cylindres de béton armés avec différentes tiges PRF [ELBADRY et coll., 1997]	36
Figure 2.16	Spécimen demi - poutre inversible [SHIELD et coll.,1997]	37
Figure 2.17	Dimension d'un échantillon testé	38
Figure 2.18	Vue schématique de l'essai d'arrachement.....	39
Figure 2.19	Des jauges rosettes appliquées sur la barre composite [GENTRY ET HUDAK, 1996].....	41
Figure 2.20	Analyse par la méthode des éléments finis [MATTHYS et coll.,1996]....	42
Figure 2.21	Gradient de température critique Vs. Rapport de l'enrobage sur diamètre de l'armature [MATTHYS et coll.,1996]	43
Figure 2.22	Température pour chauffer les spécimens Vs. Temps.....	44
Figure 3.1	Développement des contraintes dans les tendons précontraints	49
Figure 3.2	Moyens de prévention de la fissuration du couvert de béton lors de la relâche	59
Figure 4.1	Vue schématique du spécimen testé	60
Figure 4.2	Fissures et altérations potentielles dues aux gradients de température.....	64
Figure 4.3	Mesure des déformations du béton à la hauteur du tendon à l'aide d'une jauge de déformation mécanique et de pointes Demec collées sur le béton.....	66
Figure 4.4	Dispositif expérimental pour l'essai de tension du tendon <i>LEADLINE</i>	69

Figure 4.5	Vue des poutres 150*300*1500mm précontraintes par des tendons <i>LEADLINE</i>	70
Figure 4.6	Vue générale du lit de précontrainte.....	72
Figure 4.7a)	Grip cylindrique pour l'ancrage du tendon à l'extrémité chargée.....	73
Figure 4.7b)	Grip cylindrique pour l'ancrage du tendon à l'extrémité non chargée	73
Figure 4.8	Vue des grips cylindriques enlevés du montage après la relâche.....	73
Figure 4.9	Schéma général du mécanisme de précontrainte.....	76
Figure 4.10	Vue du montage lors de la mise en précontrainte par une pompe électrique de type ENERPAC.....	77
Figure 4.11	Vue de l'extrémité chargée du lit de précontrainte.....	78
Figure 4.12	Vue de l'extrémité non chargée du lit de précontrainte.....	78
Figure 4.13	Chauffage de la poutre dans une enceinte isolée à l'aide lampes Puissantes (200W)	80
Figure 4.14	Vue des poutres dans la chambre environnementale permettant aux poutres de subir des cycles de gel/ dégel	81
Figure 4.15	Set up de l'essai de flexion	82
Figure 4.16	Vue d'une poutre simplement supportée prête à l'essai	83
Figure 4.17	Taux d'échauffement des poutres armées de PRFG.....	86
Figure 4.18	Vue du set up de l'essai de flexion des poutres armées de PRFG.....	87
Figure 4.19	Poutre armée de PRFG prête à être testée	87
Figure 5.1	CET transversal de la tige PRFC <i>LEADLINE</i> Vs. Température	90
Figure 5.2	CET transversal de la tige PRFG <i>ISOROD</i> Vs. Température	90
Figure 5.3	CET transversal de la tige PRFA L'ARAPREE Vs. Température.....	91
Figure 5.4	Représentation schématique d'une coupe du prisme de béton avant e..... t après le chauffage.....	94
Figure 5.5	Fissure radiale à la tige PRFG <i>ISOROD</i>	95
Figure 5.6	Fissures radiales à la tige PRFC <i>LEADLINE</i>	95
Figure 5.7	Fissures radiales au tendon CFCC.....	96
Figure 5.8	Fissure dans le coin de la barre rectangulaire <i>NEFMAC-C</i>	96
Figure 5.9	Séparation entre la barre PRFG 19.1mm <i>ISOROD</i> et le béton	97
Figure 5.10	Séparation entre la barre PRFG 12.4mm et le tendon	98
Figure 5.11	Séparation minimale entre la barre <i>ARAPREE</i> 10mm et le béton.....	99
Figure 5.12	Profils de déformation après la relâche et 6 mois après la relâche.....	103
Figure 5.13	Profils des déformations à la relâche, après avoir été chauffées à 14 jours et 3 mois après	103
Figure 5.14	Profils des déformations après la relâche et après avoir subi un cycle thermique 20/60°C et 100 cycles de gel/dégel -15/20°C	104
Figure 5.15	Profils des déformations à la relâche, après 3 mois et après avoir subi un cycle thermique et 100 cycles de gel/ dégel-15/20°C.....	104
Figure 5.16	Effet du temps (3 mois) sur la longueur de transfert	105
Figure 5.17	Effet du temps (6 mois) sur la longueur de transfert	105
Figure 5.18	Effet d'un cycle thermique 20/ 60°C sur la longueur de transfert.....	106
Figure 5.19	Effet du temps, d'un cycle thermique et du gel/ dégel sur la longueur de transfert	106
Figure 5.20	Rupture typique d'une tige PRFC	110
Figure 5.21	Courbes Charges Vs. Déflexion pour les poutres 4AC et 5A.....	111

Figure 5.22	Courbes Charges Vs. Déflexion pour les poutres 2AC et 3A.....	111
Figure 5.23	Vue de la Rupture de la poutre 2AC	113
Figure 5.24	Vue de la rupture de la poutre 3A.....	113
Figure 5.25	Vue de la rupture de la poutre 4AC.....	114
Figure 5.26	Vue de la rupture de la poutre 5A.....	114
Figure 5.27	Fissure horizontale dans la poutre 5A dû à la relâche d'énergie lors de la rupture	115
Figure 5.28	Glissement du tendon PRFC <i>LEADLINE</i> dans cette extrémité	116
Figure 5.29	Courbes Charges Vs. Déflexion des poutres armées de barres PRFG	117
Figure 5.30	Charge Vs. Déformation des barres PRFG.....	119
Figure 5.31	Déformation Vs. Largeur de la première fissure	120
Figure 5.32	Relevé du réseau de fissuration pendant le déroulement de l'essai de flexion	121
Figure 5.33	Rupture typique d'une poutre testée	121
Figure 5.34	Rupture en tension des armatures PRFG	122

1. INTRODUCTION

1.1 Généralités

Lors de ces dernières années, la détérioration des structures en béton renforcé par des armatures en acier a pris une ampleur sans précédent à cause de la corrosion de l'acier.

Le phénomène de corrosion survient lorsque l'acier des barres d'armature est dépassivé. Ceci est causé par la carbonatation due à la diffusion du dioxyde de carbone de l'atmosphère vers l'intérieur du béton ou par l'action des chlorures.

Les coûts de la réhabilitation et réparation des structures constituent un budget lourd pour les gouvernements. Au Canada, le coût de réparation des stationnements multi-étagés est évalué entre 4 et 6 Milliards de dollars [BÉDARD, 1992]. De par le monde les besoins actuels en réparation d'infrastructures sont évalués à 900 Milliards de dollars. Ces besoins ne peuvent qu'augmenter au fur et à mesure que les routes, les ponts, les canalisations et les édifices continueront à se désagréger. Les matériaux de construction utilisés de nos jours ne sont pas en mesure de résister ni à l'usure du temps ni aux charges et conditions environnementales auxquelles ils sont soumis.

Des solutions variées ont été envisagées pour prévenir la corrosion de l'acier dont :

- L'amélioration de la durabilité du béton en diminuant la porosité et la perméabilité du béton;
- La protection cathodique des armatures par une anode sacrificielle ou un courant imposé;
- L'utilisation d'armatures revêtues d'une couche d'époxyde, galvanisées ou inoxydables;

Ces techniques ont été proposées aussi bien pour les structures en béton armé que celles en béton précontraint. D'autres techniques ont été mis de l'avant plus spécifiquement pour les structures en béton précontraint comme :

- Celles qui offrent une protection directe au tendon de précontrainte en acier telle que l'utilisation de gaines en acier revêtues d'une couche d'époxyde ou en polyéthylène, et l'utilisation de têtes d'ancrages revêtues d'une couche d'époxyde;
- Pour les systèmes post-tensionnés où il est nécessaire d'injecter un coulis pour protéger le tendon de précontrainte en acier en général le câble torsadée à 7 fils, il a été constaté que parfois

la gaine n'était pas correctement injectée. Il en résulte la naissance de poches où l'eau peut s'accumuler. L'utilisation d'agents expansifs est proposée pour contrer le problème [CLARK, 1993].

Des techniques de protection de l'acier d'armature telle que l'utilisation de revêtement époxyde ont été longuement controversés. Des ponts renforcés par des barres recouvertes d'époxyde ont même montré des traces de corrosion [KESSLER et POWER, 1988]. L'utilisation de l'acier inoxydable entraîne un coût 7 à 8 fois plus élevé par rapport à l'utilisation d'armatures en acier conventionnelles [CLARK, 1993]. Il en est de même pour les systèmes tels la protection cathodique dont le coût s'avère très élevé, en plus d'une inspection et un entretien périodique nécessaires.

Une éventuelle solution à ces problèmes consisterait à utiliser des armatures composites en polymères renforcés de fibres (PRF) dans le cas de structures soumises à un environnement agressif. De par leur composition non métallique, ces matériaux sont non corrosifs. Ce qui est déjà un atout majeur par rapport à l'acier. On pense que les armatures composites PRF constituent une alternative sérieuse et très prometteuse aux armatures d'acier. Elles pourraient conquérir le marché des armatures d'acier revêtues d'époxyde. Ce dernier représente 15% du marché nord américain des barres d'acier conventionnelles.

1.2 Utilisation et développement des armatures PRF

De part leur résistance à la corrosion, les PRF présentent d'autres avantages par rapport à l'acier tels : un rapport résistance/ poids élevé, une excellente résistance à la fatigue, une conductivité électrique et magnétique nulle, une basse relaxation et un poids léger (environ le 1/5ème de l'acier). Aussi les recherches effectuées ont démontré que les armatures PRF donnent une entière satisfaction quant au comportement structural des structures en béton armé de PRF. Cependant bien que leur coût initial demeure plus élevé que celui de l'acier, l'utilisation de l'armature PRF devient économique si l'on inclut les coûts associés à la durée de service de l'ouvrage (life cycle cost).

Plusieurs ponts en béton utilisant ces matériaux nouveaux ont été construits au Japon, en Allemagne, aux USA et au Canada. Les PRF ont aussi été utilisés pour d'autres applications structurales comme les réparations de pont, le renforcement de tunnels et de structures marines, des applications spéciales incluant des stations de radar, des structures supportant les trains à rails

magnétiques, des tours d'antennes, des usines chimiques ,etc. [RIZKALLA et coll.,1996; GERRITSE, 1992].

Pour faire l'unanimité quant à leur utilisation dans le domaine de la construction, ces matériaux doivent cependant prouver leur efficacité tant par leurs coûts que par leurs performances. D'une part, les structures construites ou réparées à l'aide de composites PRF doivent être plus durables. D'autre part, les utilisateurs potentiels doivent être convaincus de leur efficacité économique, dans la mesure où le coût initial élevé des PRF justifie le coût à long-terme réduit, puisque leur utilisation va entraîner une durée de service plus élevée ne nécessitant pas beaucoup d'entretien. Ainsi les recherches sur la durabilité des composites PRF sont d'une grande importance pour l'établissement de leur potentiel d'utilisation dans le domaine de la construction . Les études sur la durabilité des renforcements PRF consiste à tester les produits disponibles sur le marché, ainsi qu'à proposer s'il y'a lieu des améliorations à apporter. Cependant, il faut souligner que la multitude de produits disponibles, ainsi que l'absence de normes régissant les essais de durabilité ne rendent pas la tâche facile quant à présenter l'état général sur la durabilité des renforcements en matériaux composites PRF.

1.3 Thèmes de recherche sur la durabilité des armatures PRF

Les PRF sont en général soumis à des contraintes de tension soutenues et à des environnements agressifs. D'où la nécessité d'évaluer leur comportement à long terme sous l'action de charges, du temps et de l'environnement. L'étude de la durabilité des PRF traite en général de ce type de questions : 1) de combien par exemple la résistance initiale du matériau PRF sera affectée dû à ces actions. 2) dans quelle mesure la performance structurale du membre en béton renforcé de PRF sera compromise suite à ces actions?.

Pour assurer un état de service sécuritaire pour les structures renforcées de composites PRF, des critères de durabilité doivent être établis. Ces critères pourraient se classer selon :

- 1) étude sur les propriétés mécaniques dans le temps sous l'effet combiné de sollicitations, de l'environnement pouvant être présents dans des situations réelles.
- 2) étude sur les propriétés structurales interactives (adhérence, déflexion, etc.) sous l'effet de chargements dynamiques, du temps et de l'environnement pouvant être présents dans des situations réelles.

Ci- dessous, nous donnons un aperçu sur les différents thèmes de recherche sur la durabilité des renforcements en matériaux composites.

a) Comportement des armatures PRF sous des essais d'exposition

- Les solutions alcalines : Dans le cas d'un contact direct, le noyage d'une barre PRF dans un béton pourra provoquer dans un premier temps une exposition alcaline ($\text{PH}>12$) et puis par après une exposition à un béton carbonaté ($\text{PH}<10$). L'argument majeur pour utiliser des armatures PRF est que l'acier corrode dans un béton carbonaté. Les essais d'exposition par rapport à des solutions alcalines sont réalisés soit avec une charge soutenue par les tiges pour simuler l'état de tension, soit sans charge. Les armatures PRF à base de fibre de verre (PRFV) sujettes aux attaques alcalines sont très étudiées afin d'améliorer leurs durabilités.
- Les solutions salines : Il est aussi nécessaire de connaître le comportement des composites PRF dans des solutions salines. Les sels étant présents dans l'eau de mer et dans les sels de déglacage. Il semble que les PRFV une fois de plus exhibent le comportement le plus sensible aux solutions salines.
- L'humidité : Les propriétés des matrices peuvent être affectées par l'absorption de l'eau. Les fibres d'aramides absorbent de l'eau. Leurs propriétés se trouvent affectées [DOLAN, 1993].
- Les rayons ultra violet (U.V) : La fibre d'aramide est très vulnérable aux attaques des rayons ultra violet. Les matrices peuvent aussi être affectées, si une protection adéquate n'est pas considérée. La résistance à la tension des composites PRFA, en particulier subit des réductions suite à une exposition aux rayons U.V.
- La température : Au fur et à mesure que la température interne du composite augmente, les propriétés internes changent considérablement. Les propriétés mécaniques des composites PRF peuvent être étudiées sous l'effet de températures élevés présentes dans les climats chauds, ainsi que les températures très élevées consécutive au feu.

b) Effet des gradients thermiques sur la performance structurale

- Effet des cycles thermiques sur la performance structurale : Le renforcement composite PRF a deux coefficients d'expansion thermique (CET) différents suivants la direction. Les

CET longitudinal et transversal. Le CET transversal a démontré être suffisamment élevé par rapport au CET du béton pour éventuellement compromettre l'adhérence PRF/béton. En effet à cause des gradients thermiques élevés, la dilatation différentielle transversale du PRF par rapport au béton cause des contraintes de tension à l'interface du béton. Ces contraintes de tension peuvent éventuellement dépasser la résistance à la traction du béton.

- Effet des cycles de gel/ dégel : Le CET transversal élevé du renforcement PRF par rapport à celui du béton peut causer à de basses températures une contraction différentielle du renforcement PRF par rapport au béton. Il peut s'ensuivre une séparation entre le composite et le béton. D'où une désadhérence potentielle entre le béton et le renforcement PRF.
- Absorption de l'humidité : En la présence de cycle de séchage/ mouillage, l'humidité peut pénétrer à travers le béton et atteindre la surface des PRF. Les résines utilisées en général tel l'époxyde ne sont pas imperméables et absorbent l'humidité. Les fibres d'aramide aussi sont connues pour absorber de l'humidité. le gonflement du composite peut affecter l'adhérence avec le béton, ainsi l'absorption d'humidité peut devenir problématique spécialement pour les matériaux PRFA à base d'époxyde.

c) Développement d'essais accélérés

L'utilisation des matériaux PRF dans un futur proche nécessite de subvenir au besoin d'avoir des résultats fiables en particulier sur le comportement à long- terme.

Les mécanismes de dégradation affectant les tiges PRF sont relativement lents et nécessitent une période de temps considérable pour que les effets soient observés. Aussi pour ne pas s'aventurer sur leurs utilisations et pour éviter des déceptions après un certain nombre d'années. Il est nécessaire de développer des méthodes accélérées et standards pour extrapoler le comportement d'un matériau sur la durée de service requise [GERRITSE, 1992].

Une méthode d'essais accélérés utilise un mécanisme accéléré pour augmenter le taux de dégradation, ces mécanismes peuvent inclure comme paramètre : La température en considérant le principe d'équivalence temps/ température, la concentration d'un environnement agressif, le niveau de contrainte mécanique, la fréquence de chargement, etc. Cependant ces méthodes

doivent inévitablement être confrontées à des essais réels dans le temps pour démontrer une corrélation satisfaisante avec les essais réels.

1.4 État du problème

Tandis que la recherche a montré que les renforcements composites PRF exhibaient un comportement très satisfaisant en tant qu'armatures dans les structures en béton. Des problèmes potentiels concernant leur durabilité laissent encore les concepteurs et les ingénieurs indécis quant à leur utilisation. De ce fait la recherche sur la durabilité revêt un caractère crucial quand à leur adoption dans un avenir proche comme armature dans le béton de certaines structures.

Dans les pays à climats nordiques tel le Canada et le nord des USA, les structures sont sujettes à des températures très élevées pendant l'été, pouvant atteindre 60°C à l'intérieur des structures, tandis qu'en hiver les structures sont sujettes à des températures très basses, et éventuellement à des cycles de gel/ dégel. Ces conditions climatiques très sévères nous ont poussé à poser les questions suivantes : Est ce que les gradients thermiques et les cycles de gel/ dégel présents dans ces climats peuvent provoquer la fissuration du béton entourant l'armature PRF? et s'il y'a altération de l'interface : Dans quelle mesure l'adhérence et les propriétés structurales du membre en béton renforcé de PRF peuvent être compromises?

1.5 Objectifs de l'étude

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier le comportement de structures en béton armé de PRF sous l'effet de gradients thermiques. La méthode et les moyens mis en œuvre pour mener cette étude sont présentés ci- dessous :

1. Revue bibliographique portant sur le comportement thermique des composites PRF et des travaux antérieures concernant l'effet des températures sur le matériau PRF seul et sur les structures renforcées de PRF.
2. Étude et mesures du coefficient d'expansion thermique transversal d'armatures composites PRF.
3. Étude microscopique de l'interface béton/ PRF sur le béton armé sujet à des gradients thermiques.

4. Étude de l'effet de cycles thermiques et de cycles de gel/ dégel sur l'adhérence et la performance structurale de poutres en béton précontraint par des composites PRF
 - Les poutres ont été sujettes à des cycles thermiques et à des cycles de gel/ dégel.
 - Les effets des cycles thermiques et de gel/ dégel ont été investigués moyennant des mesures sur les longueurs de transfert des poutres précontraintes de PRF.
 - Des essais de flexion ont été réalisés sur des poutres précontraintes pour voir l'effet de cycles thermiques et de cycles de gel/ dégel sur la performance structurale.

5. Étude de l'effet de cycles thermiques sur la performance structurale de poutres armées de PRF.
 - Les poutres armées ont été sujettes à des cycles thermiques.
 - Des essais de flexion ont été réalisées sur des poutres pour investiguer l'effet des cycles thermiques sur la performance structurale des poutres armées de PRF.

1.6 Organisation du mémoire

Suite à l'introduction, le chapitre 2 traite une revue bibliographique approfondie sur les matériaux composites utilisés dans la construction, ainsi que tous les travaux antérieures effectuées dans le domaine des effets des températures sur les structures renforcés de PRF. Le chapitre 3 explique le phénomène d'adhérence dans les armatures PRF avec le béton, en particulier dans le béton précontraint, ces notions étant indispensables pour la poursuite d'essais ultérieures. En outre le risque de fissuration du béton entourant l'armature est traité et expliqué en particulier pour le cas du béton précontraint. Le chapitre 4 expose les procédures expérimentales suivies pour réaliser les essais mentionnés dans la section 1.3. Enfin le chapitre 5 présente les résultats des essais et leurs analyses. Suit finalement des conclusions et des recommandations.

2. REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Revue bibliographique sur les barres d'armatures en matériaux composites

2.1.1 Introduction:

Durant les dernières décennies, le fruit de recherches intenses sur de nouveaux matériaux a mené au développement des matériaux composites à base de fibres.

Au début, le champ d'application de ces matériaux a été l'aéronautique et l'industrie aérospatiale. Depuis, leur champ d'application s'est élargi à l'industrie automobile, ferroviaire, robotique, maritime et plus récemment au génie civil .

Une application intéressante pour les structures en béton consiste à utiliser des barres d'armatures en matériaux composites renforcées de fibres suivant la direction du chargement. Ces matériaux annoncent bel et bien une alternative à l'acier conventionnel très susceptible à la corrosion.

De par leur définition, les matériaux composites contiennent différents constituants. Il est évident que l'effet composite recherché n'est autre qu'un produit prenant avantage des propriétés de chacun des constituants.

2.1.2 Les fibres

Les fibres sont les renforts qui fournissent la résistance au matériau composite. Les principales fibres utilisées sont les fibres de verre, d'aramide, de carbone, de bore et de céramique. Seules les trois premières fibres ont été utilisées dans les applications de génie civil. Signalons que la sélection du matériau de renforcement est reliée aux propriétés désirées, aux coûts et aux matériaux liants.

a) **Fibres de carbone**

Les fibres de carbone sont caractérisées par leur haut module d'élasticité, leur haute résistance, leur rapport rigidité/densité élevé, leur faible coefficient d'expansion thermique (CET) longitudinal, leur faible sensibilité aux charges de fatigue, une excellente résistance aux agents chimiques et à l'humidité. Cependant, les fibres de carbone ont une faible résistance à l'impact due à leur faible déformation ultime et un coût élevé.

Les fibres de carbone montrent une faible dégradation de la résistance à des températures aussi élevées que 2000°C. Du fait de leur coefficient d'expansion thermique longitudinal négatif, les fibres de carbone peuvent être utilisées pour fabriquer des structures composites à coefficient d'expansion thermique faible ou nul grâce à des conceptions appropriées avec des matrices à coefficient d'expansion thermique positif.

Les fibres de carbone peuvent être classées comme suit :

- Selon le type de précurseur :

*Fibres isotropiques ``PITCH`` caractérisées par un module élastique élevé.

*Fibres polyacrylonitrile ``PAN`` caractérisées par une résistance ultime et un coût très élevés.

- Selon les propriétés physiques et mécaniques [HANCOX, 1981]

*Module élastique élevé.

*Module élastique ultra élevé.

*Haute résistance.

*Très haute résistance.

TABLEAU 2.1 Propriétés physiques et mécaniques des fibres de carbone [HANCOX, 1981]

Propriétés	UHM	HM	THR	HR
Densité	>1,95	1,8-2,0	1,73-1,82	1,73-1,82
Résistance à la traction (MPa)	>1700	>1700	>2760	2000-2750
Module d'élasticité (GPa)	>400	300-400	200-250	200-250
Déformation ultime (%)	0,38	0,60	1,27	1,12
Coefficient de Poisson	-	-	-	-

b) Fibres de verre

Leur prix compétitif, leur disponibilité, la facilité de leur mise en œuvre, leur haute résistance et leur excellente propriété d'isolation font que les fibres de verre soient les plus utilisées. Elles sont en général recouvertes d'un agent couplant pour favoriser le

couplage des fibres à la matrice, pour lier les fibres entre elles et pour minimiser les dommages dus à l'abrasion.

Les différents types de fibres de verre, classés selon leur application spécifique, sont :

Verre-E (Electrical) possédant d'excellentes propriétés d'isolation électrique;

Verre-S (Strength) ayant de très hautes résistance et rigidité à la traction;

Verre-C (Chemical) stable chimiquement dans les environnements acides;

Fibres de verre-AR (Alkali Resistant) sont utilisées pour minimiser les pertes de poids ou de résistance dans les environnements alcalins.

TABLEAU 2.2 Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre
[HANDBOOK OF COMPOSITES, 1982; ASLANOVA, 1985]

Propriétés	Type E	Type S	Type C	Type A-R
Densité	2,54	2,48	2,49	2,5
Résistance à la traction (MPa)	3448	4585	3033	3033
Module d'élasticité (GPa)	72,4	85,5	69,0	70,0
Déformation ultime(%)	4,8	5,7	4,8	3,6
Coefficient de Poisson	0,2	0,22	-	-
Diamètre	10,0	10,0	4,5	-

c) **Fibres d'aramide :**

Les fibres d'aramide ou polyamide aromatique sont fabriquées en profilant une solution polymère à travers une filière. Les fibres d'aramide sont caractérisées par leur haute résistance (les fibres d'aramide sont 5 fois plus résistantes que l'acier pour un même poids), leur rigidité élevée et leur stabilité vis à vis des hautes températures.

Les fibres d'aramide ont un coefficient d'expansion thermique négatif suivant la direction longitudinale et positif suivant la direction radiale. La température d'utilisation typique pour les fibres d'aramide varie entre -200°C et $+200^{\circ}\text{C}$. Cependant, l'oxydation limite leur utilisation au delà de 150°C . Soulignons que les fibres d'aramide se dégradent par l'exposition aux radiations ultraviolets (UV), c'est la raison pour laquelle ces dernières doivent être coulées dans une matrice protectrice.

Il existe trois types de fibres d'aramide :

- Kevlar (Dupont, USA);
- Twaron (Akzo, Pays-Bas);
- Technora (Teijin, Japon).

TABLEAU 2.3 Propriétés physiques et mécaniques des fibres d'aramide

[HANCOX, 1981 ; AKZO NOBEL, 1994]

	Kevlar 29	Kevlar 49	Twaron 1055	Technora
Densité	1,44	1,44	1,45	1,39
Résistance à la traction (MPa)	3450	3450	3600	3500
Module d'élasticité (GPa)	58,6	1,4	127	74
Déformation ultime (%)	4,0	2,5	2,5	4,6
Coefficient de Poisson	0,35	0,35	0,38	-
Diamètre	11,9	11,9	12	12

2.1.3 Les matrices :

Les fibres sont combinées entre elles puis assemblées sous la forme désirée par un liant appelé matrice. Cette dernière permet le transfert et la répartition des charges aux fibres. De plus, cette matrice assure la stabilité dimensionnelle du produit et protège les fibres de l'abrasion et des problèmes chimiques et physiques dus à l'environnement. Elle égalise la variabilité de la résistance des fibres par le transfert des fibres rompues aux fibres saines.

Le choix d'une matrice dépend de plusieurs critères. Le type de fibres utilisées contrôle aussi le choix de la matrice. Les critères de choix d'une matrice sont en général : la rigidité, la résistance mécanique, la dureté, les conductibilités thermique et électrique, le retrait chimique durant la transformation, la capacité à imprégner et à lier les fibres et la sensibilité aux facteurs environnementaux.

Un facteur important à considérer durant la fabrication d'un matériau composite est la différence des coefficients d'expansion thermique des fibres et de la matrice (Tableau 2.4). Les températures de transformation varient entre 20°C et 320°C. Durant le

refroidissement, le matériau est soumis à des contraintes résiduelles significatives. Ainsi, la différence des coefficients d'expansion thermique ajoutée au retrait chimique peuvent occasionner des fissurations au voisinage des fibres. Différents degrés de refroidissement peuvent être utilisés pour contrôler le développement des contraintes résiduelles dans certains cas. Une autre approche pour minimiser les contraintes résiduelles est de réduire le retrait chimique et thermique de la résine en additionnant des fillers stables et relativement rigides comme les particules de silice.

Une propriété spécifique aux polymères est la température de transition vitreuse, T_g , qui est la température à partir de laquelle le polymère transite de la phase du verre à une phase de caoutchouc. D'après HANCOX et MAYER (1994), plusieurs propriétés changent à la température T_g . Ainsi, le coefficient d'expansion thermique du polymère augmente significativement dans cette zone de transition [YOUNG, 1981]. Un autre moyen pour évaluer la performance thermique est la température de distorsion à la chaleur (HDT) qui est la température à laquelle une poutre polymère de section droite rectangulaire soumise à une charge concentrée équivalente à une contrainte de flexion de 1,82 MPa fléchit de 0,25mm, quand elle est chauffée à un taux de 2°C/ min (ASTM D648). Ces deux mesures sont influencées par la nature chimique, la structure moléculaire, le degré de cure du polymère et la présence d'un filler ou d'un renforcement.

Les matrices les plus utilisées dans la fabrication des matériaux composites à base de fibres sont les résines polyesters, vinylesters et époxydes.

a) **Résines polyesters**

Les trois principales résines polyesters sont les résines :

- Orthophthaliqes;
- Isophthaliqes;
- Isophthaliqes neo pentyle glycole.

Ces trois types de résines forment la base de la plupart des résines. Diverses proportions et variations sont disponibles dépendamment de la nature, de l'application et du processus utilisé. La différence majeure entre ces trois groupes est l'élongation à la rupture, la dureté et les propriétés d'impact. La température de distorsion à la chaleur peut varier aussi selon le type de résine : Les résines iso-polyesters ont la température de

distorsion à la chaleur la plus élevée (130°C), les résines iso-NPG ont une température de distorsion à la chaleur un peu moins élevée (100°C) et les résines ortho-polyesters ont la température de distorsion à la chaleur la moins élevée (100°C) [HANCOX ET MAYER, 1991].

Les avantages des résines polyesters peuvent se résumer en une faible viscosité, une courte durée de mûrissement, une stabilité dimensionnelle, d'excellentes résistances au feu, aux acides et aux alcalis et un coût modéré tandis que les inconvénients sont pour la plupart : un retrait volumétrique élevé, une sensibilité à certains solvants et une absorption de l'humidité.

Pour des températures aussi basses que -60°C, signalons que les laminés polyester/verre deviennent plus résistants et plus rigides malgré une petite tendance à la fragilisation.

La température d'utilisation supérieure d'un composite avec un liant polyester est déterminée par la température de distorsion à la chaleur (HDT) de la résine (environ 62°C). A cette température, le module chute de 40% et la résistance à la tension diminue moins rapidement. Par ailleurs, la température de design pour l'utilisation d'une résine est en général de 20°C en dessous de la HDT.

b) Résines vinylesters

Les résines vinylesters peuvent être divisées en trois groupes selon les élongations à la rupture ou les charges supportées à des températures élevées. Ces résines ont généralement des propriétés mécaniques et chimiques intermédiaires entre celles des résines polyesters et des résines époxydes. Elles sont aussi plus faciles à manipuler durant la fabrication par rapport aux résines polyesters du fait de leur faible viscosité et leur polymérisation rapide. Par ailleurs, elles sont résistantes aux produits chimiques et aux alcalis, ont une bonne adhésion aux fibres de verre et une moins bonne adhésion avec les fibres d'aramide et de carbone.

c) Résines époxydes

Les résines époxydes sont un groupe versatile de matériaux largement utilisés dans les applications de matériaux composites. Elles sont une classification de résines

contenant deux atomes de carbone et un atome d'oxygène adhérents à un anneau. Les résines époxydes sont connues comme ayant d'excellentes résistances à la tension et au fluage, une forte adhésion aux fibres, d'excellentes résistances aux produits chimiques et aux solvants, de bonnes propriétés électriques, une température de transition vitreuse élevée et un faible retrait pendant le mûrissement. Par contre, elles présentent un coût élevé et un mûrissement lent. Soulignons que le choix d'une matrice époxyde est dicté par la compatibilité avec les procédés de fabrication plutôt que par les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques.

2.1.4 Processus de fabrication des tiges en matériaux composites

Les barres d'armature en matériaux composites sont obtenues en insérant des fibres à haute résistance dans une matrice polymère. La matrice est essentiellement le matériau liant du composite. L'essence de la technologie des barres d'armature en matériaux composites est la capacité d'avoir des fibres fortes dans la bonne position, suivant la bonne orientation et avec la bonne fraction de volume. Différentes matrices peuvent être utilisées pour différents types de fibres. Toutefois, la sélection est faite en tenant compte des facteurs tels que : la facilité de fabrication, la compatibilité entre la matrice et les fibres, les propriétés désirées et le coût [RIZKALLA et coll., 1996].

Les barres d'armature en matériaux composites sont produites en général par le procédé de pultrusion. Introduit au début des années 1950, le procédé de pultrusion fournit des structures de section constante et de longueur illimitée telles que, les barres, les câbles, les poutres de section en I, en L [EHSANI, 1993]. Le procédé consiste à lier les fibres, les emballer ensemble, puis les imprégner par un mélange de résine et ensuite les tirer à travers un moule de préformage. Les températures de mûrissement se situent normalement entre 110°C et 180°C. Lorsque l'armature sort du moule, elle passe dans une chambre de polymérisation où la résine durcit. Le procédé permet ainsi une latitude considérable dans la sélection des formes structurelles [SPEISSER, 1994]. D'autres procédés de fabrication peuvent être utilisés telle la méthode de tissage (Braiding) pour produire des tendons tressés.

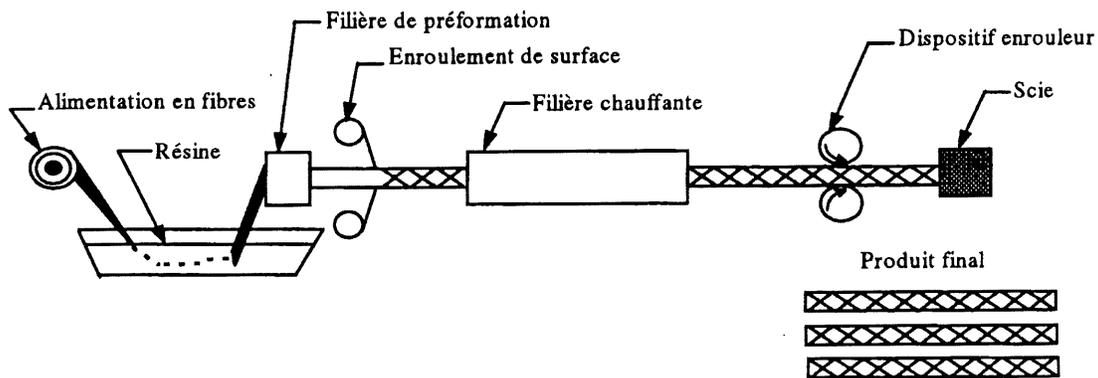


Figure 2.1 Procédé de pultrusion

2.1.5 Exemple d'armatures en matériaux composites

a) **Tendons *LEADLINE***

Ils sont constitués de fibres de carbone PITCH ($V_f=65\%$) et de résine époxyde ($V_m=35\%$). Produits par *Mitsubishi Kasei, Japon*, ces tendons sont sous forme de barres lisses de diamètre s'étalant de 1 à 17 mm et de barres déformées de 5 à 17 mm. Les barres déformées sont crénelées ou indentées. Les déformations à la surface des tendons crénelés sont obtenues, lors de la fabrication, par un enroulement hélicoïdal ou concentrique des fibres autour du noyau central. Le fini de la surface des tendons indentés est obtenu par superposition de deux enroulements hélicoïdaux de fibres disposées de façon opposée.

b) **Tendons *CFCC***

Les tendons *CFCC* (Carbon Fiber Composite Cable) sont fabriqués par *Tokyo Rope, Japon*, utilisant les fibres de carbone de type PAN fournis par la firme *Toho RayonIls*.

Les tendons *CFCC* sont constitués de 60% de fibres et de 36 % de résine (en volume). Ces tendons sont fabriqués en torsadant 7, 19 ou 37 fils et sont aussi disponibles en une gamme d'un seul fil. La gamme des diamètres s'étale de 3mm à 40mm. Les tendons *CFCC* peuvent être enroulés pour faciliter le transport. Ils sont utilisés principalement pour la précontrainte, mais peuvent aussi être utilisés comme câbles de suspension pour les ponts suspendus ou pour les ponts haubanés.

c) **Tendons *ARAPREE***

Les tendons *ARAPREE* (ARAmid PREstressed Element) font partie des tendons composites en aramide. Ces derniers ont le principal avantage par rapport aux tendons composites en carbone qui consiste en une déformation à la rupture plus élevée.

Les tendons *ARAPREE* ont été développés par *AKZO* en association avec le *Hollandsche beton GroepNV*. Les tiges *ARAPREE* sont fabriquées par la pultrusion de fibres d'aramide *TWARON* HM ($V_f=45\%$) et de résine époxyde. Ils se présentent sous forme de plats de section de 10mm^2 à 112mm^2 ou sous forme de ronds de diamètre 2,5 mm à 10 mm. Une couche de sable est saupoudrée à la surface du tendon dans le but d'améliorer sa résistance à l'adhérence.

d) **Barres *ISOROD***

L'armature *ISOROD* est fabriquée par Pultrall Inc. (Québec, Canada). Le procédé de fabrication utilisé est la pultrusion. Dépendamment du type d'application et du besoin du client, la meilleure combinaison entre les fibres de verre, carbone ou aramide et les résines polyesters, vinylester ou epoxyde peut être choisie. Des déformations peuvent être appliquées sur la surface extérieure pour obtenir une très bonne adhérence de la barre quand elle est employée comme armature de béton.

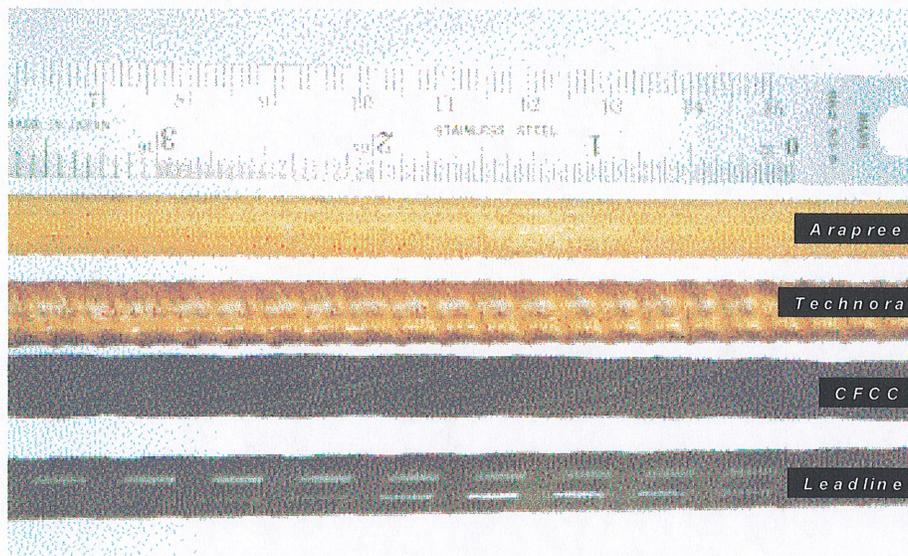


Figure 2.2 Vue de différents produits PRF

Signalons que la plupart des renforcements PRFV présents sur le marché sont proposés comme des renforcements non précontraints. Ceci étant dû au fait que les tendons PRFV ont une résistance au cisaillement transversal très faible, ce qui rend difficile la réalisation d'ancrages pour les PRFV. De plus, la dégradation des fibres de verre par les alcalis présents dans le béton ne permet pas d'appliquer des forces de précontrainte assez élevées.

2.2 Comportement thermique des barres d'armatures en matériaux composites

Les barres et les tendons en matériaux composites font partie des composites unidirectionnels. Leurs propriétés thermiques sont anisotropes. La plupart des informations pertinentes sur leurs propriétés thermiques sont obtenues en utilisant des modèles référant les propriétés du composite à celles des phases individuelles, de leurs propriétés et des fractions volumiques [HANCOX et MAYER, 1991]. Le comportement thermique doit être considéré en tenant compte de la direction, du type des fibres, de la matrice liante et éventuellement du processus de fabrication.

2.2.1 Expansion thermique des tiges d'armature en matériaux composites

Compte tenu de la disposition des fibres et de la matrice dans les tiges en matériaux composites, et contrairement aux barres d'armature en acier, les tiges en matériaux composites exhibent des coefficients d'expansion thermique différents suivant les deux directions (transversale et longitudinale). Ce phénomène est dû à la différence entre les coefficients d'expansion thermique des fibres et de la matrice.

Les fibres de carbone et d'aramide exhibent un coefficient d'expansion thermique longitudinal négatif et faible en valeur absolue. Les fibres de verre sont isotropes par rapport à l'expansion thermique et exhibent des coefficients d'expansion thermique positifs. En ce qui concerne les matrices organiques, elles sont isotropes et ont un coefficient d'expansion thermique relativement élevé (de l'ordre de 30 à $100 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$). Le coefficient d'expansion thermique est essentiellement constant jusqu'à la température de transition vitreuse T_g * puis augmente jusqu'à $200 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ [HANCOX ET MAYER, 1991].

Le Tableau 2.4 fournit les coefficients d'expansion thermiques longitudinal et transversal des fibres ainsi que les coefficients d'expansion thermique isotrope des matrices dépendamment des types de fibres et de matrices.

TABLEAU 2.4 Propriétés thermiques des fibres [HANCOX et MAYER, 1994]

Fibres			Résines	
Type	CTE _L (10 ⁻⁶ /°C)	CTE _T (10 ⁻⁶ /°C)	Type	CTE (10 ⁻⁶ /°C)
Carbone			Polyester(Isophtaltic)	100-110
HTA (Akzo)	-0,1		Phenolic(class105)	10-20
STA (Akzo)	-0,1		Epoxy	44-120
HM35 (Akzo)	-0,5		Bismaleimide	31-49
XA (Courtaulds)	-0,26	26	PES	55
HM (Courtaulds)	-1,3	25	PPS	49
P75 (Amoco)	-1,46	12,5	PEEK	40-47
P100 (Amoco)	-1,48	12,0	Nylon	100
P120 (Amoco)	-1,5	12,0	Polyethelene	120
Aramide			PVC	50
Kevlar49 (Dupont)	-2,33	41,4	Vinylester	N/D
Twaron (Akzo)	-3,5		Silicone (class180)	
Technora	-6			
Verre				
E (Vetrotex)	5			
D (Vetrotex)	2-3			
R (Vetrotex)	4			
S-2 (Owens-corning)	2,3			

Les composites PRF exhibent donc des coefficients d'expansion thermique longitudinaux relativement peu élevés puisqu'ils sont contrôlés par les fibres. Dû à l'absence de fibres dans le sens transversal, le coefficient d'expansion thermique transversal est relativement élevé puisqu'il est contrôlé par la résine. D'après HANCOX et MAYER (1994), le coefficient d'expansion thermique longitudinal des composites unidirectionnels est dominé par les propriétés des fibres et n'est pas très sensible à la fraction volumique des fibres. Le coefficient d'expansion thermique transversal est aussi insensible à la fraction volumique des fibres du fait que les deux composants ont une expansion individuelle assez élevée dans la direction transversale.

Le Tableau 2.5 présente des mesures de coefficients d'expansion thermique longitudinal et transversal relevés dans la bibliographie et d'essais réalisés au Conseil National de Recherches Canada (CNRC).

2.2.2 Effet de la contrainte appliquée soutenue sur le coefficient d'expansion thermique de l'armature en matériaux composites

On peut suspecter un comportement de déformation thermique différent de l'armature composite dans le cas où l'armature est déjà soumise à un état de déformation existant tel le cas des tendons de précontrainte.

GUIMARAES ET BURGOYNE (1997) ont étudié l'existence d'une relation liant le coefficient d'expansion thermique des fils en Kevlar 49 et la contrainte qui leur est appliquée. Cette dernière étant de l'ordre des contraintes utilisées dans la précontrainte. Notons que le Kevlar a été utilisé dans la fabrication de quelques câbles à base d'aramide qui ont été utilisés pour des applications de précontraintes. Une série de 30 essais ont été préparés à des températures variant entre 5°C et 75°C et un niveau de contrainte se situant entre 3% et 45% de la résistance ultime. L'appareil de mesure montré à la Figure 2.3 utilise de l'eau distillée pour faire varier la température entre 5°C et 75°C, ceci pour éliminer les déformations thermiques irréversibles du polymère, qui sont associées au changement du contenu en humidité et aux pertes de plastifiant et/ou du solvant.

TABLEAU 2.5 Coefficients d'expansion thermique des produits en matériaux composites

Matériau Fabricant	Fibres	Matrices	Diamètre ou section	CTE _L (10 ⁻⁶ /°C)	CTE _T (10 ⁻⁶ /°C)
<i>ISOROD</i> Pultrall,inc.	Verre	Polyester	12,7mm	9,10	50,2
			15,9mm	8,88	
			19,1mm	8,85	
<i>ARAPREE</i> Akzo	Aramide	Époxyde	10mm	-2	66,3
<i>NEFMAC-C</i> Autocon Composites, inc	Carbone	Vinylester		192	60
<i>NEFMAC-H</i> Autocon Composites,inc.	Hybride (verre+ carbone)	Vinylester		8,39	40
<i>CFCC</i> Tokyo Rope	Carbone	Époxyde	15.2mm	0,6	
<i>LEADLINE</i> Mitsubishi Kasei	Carbone	Époxyde	8mm	0,7	26
<i>POLYSTAL</i> Strabag Bau- AG	Verre E	Polyster	7,5 à 25mm	7	-
<i>BRITEN</i> British Ropes Ltd	Carbone	Vinylester	N/D	0	-
<i>TECHNORA</i> Teijin	Aramide	Vinylester	3 à 8mm	-15	-
<i>FIBRA</i> Mitsui	Aramide Kevlar49	Époxy	4 à 14mm	-5,2	-
<i>PARAFIL</i> Ropes ICI	A Térylène	Pas de resine	4,5 à	-5,7	-
	B Kevlar 29		140mm		
	C Kevlar 49				

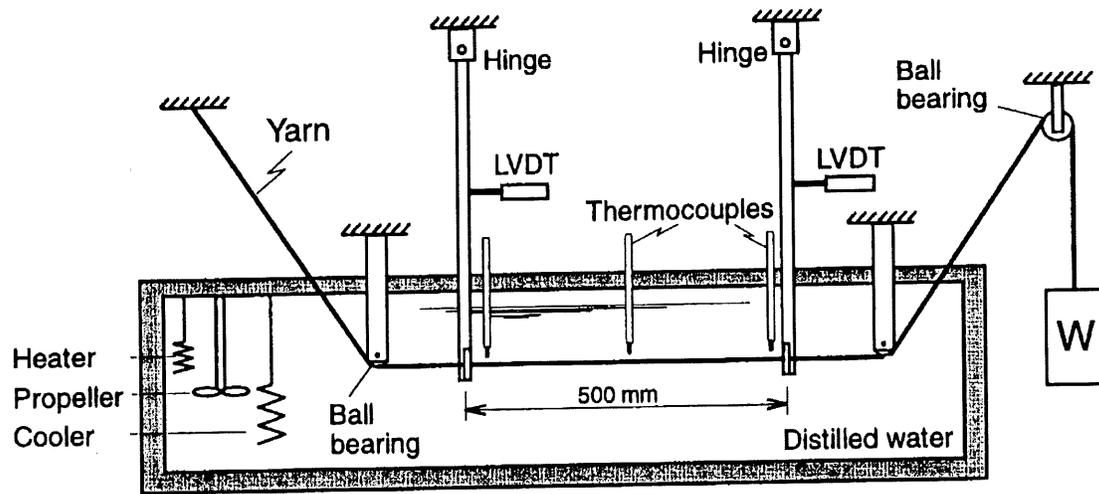


Figure.2.3 Détails de l'appareil utilisé lors de l'essai [GUIMARAES ET BURGOYNE, 1997]

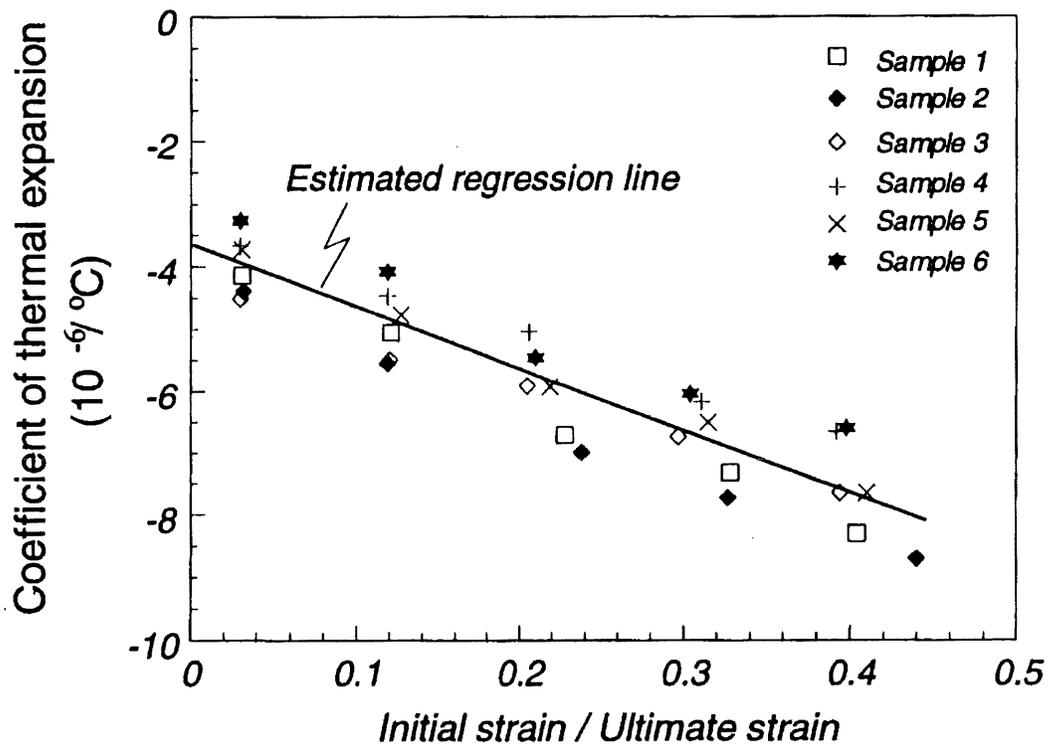


Figure 2.4 Relation entre le coefficient d'expansion thermique et la déformation

Il apparaît ainsi qu'à une contrainte appliquée de 60% de la résistance ultime (f_u), le coefficient d'expansion thermique a une valeur de $-10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, ce qui représente une différence avec le coefficient d'expansion thermique du béton d'environ le double du coefficient d'expansion thermique du béton. Le coefficient d'expansion thermique transversal des tendons PRF pourra aussi être affecté de la même manière sous une contrainte soutenue, et d'autres études sont nécessaires dans ce même contexte.

2.2.3 Comportement mécanique des tiges en matériaux composites sous hautes températures

Pour pouvoir adopter un design approprié par rapport à la résistance au feu pour les structures en béton armé de PRF ou celles exposées à des températures élevées (fours d'usine, centrales nucléaires, etc.), des essais à hautes températures sont indispensables pour étudier les caractéristiques mécaniques sous de tels environnements.

Il est aussi utile d'étudier un éventuel changement des propriétés mécaniques pour des températures de l'ordre de 60 °C, qui peuvent être facilement atteintes par les structures soumises au climat Canadien.

L'incompatibilité thermique des fibres et des matrices cause des contraintes résiduelles de température, ces dernières pourront affecter les propriétés mécaniques et structurales des PRF.

a) **Résistance à la tension et module d'Young**

KUMAHARA et coll. (1993) ont étudié l'effet des hautes températures sur la résistance à la tension et le module d'Young. Les essais incluent des barres PRF avec différents types de fibres et de résines. Les résultats sont les suivants:

Les barres PRFA ont montré les changements les plus prononcés. La résistance à la tension ainsi que le module d'Young ont chuté à partir de 60°C. À 400 °C, la résistance à la tension a diminué de 80%. Le module d'Young a diminué de 30% à une température de 250°C.

Seules les barres PRFV ayant un liant vinylester ont vu leur résistance à la tension diminuée à une température de 60°C. Les pertes de résistance à 250°C et 400°C ont été de 40% et 60% respectivement. Les barres PRFV ayant une résine thermoplastique n'ont pas montré de diminution de résistance à la tension à une température de 250°C.

Les barres PRFC à base de fibres "Pitch" et de résine époxyde ont vu leur résistance à la tension diminuée à une température de 60°C. Par contre, les barres PRFC à base de fibres "PAN"

ayant un liant inorganique à base de pâte de ciment ont vu leur résistance inchangée à une température de 250°C, la diminution du module d'Young était peu notable.

Cette étude montre donc clairement que les propriétés mécaniques des barres PRF chauffées sont affectées en fonction des types de fibres et de résine utilisés.

Des essais ont été effectués par CHAALAL et BENMOKRANE (1993) sur une tige PRFV à base de fibres de verre et de résine polyester pour investiguer la résistance au feu des structures renforcées avec des PRFV. Les tiges PRFV ont été chauffées à différentes températures jusqu'à 400°C. Elles ont montré des pertes de résistance de 31%, 45%, 60% et 71% pour des températures de 100°C, 200°C, 300°C et 400°C respectivement et comparativement à l'acier qui a exhibé des pertes de 14% à 400°C. Cependant, la résistance ultime plus élevée des PRFV par rapport à celle de l'acier fait qu'en conservant des résistances résiduelles de 50%, les barres PRFV *ISOROD* ont encore une résistance acceptable (85% de la contrainte d'écoulement de l'acier).

Il est recommandé pour les utilisateurs d'obtenir des informations sur les performances d'un produit PRF particulier et de la résine utilisée à des températures élevées, surtout quand la probabilité potentielle du feu est élevée (ACI 440R-96).

TOKITARO et coll. (1996), chercheurs à Mitsubishi Chemical Corp., ont étudié la résistance à la chaleur de l'armature PRFC *LEADLINE* et ont déterminé la température de transition vitreuse de ce produit. Sur la base de l'expansion thermique transversale de l'armature gouvernée par la résine, la température maximale d'utilisation a été déterminée. Des changements dimensionnels ont eu lieu à 120°C (figure 2.5). Cette température a été considérée comme correspondant à Tg. Les auteurs ont préconisé une température d'utilisation de 100°C comme température maximale d'utilisation.

Bien qu'il semble que les performances des PRF par rapport au feu soient inférieures à celles de l'acier, la résistance au feu de la structure renforcée avec des PRF peut être augmentée en augmentant l'enrobage, ce qui diminuera le taux d'échauffement des PRF. Il est aussi recommandé d'utiliser un enrobage adéquat pour la résistance au feu pour des tiges telles que *LEADLINE* ayant une température maximale d'utilisation aussi basse que 100°C.

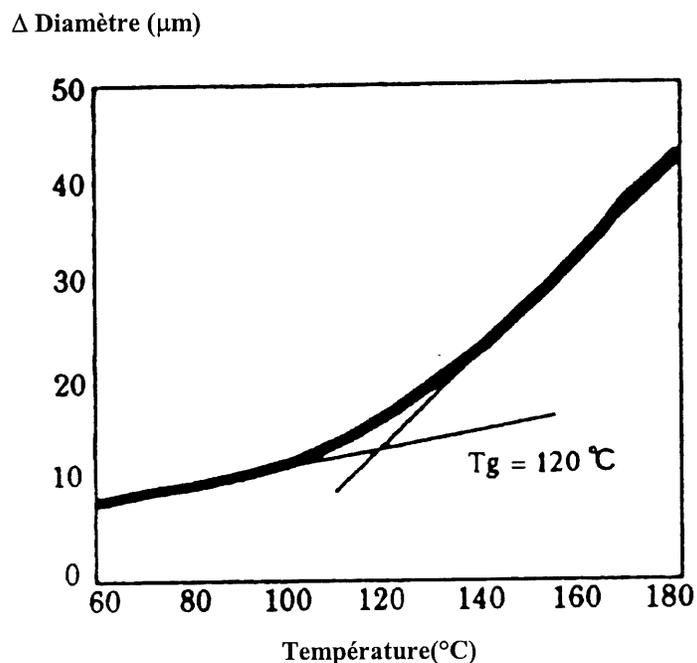


Figure 2.5 Température de transition vitreuse du tendon PRFC *LEADLINE*

SAKASHITA et coll. (1997) ont entrepris des essais d'échauffement de poutres renforcées avec différentes tiges PRF sous des charges soutenues pour investiguer les déflexions de ces éléments sous l'effet de hautes températures. 11 poutres rectangulaires (200*300*4860mm) renforcées en traction et en compression avec différentes barres PRF ont été coulées. Une poutre renforcée avec des barres d'armature conventionnelles a été coulée à des fins de comparaison. Une charge de 24 kN a été maintenue lors d'un essai de chargement à 2 points concentrés, en considérant une résistance de 36 kN déterminée lors du design. Les poutres ont été chauffées selon la courbe obtenue en modifiant la courbe standard spécifiée dans le code japonais (JIS A 1304) selon le facteur d'échelle (figure 2.6).

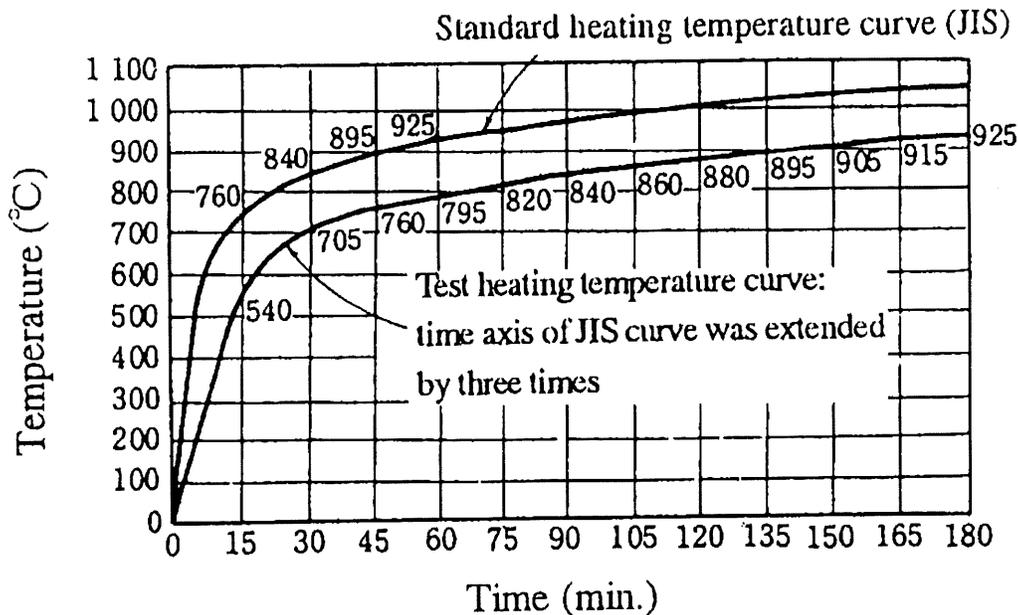


Figure 2.6 Courbe de la température d'échauffement [SAKASHITA et coll., 1997]

Les principaux résultats sont les suivants:

- Les déflexions des poutres renforcées avec des barres en fibres d'aramide tressées et celles à base de fibres de carbone tressées ont été plus élevées que celles des poutres en acier.
- Les déflexions des poutres renforcées avec des PRFV enroulés en spirales ont été plus élevées que celles des poutres en acier.
- Les déflexions des poutres renforcées avec des barres PRFC enroulées en spirales et ceux lisses ont été moins élevées que celles des poutres en acier.

Il apparaît encore une fois que le type de fibres et le processus de fabrication pultrusion/tressage affectent la performance structurale des poutres en béton renforcées avec des PRF.

RAHMAN et coll. (1993) ont étudié l'effet de la température (entre -30°C et 50°C) sur la résistance à la tension et le module d'Young de tiges PRF obtenues à partir du grillage *NEFMAC C-G* hybride (à base de fibres de verre et de carbone avec une résine vinylester). Il a été remarqué, en général, ces deux propriétés diminuaient avec la température. Il est aussi apparu que la résistance à la tension et le module élastique chutaient de 9,5% et 2,5% respectivement par rapport aux valeurs obtenues à une température de 20°C . Par contre, à une température de -30°C ,

des gains de résistance et de module élastique de 11% et de 2,5% respectivement ont été enregistrés (figure 2.7).

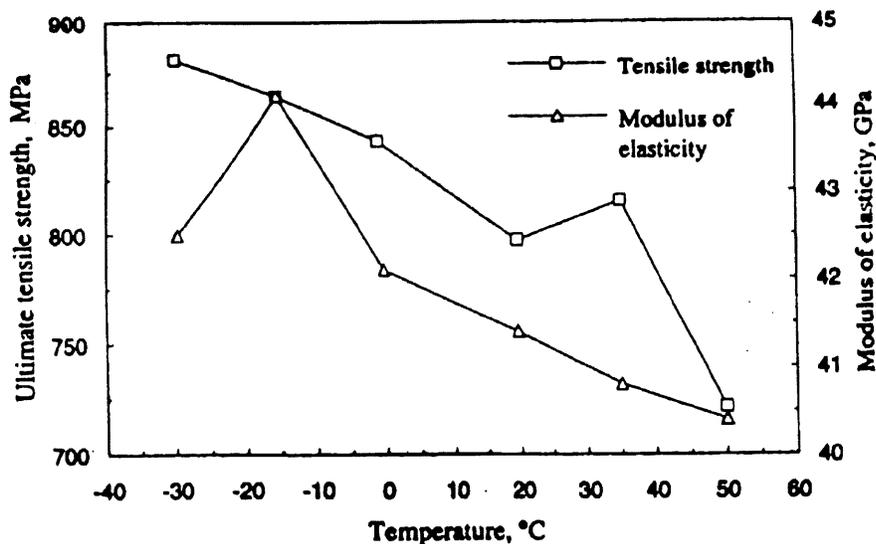


Figure 2.7 Effet des températures sur les propriétés à la tension de *NEFMAC-CG*

b) Comportement à la fatigue des PRF sous l'effet de la température

RAHMAN ET KINGSLEY (1996) ont étudié la résistance à la fatigue en tension-tension à des températures variant entre -30°C et 50°C sur des échantillons de type *NEFMAC*. Les essais ont été menés à une fréquence de 5Hz avec des contraintes minimum et maximum de 30% et 50% de la résistance ultime respectivement. Au début, Il a été suspecté que la durée de vie à la fatigue serait plus courte à des températures basses. Cependant, les résultats ont montré que la durée de vie à la fatigue diminue avec la température. L'armature *NEFMAC-C*, à base de fibres de carbone seulement, a exhibé un comportement à la fatigue beaucoup plus élevé que l'armature *NEFMAC-H* (identique à *NEFMAC-CG*) hybride faite principalement de fibres de verre et de fibres de carbone. La figure 2.8 montre une vue de l'ensemble tige et grip utilisé lors des essais.

Il est à noter que l'armature *NEFMAC-C* n'a pas exhibé de rupture à 4 millions de cycles à une température de 50°C . *NEFMAC-H* a rupturé relativement plus tôt dans la plage de contraintes testées. Il apparaît néanmoins que la résistance à la fatigue se détériore en augmentant la température.

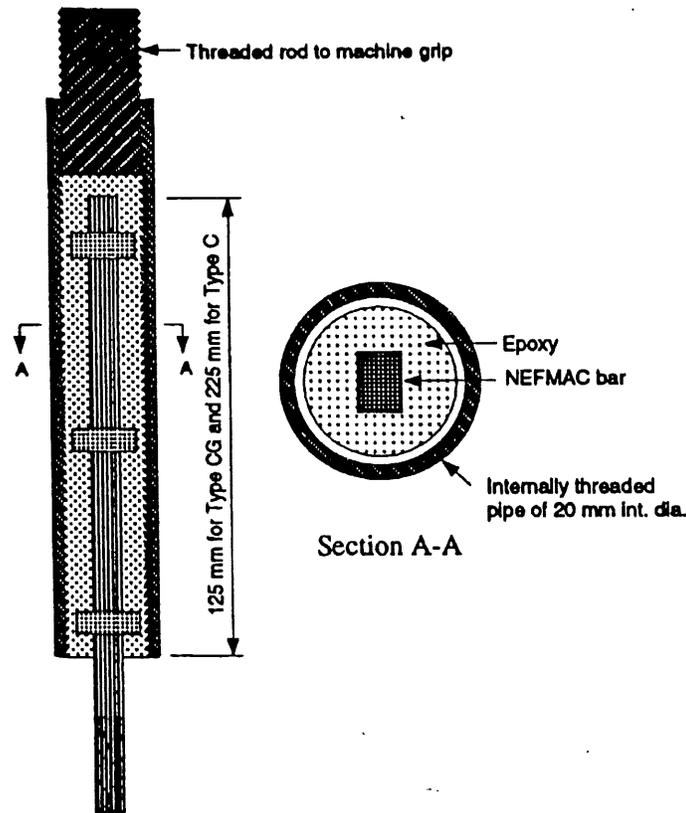


Figure 2.8 Section verticale intérieure du grip utilisé lors des essais de fatigue

2.2.4 Comportement et propriétés des matériaux composites à basses températures

Pour pouvoir utiliser les PRF dans des climats nordique et arctique, ces derniers doivent montrer un comportement satisfaisant à de basses températures. Cependant, peu de données sont disponibles sur le comportement des composites à basses températures.

a) **Comportement des composites à basses températures**

Lors du processus de fabrication, durant la phase de refroidissement jusqu'à la température ambiante, les FRP développent des contraintes résiduelles suffisamment élevées pour induire des fissures dans la matrice [DUTTA et LAMPO, 1993]. La superposition des charges de service peuvent augmenter la propagation des fissures dans la matrice. Il s'en suit que la rigidité des composites est déjà diminuée. Cette influence est contrôlée principalement par le volume des fibres et leur orientation dans le composite.

DUTTA (1989) a montré que les cycles de basses températures induisent des contraintes résiduelles qui, en développant des micro fissures, peuvent changer la résistance et la rigidité du composite.

b) Rigidité des composites à basses températures

La variation du module des fibres peut être supposée négligeable devant celle des matrices polymères [DUTTA, 1992]. HARTWIG (1979) a montré que la variation du module élastique des matrices polymères décroît linéairement quand la température augmente. Empiriquement, l'expression du module élastique de la matrice peut être exprimée par :

$$E_m(T) = E_m(T_0) + K(T_0 - T) \quad [5-3]$$

avec K de l'ordre de 20 MPa.°C⁻¹ pour la plupart des résines.

c) Résistance à la tension à basses températures

Il est perçu, en général, dans les composites unidirectionnels avec une fraction volumique élevée des fibres, que le comportement à la tension est principalement gouverné par les propriétés des fibres. Les influences de la matrice et de l'interface sont alors considérées peu significatives. Ces hypothèses basées sur la règle des mélanges s'appliquent uniquement pour le module de tension. Néanmoins, pour la résistance à la tension et les modes de rupture à la tension, la matrice et les propriétés de l'interface jouent un rôle aussi important [BADER, 1988; MADHUKAR et DRZAL, 1991]. Ainsi, d'après MADHUKAR et DUTTA (1994), la rupture à la tension du composite longitudinal carbone/époxyde a lieu suivant des processus graduels. Après la rupture des fibres, la charge à la tension additionnelle qui peut être appliquée au composite va dépendre de la manière avec laquelle les contraintes locales élevées dans les fibres rompues vont être transférées aux fibres voisines. Les propriétés de la matrice et de l'interface vont gouverner le mécanisme de transfert des contraintes et la résistance à la tension du composite. D'autant plus en sachant qu'à des températures basses, les matrices polymères ont tendance à augmenter de rigidité, cette rigidité additionnelle peut changer le comportement ultime significativement [GREEN et coll., 1996].

Des essais de résistance à la tension, à la température ambiante et à des températures basses ont été effectués par DUTTA (1992). Les différents systèmes fibres/résines utilisés sont verre/époxyde (Glass/EP), graphite/époxyde (GR/EP) et Dupont Kevlar/J2 (Kevlar-J2) sous

forme de laminés. Les essais à basses températures ont été effectués à l'intérieur d'une chambre environnementale. La figure 2.9 résume les résultats obtenus qui montrent une réduction de la résistance pour tous les échantillons à des températures basses. DUTTA (1992) a remarqué que plus la proportion des fibres dans la direction du chargement augmente, plus la réduction de la résistance est prononcée.

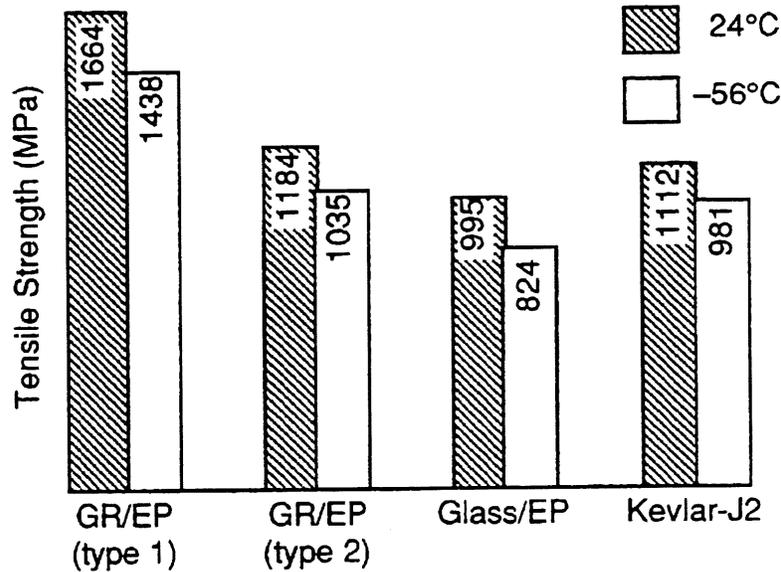


Figure 2.9 Résultats des essais de tension sur des composites unidirectionnels montrant la dégradation de la résistance à des températures basses[DUTTA, 1992]

d) Ondulation des fibres

Il a été reconnu, durant le procédé de fabrication des composites, que le processus de refroidissement produisait le retrait de la matrice. Des études photo-élastiques ont pu montrer que les fibres flambent et prennent une forme ondulée [DUTTA, 1992].

Cependant sous des charges de tension appliquées à la température ambiante, les fibres ont tendance à se réaligner, à cause du fait que le module élastique de la matrice est moins élevé que celui des fibres. Cependant, à des températures basses, le module d'élasticité de la matrice peut augmenter significativement et influencer la distribution des contraintes le long des fibres. D'après KREIBICH et coll. (1979), à des températures basses, la majorité des polymères montrent une contrainte d'écoulement qui augmente. Ainsi, la possibilité réduite de la matrice de s'écouler cause une distribution non uniforme de la charge à travers les fibres. En effet, en

supposant que la fibre continue à maintenir une courbure à l'intérieur de la matrice jusqu'à un certain degré, la fibre est soumise à une contrainte critique due à cette courbure (figure 2.10) et la contrainte critique dans la fibre sera dépendante de la température [DUTTA, 1992].

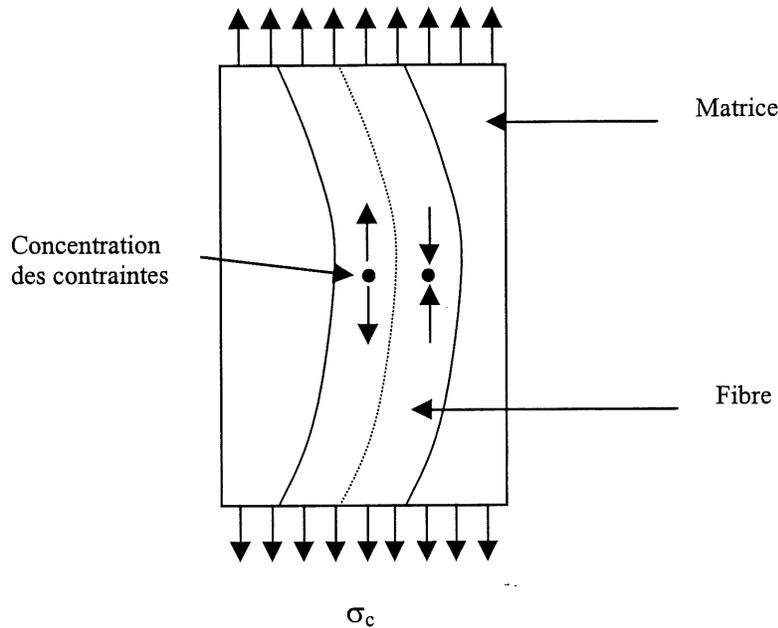


Figure 2.10 Contraintes dans la fibre noyée dans une matrice polymère [DUTTA,1992]

L'interface peut être aussi sujette au cisaillement, lors de l'existence de contraintes de tension transversales près des fibres ondulées (figure 2.11). L'interface peut aussi avoir une rupture prématurée sous des contraintes combinées. Ces problèmes peuvent être plus sévères à des températures très basses [MADHUKAR et DUTTA, 1994].

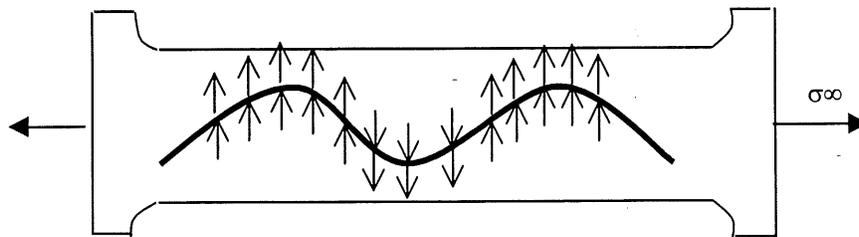


Figure 2.11 Contraintes de tension autour d'une fibre ondulée [MADHUKAR et DUTTA, 1994]

2.3 Effet de l'expansion thermique transversale des tiges en matériaux composites sur l'interface béton/armature et sur l'adhérence

Due à l'expansion thermique transversale relativement élevée des PRF par rapport à celle du béton, des contraintes thermiques sont générées sur l'interface tige/béton. Dans le cas où les contraintes thermiques générées dépassent la résistance à la tension du béton, la fissuration pourra avoir lieu, d'où un éventuel affaiblissement de l'adhérence béton/armature et de la capacité structurale de l'élément.

2.3.1 Évaluation des contraintes thermiques à l'interface:

RAHMAN et coll. (1995) ont élaboré un modèle pour des cylindres creux, basé sur la théorie de l'élasticité publiée par TIMOSHENKO (1970). Les auteurs ont d'abord supposé une adhérence parfaite entre le béton et l'armature, et que la forme du cylindre reste inchangée après les déformations thermiques. Pour déterminer la pression exercée sur le béton, les auteurs ont examiné la déformation thermique différentielle due à l'effet du coefficient d'expansion thermique transversal du PRF et du béton seulement.

$$\delta_{a.1} = (\alpha_{PRF}^T - \alpha_C) \quad [5-4]$$

avec α_{PRF}^T : CET transversal du PRF.

α_C : CET du béton.

Cependant, due à une adhérence parfaite le long du cylindre, une déformation thermique transversale additionnelle est requise pour la compatibilité des déformations axiales, elle est donnée par l'expression suivante:

$$\delta_{a.2} = \frac{1}{E_C(r^2 - 1) + E_{PRF}^L} \{ \nu_C \cdot E_{PRF}^L + \gamma_{PRF}^{LT} \cdot E_C \cdot (r^2 - 1) \} \cdot (\alpha_{PRF}^L - \alpha_C) \cdot a \cdot \Delta T \quad [5-5]$$

où:

E_{PRF} : Module élastique de l'armature selon la direction;

E_C : Module élastique du béton;

α_{PRF}^L : CET longitudinal de l'armature en matériaux composites;

r: Rapport du diamètre du cylindre sur le diamètre de l'armature;

γ : Rapport de Poisson selon les différentes directions de chargement et de déformation.

La déformation différentielle totale Δ_a est donc:

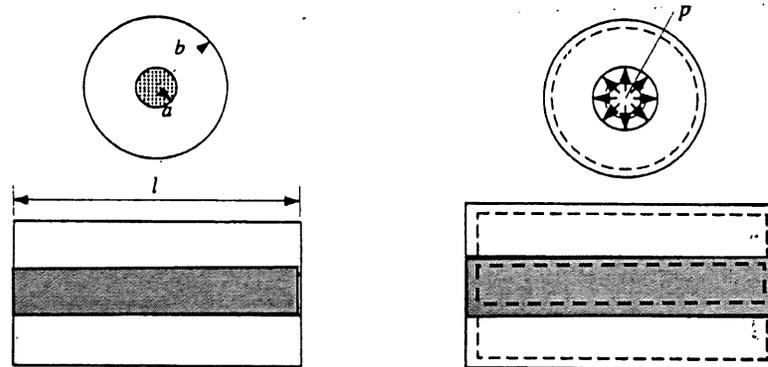
$$\Delta_a = \delta_{a,1} + \delta_{a,2} \quad [5-6]$$

La déformation différentielle Δ_a qui a lieu sans couplage entre les déformations transversales du béton et l'armature PRF doit être fermée par les déformations radiales des matériaux causés par la pression radiale. Une solution du problème en contrainte planaire donne la pression exercée sur le béton :

$$P = \frac{\Delta_a}{\frac{a}{E_c} \cdot \left(\frac{r^2+1}{r^2-1} + \gamma_c \right) + \frac{a}{E_{PRF}} (1 - \gamma_{PRF}^{TT})} \quad [5-7]$$

La contrainte maximum circonférentielle dans le béton $\sigma_{C,\theta}$ est donnée par l'expression:

$$\sigma_{C,\theta} = \frac{r^2+1}{r^2-1} \cdot P \quad [58]$$



a) Condition originale

b) Condition déformée après augmentation de la température

Figure 2.12 Cylindre renforcé concentriquement de PRF et sa forme finale déformée

Les auteurs ont mesuré le module élastique (MOE) transversal à température ambiante, mais préconisent des essais supplémentaires pour le MOE transversal à différentes températures.

Il a été constaté que le manque de précision des rapports de Poisson avait peu d'effet sur la contrainte à déterminer et par conséquent l'estimation théorique donnée par la règle des mélanges a été jugée suffisante.

Pour une augmentation de la température de 30°C, l'auteur a appliqué les calculs aux cas de cylindres de béton renforcés par des barres *NEFMAC-C* et *NEFMAC-H*. Il a été relevé que la contrainte obtenue excédait la résistance à la tension du béton indiquant que les fissures pouvaient avoir lieu.

Une étude de sensibilité a montré que la variation du rapport du diamètre du cylindre du béton sur celui de l'armature (r) avait peu d'effet sur les résultats. La variation du MOE transversal, quant à elle, a eu un effet notable sur les contraintes et donc ce paramètre devra être évalué précisément avant de se lancer dans de tels calculs. Enfin, la déformation thermique différentielle $\delta_{a,2}$ est négligeable devant $\delta_{a,1}$ et la contrainte appliquée peut être considérée proportionnelle à la différence entre les coefficients d'expansion thermique transversal de la tige PRF et celui du béton.

2.3.2 Résultats expérimentaux sur l'investigation de l'effet des gradients thermiques sur l'adhérence béton/ tige PRF

SANTOH et coll (1993), du laboratoire de recherche de Tokyo Rope en collaboration avec la préfecture Ishikawa, (JAPON), ont réalisé des essais pour étudier les propriétés du câble PRFC-*CFCC*. D'après les auteurs, le *CFCC* présente d'excellentes caractéristiques mécaniques et est durable et stable dans le béton. Parmi les essais réalisés, on peut noter l'effet de la différence des coefficients d'expansion thermique longitudinale entre le béton et l'armature PRFC. Les coefficients d'expansion thermique du béton et du tendon *CFCC* donnés par les auteurs sont de $10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ et de $0,6. 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ respectivement.

En attachant des jauges de distorsion aux *CFCC* à l'intérieur des poutres précontraintes, les changements de distorsion ont été mesurés pour chaque cycle de température. Ces derniers ont consisté en des fluctuations de -10°C à 40°C (50 fois dans une période de 24 heures). Il n'a pas été constaté de changement de distorsion.

Ainsi les *CFCC* ont montré une adhérence qui résistait bien aux déformations différentielles thermiques dans la direction des fibres. Cependant, d'après l'analyse de RAHMAN et coll. (1995), cette composante est négligeable devant la composante due à la déformation différentielle dans la direction transversale. Ainsi, d'autres essais sont nécessaires pour le câble *CFCC* pour confirmer sa bonne tenue face aux gradients de température.

EL-BADRY et coll. (1997) ont réalisé des essais expérimentaux sur le comportement des poutres en béton renforcées avec différentes tiges PRF soumises aux effets de gradients de température. Deux poutres ont été renforcées avec une tige PRFV (*ISOROD*), deux poutres avec une tige PRFV (*C-BAR*) et deux poutres avec une tige PRFC (*LEADLINE*). Cependant, seuls les résultats des poutres renforcées avec *ISOROD* ont été publiés. Les rapports de renforcement 0,4% et 0,6% ont été utilisés pour les poutres G.4 et G.6. Les résultats de ces essais ont été comparés, à ceux disponibles à partir d'essais réalisés sur des éléments avec les mêmes dimensions, mais renforcés avec des barres d'acier. Les capacités de moment ultime des poutres G.4 et G.6 sont les mêmes que les poutres renforcées en acier avec des rapports de renforcement 0,6% et 1% (poutres R.6 et R.1).

Les poutres ont eu une face chauffée tandis que la face opposée a été maintenue froide. Les essais ont donc consisté à tester des poutres en béton armé avec des PRF qui sont sujettes à des gradients de températures à travers la profondeur de la poutre, la rotation des faces extrêmes a été empêchée (figure 2.13). En restreignant une telle rotation, un moment de courbure est développé le long de la longueur testée causant une tension sur la face froide et une compression sur la face chauffée. Avant de chauffer les poutres, ces dernières ont été soumises à un moment initial. Ce moment agit dans le même sens que celui dans lequel agit le moment thermique, ceci pour initier la fissuration à un gradient de température faible. La déflexion au centre de la longueur testée a été mesurée après que le moment initial soit appliqué puis maintenu constant durant l'augmentation de la température. Pour chaque poutre, 10 à 12 incréments ont été imposés. Au dernier incrément, la température à la face chauffée était de 145°C et à la face froide de 45°C. Après chaque incrément, des ajustements sont faits pour que la déflexion reste inchangée et que la longueur testée soit sujette à un moment de courbure pur.

D'après les résultats, il a été constaté que le moment thermique augmente jusqu'au moment de fissuration. A cet instant, la première fissure prend place dans la section la plus faible accompagnée par une diminution soudaine du moment thermique (figure 2.14). La fissuration diminue ainsi la rigidité. Les poutres G.6 n'ont pas montré d'augmentation du moment thermique à $\Delta T=80^{\circ}\text{C}$ comme ce fut le cas pour la poutre R.6. Tandis que pour un gradient supérieur à 80°C , les poutres G.6 ont montré une diminution graduelle du moment thermique indiquant une large réduction de la rigidité de la poutre, ceci résulte probablement d'une perte d'adhérence due à la valeur relativement élevée du coefficient d'expansion thermique transversal d'*ISOROD*. Il a

été aussi constaté des variations de déformation dans le béton en tension et dans l'armature PRFV. Le béton a exhibé des déformations beaucoup plus élevées que celles des barres PRFV. Les déflexions ont été aussi augmentées.

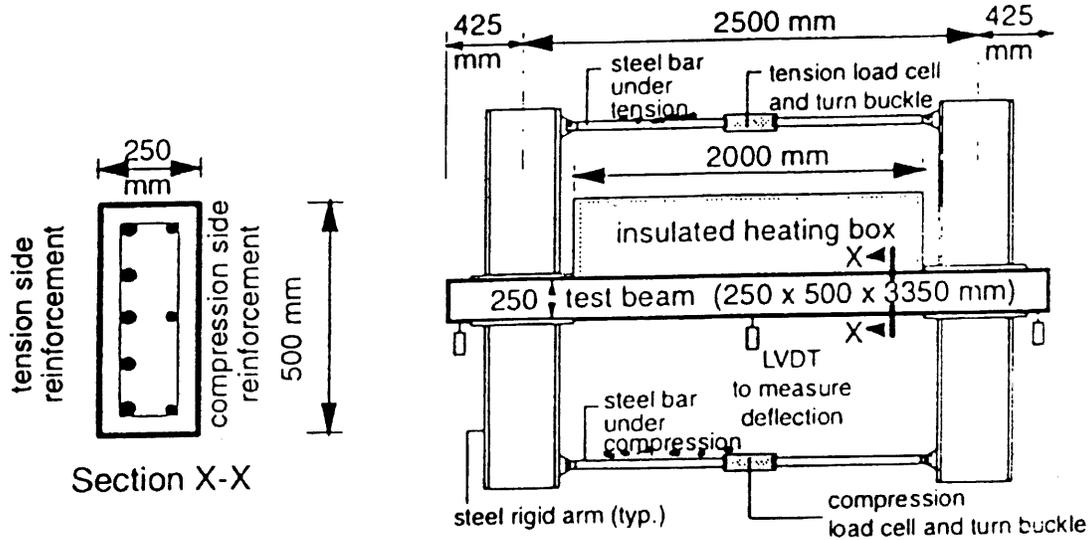


Figure 2.13 Vue schématique de l'appareillage utilisé lors de l'essai [EL-BADRY et coll.,1997]

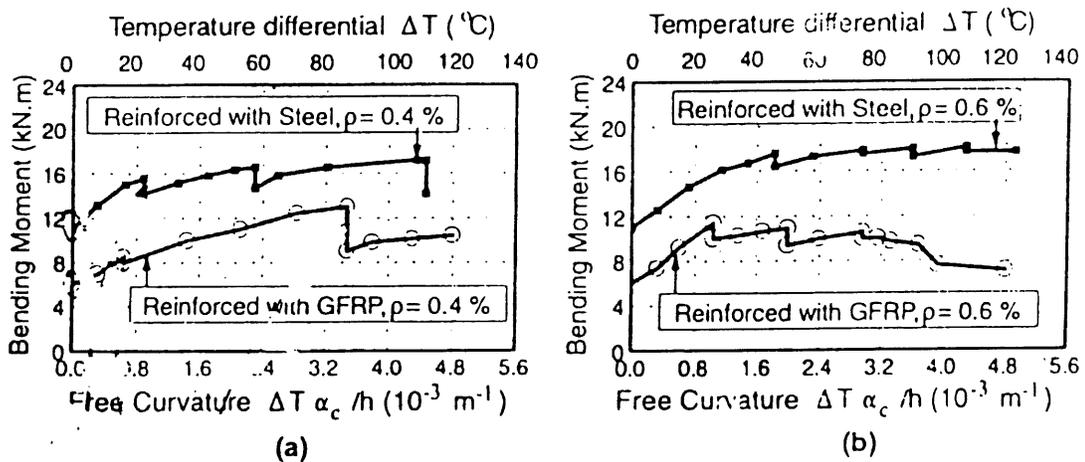


Figure 2.14 Variation du moment de courbure v.s.gradient de température dans les poutres

Dans le même programme, des essais de fissuration sur des cylindres renforcés avec différentes barres PRF ont été réalisés. 42 cylindres de 76mm*152mm ont été testés après être soumis à des gradients de 100°C et de 50°C. La figure 2.15 montre la résistance à la fissuration des différents cylindres. Les résultats montrent qu'un gradient thermique de 100°C résulte en une diminution de la résistance à la tension des cylindres. Les cylindres renforcés avec l'armature PRFV *ISOROD* ont exhibé la réduction la plus large de la résistance. Le cylindre renforcé avec l'armature *ISOROD* de diamètre 25,4mm a été complètement fissuré à partir d'une température de 70°C. A un gradient thermique de 50°C, les cylindres renforcés avec *ISOROD* de 19,7mm de diamètre ont exhibé une réduction de la résistance de 25%.

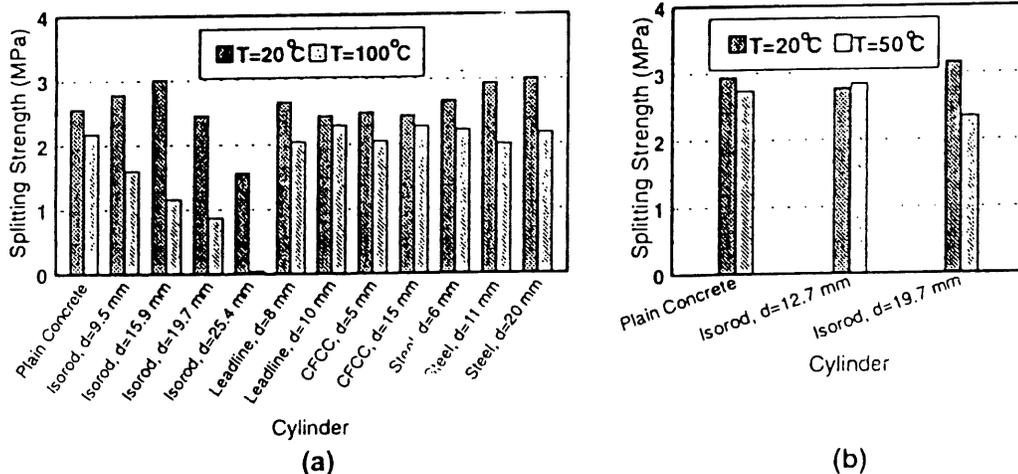


Figure 2.15 Résistance à la fissuration des cylindres de béton armés avec différentes tiges PRF [EL-BADRY et coll., 1997]

L'effet de la fatigue mécanique et thermique sur l'adhérence béton/PRF a été étudié par SHIELD et coll.(1997). Les auteurs ont utilisé des spécimens demi-poutres inversibles. Chaque poutre est armé de deux barres de longueur s'étendant au-delà des deux faces extrêmes opposées. Deux essais séparés ont été réalisés sur chaque poutre (figure 2.16). Les longueurs ancrées ont été choisies de telle façon à assurer une rupture par fissuration, les poutres ont subi des cycles thermiques, tout en étant soumise à des charges de tension constante de 5% f_u .

Deux barres PRFV (M1 et M2) fabriquées par Corrosion Proof products et Polystructures Inc. ont été utilisées comme renforcement. Les barres ont chacune une résistance ultime de 690MPa et ont leur surface externe déformée par un enroulement hélicoïdal de fibres de verre. La barre M1 est saupoudrée de sable tandis que la barre M2 a des particules plastiques sur sa surface. Le béton utilisé est un béton normal de 31 MPa. Les poutres ont été placées dans une chambre environnementale et ont subi des cycles de température variant entre -20°C et 25°C pendant une durée de 3 mois et demi. Ces cycles représentent les cycles de température durant une durée de vie de 20 ans pour un tablier de pont.

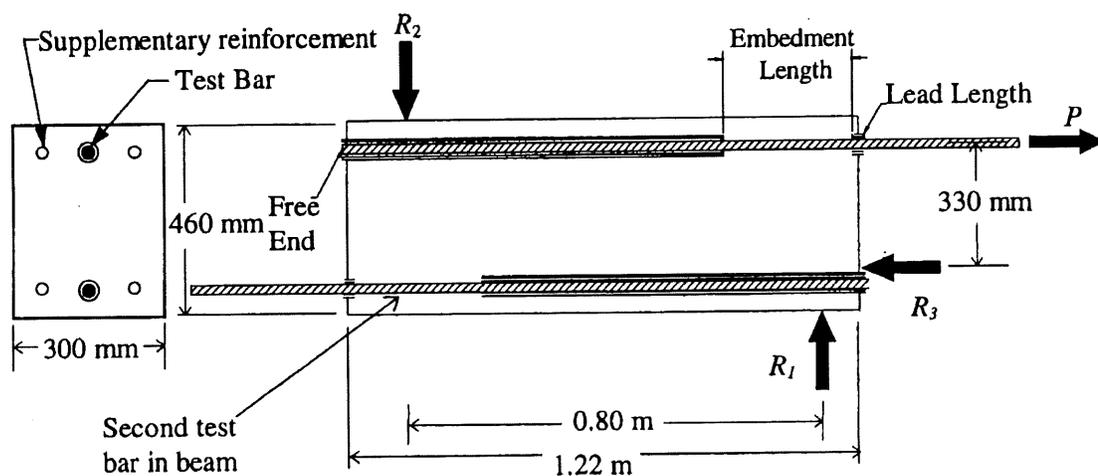


Figure 2.16 Spécimen demi-poutre inversible [SHIELD et coll.,1997]

Les poutres ont été testés à l'adhérence selon la procédure ASTM C234. Les résultats, après 20 cycles thermiques, ont montré pour l'armature No.6M2 une réduction de la résistance à l'adhérence variant entre -6% et 29% avec une moyenne de 13% . Tandis que l'armature PRFV No.4M1 a eu un niveau de réduction se situant entre -17% et 12% avec une moyenne de 2% . Cependant, les résultats obtenus pour cette dernière tige ne sont pas fiables dus à un problème dans la production confirmé par le fabricant. Les poutres renforcées par des tiges en acier pour des fins de comparaison ont montré une réduction de -5 à 13% avec une moyenne de 3% . Malgré les réductions dues aux cycles thermiques, les auteurs suggèrent que les PRFV soient acceptables comme renforcement pour le béton.

MASHIMA et IWAMOTO (1993) ont étudié l'effet de l'expansion thermique des tiges d'armature PRF sur l'adhérence. Des essais d'arrachement conformes aux méthodes d'essais des codes CP110, ASTM et RILEM ont été utilisés. Les échantillons testés sont des cubes de béton de 100mm d'arête ayant une barre PRF s'étendant à travers le cube à une seule extrémité. L'objectif de cette étude étant d'obtenir l'adhérence due à l'action des cycles gel/dégel. Les échantillons ont été soumis à 200 cycles de gel/dégel au moins. Les tiges expérimentées sont une barre en acier déformée mécaniquement, une barre PRFC saupoudrée de sable, des barres PRFA, PRFV(verre) et PRFV(vinylon) enroulées de fibres hélicoïdalement, une barre PRFA tressée ainsi qu'un câble PRFA. Le béton utilisé est de 28 MPa. La longueur d'ancrage des tiges est de quatre fois le diamètre. Les figures 2.17 et 2.18 montrent le détail d'un échantillon ainsi qu'une vue de l'essai d'arrachement utilisé. La barre PRFC saupoudrée de sable n'a pas montré de dégradation de résistance à l'adhérence. Les barres PRFA, PRFV(verre) et PRFV (vinylon) déformées mécaniquement ont montré un arrachement des fibres enroulant la barre plutôt qu'un arrachement par rapport au béton. Les barres PRF enroulées de fibres et celles tressées ont montré une réduction graduelle de l'adhérence avec la progression de cycles gel/dégel.

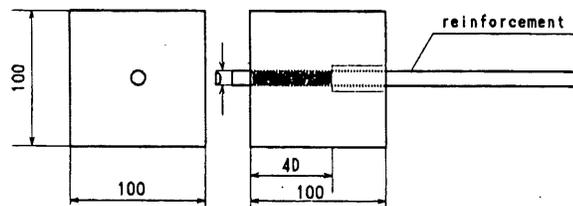


Figure 2.17 Dimension d'un échantillon testé

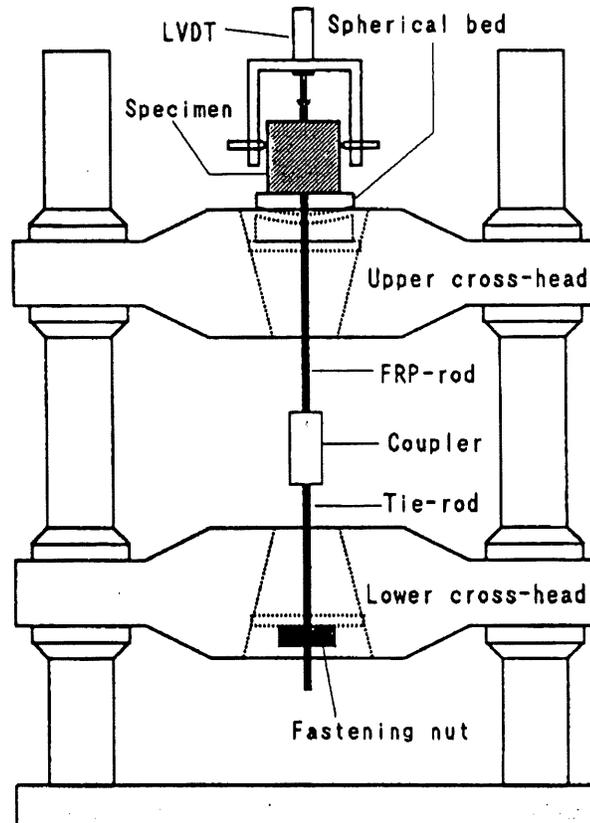


Figure 2.18 Vue schématique de l'essai d'arrachement [MASHIMA et IWAMOTO,1993]
 CHAALLAL et coll.(1991) ont effectué des essais de gel/dégel (ASTM C666, procédure

B) sur des prismes 75*100*400mm de béton de 30 MPa renforcés avec de l'acier ordinaire (11,3mm), de l'acier revêtu d'époxyde ou des armatures PRFV de 9,4mm. Des essais de flexion ont été effectués sur ces prismes après 0, 200, 400 et 600 cycles. Les auteurs ont relevé que les prismes renforcés avec des PRFV se comportaient de la même manière que les autres prismes CHAALLAL et coll. (1991) ont aussi effectué des essais de flexion sur des poutres de 1980*178*127mm armées de PRFV de diamètre de 9,4mm ou d'armatures en acier de 11,3mm de diamètre à des températures de 20°C et -30°C. Il a été constaté que les poutres renforcées de PRFV se sont comportées de la même manière que celles renforcées en acier à des températures basses. Les charges à la rupture étaient similaires pour les deux types de poutres malgré la section relativement réduite des armatures PRFV (71mm²) comparée à celle de l'acier (100 mm²).

TAERWE et PALLEMANS (1995) ont étudié l'effet de l'expansion thermique transversale des tiges PRFA *ARAPREE* 7,5mm sur l'adhérence, ainsi que sur l'apparition de la fissuration. Les échantillons étudiés sont des prismes de 70*70*1000mm, 60*60*1000mm, et 50*50*1000mm de béton de 71MPa à 28 jours. Les spécimens ont subi quatre cycles de

températures entre 20 et 50°C. L'âge des prismes était de 3 mois. Il n'a pas été constaté de fissuration après les 4 cycles sur les faces longitudinales. Les auteurs n'ont pas fait allusion à l'utilisation d'un microscope.

2.4 Palliatifs à l'expansion thermique transversale

2.4.1 Enroulement hélicoïdal par des fibres sur la surface externe de l'armature

Sur plusieurs produits d'armatures PRF, le manufacturier applique sur la tige des enroulements de fibres à la surface externe dans le but de créer des déformations externes et d'améliorer l'adhérence .

GENTRY ET HUDAK (1996) ont étudié l'effet de l'enroulement hélicoïdal de fibres pour restreindre le mouvement transversal de l'armature PRF durant des cycles thermiques. Trois jauges de déformation de type Rosette ont été installées sur trois endroits le long de la longueur de la barre (figure 2.19) : Une position exactement au dessus de l'enroulement hélicoïdal, une position centrale entre deux enroulements et une position juste adjacente à l'enroulement hélicoïdal. La jauge appliquée sur l'enroulement a montré une contrainte principale dans une direction à peu près parallèle à l'enroulement. La magnitude de la déformation dans l'enroulement était plus large que n'importe quelle déformation principale observée. Il est à noter que ces déformations sont une somme de déformations dues à l'expansion thermique et une déformation mécanique réelle. L'enroulement agit pour restreindre l'expansion transversale et par conséquent il supporte une force de tension. La jauge appliquée entre deux enroulements a montré une contrainte principale qui forme une direction de 90° avec l'axe longitudinal de la barre. La magnitude de la déformation principale était à peu près quatre fois moins que celle observée sur l'enroulement. La déformation observée semblait n'indiquer qu'une expansion thermique. La jauge appliquée juste adjacente à la spirale a montré des déformations à peu près nulles indiquant que les déformations mécanique et thermique se neutralisent. Ces résultats ont été confirmé par une modélisation par la méthode des éléments finis. Ainsi, il a été prouvé que l'enroulement hélicoïdal restreint l'expansion transversale jusqu'à un certain point où les problèmes d'incompatibilité thermique sont allégés. Par ailleurs, Les régions éloignées de l'enroulement ont une expansion similaire à celle qui a lieu dans les tiges composites non enroulées avec des compositions similaires Néanmoins, un futur design des barres composites pourrait comprendre une optimisation du pas des enroulements hélicoïdaux, s'il a été confirmé que l'expansion thermique transversale cause un problème d'incompatibilité thermique.

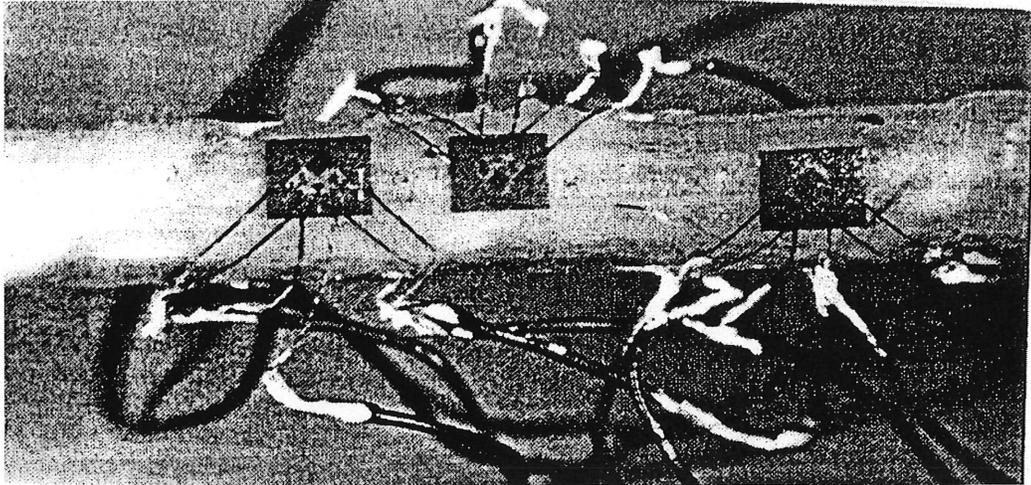


Figure 2.19 Des jauges rosettes appliquées sur la barre composite [GENTRY ET HUDAK, 1996]

2.4.2 Adoption d'un enrobage minimum pour pallier à la fissuration dûe à l'expansion thermique

À cause du caractère non corrosif des tiges PRF, on pourrait penser à réduire l'épaisseur du recouvrement du béton relativement à celui utilisé pour les tiges en acier. MATTHYS et coll. (1996) ont étudié l'effet de l'expansion thermique, ainsi que l'effet Hoyer (expansion transversale des éléments de précontrainte due à la relâche) sur le recouvrement minimal du béton, moyennant l'utilisation de la méthode des éléments finis. La section transversale a été modélisée par des éléments à deux dimensions à contrainte planaire. Une analyse non linéaire a été adoptée en considérant que les micro-fissures créées s'agrandissent ensemble pour former de la macro-fissuration. L'analyse a été effectuée sur des tiges de précontrainte *ARAPREE* (ARAmid PREstressed Element) de section circulaire et de section rectangulaire. La figure 2.21 donne le gradient de température critique en combinaison avec l'effet Hoyer comme fonction du rapport de l'enrobage sur le diamètre équivalent de l'armature.

Le recouvrement de béton critique pour un gradient de température de 60°C a été trouvé de 3,5 jusqu'à 5 fois le diamètre de la barre dépendamment de la résistance du béton et de la forme de l'élément de précontrainte (rectangulaire ou circulaire). Pour des résistances de béton élevées, un recouvrement plus faible peut être permis. Le rapport épaisseur de recouvrement/diamètre de la barre est de 27 % plus petit quand on passe d'une résistance de 45 MPa à 90 MPa. Il est de 16% plus petit pour les tiges de forme rectangulaire. Le rapport enrobage

sur le diamètre de l'armature suffisant pour prévenir la fissuration lors de la relâche de la précontrainte (effet Hoyer) augmente de 50% pour l'ARAPREE circulaire et de 70% pour l'ARAPREE rectangulaire quand un gradient de température de 60°C est considéré simultanément.

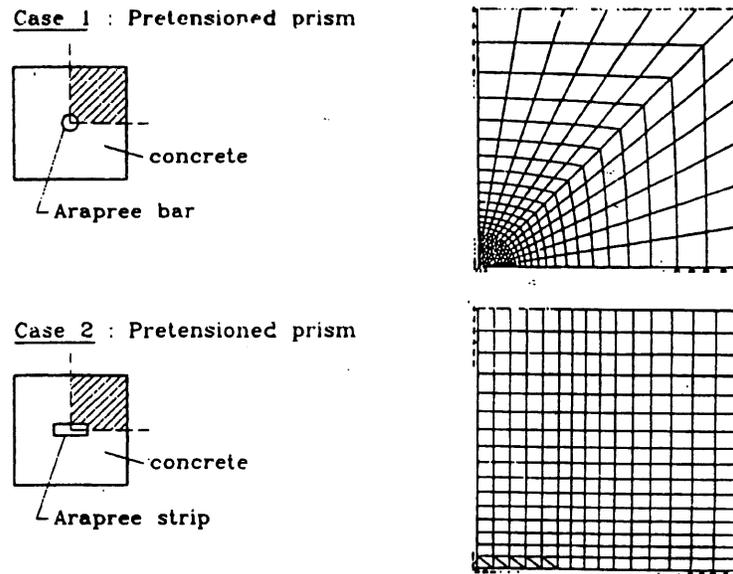


Figure 2.20 Analyse par la méthode des éléments finis [MATTHYS et coll.,1996]

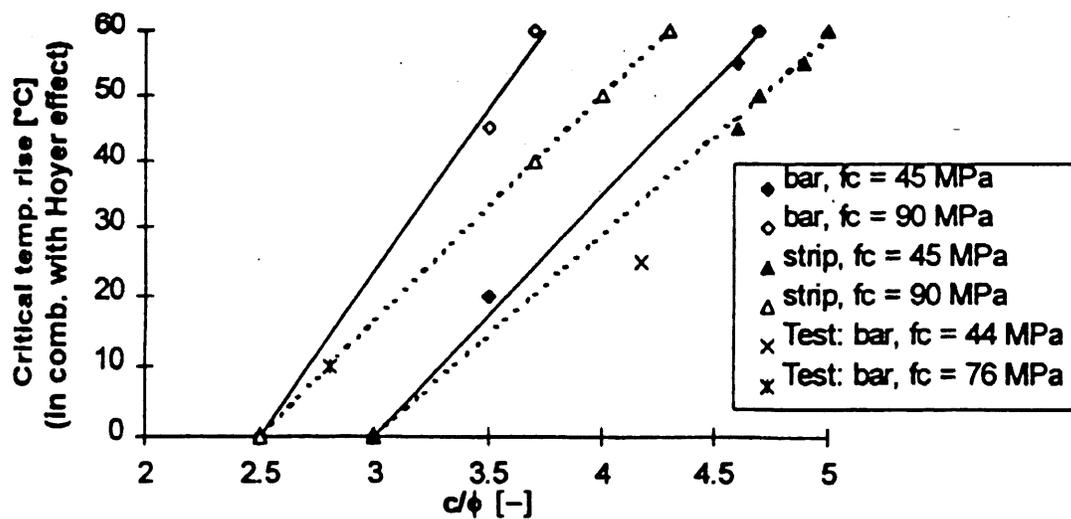


Figure 2.21 Gradient de température critique v.s. Rapport de l'enrobage sur diamètre de l'armature [MATTHYS et coll.,1996]

2.4.3 Barre revêtue d'une couche expansive

La firme AKZO a développé un produit similaire au tendon *ARAPREE* conventionnel mais revêtu d'un revêtement poreux expansif dans le but de réduire les forces de tension dues à la température et à la prétension. Le revêtement consiste en une couche mince compressible appliquée autour de la barre. Selon DESITTER et TOLMAN (1995), le CET de la barre *ARAPREE* sans cette couche est de $65 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, alors que selon MATTHYS et coll. (1996), le tendon *ARAPREE*, avec la couche compressible, a un CET réduit à $23 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. D'où des contraintes thermiques réduites à l'interface d'environ quatre fois (les contraintes thermiques sont proportionnelles à la différence des CET entre l'armature PRF et le béton). L'enrobage critique pourra de même être diminué.

DESITTER et TOLMAN (1995) ont étudié des prismes de béton prétensionné avec un tendon *ARAPREE* ayant un revêtement compressible, ces éléments ont un enrobage très faible. Les sections des échantillons sont de $25 \cdot 25 \text{mm}^2$ et $45 \cdot 45 \text{mm}^2$. Des applications de ces éléments peuvent être des piliers minces pour les petits ouvrages de protection dans les rivages, tels les canaux, les bassins, etc.

Les auteurs ont étudié la fissuration due à la différence entre les contractions latérales du béton et du PRF qui peut être soit due à la température soit à la prétension. Pour cela, les échantillons ont été sciés à des longueurs différentes (10 à 150 mm), et le réseau éventuel des fissures a été évalué. Les échantillons ont été chauffés soit en augmentant la température continuellement, soit avec des cycles thermiques selon la figure 2.22. Les renforcements utilisés sont définis dans le Tableau 2.6.

Les essais de fissuration ont été réalisés sur des échantillons de différentes longueurs. Les résultats des essais ont pu déterminer que les échantillons armés n'ont eu aucune fissuration excepté pour le PRFA sans revêtement. Les échantillons prétensionnés de type A, Ap et C ont fissuré avec des fissures s'étendant jusqu'à la surface. Les deux tiges A et Ap ont montré des comportements améliorés dus à l'augmentation des longueurs des échantillons. On peut expliquer cela par une augmentation de la zone dans laquelle il n'apparaît pas de transfert de contraintes et de contraction latérale (effet Hoyer).

TABLEAU 2.6 Caractéristiques des tendons utilisés [DESITTER et TOLMAN, 1995]

Nom du Produit	Code	Module de Young (GPa)	Commentaires
ARAPREE	A	85	ARAPREE original module intermédiaire
ARAPREE	A2	85	Tendon à revêtement compressible (2ème type)
ARAPREE	A3	85	Composition améliorée du revêtement
ARAPREE	A4	85	Température de transition du verre augmenté du revêtement
ARAPREE	Ap	125	Matrice poreuse du PRF , non revêtue
Carbon.S	C	160	
Fep 1770	S	210	Déformation ultime 0.2

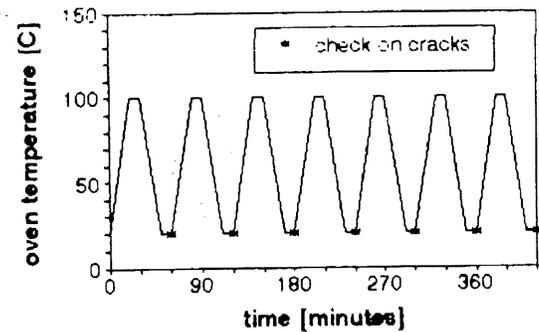
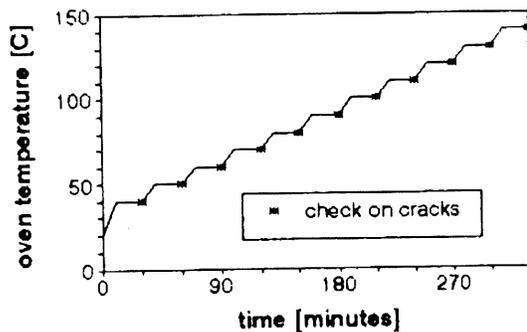


Figure 2.22 Température pour chauffer les spécimens Vs. Temps

Excepté pour les armatures *ARAPREE* A et C la fissuration n'a pas eu lieu quand les spécimens armés ont subi des cycles de température. Les spécimens A et C ont fissuré après 1 seul cycle, Tandis que le spécimen A2 a montré des fissures internes qui n'ont pas été visibles sur les faces longitudinales.

Il apparaît ainsi que la fissuration due à la prétension ou à la température peut être prévenue avec une couche compressible (A2,A3,A4) ou une matrice poreuse (Ap).

TAERWE ET PALLEMANS en 1995 ont mené des essais sur des prismes prétensionnés à l'aide de différentes barres *ARAPREE* 7,5mm saupoudrées de sable(7.5S), et 5,3mm saupoudrées de sable(5.3S), 5,3mm revêtues d'une couche compressible(5.3E) et 5,3mm saupoudrées de sable et revêtues d'une couche compressible(5.3SE). L'objectif des essais étant d'étudier l'enrobage critique de la barre imposé par la fissuration dû à l'effet Hoyer seulement lors de la relâche de la précontrainte. Une étude sur la tige de 5,3mm a montré que l'enrobage de béton critique pour l'armature 5.3S est de 2,8 fois le diamètre (le même résultat est trouvé pour 7.5S) tandis que la couche compressible a réduit cette valeur à 2,3 fois le diamètre (5.3SE). Les résultats ont aussi montré que l'utilisation d'un béton à haute résistance, de même qu'un béton renforcé de fibres réduisent l'enrobage critique.

3. ADHÉRENCE ET RISQUE DE FISSURATION DU COUVERT DE BÉTON

3.1 Introduction

Dans une barre ancrée dans un bloc de béton, la force requise pour arracher une barre d'armature augmente si la longueur ancrée augmente. Si cette dernière est suffisamment longue, la barre d'armature va se plastifier pour le cas de l'acier, tandis qu'elle rupturera pour le cas des tiges PRF. La longueur minimale ancrée pour ce faire est appelée la longueur de développement. La longueur de développement est utilisé comme un indicateur des caractéristiques d'adhérence de la barre d'armature [COLLINS ET MITCHELL, 1987].

Cependant pour le cas d'un élément de béton précontraint, la longueur de développement est la combinaison de deux composantes: La longueur de transfert et la longueur d'adhérence à la flexion. D'où deux sources de contraintes d'adhérence pour le cas du béton précontraint: L'adhérence due au transfert de la précontrainte et l'adhérence due à flexion.

3.2 Mécanismes d'adhérence dans le béton précontraint

Les mécanismes d'adhérence dans le béton précontraint lors du transfert de la précontrainte du tendon au béton ont été longuement étudiés pour l'acier de précontrainte, aussi bien que pour les tendons PRF lors de leur apparition. Il a été démontré que l'adhérence est le fruit de la contribution de trois mécanismes. Néanmoins le degré de contribution de chacun des mécanismes cités ci- après peut différer selon le matériau : acier de précontrainte ou tendon PRF.

- L'adhésion

Les forces d'adhésion entre le tendon et le béton sont relativement faibles. Dans le cas de tendons en acier, le degré de propreté et de rugosité de la surface du tendon affecte l'adhésion [LEONHARDT, 1964; NANNI et coll. 1992]. Pour le cas des tendons PRF, cela dépendra surtout du fini de la surface.

- La friction

Les forces de friction à l'interface tendon/ béton résultent du gonflement des tendons dû au transfert des forces de précontraintes.

Alors que lors du tensionnement la section du tendon diminue légèrement, lors de la relâche le tendon cherche à recouvrir sa forme initiale. Il en résulte que dans la zone de transfert située entre la section ayant une contrainte égale à zéro (section extrême de la poutre) et la section ayant une contrainte dans le tendon égale à la précontrainte effective, le tendon se rapproche alors de plus en plus de sa section initiale. Ce phénomène rencontré dans les zones de transfert est appelé l'action du coin ``*wedge action*``. Il est aussi connu sous le nom de l'effet Hoyer. La figure 3.1. montre une idéalisation des déformations dans un tendon de précontrainte après le transfert de la précontrainte le long de la longueur de la poutre. Les contraintes de friction résultantes sont directement reliées au rapport des modules de poisson, des modules élastiques transversaux du tendon et du béton et au coefficient de friction à l'interface béton/ tendon. En général les contraintes dues à la friction sont plus élevées que la résistance d'adhérence due à l'adhésion [NANNI et coll., 1992].

- La résistance au cisaillement

Elle est due à l'enclenchement mécanique entre le béton et une surface du tendon rugueuse, indentée ou déformée. L'adhérence due au cisaillement peut être obtenue en entourant un toron par des fils pour le cas des tendons en acier, ou par exemple en tressant des torons à base de fibres (cas des tendons PRF).

Selon NANNI en 1992, les tendons PRFA ont des contraintes de friction relativement élevées comparées à celles qu'on retrouve dans les tendons en acier, dues au rapport de poisson relativement élevé des PRF. Selon GERRITSE ET OKAMOTO en 1988, le rapport de poisson des PRF se situe entre 0.38 et 0.62. En effet malgré cette large variation expérimentale le coefficient de poisson des PRFA demeure plus élevé par rapport à celui de l'acier. A noter que le module élastique des PRFA est plus élevé par rapport à celui de l'acier. Il en résulte une déformation axiale plus élevée pour le PRFA d'un ratio de trois fois. ISSA et coll. en 1993 ont noté aussi que la composante dû à la friction est élevée pour les fibres d'aramide. Ainsi, puisque la récupération de la

contraction latérale dû à la relâche sera plus élevée pour les tendons PRF, il en résulte une pression radiale sur le béton à l'interface assez élevée. D'où un risque potentiel de fissuration du couvert du béton à l'extrémité de la poutre. Avec le temps, le fluage du béton pourrait diminuer la valeur de la pression radiale, ainsi la situation la plus sévère a lieu lors de la relâche de la précontrainte.

3.3 Longueur de transfert et longueur de développement

3.3.1 Longueur de transfert

Alors que dans le béton précontraint par post - tension, la force effective de précontrainte est transférée directement au béton à l'aide d'ancrages permanents et de plats situés à l'extrémité du membre en béton. Dans le béton précontraint par prétension, ce transfert est fait au moyen de l'adhérence le long d'une longueur spécifique nommée la longueur de transfert [ISSA et coll., 1993].

La longueur de transfert en d'autres termes est la distance requise pour transmettre la force de précontrainte effective du tendon au béton. La longueur de transfert est égale à zéro pour le béton post- tensionné puisque le transfert de la force de précontrainte ne se fait pas par adhérence. Elle est donc une caractéristique intrinsèque du béton prétensionné et constitue un paramètre clé de design. Cette dernière détermine l'endroit à partir duquel les contraintes doivent être vérifiées [ISSA et coll., 1993].

3.3.2 Longueur de développement

a) L'adhérence due à la flexion

En réponse aux charges externes, une longueur additionnelle est requise pour développer la résistance ultime de l'armature de précontrainte, elle est nommée longueur d'adhérence à la flexion.

Les contraintes d'adhérence dues à la flexion se manifestent lors de la variation de la tension le long du tendon résultant de la variation du moment de flexion dans les sections adjacentes. Elles sont alors proportionnelles au taux de variation du moment de flexion ou à l'effort tranchant dans une position donnée le long de la travée. Il est à signaler que lorsque le béton n'est pas encore fissuré, les contraintes d'adhérence de flexion sont très faibles, après fissuration ces contraintes deviennent importantes.

Lors du design, il n'est pas nécessaire de considérer les contraintes d'adhérence dues à la flexion si la longueur d'ancrage est suffisante.

b) Longueur de développement pour les tendons de précontrainte

La somme des deux longueurs; longueur de transfert et longueur d'adhérence à la flexion est nommée longueur de développement.

Exactement comme pour le renforcement non précontraint, la tension dans le tendon de précontrainte nécessaire pour atteindre la résistance à la flexion nominale M_n doit être développée le long d'une longueur dite de développement qui doit être inférieure à la longueur d'ancrage dans la poutre. Le but étant de prévenir un glissement du tendon avant l'atteinte de la résistance nominale M_n , d'où la contrainte dans le tendon doit augmenter à partir de la contrainte effective de la précontrainte jusqu'à la valeur f_{ps} utilisé lors du calcul du moment résistant.

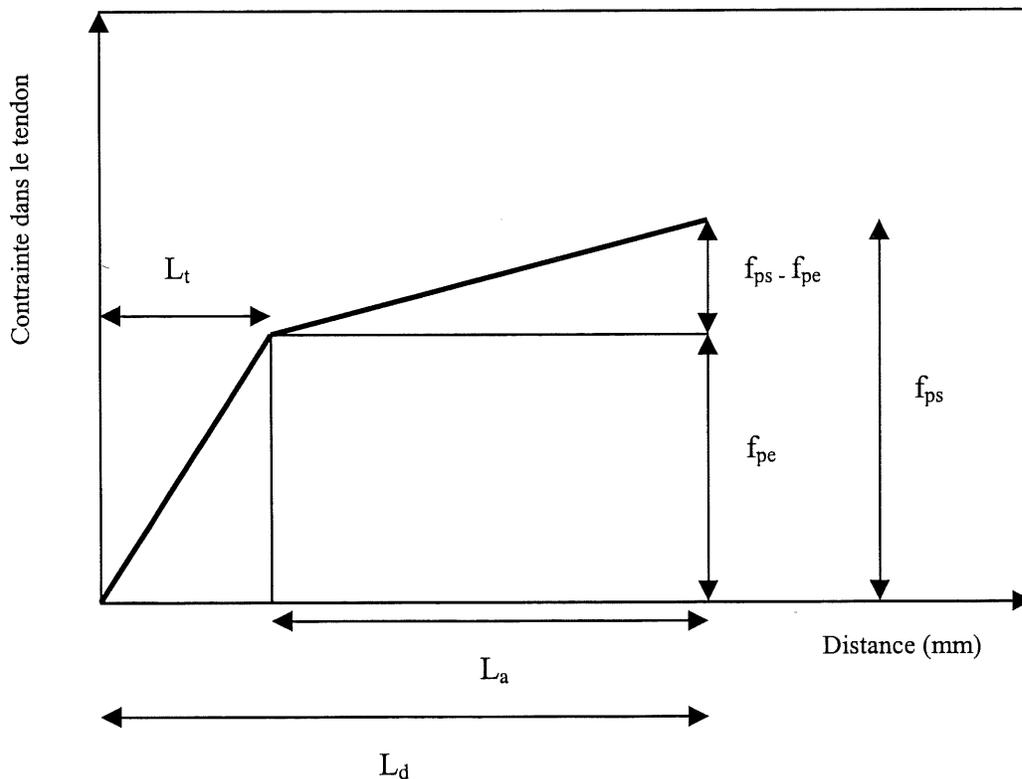


Figure 3.1 Développement des contraintes dans les tendons précontraints

3.3.3 Facteurs influençant la longueur de transfert

Pour des poutres précontraintes avec des éléments de précontrainte en acier, les caractéristiques d'adhérence sont influencés par plusieurs facteurs:

- Dimension et type du tendon (fil, toron ou câble).
- Contrainte dans le renforcement.
- L'affaissement du béton.
- Méthode de transfert (Soudaine ou progressive).
- Résistance du béton.
- Conditions de surface (Lisse, déformée, rouillée, lubrifiée).
- Confinement du béton.
- Type de la charge (Statique, cyclique, impact)
- L'âge.
- Couvert de béton autour du tendon.

Pour les poutres en béton précontraint par les PRF, les caractéristiques de l'adhérence sont influencées par les facteurs précédents en plus de ceux cités ci- après [RIZKALLA et coll., 1996]:

- Résistance à la tension des tendons (entre 1500 et 3000 Mpa).
- Module de tension (entre 50 et 150 GPa).
- Coefficient de poisson.
- Forme (Circulaire ou rectangulaire).
- Préparation de la surface.
- Types et volumes des fibres et de la matrice.

3.3.4 Essais de détermination des longueurs de transfert et de développement

a) **Mesure de la variation de la déformation du béton**

La tension à laquelle le tendon est soumis doit être équilibrée par une compression équivalente dans le béton. Ainsi, la variation des déformations dans le tendon pourront être calculées à l'aide de la variation de la déformation du béton [RUSSEL et BURNS 1996]. La méthode consiste à coller sur le béton des points de contact à un intervalle régulier après la mise en place et une cure de ce dernier. La distance entre ces points est mesurée avant, durant et après le transfert à l'aide d'une jauge de déformation

mécanique. Les différences entre les mesures initiales et finales le long de la longueur de la poutre fournissent une distribution graphique à partir de laquelle la longueur de transfert est déduite.

b) Jauges de déformation à résistance électrique sur les tendons

Ce type de jauge est monté sur les tendons de précontrainte avant la mise en place du béton, la mesure de la variation des déformations à partir des tendons doit idéalement mener à la mesure de la longueur de développement. Cependant cette méthode a montré une certaine incréibilité [RUSSEL et BURNS 1996] en raison de :

- Un grand pourcentage des jauges peut être détruit durant le transfert de la précontrainte.
- La présence de jauges sur le tendon peut interférer avec le mécanisme d'adhérence locale, ce qui peut fausser les résultats.
- Les jauges peuvent être endommagées lors de la mise en place par la vibration ou l'humidité.

3.3.5 Estimation des longueurs de transfert et de développement

Basées principalement sur des essais expérimentaux, des formules empiriques exprimant les longueurs de transfert et de développement peuvent être déterminées. Les équations présentées ci-après expriment ces longueurs en fonction du diamètre du tendon et du niveau de précontrainte pour la longueur de transfert ou encore en fonction de la contrainte de rupture pour la longueur de développement. Rappelons toutefois que ces paramètres dépendent de plusieurs autres facteurs (paragraphe 3.3.3) et que ces équations sont à titre indicatif.

a) Tendons de précontrainte en acier

Depuis l'apparition de la précontrainte, les tendons en acier n'ont cessé d'être utilisés et leur utilisation a fait l'objet de plusieurs recherches, ainsi les expressions des longueurs de transfert et de développement pour les tendons en acier sont retrouvées dans plusieurs normes.

Les codes de l'ACI et du CSA suggèrent que la longueur de transfert peut être estimée à $50 d_b$ pour les câbles d'acier et $100 d_b$ pour les fils individuels d'acier, tandis

que le code européen (CEB – FIP code Model 1978) suggère que la longueur de transfert peut varier entre 45 d_b et 90 d_b pour les câbles d'acier et de 100 d_b à 140 d_b pour les fils individuels d'acier.

Le code de l'ACI de la construction suggère aussi la longueur de transfert calculée par la formule:

$$[3-1] \quad l_t = \frac{f_{se}}{3} d_b$$

d_b : Diamètre du tendon.

f_{se} : La force de précontrainte effective.

Les mêmes essais sont en général utilisés pour exprimer la longueur d'adhérence en flexion:

$$[3-2] \quad l_f = (f_{ps} - f_{pe}) d_b$$

où f_{ps}^* : Contrainte de rupture prédite du tendon.

Pour l'estimation de la longueur de développement qui par définition est :

$$[3-3] \quad l_d = l_t + l_f$$

La section 19.9.1 du code ACI 318 préconise la formule suivante pour la longueur de développement de l'acier de précontrainte:

$$[3-4] \quad l_d = \frac{1}{3} f_{pe} d_b + (f_{ps} - f_{pe}) d_b$$

L'ACI et le CSA exigent qu'un câble en acier précontraint ait sa longueur de développement calculée par la formule :

$$[3-5] \quad l_d = 0.048 f_{pe} d_b + 0.145 (f_{ps} - f_{pe}) d_b$$

b) Tendons de précontrainte PRF

Pour les tendons PRF, le CHBDC propose une relation assez générale:

$$[3-6] \quad l_d = 0.45 \frac{k_1 k_4}{d_{cs} + k_{tr} \frac{E_{PRF}}{E_s}} \left(\frac{F \cdot f_{pu}}{f_{cr}} \right) \cdot A$$

K_4 : Facteur de surface de la barre défini par le rapport de la résistance à l'adhérence des barres PRF et de celles des barres déformées en acier ayant la même section droite.

K_1 : Facteur de localisation de la barre.

K_{tr} : Indice de renforcement transversal.

f_{cr} : Résistance à la fissuration du béton.

E_{PRF} , E_s : Modules d'élasticité des PRF et de l'acier.

d_{cs} : La plus petite distance de la surface du béton jusqu'au centre de la barre qui est étudié et les 2/3 de la distance entre les deux centre des deux barres étudiées.

Ci - après sont présentés les résultats des recherches menées jusqu'à présent pour déterminer les longueurs de transfert et de développement pour les tendons PRF.

- Tendons PRFV :

IYER et KUMARASWAMY en 1988 ont testé des poutres précontraintes 152*102 mm avec des tendons PRFV-S2 (9.5 mm, résine polyester) précontraints avec une force de 44500N. Une longueur de transfert relevée a été de 610 mm, valeur à peu près égale à la longueur de transfert des tendons d'acier expérimentés dans les mêmes conditions.

IYER et coll. en 1991 ont étudié les longueurs de transfert des poutres précontraintes avec des tendons PRFV-S2 (9.5 mm, résine vinylester). Pour chaque poutre, 4 tendons PRFV ont été tensionnés à un total de 160200 N, une longueur de transfert de $37 d_b$ a été relevée pour les PRFV comparée à une longueur de transfert de $61 d_b$ pour les tendons en acier dans les mêmes conditions que précédemment

MOHSEN et coll. en 1993 ont expérimenté des torons PRFV-S 2 (9.5 mm, résine époxyde) à l'aide de poutres précontraintes 152*102*2590 mm et ont trouvé une valeur expérimentale de $28 d_b$. Ce qui est nettement inférieur à la longueur de transfert des tendons en acier ($50 d_b$ suggéré par l'ACI). Ceci est dû d'après les auteurs à une meilleure adhérence entre le béton et les fibres de verre attribuée à un module élastique plus faible pour la fibre de verre. Ceci peut être aussi dû à de meilleurs adhésion et enclenchement mécanique entre le béton et la fibre de verre.

MOHSEN et coll. en 1993 ont proposé d'utiliser la formule [3-1] de l'ACI qui fournit une longueur de transfert pour l'acier réduite par un facteur $k = k_1 .k_2 .k_3$ obtenu à l'aide de la théorie de Hoyer [HOYER, 1939] où :

k_1 : rapport des coefficients de friction entre le béton - fibre de verre et le coefficient de friction béton - acier.

k_2 : Rapport des modules élastiques des tendons à base de fibre de verre et d'acier.

k_3 : Rapport des coefficients de poisson de l'acier et de la fibre de verre.

- Tendons PRFA

SEN et coll. en 1996 ont déterminé analytiquement la longueur de transfert dans des poutres précontraintes par des tendons PRFA *ARAPREE* 5.7mm saupoudrés de sable pour augmenter la friction, avec un niveau de précontrainte de 55% de la résistance ultime. Les auteurs ont utilisé la méthode des éléments finis et ont trouvé des longueurs de transfert de $30 d_b$, ce qui représente à peu près le double de la valeur trouvée par TAERWE et PALLEMANS en 1995. Cette différence considérable peut-être due à la difficulté de représenter analytiquement un état de surface telle une surface saupoudrée de sable, ou bien à une incertitude sur la valeur réelle du module de poisson qui s'avère être une variable importante dans le calcul de la longueur de transfert, vu que le transfert de la précontrainte se fait à l'aide de l'effet de Hoyer. Les longueurs de transfert déterminées sont de $16 d_b$ pour la tige 7.5S, $12 d_b$ pour 5.3S, $35 d_b$ pour 5.3 E et $17 d_b$ pour 5.3ES. Ainsi les tendons 5.3E sans sablage revêtus d'une couche mince compressible autour de la barre, ayant pour rôle d'absorber l'expansion thermique et l'effet Hoyer ont une longueur de transfert élevée de deux jusqu'à trois fois par rapport aux autres tendons, ceci confirme une fois de plus l'importance de l'effet Hoyer dans le mécanisme de friction lors du transfert de la précontrainte. Cependant pour les mêmes tendons ayant un sablage rajouté (5.3ES), cette valeur est réduite de moitié. Ainsi la tige 5.3ES a une longueur de transfert comparable à celle de la tige 5.3S tout en réduisant considérablement les risques de fissuration due à la prétension et aux effets de l'expansion thermique. Il est évident que la couche compressible incorporée aux tiges *ARAPREE* entraîne des déformations transversales moins élevées elle réduit donc à priori le module transversal ainsi que le module de poisson apparents.

SEN et coll. en 1996 ont déterminé analytiquement la longueur de transfert dans des poutres précontraintes par des tendons PRFA *ARAPREE* 5.7mm saupoudrés de sable pour augmenter la friction, avec un niveau de précontrainte de 55% de la résistance ultime, les auteurs ont utilisé la méthode des éléments finis et ont trouvé des longueurs de transfert de $30 d_b$, ce qui représente à peu près le double de la valeur trouvée par

TAERWE et PALLEMANS en 1995. Cette différence considérable peut- être due à la difficulté de représenter analytiquement un état de surface telle une surface saupoudrée de sable, ou bien à une incertitude sur la valeur réelle du module de poisson qui s'avère être une variable importante dans le calcul de la longueur de transfert vu que le transfert de la précontrainte se fait à l'aide de l'effet de Hoyer.

NANNI et coll. en 1992 ont reporté la longueur de transfert pour des tendons PRFA en étudiant 25 poutres précontraintes de 120*210*4000mm. La longueur de transfert des tendons PRFA testés s'étalait entre 305 et 559mm pour une précontrainte peu élevée et de 406 à 1473 mm pour une précontrainte élevée. Ces différences sont dues à la nature différente des fibres d'aramide utilisés ainsi qu'aux différents diamètres utilisés. Les auteurs ont conclu que le mécanisme de transfert des tendons PRFA au béton est différent de celui des tendons en acier dans le sens où la composante de friction lors du transfert des contraintes d'adhérence y est élevé pour les fibres d'aramide.

Des études menées sur des poutres renforcées avec des armatures PRFA ``*FIBRA*TM [NANNI et coll. 1992] ont permis d'exprimer les longueurs de transfert et de développement sous la forme suivante.

$$\begin{array}{l}
 [3-7] \quad l_t = 50 d_b \quad l_d = 120 d_b \quad (d_b = 8\text{mm}) \\
 \quad \quad \quad l_t = 40 d_b \quad l_d = 100 d_b \quad (d_b = 12\text{mm}) \\
 \quad \quad \quad l_t = 35 d_b \quad l_d = 80 d_b \quad (d_b = 16\text{mm})
 \end{array}$$

NANNI et coll. en 1992 ont entrepris une étude expérimentale pour examiner les longueurs d'adhérence à la flexion des tendons PRFA imprégnés dans une résine époxyde. Deux types de tendons ont été utilisés : un type flexible K64, K128 et K256 de diamètres respectifs 8, 12 et 16cm et un type rigide saupoudré de grains de sable K128S de diamètre 13mm, un câble en acier à 7 fils de diamètre 12.4mm a été utilisé à titre de comparaison.

Des poutres précontraintes avec les tendons cités précédemment ont été testées. Les auteurs ont constaté que :

- La longueur d'adhérence à la flexion n'est pas affectée par la longueur de transfert.

- Plus le diamètre du tendon est grand, plus la longueur d'adhérence à la flexion est courte.
- L'effet du renforcement en cisaillement est significatif seulement dans le cas des tendons saupoudrés de sable.
- Indépendamment du type du tendon, lorsque le niveau de précontrainte initiale augmente, la longueur de transfert croît, tandis que la longueur de développement décroît, cependant l'effet total du niveau de la précontrainte initiale sur la longueur de développement ne peut être généralisé.

Tendons à base de fibre de carbone :

SEN et coll. en 1996 ont déterminé les longueurs de transfert des tendons PRFC (5.8mm) saupoudrés de sable. La force de précontrainte étant de 60 % de la résistance caractéristique. La longueur de transfert a été rapportée de 30 d_b .

MAHMOUD et RIZKALLA en 1996 ont étudié les longueurs de transfert et de développement de 2 types de tendons PRFC en testant 24 poutres précontraintes par des tendons PRFC. Le niveau de précontrainte a varié de 58% à 80% de la résistance garantie rapportée par la manufacturier. Ces études ont abouti aux relations suivantes:

$$[3-8] \quad l_d = \frac{f_{pi} d_b}{1.9 f_{ci}^{0.67}} + \frac{(f_{pu} - f_{pe}) d_b}{f_c^{0.67}} \quad \text{Pour les PRFC (LEADLINE}^{TM}\text{)}$$

$$[3-9] \quad l_d = \frac{f_{pi} d_b}{4.8 f_{ci}^{0.67}} + \frac{(f_{pu} - f_{pe}) d_b}{2.8 f_c^{0.67}} \quad \text{Pour les PRFC (CFCC}^{TM}\text{)}$$

3.3.6 Risque de fissuration du couvert de béton dû à l'adhérence

- Transfert de la précontrainte

Le tendon, lorsqu'il est précontraint avant la relâche, a une section diminuée par rapport à la section nominale, à cause de l'effet de poisson. Juste après la relâche le tendon tend à recouvrir sa forme initiale, d'où un gonflement du tendon aux extrémités de la poutre. Ainsi le béton aux zones de transfert se trouve sollicité à cause d'une pression du tendon sur l'interface. Un champ de contrainte de tension est ainsi généré dans le béton. L'intensité des contraintes si elle dépasse la résistance à la tension peut mener à

des fissures radiales à l'axe du tendon, ainsi qu'une éventuelle fissuration longitudinale parallèle à l'axe. Cette fissuration peut être dangereuse pour l'intégrité du membre précontraint, puisqu'elle peut réduire la capacité à la flexion, en plus d'autres problèmes de durabilité qu'occasionnera la pénétration de l'humidité et des sels de déglacage.

- Mise en chargement

Depuis le début du siècle, les ingénieurs étaient déjà avertis que les forces d'adhérence en réponse aux charges externes exerçaient une force radiale à partir de la surface adhérente d'une barre sur le béton entourant la surface de la barre avec un risque conséquent que le couvert de béton fissure [TEPFER 1979].

Les forces sont transmises principalement de l'armature au béton par les forces de compression radialement de la barre au béton. Ceci a été reconnu par ABRAMS aussitôt que 1913. Les composantes radiales de ces forces de compression inclinées sont balancées par des contraintes de tension dans le béton entourant la tige [TEPFER, 1979]. Cette action due à l'adhérence a été montrée expérimentalement par GOTO en 1971. Les spécimens utilisés par ce dernier sont des prismes armés de simples armatures d'acier ancrées concentriquement. L'arrachement a été appliqué à travers l'extrémité exposée de la tige. Les fissures résultantes ont été pénétrées par une encre spécialement injectée. Après cela, le prisme a été découpé axialement et les fissures ont été bien visibles. La pente des fissures internes de 45 à 80° indique la trajectoire le long de laquelle les forces de compression agissent.

Il faut souligner que la capacité des barres d'armature en particulier celles déformées pour transférer leurs charges au béton avoisinant, est limitée par la rupture de l'anneau de béton en tension lorsque le couvert de béton se fissure .

A partir de ces analyses, on peut suspecter que les effets des forces de compression dus aux déformations mécaniques de la surface de la tige qui sont la création d'un champ de contraintes de tension dans le béton entourant la tiges sont superposables aux contraintes de tension créées par l'effet Hoyer.

Cependant si la mise en chargement de la poutre est effectuée à un temps suffisamment long après la relâche, la pression due à l'effet Hoyer diminue avec le fluage du béton. Cependant la fissuration si elle a eu lieu seulement à cause de l'effet Hoyer, elle peut s'accroître due à des charges externes .

3.3.7 Moyens de prévention de la fissuration du couvert de béton

La longueur de transfert réduite relativement pour certains PRF; indique une bonne tenue face à l'adhérence tel exhibé par le produit PRFC "CFCC" (les tendons CFCC ont une longueur de transfert de 50% celle des tendons en acier). Néanmoins dues à une longueur de transfert courte, des fissures peuvent avoir lieu à l'interface à l'extrémité des poutres précontraintes [RIZKALLA et coll., 1996]. Ces derniers conseillent l'adoption d'un enrobage de quatre fois le diamètre du tendon pour prévenir ces fissures.

D'autres solutions consistent à adopter un renforcement transversal de manière à assurer un confinement au béton entourant le tendon, un renforcement transversal spiral de faible diamètre ou à déshadérer partiellement le tendon, ce qui résulte en l'augmentation de la longueur de transfert. Cette dernière solution devra alléger la pression qui provoque la fissuration (figure 3.2).

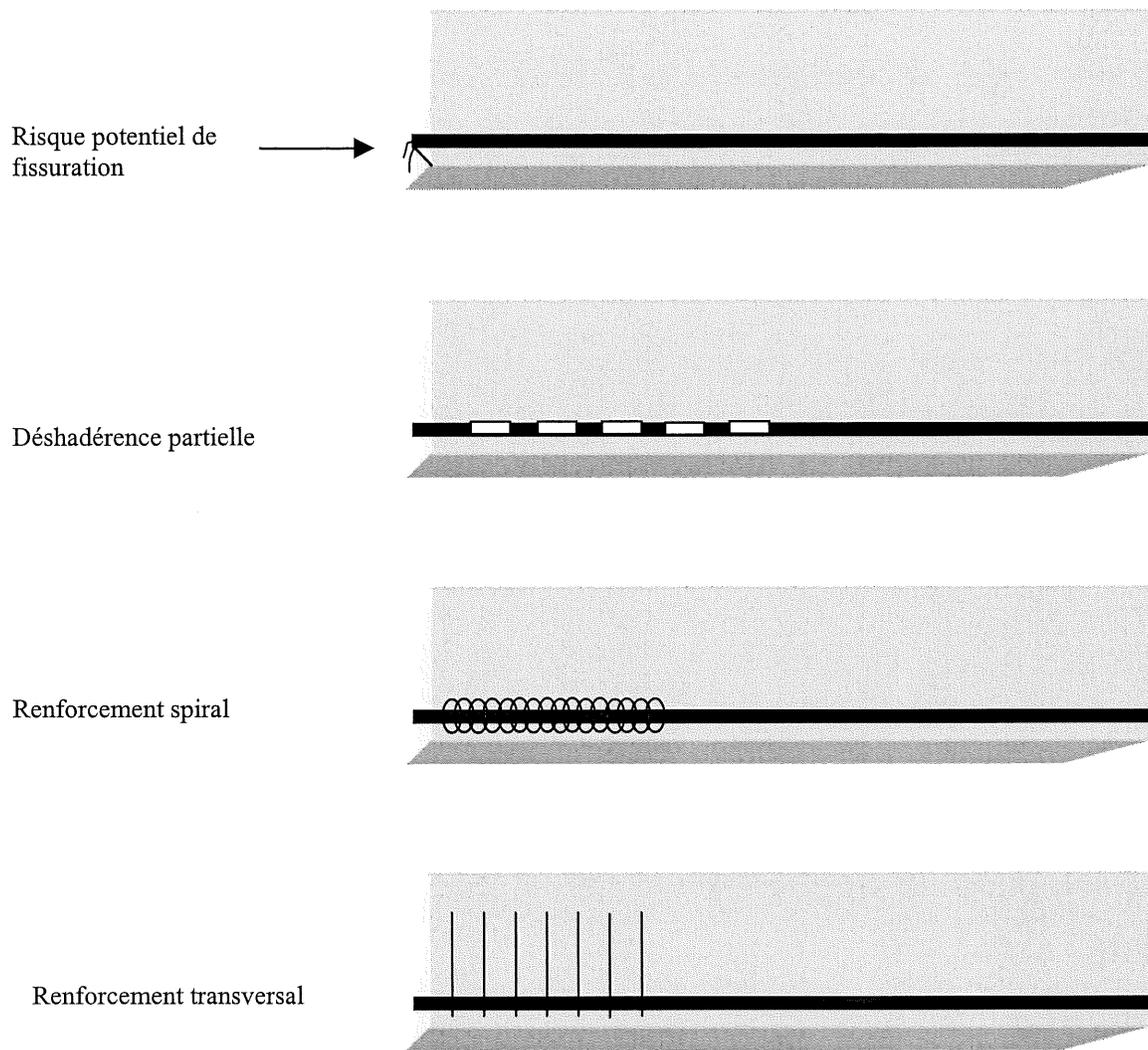


Figure 3.2 Moyens de prévention de la fissuration du couvert de béton lors de la relâche.

3.3.8 Effet du temps sur la longueur de transfert

KAAR et LAFRAUGH ont rapporté en 1963, une dégradation de l'adhérence avec le temps se manifestant par une augmentation de la longueur de transfert à long terme. Pour le cas des tendons PRFV, ISSA et coll. en 1993 ont rapporté dans leur étude une augmentation de la longueur de transfert dans les poutres précontraintes avec des PRFV de 40% à partir de 400 jours, comparés à une augmentation de 20% pour l'acier à 400 jours.

SOUDKI et coll. en 1997, ont testé 5 poutres précontraintes en T de 4400mm avec des PRFC de type *LEADLINE*. Les longueurs de transfert à la relâche étaient entre 650 et 725mm selon la force de précontrainte. Après 200 jours, les auteurs n'ont pas remarqué de changement dans les longueurs de transfert des tendons PRFC testés.

3.3.9 Effet d'un gradient thermique sur l'adhérence

Due à un gradient thermique positif, l'expansion thermique transversale du tendon cause une pression sur le béton entourant la tige. Cette pression est alors superposable à celle de l'effet HOYER, et une fissuration du béton pourra avoir lieu due aux contraintes de tension plus élevées que la résistance à la tension. Le suivi des longueurs de transfert après des cycles thermiques peut renseigner sur l'état de l'adhérence.

TAERWE et PALLEMANS en 1995 ont étudié l'effet de l'expansion thermique transversale des tendons PRFA *ARAPREE* 7.5 mm sur l'adhérence, ainsi que sur l'apparition de fissuration à l'aide de prismes 70*70*1000mm, 60*60*1000 et 50*50*1000 de béton de 71 Mpa à 28 jours. Les spécimens ont subi quatre cycles de température entre 20 et 50°C. L'âge des prismes à ce moment-ci était de trois mois. Les auteurs ont pris des mesures de déformation pour déterminer les longueurs de transfert dans les prismes précontraints avant et après les cycles thermiques. Les mesures n'ont pas indiqué de dégradation de l'adhérence due à une augmentation de la longueur de transfert. Cependant il faut insister sur la haute résistance du béton à 28 jours qui était de 71 Mpa.

4 PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

4.1 Essais de mesures du coefficient d'expansion thermique

Le CET de différentes tiges PRF a été mesuré au CNRC à l'aide de la méthode TMA (Thermomechanical Analyser). Cette méthode permet de déterminer le CET linéaire d'un matériau solide sujet à un taux d'échauffement constant. La variation de la longueur du spécimen est électroniquement enregistrée comme fonction de la température. Le CET linéaire peut être calculé à partir des résultats enregistrés.

Chaque essai a compris trois échantillons d'une longueur de 10mm, ces derniers ayant été découpés à la scie à diamant. l'appareil utilisé est du type DUPONT 2100 (TMA standard).

Les échantillons ont été au début stabilisés à -60 °C puis ont été chauffés avec un taux de 2 °C/min, le CET est calculé à l'aide de la relation :

$$[4-1] \quad \alpha = \frac{\varepsilon}{\Delta T}$$

avec :

ε : la déformation mesurée due à un changement de température ΔT (le CET a ainsi été calculé pour des plages de températures successives).

4.2 Analyse microscopique de l'interface armature PRF/ Béton

Due à l'expansion thermique différentielle entre l'armature PRF et le béton, on pourrait éventuellement s'attendre à deux types de "dégradation", le terme dégradation est utilisé avec réserve et correspond à une dégradation relevée visuellement.

Lors de l'expansion transversale, des contraintes tangentielles de traction sont engendrées, ces contraintes pourraient éventuellement mener à des fissures. perpendiculaires aux contraintes principales. Lors de la contraction latérale due à un refroidissement subséquent, une altération de l'état de l'interface pourrait subsister (figure.4.2).

4.2.1 Objectif

Cette analyse s'applique pour le béton armé seulement renforcé avec des tiges PRF. Ce travail vise à déterminer l'effet de l'expansion thermique et de la contraction

thermique transversale sur l'interface béton / armature PRF. Comme exposé ci - avant, on pourrait s'attendre à une altération de l'interface béton /armature PRF manifestée par une séparation entre le béton et l'armature PRF, et éventuellement à la formation de fissures radiales dues aux contraintes circonférentielles, dépassant la résistance à la traction.

Cette étude vise par ailleurs à étudier, si l'effet de l'enroulement hélicoïdal a un effet bénéfique sur l'effet de l'expansion thermique transversale, l'effet du diamètre d'une même tige est aussi étudié. Enfin une multitude de tiges à base de différentes fibres et résines ont aussi été étudiées.

4.2.2 Procédure

a) **Investigation sur les fissures radiales**

Dans le cadre du même projet de recherche, une première partie sur l'étude par l'analyse microscopique a été menée au Conseil National de Recherches Canada sous la supervision du Dr. A.H.Rahman, le travail expérimental a consisté à chauffer 5 prismes de 75*100*200 mm renforcés par les armatures PRF suivantes :

- Câble PRFC *CFCC* (Carbon Fibre Composite Cable) d'un diamètre de 15.2mm constitué de 7 fils simples (résine époxyde).
- Tendon PRFC *LEADLINE* d'un diamètre de 8mm (résine époxyde).
- Grille PRFC *NEFMAC-C* ayant une aire effective de 113.6mm² (résine vinylester)
- Grille PRF Hybride *NEFMAC-H* (résine vinylester, fibres de carbone et E-verre).
- Barre PRFV *ISOROD* d'un diamètre de 12.7mm.

Les prismes ont été chauffés à des températures de 60°C, les armatures composites ont été placées à des distances de 20mm de la base des prismes pour simuler les enrobages utilisés généralement dans les applications réelles, la figure 4.1 montre une vue schématique des spécimens.

Le béton utilisé a été mûri pendant une période de seulement 7 jours. Sa résistance à la compression à 28 jours était de 28 Mpa, et sa résistance à la tension suivant l'Essai ASTM C490-90 était de 3.1Mpa. Avant de chauffer les cylindres, ces derniers ont été inspectés au microscope optique. Après avoir découpé des disques fins avec une scie à diamant , ces derniers ont été polis utilisant différents grades de grains. puis une peinture fluorescente pénétrante a été appliquée sur les faces polies. Après avoir chauffé les

échantillons à 60°C durant 4 jours consécutifs, et après le refroidissement, la même inspection de la fissuration a été effectuée.

b) Investigation de l'état de l'altération (séparation) de l'interface PRF/ Béton

Des cylindres 100*200mm de béton renforcés concentriquement par différentes tiges PRF ont été coulés. Après un mûrissement de 15 jours ces derniers ont été découpés à l'aide d'une scie appropriée en disque de 2.54 cm (1") d'épaisseur, ainsi seul intervient l'effet de l'expansion thermique transversale.

- 1 disque/ type de tiges PRF est gardé comme témoin à utiliser pour des fins de comparaison.
- 1 disque/ type de tiges PRF soit un total de 6 disques ont été chauffées pendant 3 jours dans une enceinte simplement isolée et chauffée à 60°C.

Avant d'être visionnés, Les disques témoins, ainsi que les disques conditionnés à des températures élevées ou basses ont été polis avec différents grains commençant par les moins fins selon l'ordre suivant: 80 μ (no 220), 48 μ (no400), 30 μ (no600), 20 μ (no1000). Les échantillons ont été visionnés à l'aide d'un microscope optique avec un coefficient d'agrandissement de 400 fois. L'image a été visionnée par ordinateur à l'aide d'une petite caméra installée dans le microscope.

Les armatures PRF étudiés sont:

- Barre PRFV *ISOROD* de diamètre 12.5mm ayant une surface externe sablée.
- Barre PRFV *ISOROD* de diamètre 12.5mm ayant une surface externe sablée et enroulée hélicoïdalement.
- Barre PRFV *ISOROD* de diamètre 19.1mm ayant une surface externe sablée et enroulée hélicoïdalement.
- Barre PRFV *C-BAR* de diamètre 12.1mm ayant une surface externe déformée et enroulée hélicoïdalement.
- Tendon PRFC *LEADLINE* d'un diamètre de 8mm.
- Tendon PRFA *ARAPREE* d'un diamètre 8mm.

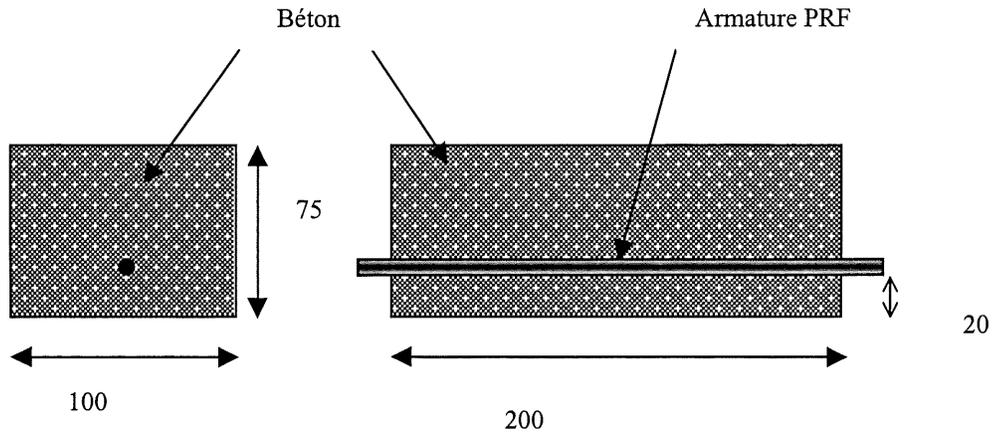


Figure 4.1 Vue schématique du spécimen testé

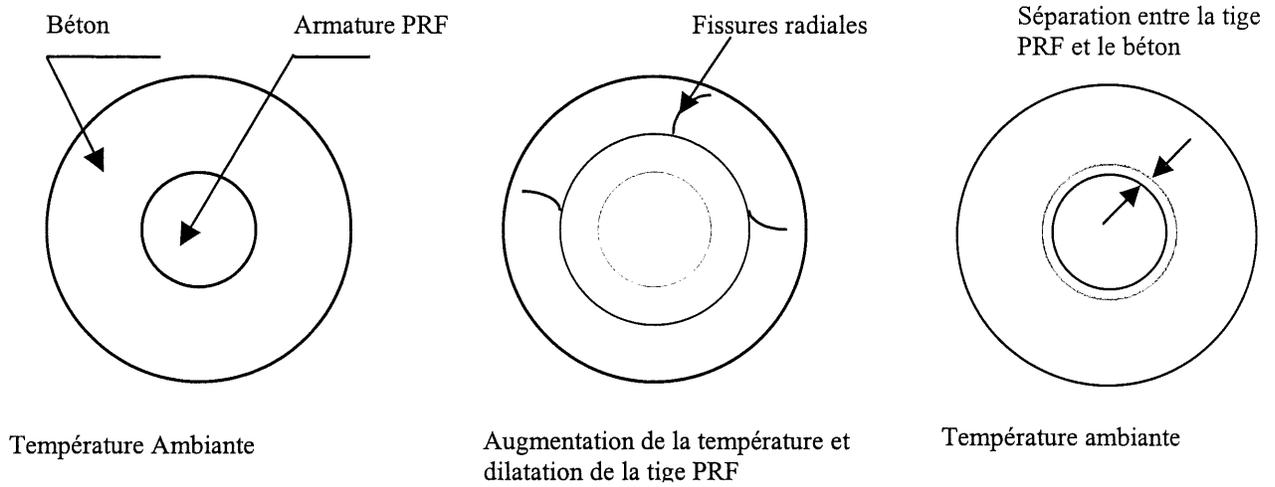


Figure 4.2 Fissures et altérations potentielles dues aux gradients de température

4.3 Étude de l'effet des gradients thermiques sur les longueurs de transfert des poutres précontraintes par les tendons *LEADLINE*

4.3.1 Objectif

Dû à un gradient thermique positif, l'expansion thermique transversale du tendon cause une pression sur le béton entourant la tige. Cette pression est alors superposable à celle de l'effet Hoyer, et une fissuration du béton aura lieu due aux contraintes de tension plus élevée que la résistance à la tension, sinon s'accroît dans le cas où elle est déjà présente due à l'effet Hoyer, après fissuration s'il y'a lieu l'équilibre produit par les forces de compression dues à la pression de la barre et les contraintes de tension, pourra être changé. Ceci laisse présager une dégradation de l'adhérence annoncée par une augmentation de la longueur de transfert.

Dû à un gradient thermique négatif qui peut se manifester par des températures très basses menant au gel. Ces températures basses pouvant éventuellement entraîner des contractions thermiques différentielles du tendon composite par rapport au béton ce qui pourrait faire penser à détériorer les mécanismes d'adhésion et la friction. Ceci aurait pu se manifester par une augmentation de la longueur de transfert.

4.3.2 Procédure expérimentale

Trois jours après avoir coulé le béton, juste après le transfert, des points de contact métalliques de type "Demec" ont été collés avec de l'époxyde 5 minutes dans une face seulement des poutres au niveau du tendon de précontrainte, à une excentricité égale à celle du tendon. On s'est restreint à une seule face, vu que la deuxième face est inaccessible. Soulignons que sauf s'il y'a torsion de la poutre, les deux faces de la poutre devraient donner des résultats similaires pour raison de symétrie.

Les points de contact "Demec" ont été placés tout au long de la poutre à une distance de 50mm (Ces distances sont choisies en fonction des jauges de déformation mécaniques disponibles), une préparation mineure de la surface consistant à nettoyer la surface de toute singularité a précédé le collage des points "Demec".

A chaque utilisation, la jauge de déformation mécanique de type Demec No 3266 a été calibrée. Chaque division représentant une déformation de $1.98 \cdot 10^{-5}$. Pour chaque

valeur, trois mesures sont effectuées et une moyenne est établie. Ceci pour écarter tout facteur humain dû à l'inconfort de la position de prise de mesure.

Des mesures ont été prises juste avant la relâche. Les mesures ont été reprises après la relâche pour établir le profil de déformation du béton au niveau du tendon. La différence entre les deux mesures de déplacement a été multipliée par $1.98 \cdot 10^{-5}$. La déformation est considérée comme correspondant au point milieu entre les deux points.

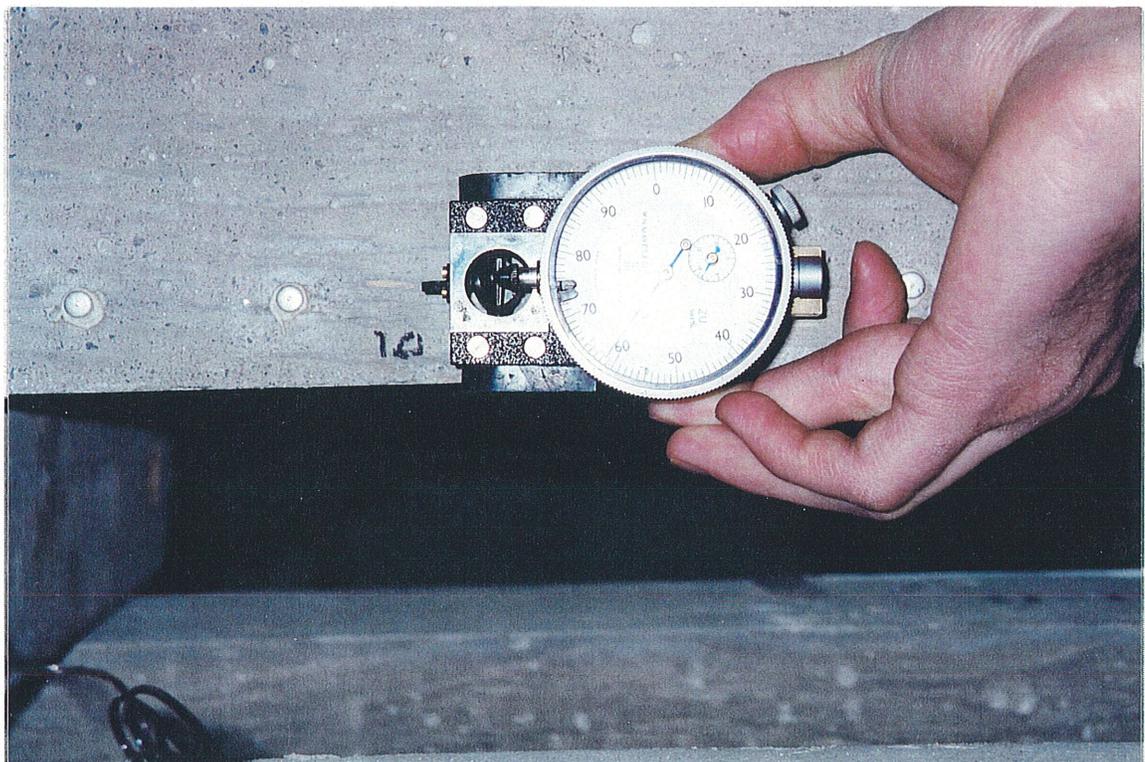


Figure 4.3 Mesure des déformations du béton à la hauteur du tendon à l'aide d'une jauge de déformation mécanique et de pointes Demec collées sur le béton

Ayant obtenu le profil de déformation le long d'une poutre. Pour réduire les anomalies des résultats, le profil a été lissé ou aplani à chaque point et une déformation correspondant à une position x a été recalculée à l'aide de la formule suivante :

$$[4-2] \quad \varepsilon_x = (\varepsilon_{x-1} + \varepsilon_x + \varepsilon_{x+1}) / 3$$

Des mesures ont été prises :

- Juste après la relâche.
- Après 3 mois et 6 mois pour étudier l'effet du temps.
- Après le chauffage des poutres conditionnées pour voir une éventuelle dégradation de l'adhérence à 60°C .
- Après avoir subi des cycles de gel/ dégel.

La longueur de transfert est déterminée, comme étant la distance de l'extrémité de la poutre jusqu'au point où la précontrainte est effective. Dans notre cas on suppose que la précontrainte est effective lorsque le plateau est relativement stable et la déformation ne continue plus d'augmenter tout en atteignant un niveau de déformation de même ordre que celui calculé théoriquement.

Signalons qu'après 100 cycles de gel/ dégel. Plusieurs points de contact ``Demec`` ont été décollés du fait que l'époxyde ne résiste pas à des températures très basses en dessous de zéro. Ce qui a donné des profils de déformation incomplets.

4.4 Design des poutres précontraintes et procédures d'essai de durabilité à l'expansion thermique sur les poutres précontraintes avec des tendons PRFC

4.4.1 Objectif

D'après la revue bibliographique et les études théoriques et analytiques exposées précédemment, il apparaît que l'expansion thermique transversale peut causer une éventuelle dégradation de l'adhérence. Sachant que dans le béton précontraint par pré-tension , l'adhérence joue un rôle majeur dans le sens que le transfert de la précontrainte se fait par adhérence. Il a été jugé judicieux de tester la performance des poutres précontraintes avec un tendon PRF après avoir subi des gradients de température.

Il a été décidé de tester l'effet des gradients thermiques sur la performance des poutres précontraintes à l'aide d'essais statiques et d'essais cycliques. Cependant pour des raisons de disponibilité, seuls les essais statiques ont été réalisés et sont rapportées dans le cadre de cette maîtrise.

4.4.2 Résistance à la tension des tendons PRFC utilisés

La résistance à la tension des tendons PRFC *LEADLINE* garantie par le constructeur est de 1800 MPa. Cependant avant d'effectuer la précontrainte des poutres, il a été jugé judicieux de confirmer la résistance à la tension des tendons PRFC *LEADLINE*.

4.4.3 Design des poutres

a) **Dimension des poutres**

Le choix des dimensions des poutres a été basé sur des considérations pratiques, la longueur des poutres a été fixée à 1500 mm pour pouvoir accommoder 3 poutres dans le lit de précontrainte. La largeur des poutres a été fixée à 150 mm pour accommoder l'utilisation des deux lits de précontrainte. La hauteur des poutres est deux fois la largeur soit de 300 mm. L'essai de flexion des poutres est effectué avec deux charges concentrées espacées de 300 mm situées au milieu de la poutre.

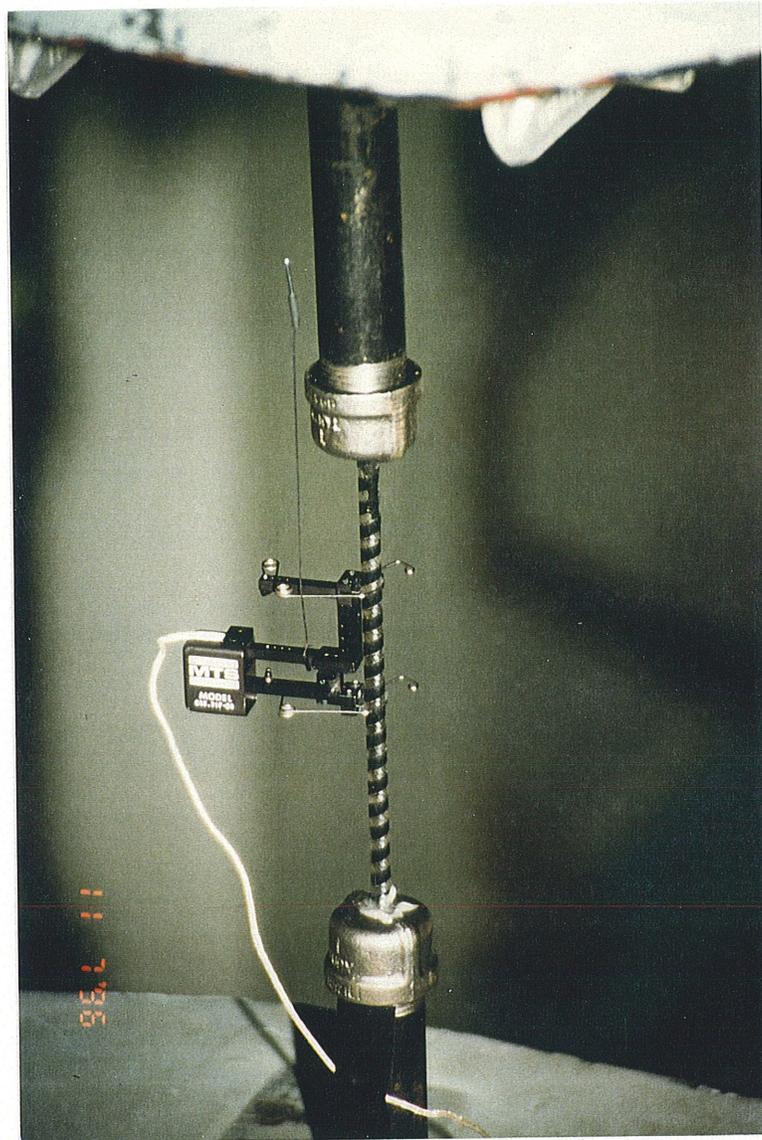


Figure 4.4 Dispositif expérimental pour l'essai de tension du tendon *LEADLINE*

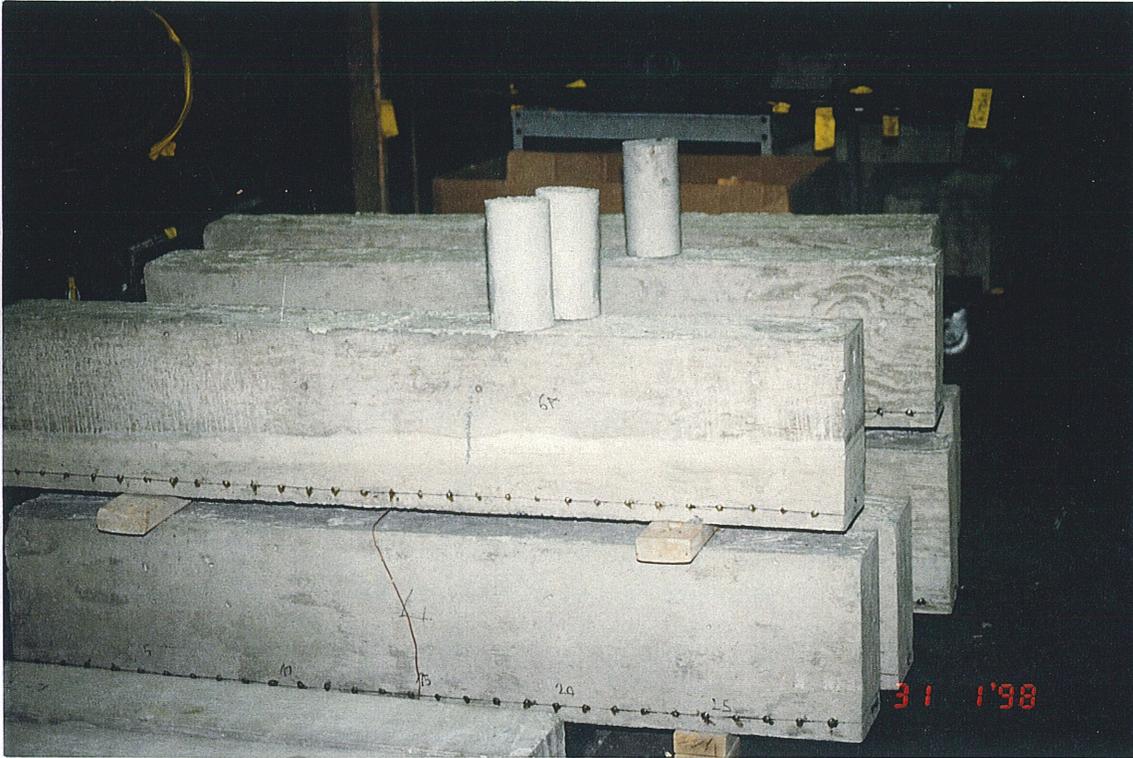


Figure 4.5 Vue des poutres 150*300*1500 mm précontraintes par des tendons

LEADLINE

b) Design de la précontrainte

A Cause du comportement fragile à la rupture des tendons PRF, le niveau de précontrainte ne dépasse pas en général 60 – 65% de la résistance ultime. L'excentricité a été sélectionnée de façon à ce que les contraintes permises au transfert ne soient pas dépassées, pour maximiser la capacité du moment ultime de la poutre du fait que le bras de levier entre le renforcement en tension et la force de compression du béton est maximisée. Le tendon a un enrobage de 25 mm.

c) Résistance des poutres précontraintes (Voir annexe pour plus de détails)

Résistance à la fissuration

Le niveau de précontrainte de 55% de la résistance ultime des tendons entraîne une charge théorique de fissuration de $P_f = 44.1$ KN.

Résistance ultime

D'après les calculs théoriques, une charge ultime a été estimée à $P_{ult} = 63.9$ KN.

Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement estimée théoriquement des poutres nous montre que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.4.4 Fabrication des poutres précontraintes

Le coffrage des poutres a été fabriqué avec des planches de contreplaqué de 19 mm ($\frac{3}{4}$ '') d'épaisseur liées entre elles par des vis. Les soins nécessaires ont été pris pour rigidifier les coffrages lors du coulage du béton et empêcher le flambage des planches des faces. Les planches des extrémités ont été trouées de façon à permettre le passage des tendons de précontrainte.

Une attention particulière a été accordée pour avoir un bon alignement des tendons.

Chaque lit de précontrainte contient 3 coffrages. Et des thermocouples ont été collés au milieu des tendons dans le but de faire des suivis de température des poutres lors des cycles thermiques et des cycles de gel/ dégel.

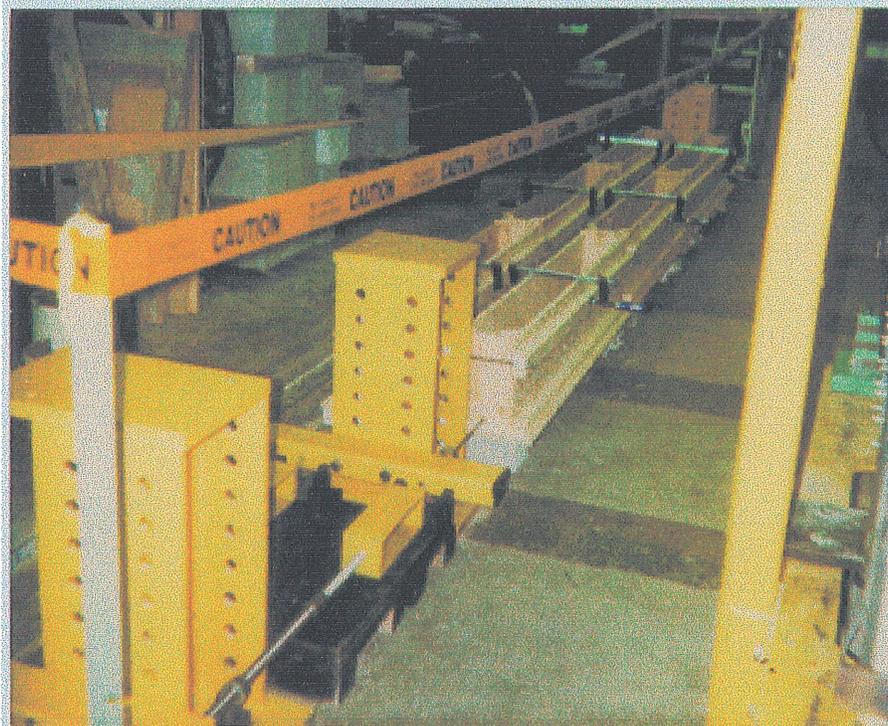
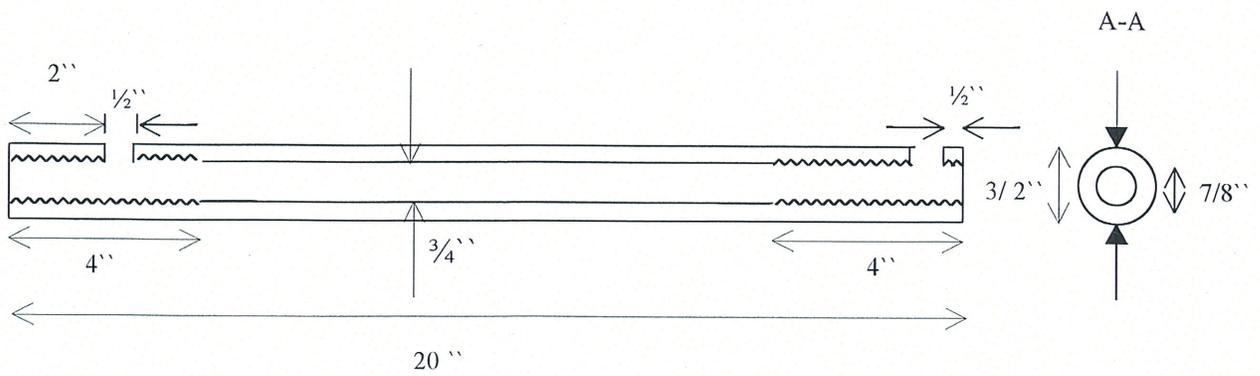


Figure 4.6 Vue général du lit de précontrainte

- **Procédure de précontrainte**

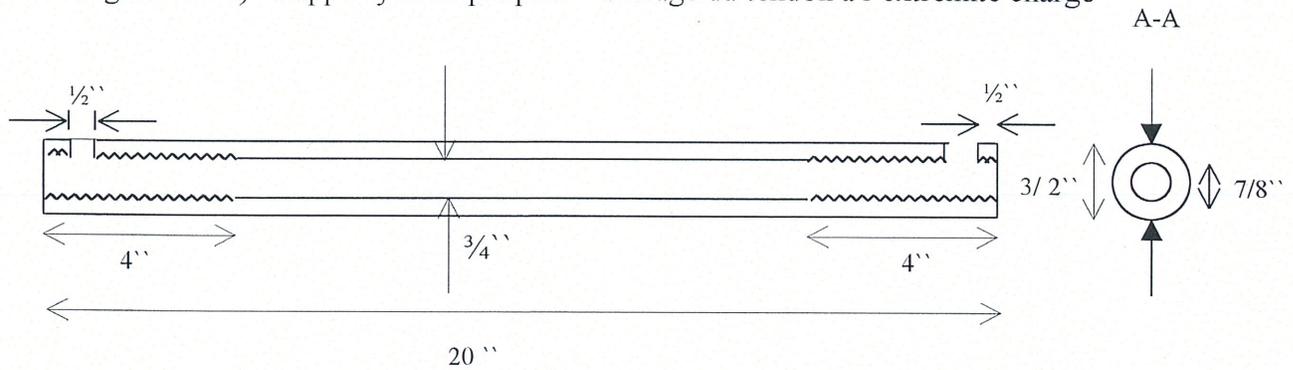
- Installation des têtes d'ancrages

Le fournisseur des tendons PRFC Leadline (Mitsubishi Kasei, Japon) a fourni au tout début des grippes coniques d'une longueur de 127 mm (5 ") "wedge anchors". Cependant lors de la mise en précontrainte, ces derniers ont entraîné une rupture des tendons à l'endroit des grippes par cisaillement transversal. Il a été décidé alors de concevoir des grippes cylindriques adhérents aux tendons à l'aide d'un mélange proportionné de résine et de sable. Des grippes cylindriques d'une longueur de 300mm de longueur et de 22.2 mm (7/8 ") de diamètre ont été conçus à cet effet. Cependant cette longueur s'est avérée insuffisante. Des grippes de 500 mm de longueur (figure 4.7 a) et b)), ont été conçues et le tensionnement des tendons a été réalisé avec succès. Des tiges filetées de 22.2 mm (7/8") de 12.7 mm (1/2 ") et de 50.8 mm (2"), ayant un trou de 8mm de longueur ont été fixées à l'extrémité des grips cylindriques pour fermer les grips et permettre de couler la résine.



Coupe A-A

Figure 4.7 a) Grippe cylindrique pour l'ancrage du tendon à l'extrémité chargé



Coupe A-A

Figure 4.7 b) Grippe cylindrique pour l'ancrage du tendon à l'extrémité non chargée

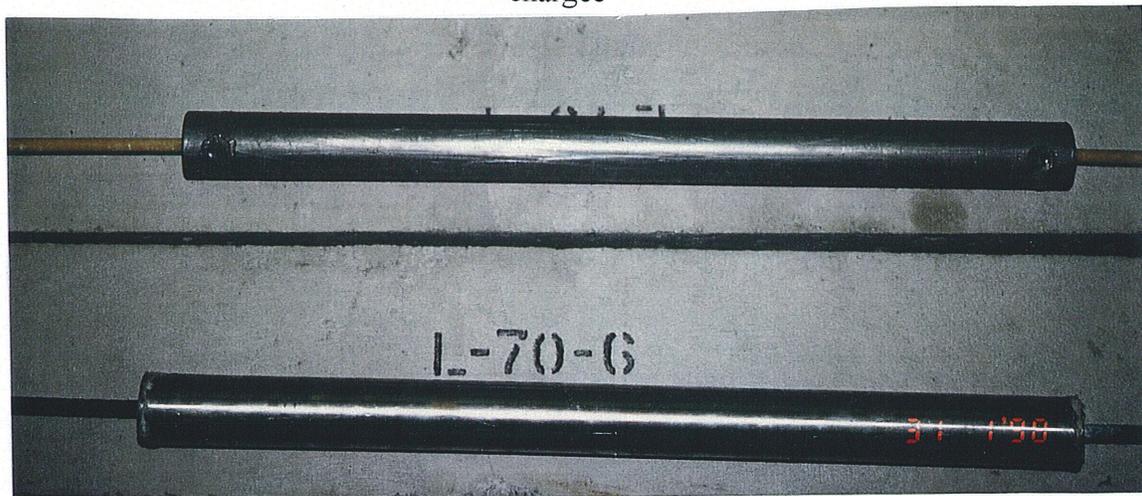


Figure 4.8 Vue des gripes cylindriques enlevés du montage après la relâche

La résine utilisée est un mélange de résine, durcisseur et de sable avec les proportions (5 :1 :5).

La surface intérieure des grippes cylindriques a été filetée pour assurer une bonne adhérence avec la résine. Avant de couler la résine à l'intérieur des grippes, ces derniers ont été nettoyés à l'eau et à l'air comprimé pour enlever tout résidu ou graisse.

- Calibrage des cellules de charge :

Les cellules de charge sont de type Sensotec modèle GM d'une capacité de 50000 lbs, avec un conditionneur – indicateur de signal, les cellules de charge sont ainsi reliées à un voltmètre et un potentiomètre permettant de réaliser des lectures en unité Kips.

Le voltmètre et le potentiomètre ont été calibrés d'après les indications du constructeur, ensuite les cellules de charges ont été vérifiées à l'aide d'une presse de type " Riehle Testing Machine"

Pré - Tensionnement des tendons

Trois jours de mûrissement ont été consacrés à la résine pour assurer une résistance suffisante. Une longue tige filetée de 22.2 mm (7/8") de diamètre reliée au grappe cylindrique de l'extrémité des cellules de charge, traverse la colonne métallique ancrée au sol a été reliée à la cellule de charge pour faire le suivi de la force de précontrainte. La précontrainte est alors réalisée pour trois poutres dans un même lit à l'aide de vérins hydrauliques actionnés par une pompe électrique. Les vérins à l'aide d'un contact adéquat poussent sur les grippes solidaires aux tendons. Les grippes de l'autre extrémité étant bloquées par les colonnes métalliques. Ensuite la précontrainte est maintenue à l'aide d'écrous serrant les tiges filetées. (voir figure 4.9)

Les forces de précontrainte obtenues par trois poutres lors de la mise en tension sont de 68.95 KN (54.1%), 68.95KN (54.1%), 65.46 KN (51.4%) et 73.84 KN (57.9%).

Coulage du béton

Un béton de classe MTO (Ministère de Transport de l'Ontario) a été commandé à un fournisseur local, les propriétés sont montrées dans le tableau 4.1.

TABLEAU 4.1 Propriétés du béton classe MTO (tel que spécifié par le fournisseur)

Classe	f'_{c28}	Affaissement	E/C	Φ_{max}	
MTO	30Mpa	60-100mm	0.44	13mm	
Ciment	Agg fins	Agg grossiers	Eau	A.E.A	W.R.A/ciment
385Kg	700 Kg/m ³	1050 Kg/m ³	168 l/m ³	5.5-8.5%	230ml/100kg

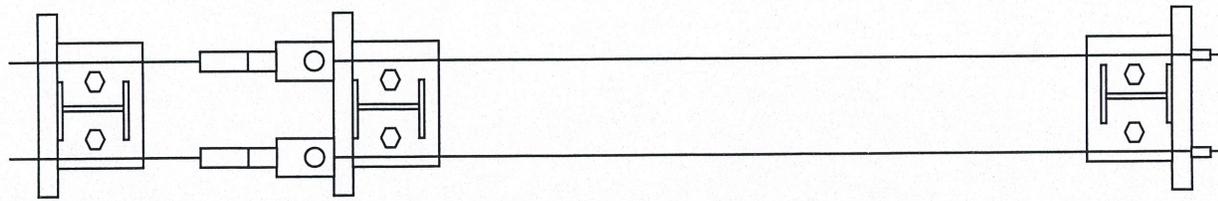
Les essais de résistance à la compression à la relâche (3 jours) et à 28 jours, détermination du pourcentage d'air entraîné et d'affaissement du cône d'Abrams ont donné les résultats suivants :

$$f'_{c3j} = 24.9 \text{ Mpa}$$

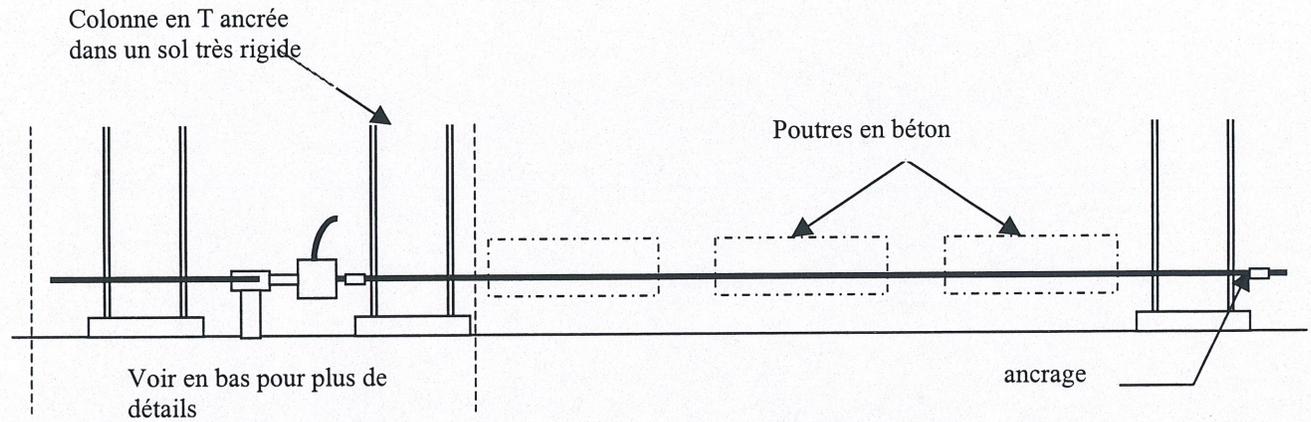
$$f'_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\% \text{ Air} = 90 \text{ mm}$$

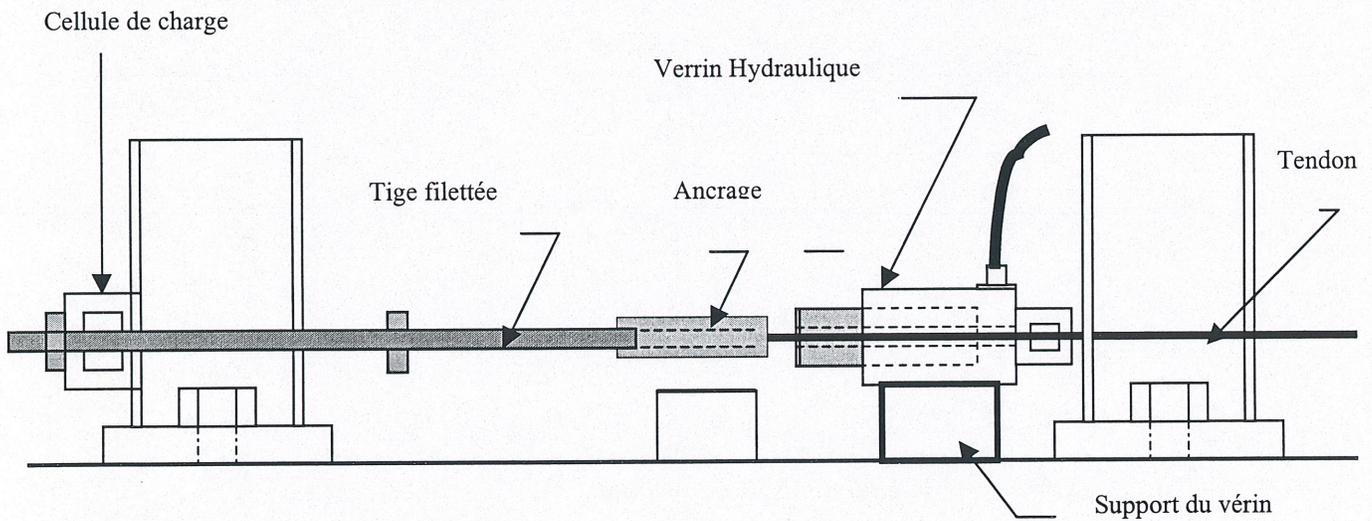
$$\text{Affaissement} = 6.5\%$$



Plan du lit de précontrainte



Élévation du lit de précontrainte



Élévation de l'extrémité chargée

Figure 4.9 : Schéma général du mécanisme de précontrainte

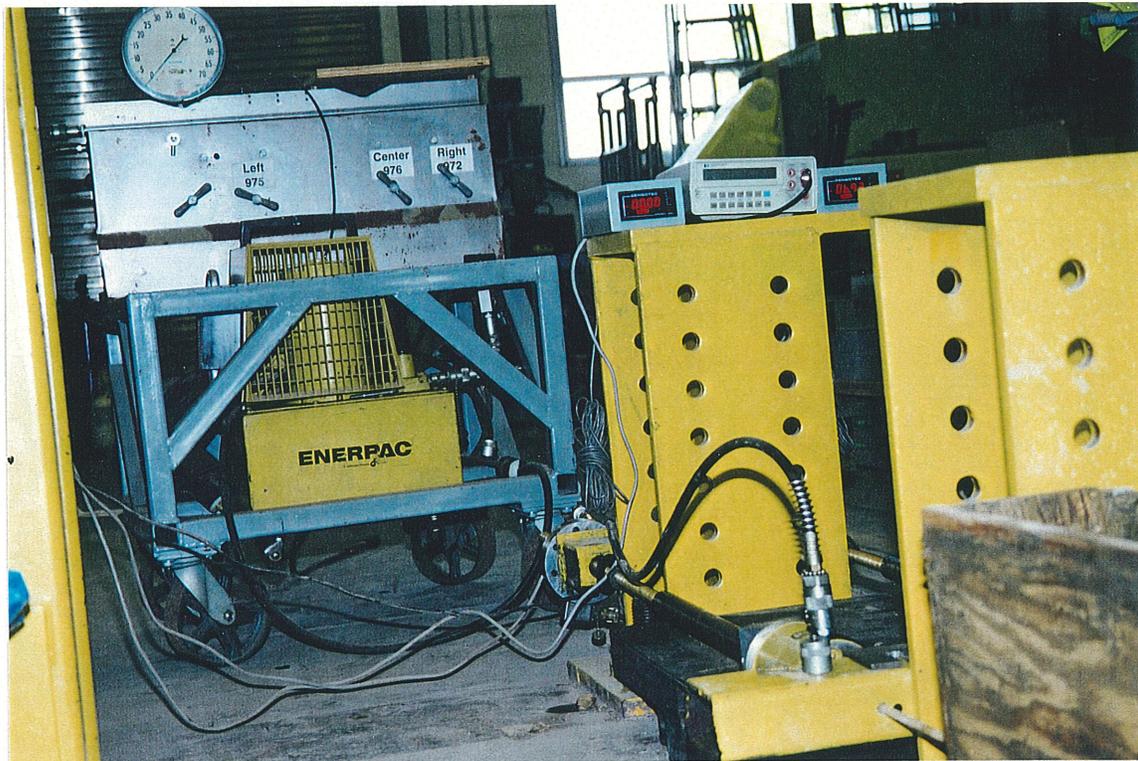


Figure 4.10 Vue du montage lors de la mise en précontrainte par une pompe électrique de type ENERPAC



Figure 4.11 Vue de l'extrémité chargée du lit de précontrainte



Figure 4.12 Vue de l'extrémité non chargée du lit de précontrainte

4.4.5 Conditionnement des poutre

Essai de cycle thermique

Les poutres conditionnées ont été chauffées à partir de la température de 20°C à l'aide d'une boîte fabriquée à cet effet.

La boîte est isolée à l'aide de deux couches de polystyrène. Le chauffage a été effectué à l'aide de 4 lampes de puissance 200W chacune, disposées dans les deux faces de la poutre formant un circuit électrique fermé avec un thermostat pour réguler la température à l'intérieur des enceintes thermiques à 60°C (figure 4.13). Un seul cycle thermique a été estimé suffisant pour provoquer une éventuelle fissuration à l'interface du béton/ tendon.

Essais de cycles de gel/ dégel

Après le cycle thermique, les poutres ont été transportées dans une chambre froide pour subir des cycles de gel/ dégel de -15°C/ 20°C.

Des essais pilotes sur la chambre froide ont été effectués pour déterminer le temps nécessaire aux poutres pour atteindre la température de gel à -15°C et le temps nécessaire au dégel des poutres. Les cycles de gel/ dégel ont été effectués au début manuellement, ensuite des relais ont été installés et reliés au thermostat et au circuit électrique de la chambre froide pour réaliser les cycles automatiquement sans avoir besoin d'opérateur.

Les poutres ont été sujettes à 100 cycles de gel/ dégel pour réaliser des conditions très défavorables.

L'objectif des cycles de gel/ dégel est de créer un effet de fatigue pour accentuer une éventuelle fissuration due au gradient thermique positif, et de créer une éventuelle déshadérence des tendons à l'interface due à la contraction différentielle entre les tendons composites et le béton.

Ainsi le cycle thermique combiné aux cycles de gel/ dégel permettrait de simuler le climat canadien caractérisé par des gradients thermiques très élevés.

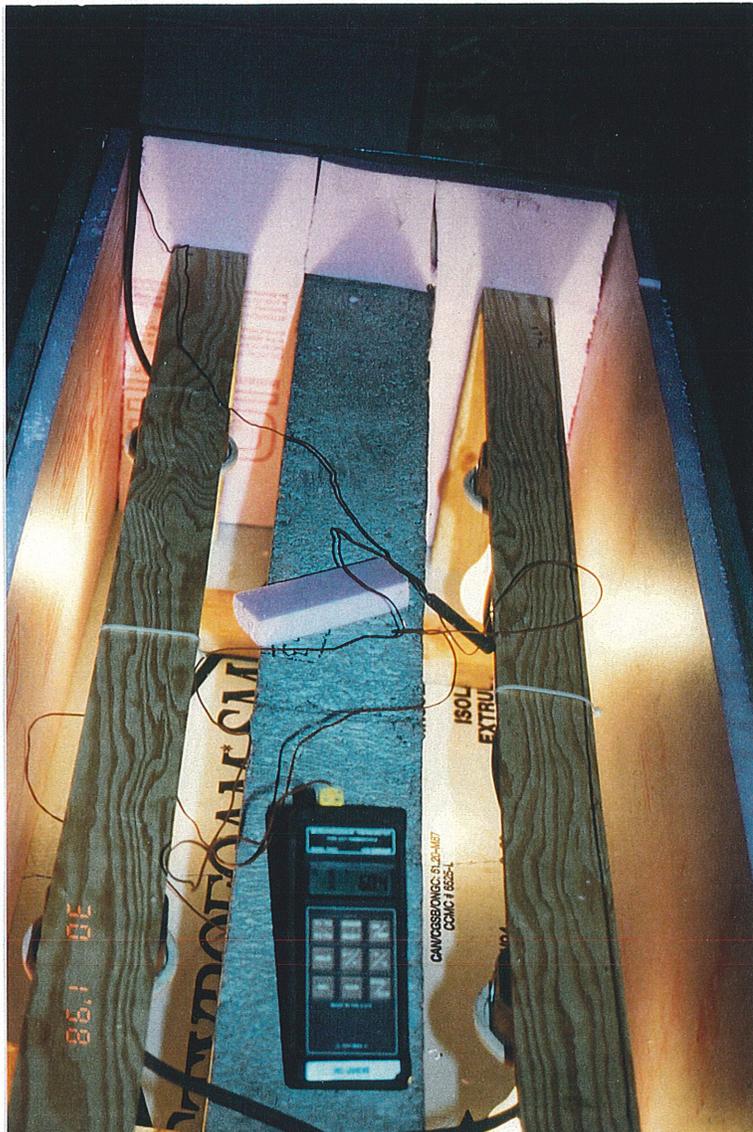


Figure 4.13 Chauffage de la poutre dans une enceinte isolée à l'aide lampes puissantes (200W)



Figure 4.14 Vue des poutres dans la chambre environnemental permettant aux poutres de subir des cycles de gel/ dégel.

4.4.6 Essai de flexion des poutres

L'essai de flexion des poutres a été réalisé à l'aide d'une presse MTS reliée à un système d'acquisition de données. Le chargement a été effectué d'une manière monotone jusqu'à la rupture, le taux de chargement a été fixé à 2.5 KN/ min. La déflexion a été instrumentée moyennant un LVDT placé à la base et au milieu de la poutre. La figure 4.15 montre une vue générale du set-up de l'essai de flexion, et la figure 4.16 montre une vue d'une poutre prête à l'essai.

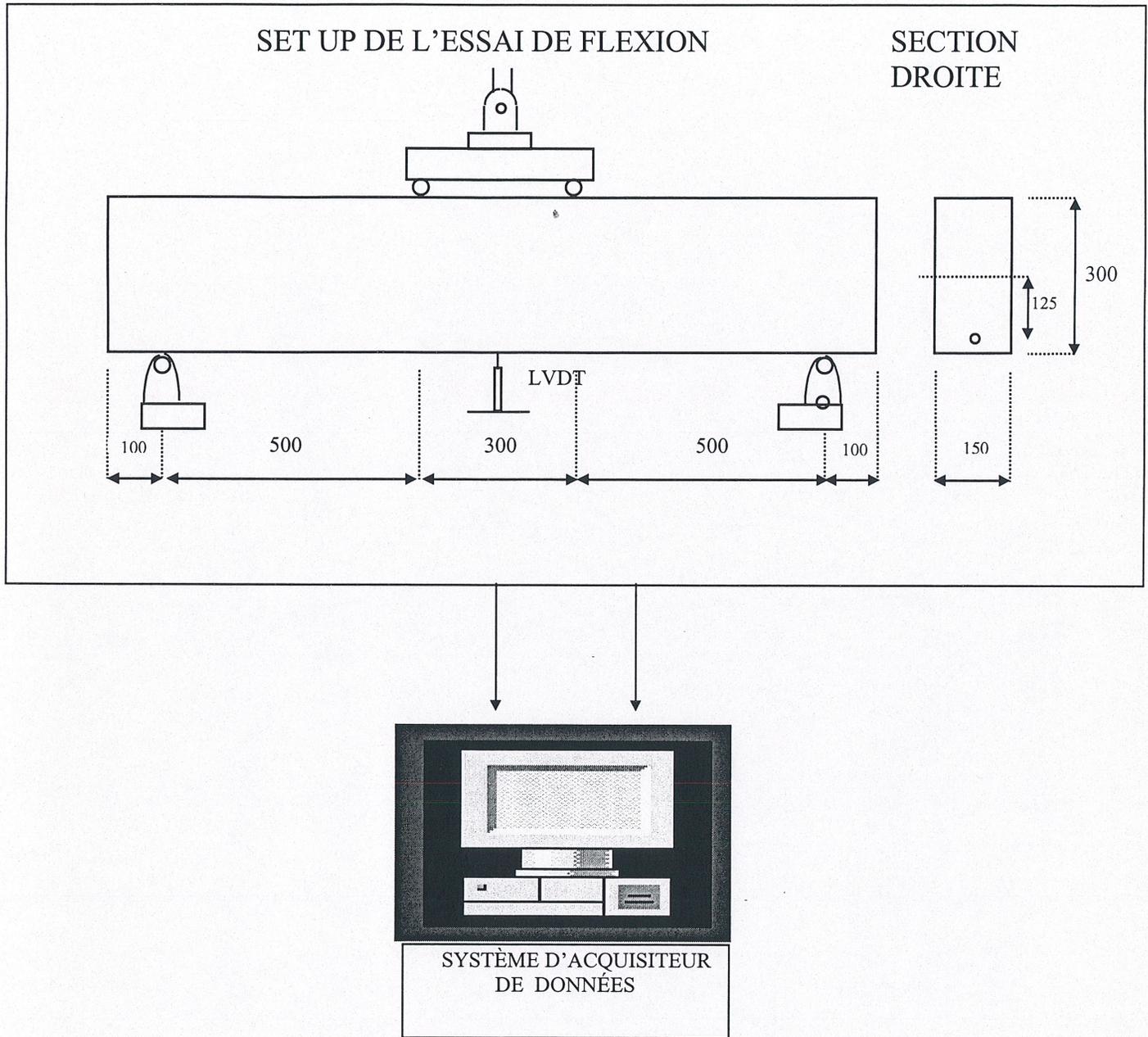


Figure 4.15 Set- up de l'essai de flexion

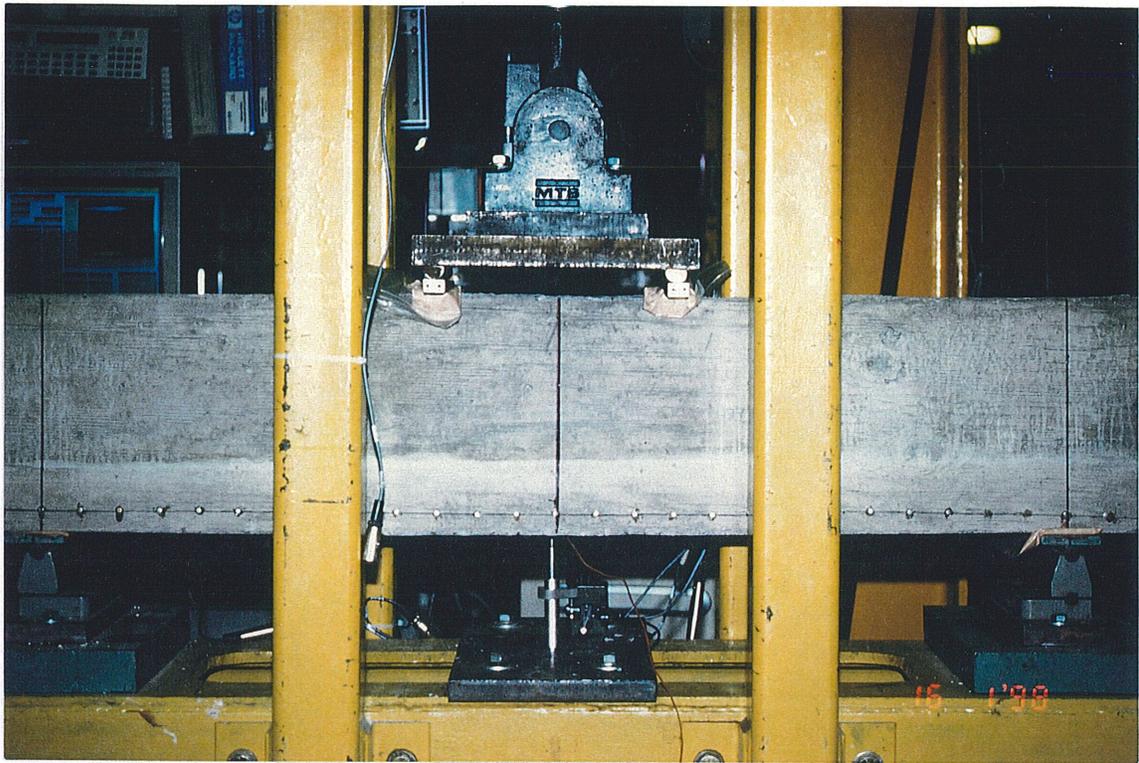


Figure 4.16 Vue d'une poutre simplement supportée prête à l'essai

4.5 Procédures d'essais de durabilité à l'expansion thermique sur des poutres armées de PRFV

4.5.1 Objectif

Les essais de durabilité dans cette partie consistent à faire subir des cycles thermiques de 20/ 60°C répétés pour étudier l'effet de l'expansion thermique et son action répétée. Les cycles ont été fixés à 6 cycles de température. Des essais de flexion ont été menés sur les poutres conditionnées (PC-1 et PC-2) ainsi que sur des poutres témoins (PT-1 et PT-2) pour vérifier s'il y'a une éventuelle chute de résistance due à une dégradation de l'adhérence par l'expansion thermique

4.5.2 Design des poutres

a) **Dimensions des poutres et renforcements**

Les dimensions des poutres ont été fixées à 1800*130*180 mm (figure 4.17). L'essai de flexion des poutres est effectué avec deux charges concentrées espacées de 500 mm situées au milieu de la poutre. Les poutres sont armées en tension avec deux armatures PRFV (diamètre = 9.5 mm) de type *HUGHES BROTHERS*, de deux armatures en acier de compression (diamètre= 6 mm), et d'étriers en acier (diamètre = 6 mm).

b) **Résistance des poutres armées de PRFV**

Le calcul théorique basé sur la norme canadienne fournit une charge de fissuration de $P_{fiss} = 11.2$ KN, tandis que le mode de rupture théorique est un mode de rupture par tension des armatures de traction. Les poutres ont un rapport de renforcement légèrement inférieur au rapport de renforcement balancé. La charge à la rupture calculée est de 60.0 KN.

4.5.3 Matériaux utilisés :

a) **Armatures :**

Deux armatures de compression en acier (diamètre = 6 mm) sont utilisées, ainsi que des étriers (diamètre = 6 mm), espacées de 80 mm.

Deux armatures PRFV pour le renforcement (diamètre= 9.5 mm) en tension ont été utilisées, leurs propriétés données par le constructeur sont :

$$F_u = 900 \text{ Mpa}$$

$$E = 40.8 \text{ Gpa}$$

$$\varepsilon_u = 0.02$$

Tandis que les essais réalisés sur quatre échantillons des barres PRFV *HUGHES BROTHERS* 9.5mm ont donné les résultats expérimentaux suivants :

$$F_u = 760.1 \text{ Mpa}$$

$$E = 50.41 \text{ Gpa}$$

$$\varepsilon_u = 0.015$$

b) Béton :

Le béton utilisé est un béton normal ayant les proportions suivantes :

$E/C = 0.5$; Eau = 160 Kg/ m³ ; Ciment = 355 Kg/ m³ ; Sable = 790 Kg/ m³
et agrégats = 1060 m³ respectivement.

La résistance à la compression à 28 jours a été testée et a révélé une résistance moyenne de 52.77 Mpa.

4.5.4 Essais de cycles thermiques :

Des boîtes chauffantes en bois bien isolées similaires à celles utilisées pour le chauffage des poutres en béton précontraint par les PRFC tels décrits dans la section 4.4 ont été fabriquées à l'université de Sherbrooke.

Les poutres ont subi des cycles thermiques de 20/ 60°C selon le taux tracé dans la figure 4.17

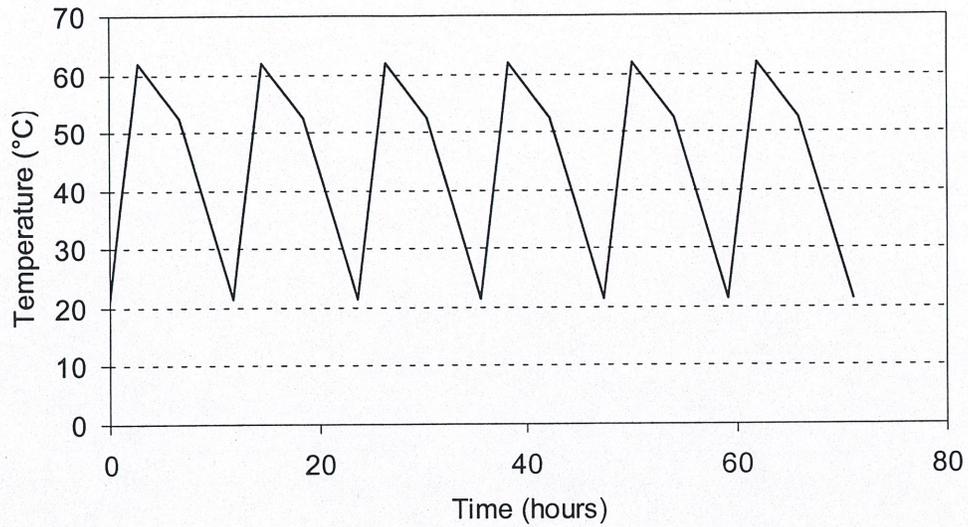


Figure 4.17 Taux d'échauffement des poutres armées de PRFV

4.5.5 Essai de flexion des poutres :

L'essai de flexion des poutres a été réalisé à l'aide d'une presse BALDWIN, reliée à un acquiiseur de données de type DORIC. La déflexion a été instrumentée moyennant un LVDT au centre placé à la base de la poutre. Les deux barres PRFV ont été instrumentées à l'aide de jauges de déformation. Juste après l'apparition de la première et de la deuxième fissure leurs largeurs ont été instrumentées en installant un LVDT de part et d'autre de la fissure.

FLEXURAL TEST SET UP

CROSS SECTION

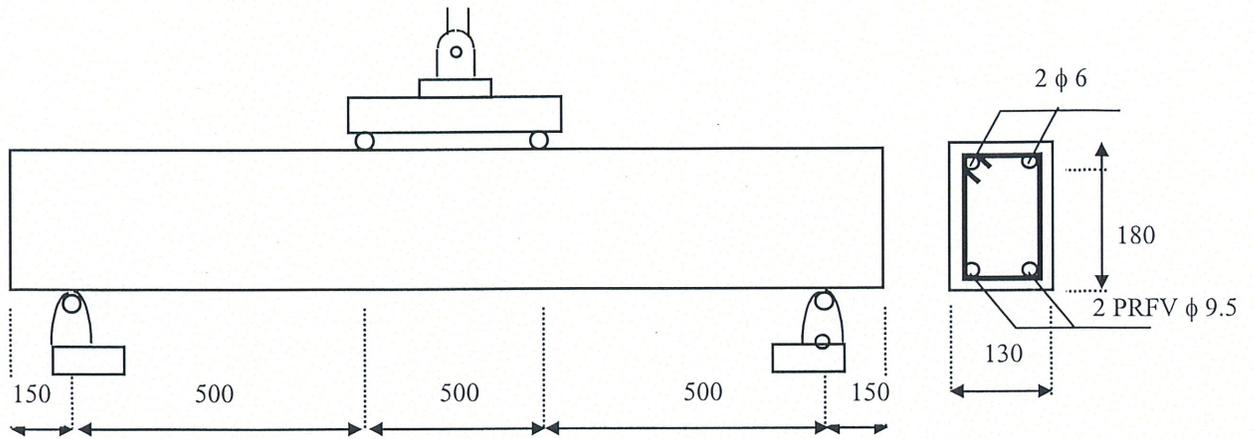


Figure 4.18 Vue du set up de l'essai de flexion des poutres armées de PRFV

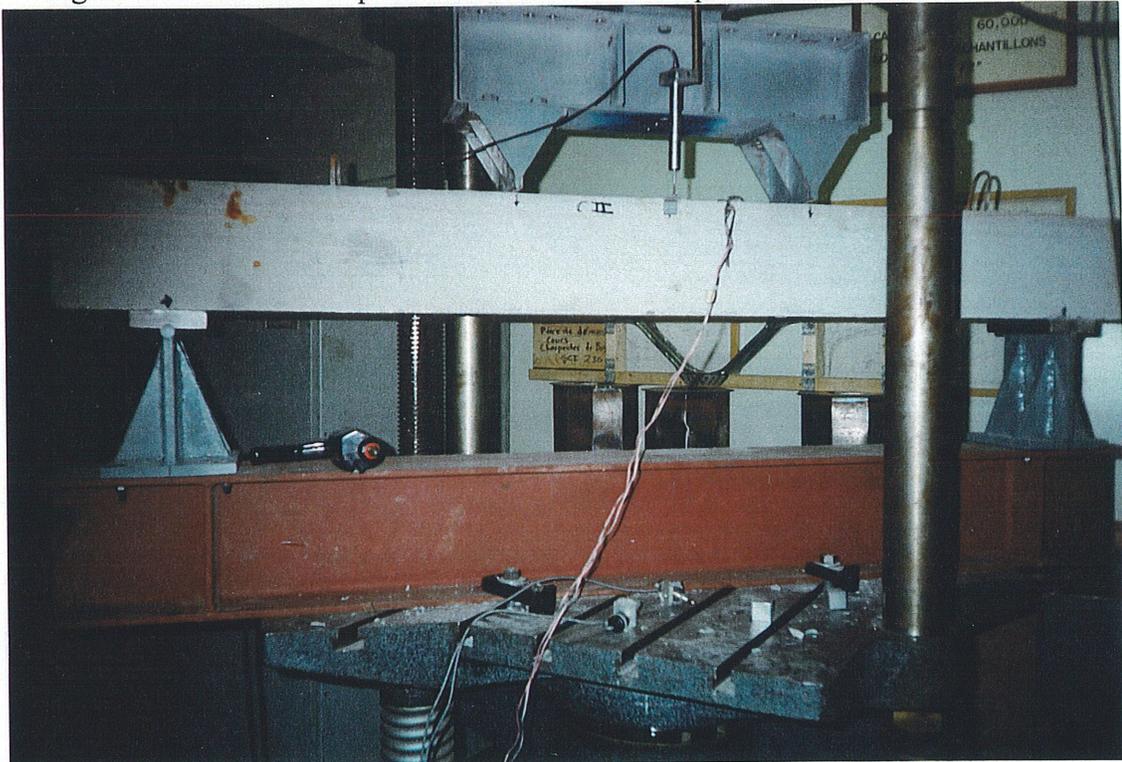


Figure 4.19 Poutre armée de PRFV prête à être testée

5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS OBTENUS

5.1 Introduction :

Le présent chapitre décrit les remarques pertinentes relevées lors du déroulement des essais.

Nous étudierons les résultats des essais suivants :

1. Essai de détermination des coefficients d'expansion thermique.
2. Analyse de l'interface après l'expansion thermique des tiges composites moyennant le microscope optique.
3. Étude des longueurs de transfert des poutres précontraintes par un tendon PRFC .
4. Essai de flexion sur des poutres en béton précontraint par un tendon PRFC pour étudier l'effet d'un cycle thermique et des cycles de gel/ dégel sur l'adhérence.
5. Essai de flexion sur des poutres en béton armé par des barres PRFV pour étudier l'effet des cycles thermiques sur l'adhérence.

5.2 Essais de mesures du coefficient d'expansion thermique :

Grâce à une analyse thermomécanique, on peut tracer la variation de la dimension (diamètre) par rapport à la température, le CET est supposé constant dans une plage de température d'intervalle 20°C et est déduit comme étant la pente de la section de la courbe dans la même plage de température. Les Figures 5.1, 5.2 et 5.3 tracent les valeurs des CET transversaux des PRFC *LEADLINE*, PRFV *ISOROD* et PRFA *ARAPREE*.

5.2.1 Tendon PRFC *LEADLINE*

Les résultats du CET transversal de la tige PRFC *LEADLINE* par plage de température sont présentés au Tableau 5.1.

TABLEAU 5.1 Résultats des mesures de CET transversaux de *LEADLINE*

Températures(°C)	-50,-30	-30, -10	-10,10	10,30	30,50
$\alpha_t(10^{-6})$	22,66	24,24	25,59	25,71	31,5

5.2.2 Barre PRFV ISOROD

Les résultats du CET transversal de la tige PRFV *ISOROD* par plage de température sont présentés au Tableau 5.2

TABLEAU 5.2 Résultats des mesures de CET transversaux d'*ISOROD*

Températures(°C)	-50,-30	-30, -10	-10,10	10,30	30,50
$\alpha_t(10^{-6})$	34,97	38,67	42,58	46,8	77,64

5.2.3 Tendon PRFA ARAPREE

Les résultats du CET transversal de la tige PRFA *ARAPREE* par plage de température sont présentés au Tableau 5.3

TABLEAU 5.3. Résultats des mesures de CET transversaux d'*ARAPREE*

Températures(°C)	-50,-30	-30, -10	-10,10	10,30	30,50
$\alpha_t(10^{-6})$	62,33	64,95	65,83	67,54	70,91

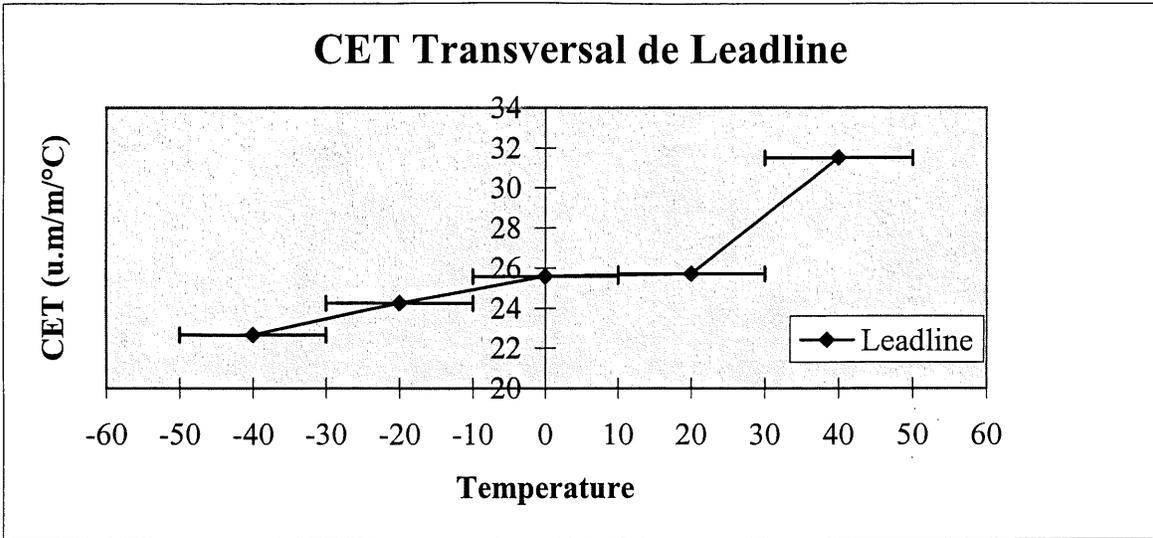


Figure 5.1 CET transversal de la tige PRFC *LEADLINE* v.s. Température

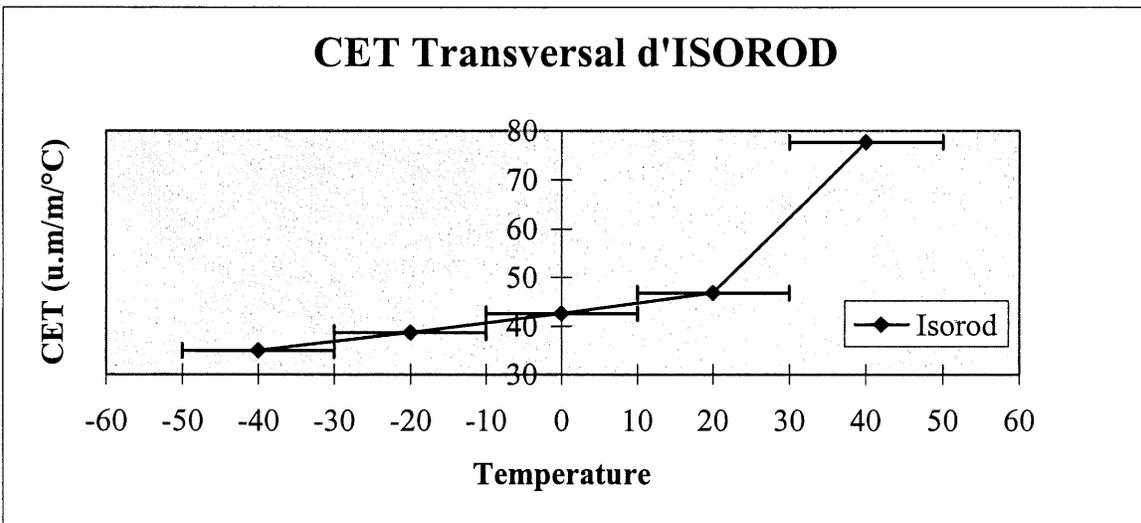


Figure 5.2 CET transversal de la tige PRFV *ISOROD* v.s. Température

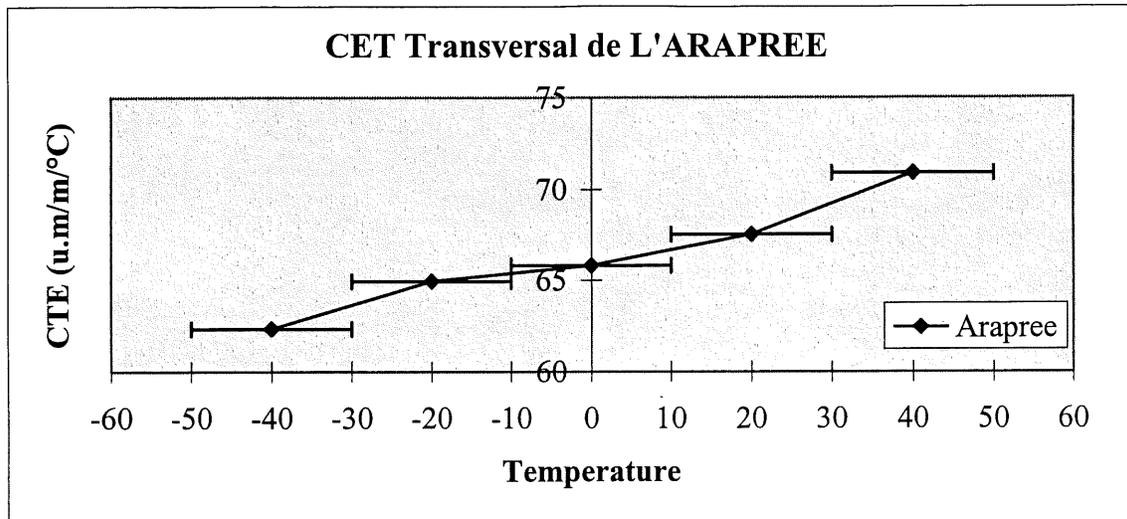


Figure 5.3 CET transversal de la tige PRFA ARAPREE v.s. Température

Les différentes figures montrent en général une augmentation du CET transversal avec la température. Cette augmentation est souvent notable et très apparente pour la plage de température ultime (30,50) °C. Ceci peut être dû à l'approche de la température de transition vitreuse T_g . L'augmentation a été apparente surtout pour la tige PRFV *ISOROD*, notons que la tige *ISOROD* a comme liant une résine polyester qui a un CET parmi les plus élevés et une température de distorsion à la chaleur de 62°C (paragraphe 2.1.3). Ces résultats montrent clairement la dépendance de l'expansion thermique de la température. Ce résultat n'est pas surprenant puisque l'on sait que le CET transversal des composites unidirectionnels est fortement dépendant du CET de la résine qui à son tour augmentera avec la température [HANCOX ET MAYER, 1994].

Notons aussi que le CET transversal des armatures PRF peut être de 7 fois supérieur à celui du béton ($\alpha_{\text{béton}} \approx 10^{-6} / ^\circ\text{C}$).

5.3 Analyse microscopique

5.3.1 Étude des fissures radiales

En utilisant des facteurs d'agrandissement de 60. On a observé cette fois des fissures minuscules sur la pâte de ciment entourant l'armature PRF. Pour les échantillons renforcés par des armatures circulaires, les fissures radiales étaient perpendiculaires au périmètre de l'armature (figures 5.5-5.8). Ceci signifie que les contraintes tangentielles de tension engendrées par l'expansion thermique différentielle de l'armature ont dépassé la résistance à la traction de la pâte de ciment entourant l'armature. Par ailleurs, il a été relevé que les fissures étaient stoppées par les agrégats qui se trouvaient sur leur chemin (figure 5.4). Tandis que pour les échantillons ayant un renforcement de section rectangulaire prélevés des grillages *NEFMAC-C* et *NEFMAC-H*, seul des fissures initiées à partir du coin de l'armature rectangulaire ont été vues. À cause de la forme rectangulaire de l'armature, des concentrations de contraintes ont lieu au coin de l'armature, ce qui a créé des contraintes beaucoup plus élevées aux coins de l'armature dues à la pression engendrée par l'expansion des armatures rectangulaires. Ceci justifie les fissures seulement présentes aux coins des armatures.

5.3.2 Étude de l'état d'altération du contact à l'interface Béton/ Armature PRF

Les observations faites sur chaque échantillon sont assez différentes dépendamment du type de l'armature, pendant que certaines ont montré une altération notable à l'interface, d'autres armatures ont subi très peu d'altération, il a été relevé que pour les échantillons qui ont montré une altération du contact à l'interface, cette altération n'a été visible qu'après le refroidissement et donc la contraction de la tige PRF, tandis qu'à l'état encore chaud, c'est à dire dilaté, l'altération n'a pas été visualisée par le microscope.

ISOROD 12.7 mm à surface externe sablée

Une altération de l'interface a été observée sur à peu près tout le périmètre. Une séparation à peu près de 15 μm à 20 μm est observée à l'interface. On peut expliquer cela par l'expansion transversale de l'armature PRF. Ceci causant une pression sur l'interface de béton entourant la tige PRF, principalement la zone de transition va créer une zone de plasticité due aux

caractéristiques très inférieures de la zone de transition. Ainsi après recouvrement de la forme initiale de l'armature avec un refroidissement, le vide ou la séparation entre la zone de transition et l'armature persiste.

ISOROD 12.7mm à surface externe sablée et enroulée hélicoïdale ment par des fibres

Les mêmes observations ont été faites pour l'échantillon renforcé par *ISOROD* 12.7mm enroulés hélicoïdalement. Une séparation moyenne de 14 μm a été observée sur à peu près tout le périmètre, ainsi l'enroulement hélicoïdal n'a pas apporté d'amélioration à l'effet de l'expansion thermique transversale. GENTRY et HUDAK en 1996, ont suggéré d'optimiser l'enroulement hélicoïdal autour des armatures PRF, vu que ce dernier permettait de restreindre l'expansion thermique.

ISOROD 19.1mm à surface externe sablée et enroulée hélicoïdalement par des fibres

Une altération de l'adhérence à l'interface plus notable en largeur de la séparation a été observée pour ce diamètre supérieur. Une séparation à peu près générale jusqu'à 30 μm a été observée. Il a été observé une séparation jusqu'à 40 μm entre le revêtement externe composé de fibres et de résine de la tige et la tige elle-même, ceci a été observé dans les échantillons témoins aussi, ceci peut être dû aux grains utilisés lors du polissage.

ARAPREE 10mm

Des fissures très minces de 2 μm ont été observées toujours dans la zone de transition mais souvent à une distance de la tige de 30 μm

LEADLINE 8mm:

L'interface ne semble avoir subi que peu d'altération, comparée aux autres armatures, en tout cas pour le degré utilisé pour le microscope optique, ceci peut s'expliquer étant dû à ce que *LEADLINE* a un coefficient d'expansion thermique transversal le moins élevé.

C-BAR 12mm :

Des fissures tangentielles assez rares sont sur le périmètre, à peine visible.

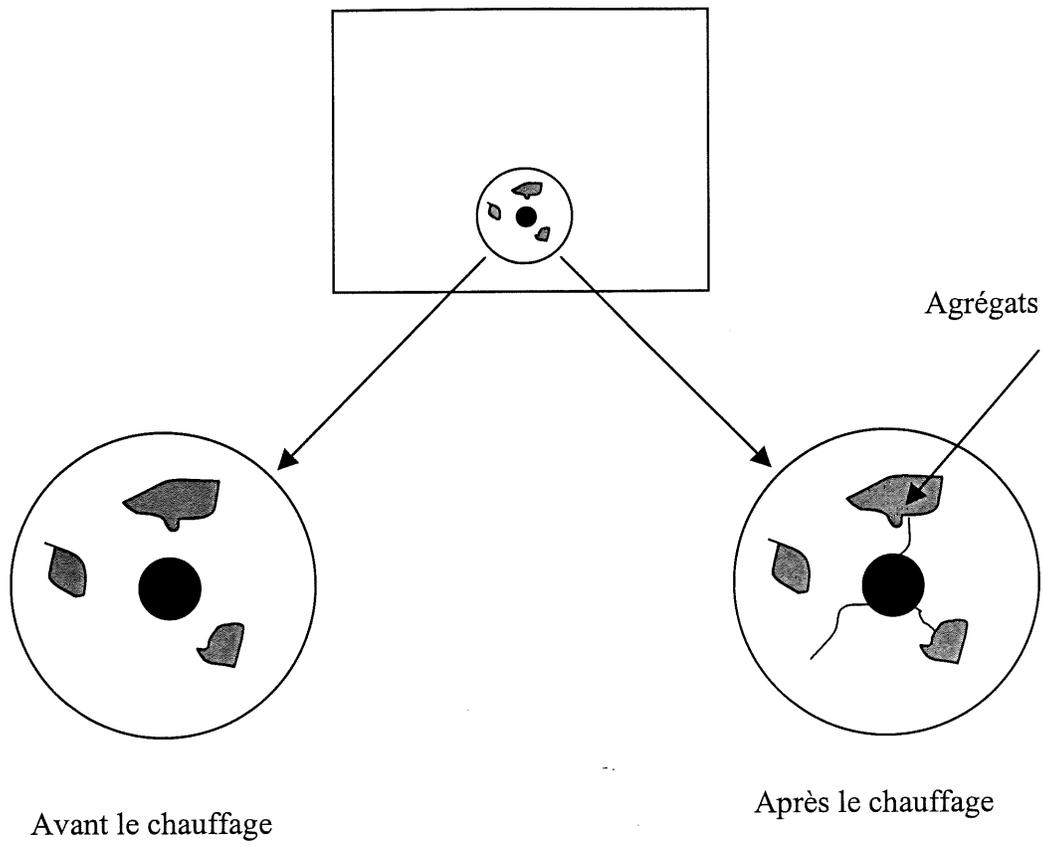


Figure 5.4 Représentation schématique d'une coupe du prisme de béton avant et après le chauffage

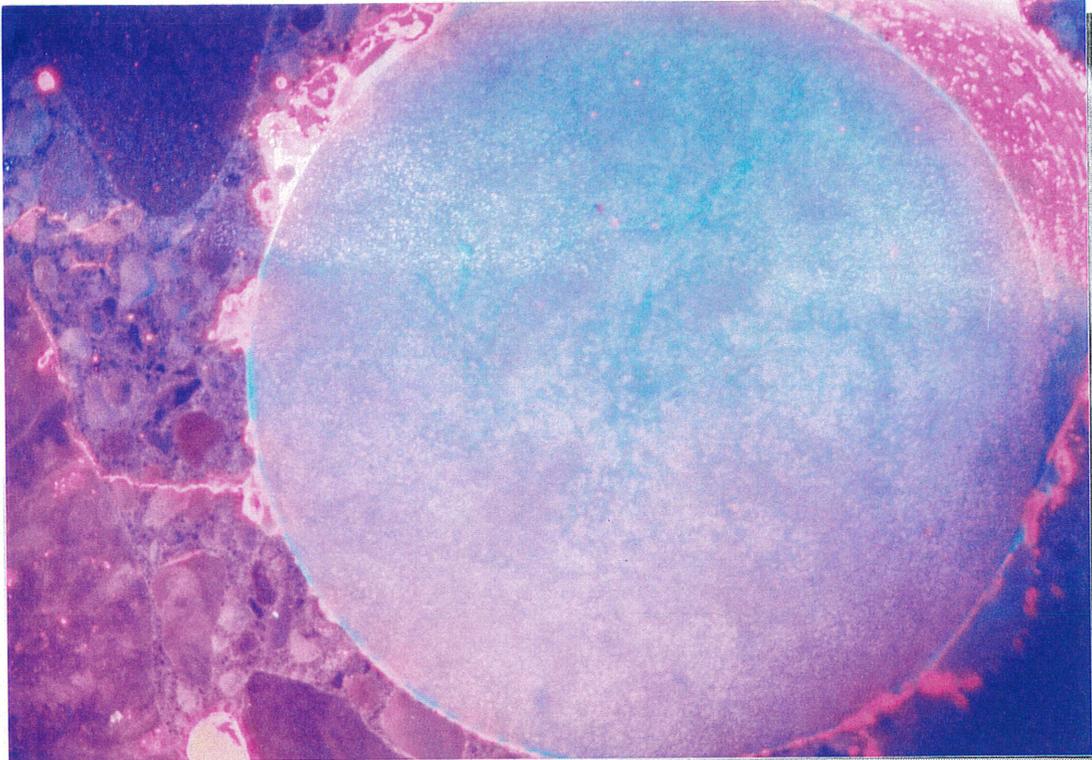


Figure 5.5 Fissure radiale à la tige PRFV *ISOROD*

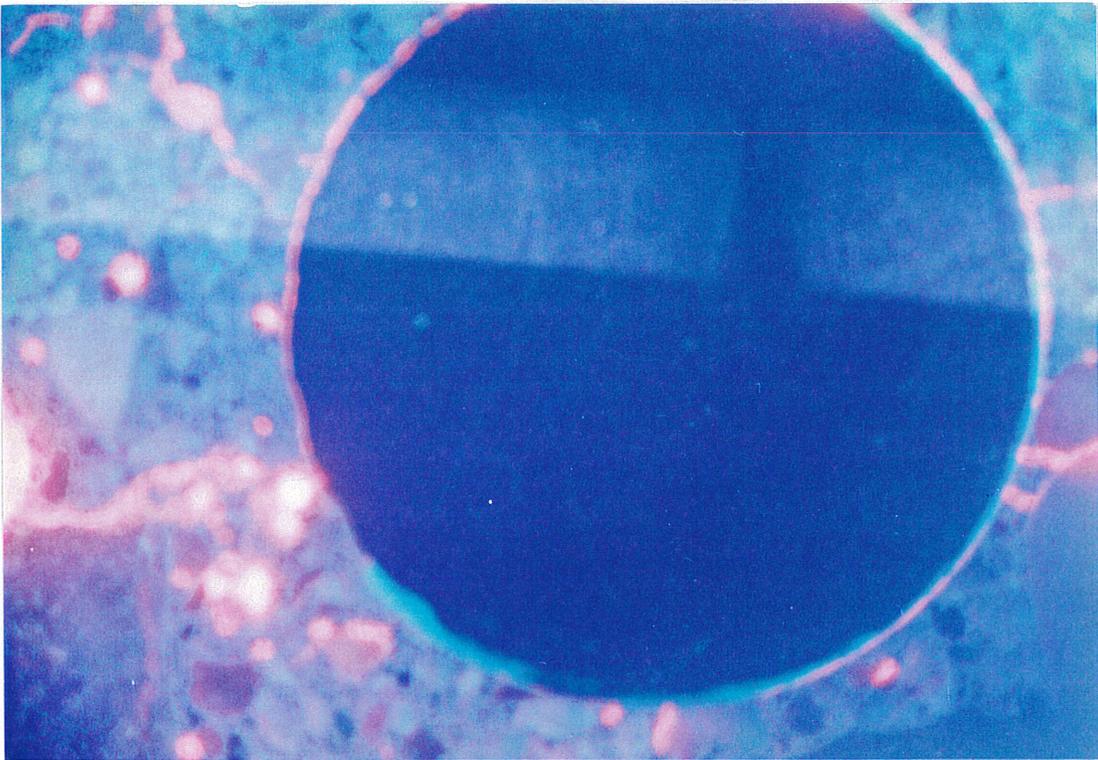


Figure 5.6 Fissures radiales à la tige PRFC *LEADLINE*

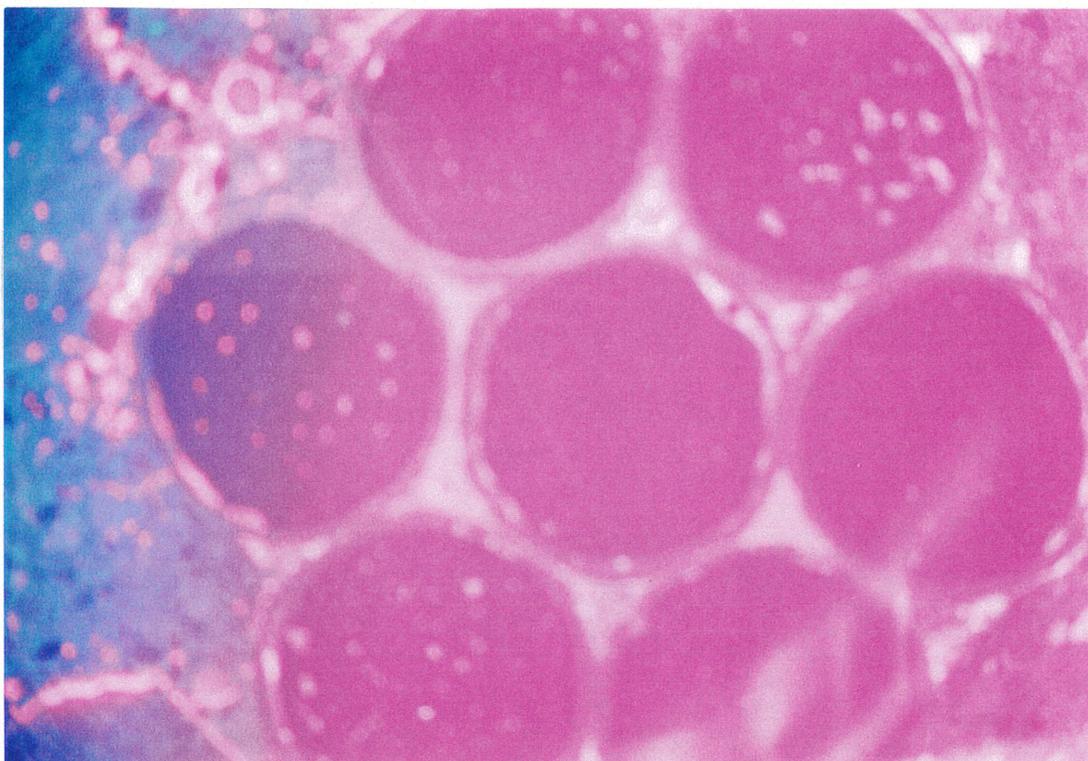


Figure 5.7 Fissures radiales au tendon CFCC

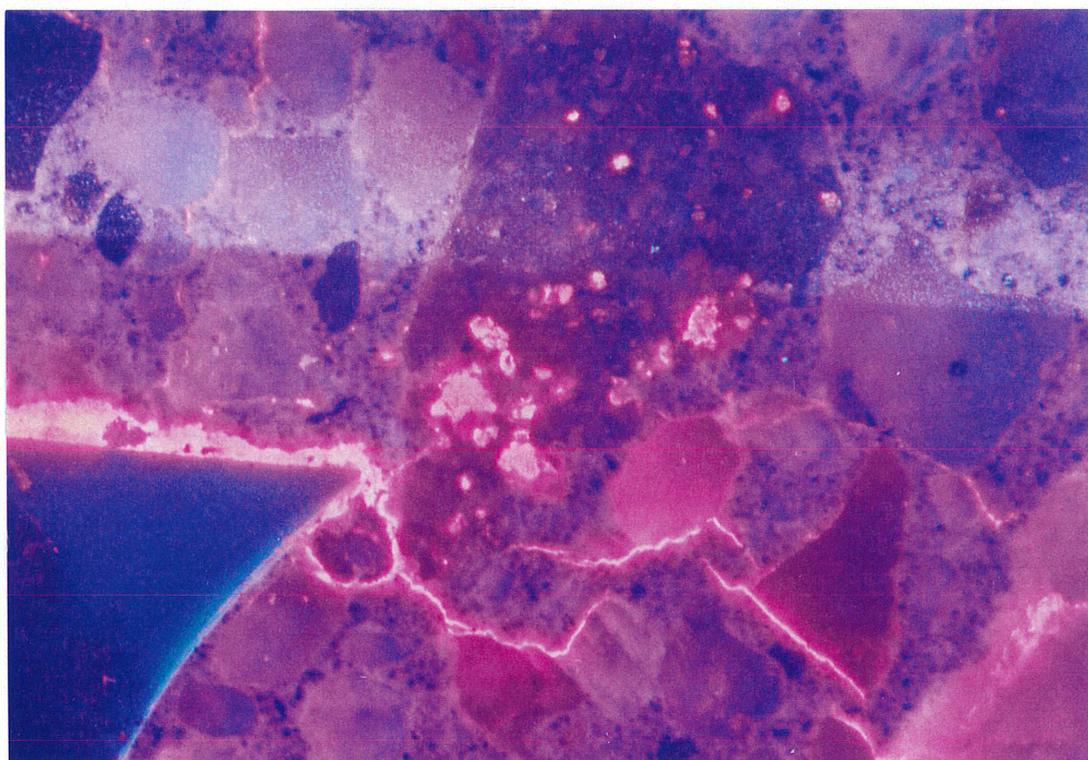


Figure 5.8 Fissure dans le coin de la barre rectangulaire *NEFMAC-C*

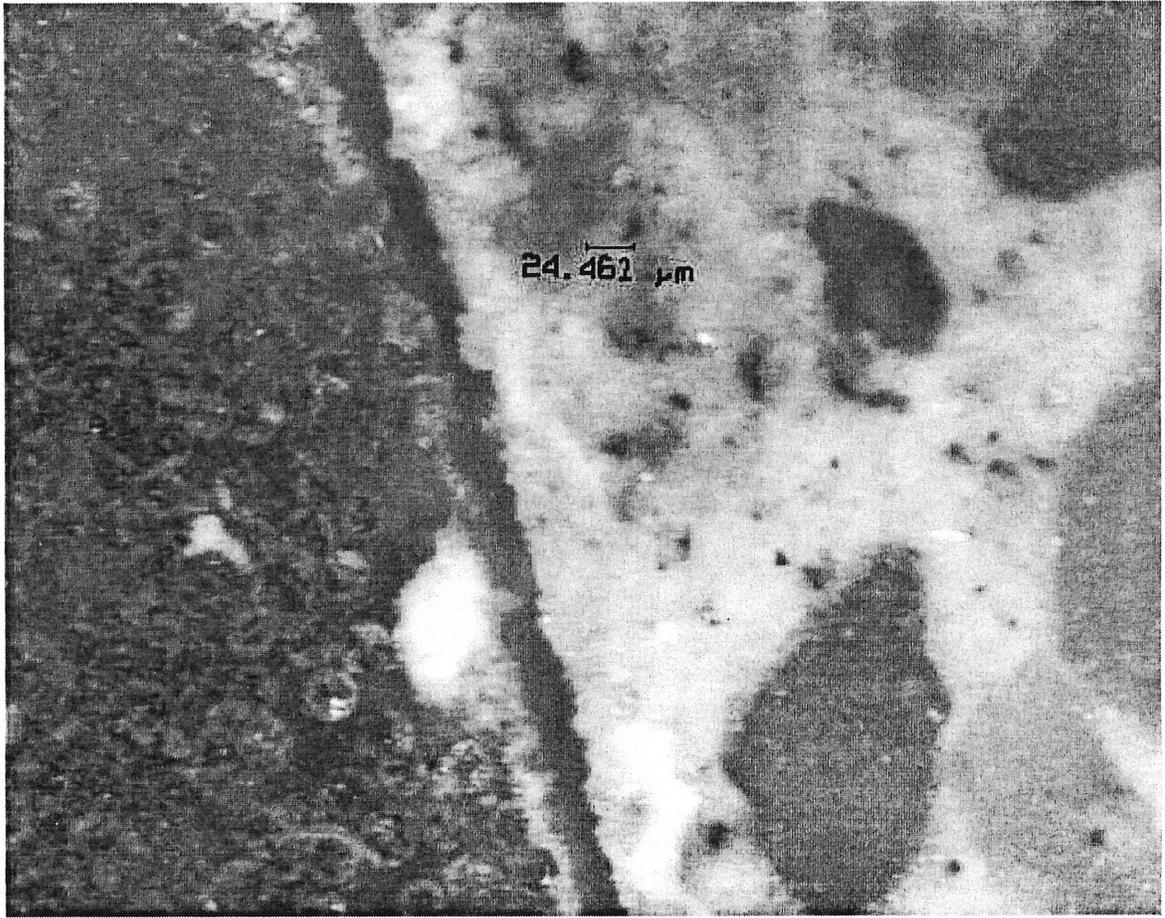


Figure 5.9 Séparation entre la barre PRFV 19.1mm *ISOROD* et le béton

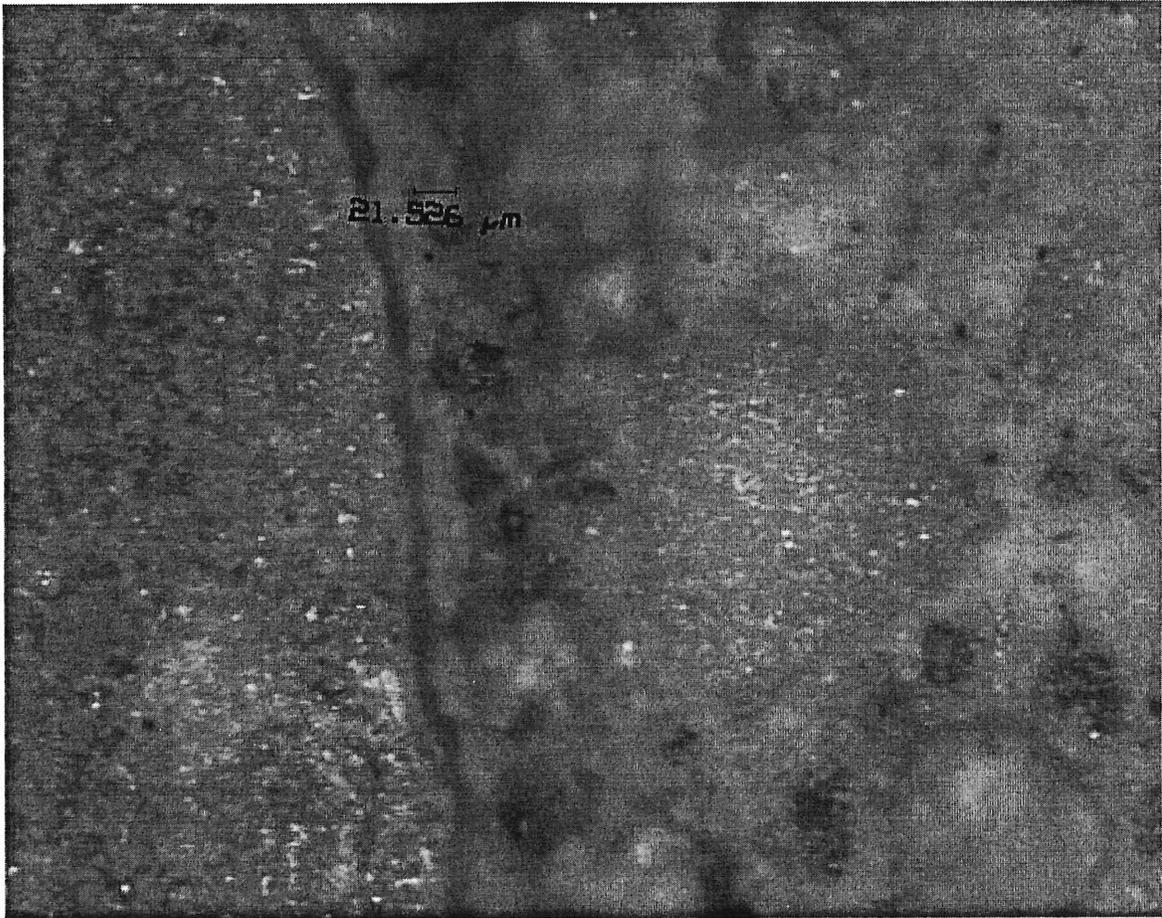


Figure 5.10 Séparation entre la barre PRFV *ISOROD* 12.4mm et le tendon

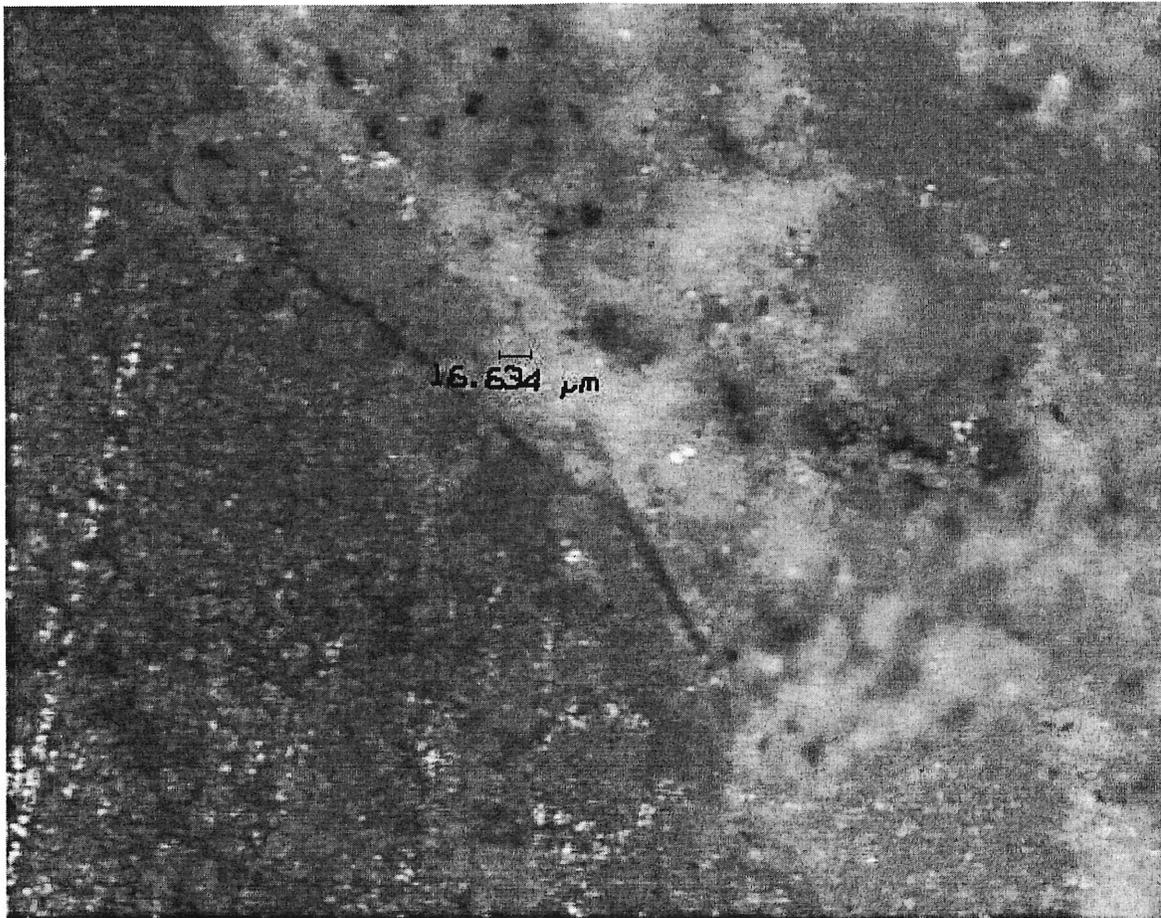


Figure 5.11 Séparation minimale entre la barre *ARAPREE* 10mm et le béton

5.4 Étude des longueurs de transfert des poutres précontraintes par des tendons

LEADLINE

Dans les profilés des déformations correspondant à la relâche, les valeurs des moyennes de déformations sont de $24,5 \cdot 10^{-5}$. Cependant, la déformation théorique lors du transfert au niveau de la fibre à la hauteur du tendon est évaluée à $19 \cdot 10^{-5}$ (voir annexe 2). La valeur expérimentale est ainsi plus élevée que la valeur théorique. Ceci est probablement dû au retrait à jeune âge, accentué par une cure à l'air (retrait endogène). Les déformations diffèrent d'une poutre à l'autre même dans le même lit de précontrainte. Ainsi, la déformation correspondant à la poutre PL3 qui se trouve à côté de l'extrémité chargée, diffère de celle de PLC-1 correspondant à la poutre centrale et de celle de PL4 qui se trouve du côté de l'extrémité non chargée, la même remarque s'applique à PLC2 par rapport à PL1 et PL2.

Dans les profilés de déformation correspondant à une poutre, le plateau de déformation lors de la transmission de la force de précontrainte idéalement constant connaît des variations plus ou moins importantes dépendamment des poutres, ceci peut- être dû à l'excentricité non parfaitement constante des tendons et qui aurait pu être légèrement faussée lors du coulage du béton.

Pour les diagrammes à long terme (3 mois à 6 mois), il a été constaté, en général, une augmentation importante des déformations. Aux extrémités des poutres, l'augmentation est due au retrait seulement (le niveau de contrainte aux extrémités étant faible), tandis qu'au centre des poutres (entre les zones de transfert) où la précontrainte est effective, l'augmentation, nettement plus importante, est due à la combinaison du fluage et au retrait ainsi qu'à la relaxation du tendon. Signalons que d'après les profilés des déformations établis à 3 mois et à 6 mois, la déformation ne semble pas augmenter après 3 mois.

5.4.1 Résultats des longueurs de transfert

Les Tableaux 5.4, 5.5 et 5.6 présentent les résultats de l'effet du temps, d'un cycle thermique $20^{\circ}\text{C} / 60^{\circ}\text{C}$ et de 100 cycles de gel/dégel respectivement. Ces tableaux fournissent deux longueurs de transfert (l_{t1} et l_{t2}) correspondant à deux extrémités de chaque poutre.

TABLEAU 5.4 Effet du temps sur la longueur de transfert

Poutre	Précontrainte(kN)	Condition	Lt1(mm)	Lt2(mm)
PL6	68,95	Relâche	325	525
		T=3mois	325	475
PL7	68,95	Relâche	475	525
		T=3mois	475	475
PL8	68,95	Relâche	375	475
		T=3mois	375	425
PLC-1	65,46	Relâche	375	425
		T=6 mois	375	425
PLC-2	73,84	Relâche	275	625
		T=6mois	325	625

TABLEAU 5.5 Effet d'un cycle de température 20°C/60°C sur la longueur de transfert

Poutre	Précontrainte(kN)	Condition	Lt1(mm)	Lt2(mm)
PL5	68,95	Relâche	375	425
		20°C /60°C	375	425
PL9	68,95	Relâche	275	625
		20°C /60°C	325	625
PL10	68,95	Relâche	325	525
		20°C /60°C	325	475

TABLEAU 5.6 Effet du temps, d'un cycle de température 20/60°C et de 100 cycles gel/dégel sur la longueur de transfert.

Poutre	Précontrainte(kN)	Condition	Lt1(mm)	Lt2(mm)
PL1	73,84	Relâche, temps	375	375
		20/60°C 100 gel/dégel	425	-
PL2	73,84	Relâche, temps	475	325
		20/60°C 100 gel/dégel	-	425
PL6	68,95	Relâche, temps	325	525
		20/60°C 100 gel/dégel	325	525
PL7	68,95	Relâche, temps	475	525
		20/60°C 100 gel/dégel	475	525
PL8	68,95	Relâche, temps	375	475
		20/60°C 100 gel/dégel	475	-

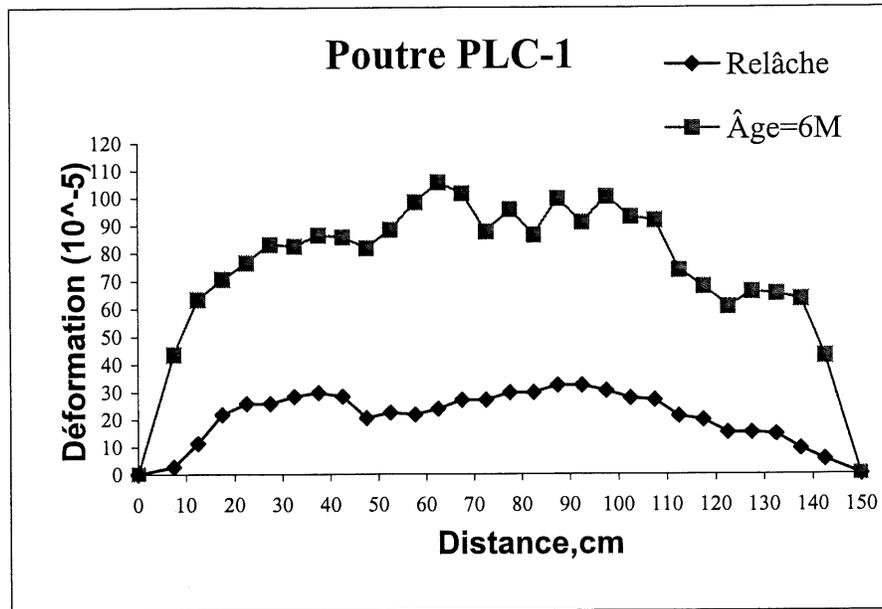


Figure 5.12 Profils de déformation après la relâche et 6 mois après la relâche

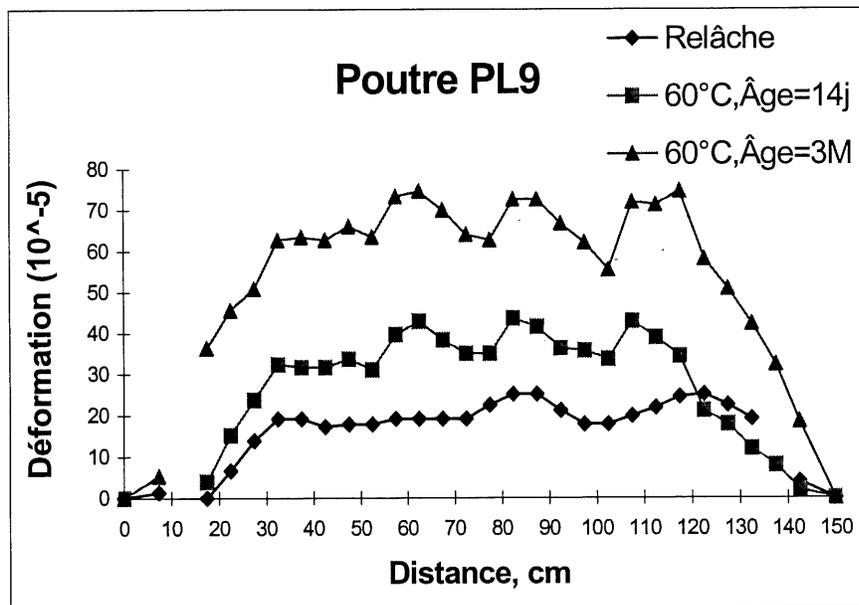


Figure 5.13 Profils des déformations à la relâche, après chauffage à 14 jours et 3 mois après.

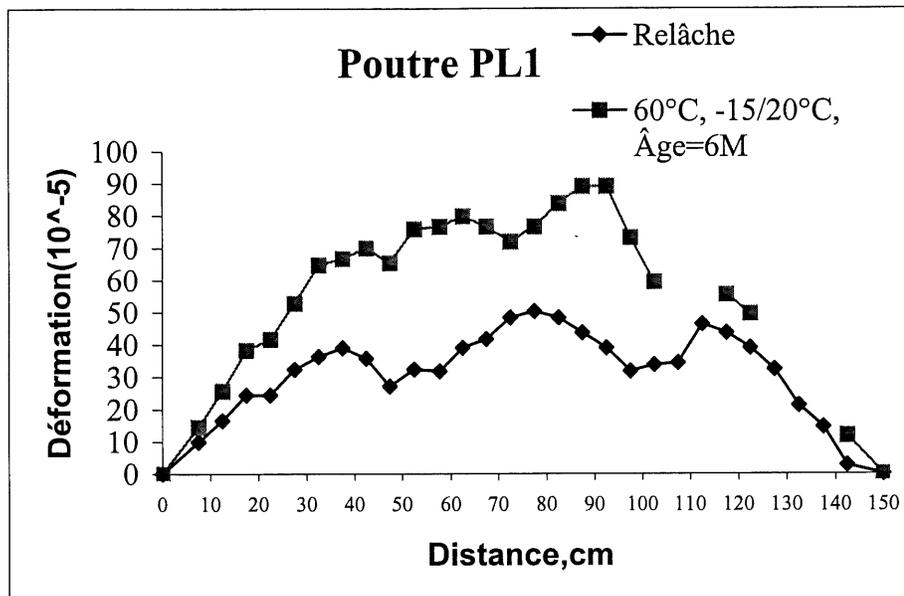


Figure 5.14 Profils des déformations après la relâche et après avoir subi un cycle thermique 20°C /60°C, 100 cycles de gél/dégel -15°C /20°C

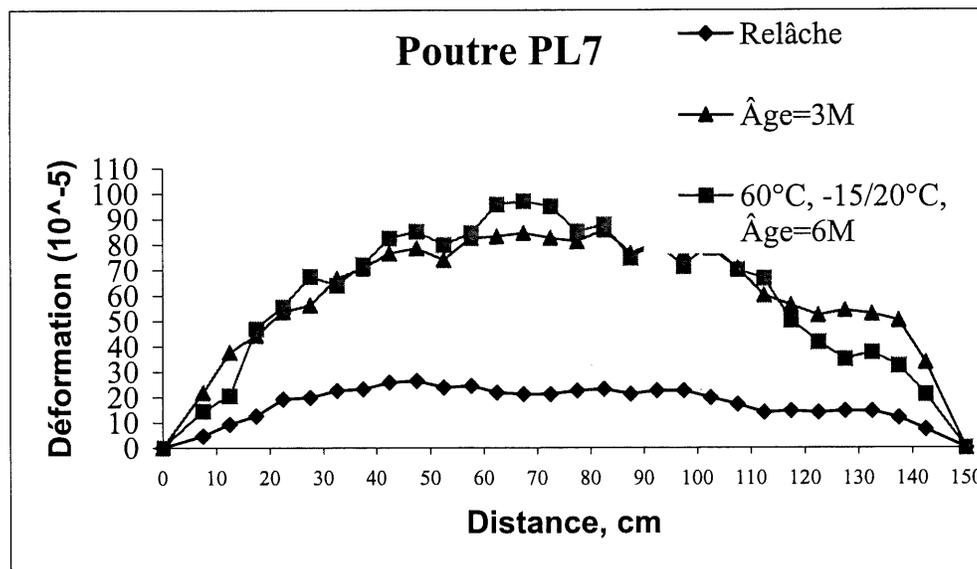


Figure 5.15 Profils des déformations à la relâche, après 3 mois et après avoir subi un cycle thermique et 100 cycles de gel/dégel-15/20°C

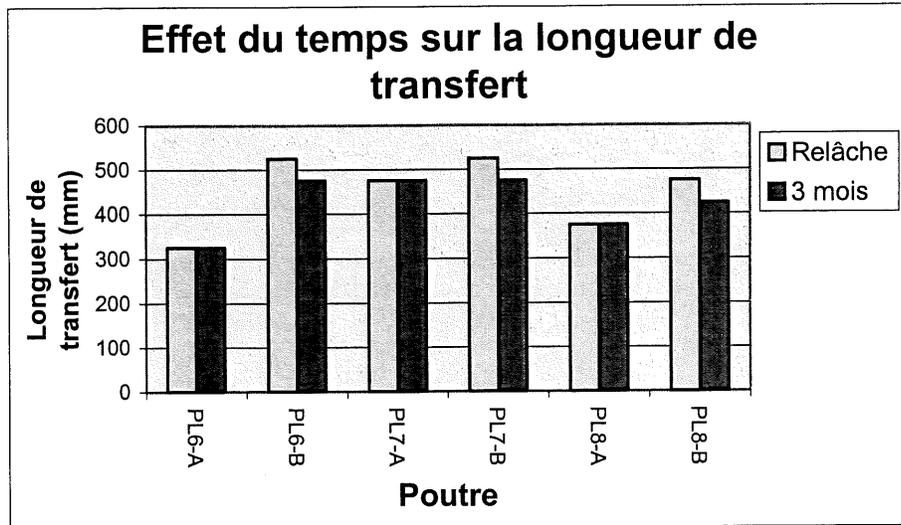


Figure 5.16 Effet du temps (3 mois) sur la longueur de transfert

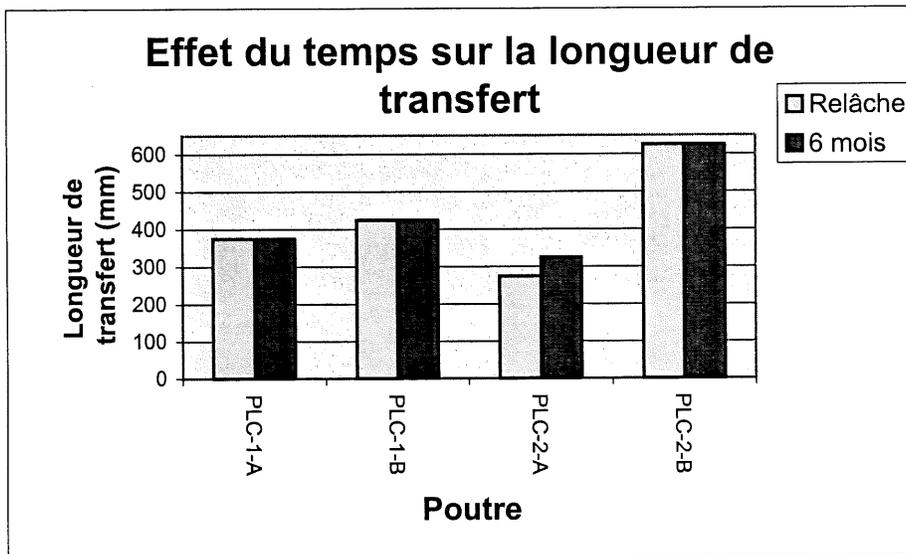


Figure 5.17 Effet du temps (6 mois) sur la longueur de transfert

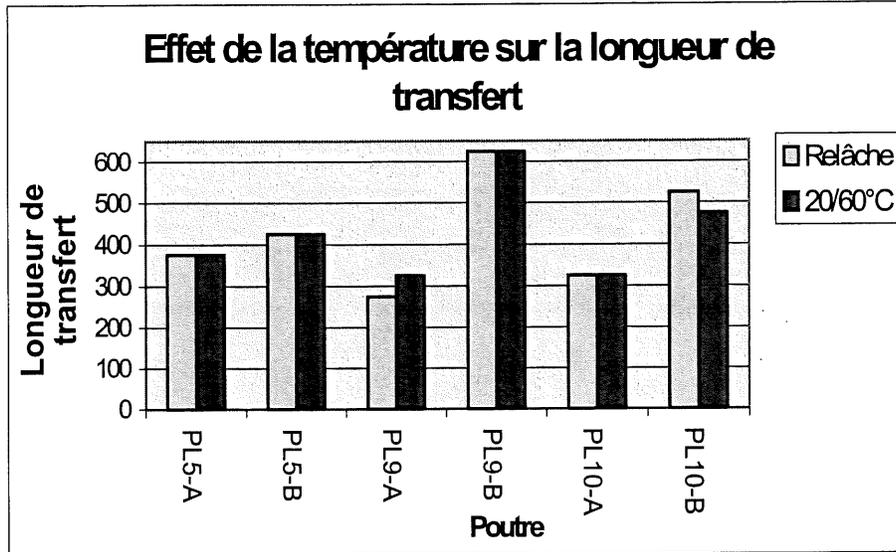


Figure 5.18 Effet d'un cycle thermique 20°C / 60°C sur la longueur de transfert

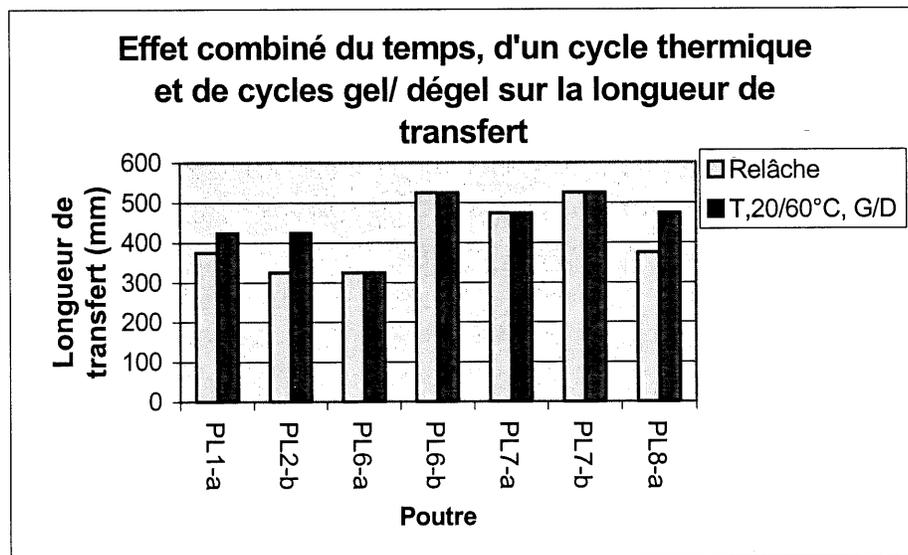


Figure 5.19 Effet du temps, d'un cycle thermique et du gel/dégel sur la longueur de transfert

5.4.2 Interprétation des résultats sur les longueurs de transfert

Les valeurs des longueurs de transfert trouvées pour les poutres, étaient assez dispersées pour les tendons *LEADLINE* (entre 275 et 625mm), ce qui laisse penser que les tendons *LEADLINE* ont des caractéristiques d'adhérence assez dispersées. Ceci a été aussi relevé par CHENNOUF (1998). Cependant, d'autres chercheurs ont trouvé des résultats moins dispersés (entre 450 et 650 mm) [MAHMOUD et RIZKALLA, 1996], signalons toutefois que le fabricant du produit a donné des valeurs de longueur de transfert estimées entre 600 et 650 mm.

- **Effet du temps**

Il n'a pas été constaté d'augmentation de la longueur de transfert due à une dégradation de l'adhérence avec le temps. Alors que certaines extrémités affichaient une longueur de transfert constante avec le temps, certaines poutres affichaient même une légère diminution de la longueur de transfert, ce qui ne représente pas la réalité puisque la contrainte dans le tendon dans la zone de transfert ne peut pas augmenter jusqu'à la valeur de la précontrainte. Cependant, il faut garder en tête que les mesures de variation des longueurs de transfert sont très approximatives et sont toujours ponctuelles à une précision de 50 mm près pour notre cas (espacement des pointes Demec de 50 mm). On peut donc ainsi affirmer que la longueur de transfert n'augmente pas avec le temps. Ce résultat a aussi été constaté par SOUDKI et coll. (1997) sur des poutres en T précontraintes avec des tendons *LEADLINE*. En effet après, 200 jours les auteurs n'ont pas remarqué de variation significative dans les longueurs de transfert.

- **Effet d'un cycle thermique 20°C /60°C**

Les poutres précontraintes par *LEADLINE* ont subi un cycle de température à 14 jours. Les longueurs de transfert ont été relevées juste après le cycle thermique. Il n'a pas été relevé de variation significative dans les longueurs de transfert. Ce qui signifie que la fissuration à l'interface si elle a lieu n'entraîne pas de perte d'adhérence manifestée par une augmentation de la longueur de transfert.

- **Effets combinés du temps, d'un cycle thermique et de 100 cycles de gel/dégel**

Les poutres précontraintes par *LEADLINE* ont subi un cycle de température et 100 cycles de gel/dégel. Les longueurs de transfert ont été relevées après les 100 cycles de gel/dégel.

Signalons toute fois que plusieurs pointes DEMEC ont été décollées en raison des températures basses. Cette fois, il n'a pas été relevé de variation significative dans les longueurs de transfert. Signalons toutefois que tandis que 4 extrémités des poutres ont gardé leurs longueurs de transfert constante. Les quatre extrémités testées ont manifesté, de par leurs profilés de déformation, une légère augmentation des longueurs de transfert.

5.5 Essai de flexion sur les poutres en béton précontraint par un tendon composite pour étudier l'effet d'un cycle thermique et des cycles de gel/dégel sur l'adhérence

5.5.1 Essais de résistance à la tension des tendons PRFC LEADLINE

Trois échantillons ont été testés pour l'essai de résistance à la tension. Le Tableau 5.7 résume les résultats de la résistance ultime à la tension et du module d'Young.

TABLEAU 5.7 Résultats des essais sur le tendon PRFC *LEADLINE*

Échantillon	Résistance à La tension	Moyenne, Écart type	Module d' Young	Moyenne, Écart type
1	2892	2882,7	168	163,3
2	2867	13,7	162	4,2
3	2889		160	

La résistance à la tension ultime étant de 2900 MPa, une sécurité de 10% a été adoptée et la résistance ultime retenue est $f_{pu} = 2600$ MPa.

5.5.2 Charges et réseaux de Fissuration relevés lors des essais de flexion

La fissuration a été initiée, durant l'essai, à des charges très proches de la charge de fissuration théorique calculée. Le réseau de fissuration a été initié en général de la base de la poutre dans la région limitée par les deux points de chargement. La fissuration comprenait deux grandes fissures principales pour les trois poutres (4AC, 5A, 3A). Tandis que la poutre 2AC a eu un réseau composé de 2 fissures principales et d'une troisième fissure qui s'est raccordée à l'une des fissures principales lors de la rupture. La fissure principale dans chaque poutre parcourait toute la hauteur de la poutre jusqu'à la rupture. Il est à remarquer que pour chaque initiation de fissure, on pouvait voir dans la courbe charge– déflexion une diminution de la pente due à une baisse de rigidité de la poutre.

Il est à remarquer que pour certaines fissures, alors qu'elles étaient initiées verticalement, leur progression changeait vers une direction diagonale ce qui signifie que ces fissures s'identifient à des fissures flexion – cisaillement.

5.5.3 Comportement charge v.s. déflexion

Les Figures 5.21 et 5.22 charges v.s. déflexion montrent chacune deux courbes caractérisant une poutre témoin et une poutre conditionnée ayant le même niveau de précontrainte, donc pouvant être parfaitement comparée.

Les courbes charge v.s. déflexion ont montré 3 branches ascendantes avec des pentes diminuant consécutivement dues à des pertes de rigidité initiées par l'apparition des fissures. Seule la courbe correspondant à la poutre 3A a eu 2 branches, car la rupture a été enclenchée d'une manière précoce (déflexion peu élevée) due à l'adhérence qui semble être altérée par les gradients thermiques, auxquels a été sujette la poutre. En ce qui concerne la poutre 5A, il semble aussi que tout juste après la deuxième branche, même si la rupture n'a pas eu lieu, la rigidité a chuté très fortement due probablement à une adhérence altérée, car à ce moment ci la poutre a presque atteint sa résistance ultime à une faible déflexion (inférieure à 4 mm). La troisième branche s'est rapprochée presque de l'horizontale jusqu'à la rupture.

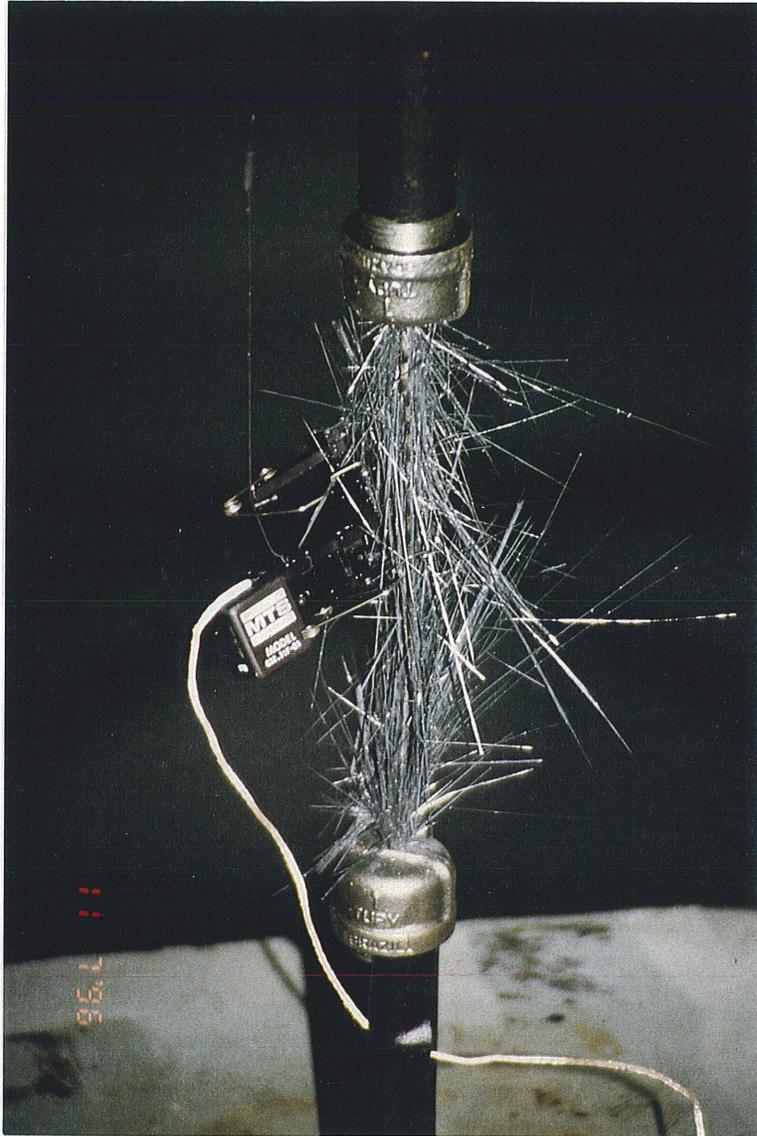


Figure 5.20 Rupture type d'une tige PRFC

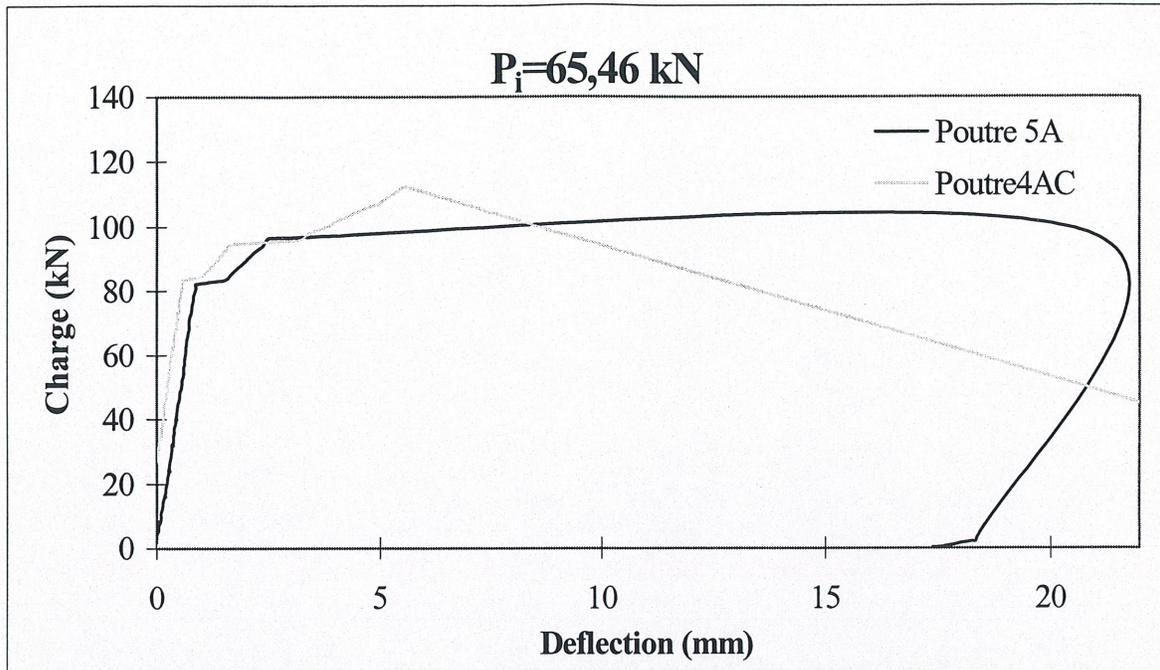


Figure 5.21 Courbes charges v.s. déflexion pour les poutres 4AC et 5A

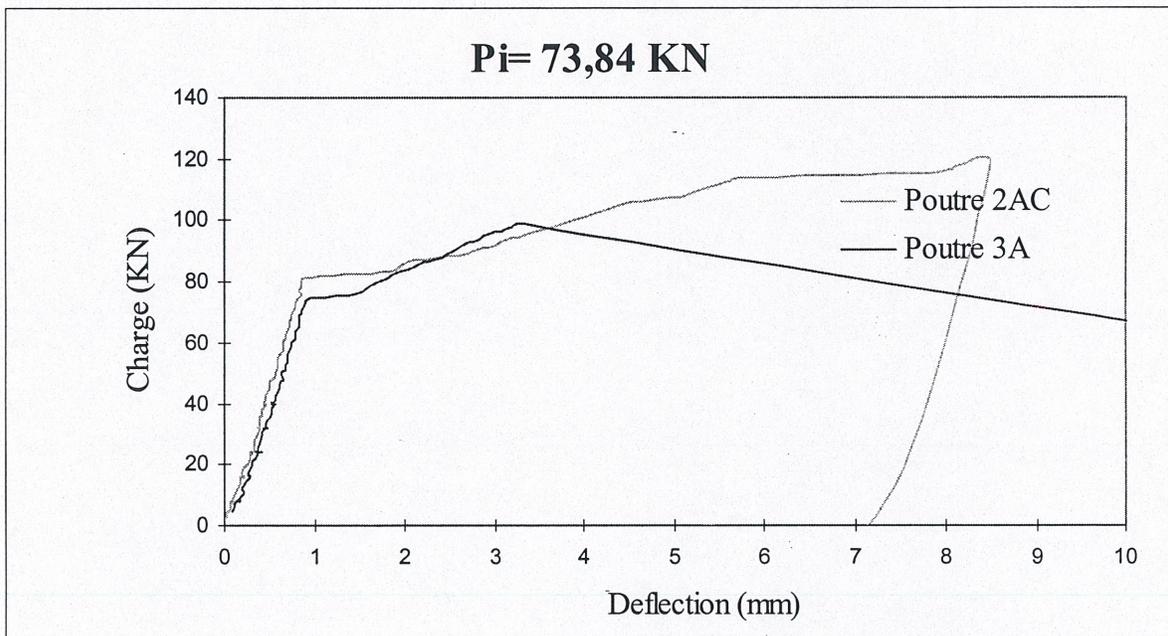


Figure 5.22 Courbes charge v.s. déflexion pour les poutres 2AC et 3A

5.5.4 Comportement ultime

En ce qui concerne la charge ultime pour les poutres conditionnées, elles étaient assez proches des charges calculées théoriquement. De légères différences ont eu lieu à cause du code de calcul des poutres précontraintes avec des tendons en acier utilisé pour les poutres précontraintes avec des tendons composites. Cependant, les résultats obtenus sont assez représentatifs. Concernant le comportement à la rupture, soulignons que toutes

les ruptures ont été initiées par un glissement des tendons par rapport au béton. Avant la rupture, un éclatement signifiant la rupture fragile des tendons composites était entendu, suivi par la rupture de la poutre. Soulignons que le glissement des tendons PRFC par rapport au béton a eu lieu à cause des longueurs d'ancrage dans les poutres qui étaient inférieures aux longueurs de développement requises pour les tendons *LEADLINE*.

En ce qui concerne les poutres conditionnées, elles ont montré une charge ultime nettement inférieure à la charge de rupture des poutres témoins (Tableau 5.8). Par ailleurs, leurs ruptures ressemblaient à celle des poutres témoins, sauf qu'elles avaient lieu d'une manière très soudaine et surprenante, comparées à la rupture des poutres témoins qui s'est déroulée d'une manière plus progressive. Signalons que les pertes de résistance ultime pour les deux séries d'essais sont de 15,76% et de 13,15%.

Ainsi, le glissement a lieu lorsque la contrainte d'adhérence dans le béton atteint la résistance à l'adhérence, et le fait d'avoir des ruptures précoces pour le cas des poutres conditionnées signifie que l'adhérence des poutres conditionnées a été altérée et que la résistance à l'adhérence dans les poutres conditionnées a diminué.

Il est intéressant de noter que lors de la rupture de la poutre 5A, une fissure horizontale s'est manifestée au niveau du tendon. Ce genre de fissures est dû à un relâchement soudain d'énergie élastique dû au caractère fragile des tendons composites. Ce genre de comportement a déjà été noté par [ABDELRAHMAN et coll., 1995; FAM et coll., 1995].

TABLEAU 5.8 Valeurs théoriques et expérimentales des résultats de l'essai de flexion

	$F_{\text{précontrainte}}$ (kN)	$P_{\text{fissuration}}$ (kN)	P_{ultime} (kN)	Chute de P_{ult} (%)
Calcul théorique	70,1(55% f_{pu})	8,2	127,8	-
Poutre 2AC (Témoin)	73,84	81,61	117,73	15,76%
Poutre 3A	73,84	75,20	99,17	
Poutre 4AC (Témoin)	65,46	83,20	112	13,15%
Poutre 5A	65,46	82,15	97,27	

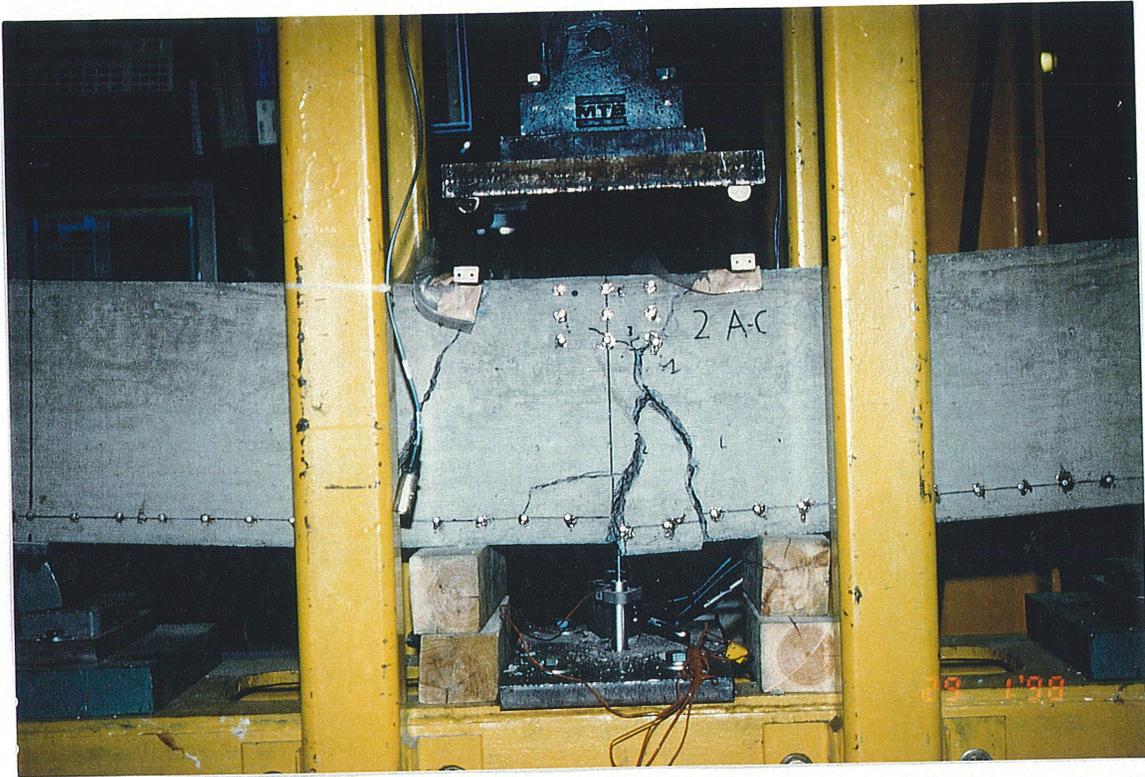


Figure 5.23 Vue de la Rupture de la poutre 2AC



Figure 5.24 Vue de la rupture de la poutre 3A

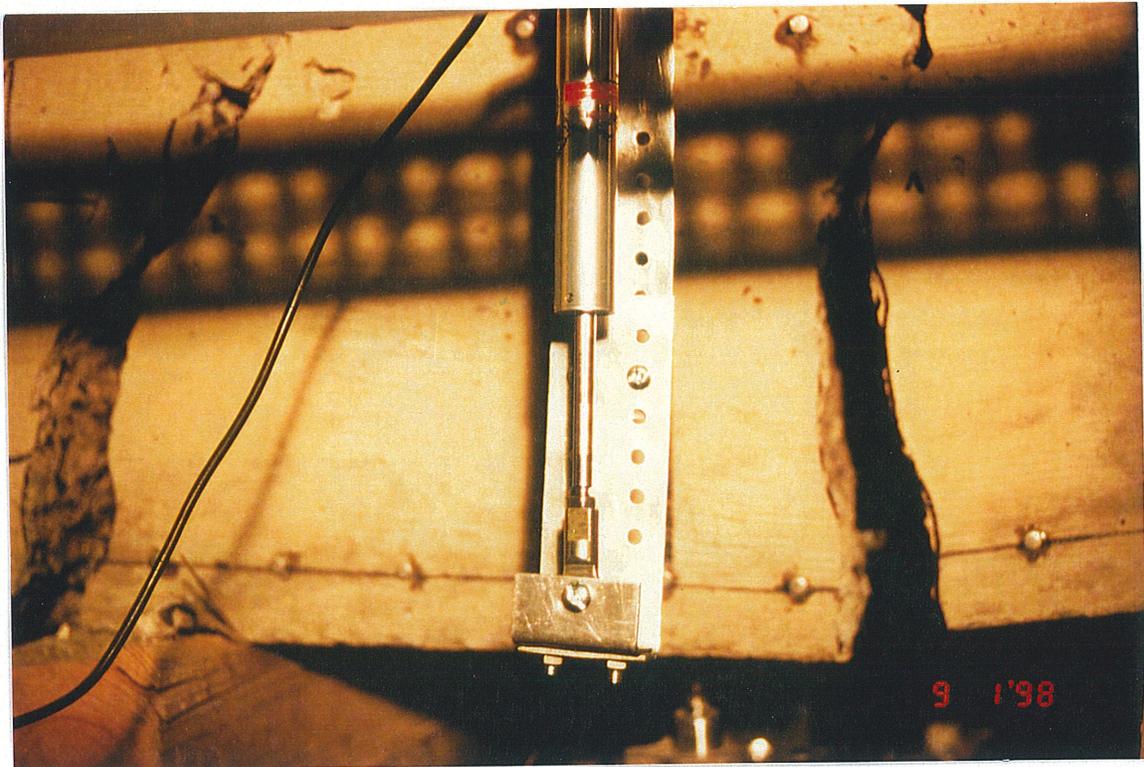


Figure 5.25 Vue de la rupture de la poutre 4AC

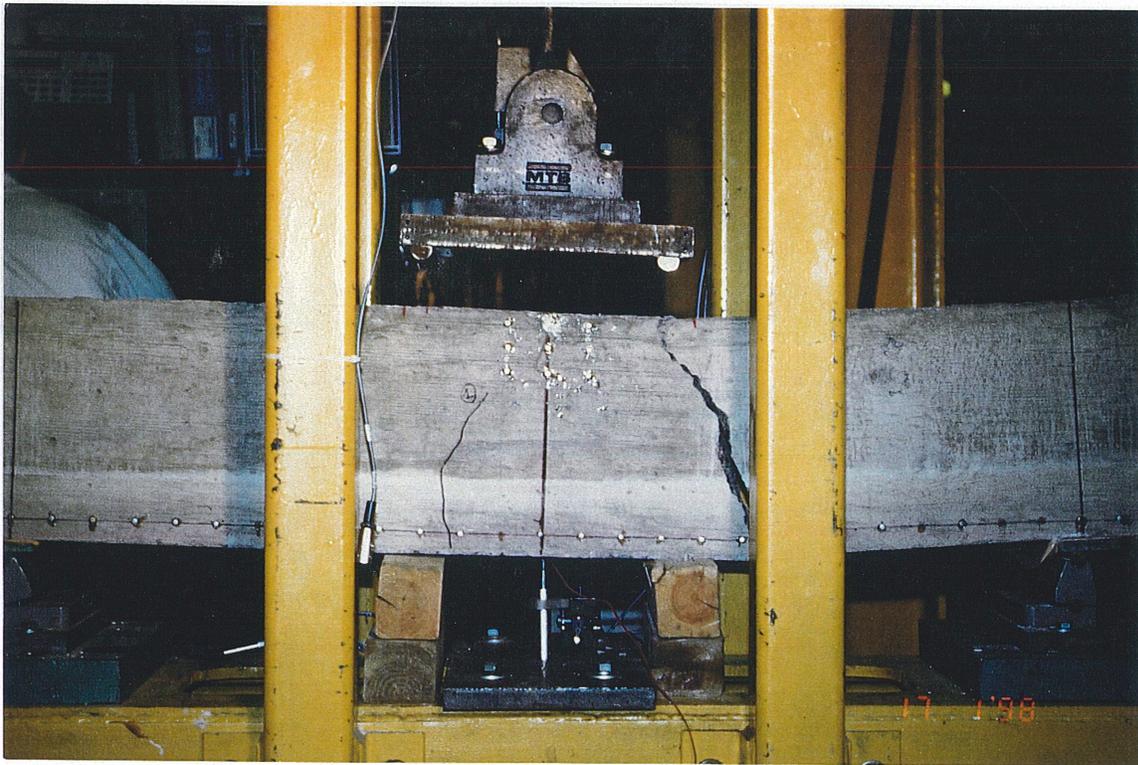


Figure 5.26 Vue de la rupture de la poutre 5A



Figure 5.27 Fissure horizontale dans la poutre 5A due à la relâche d'énergie lors de la rupture

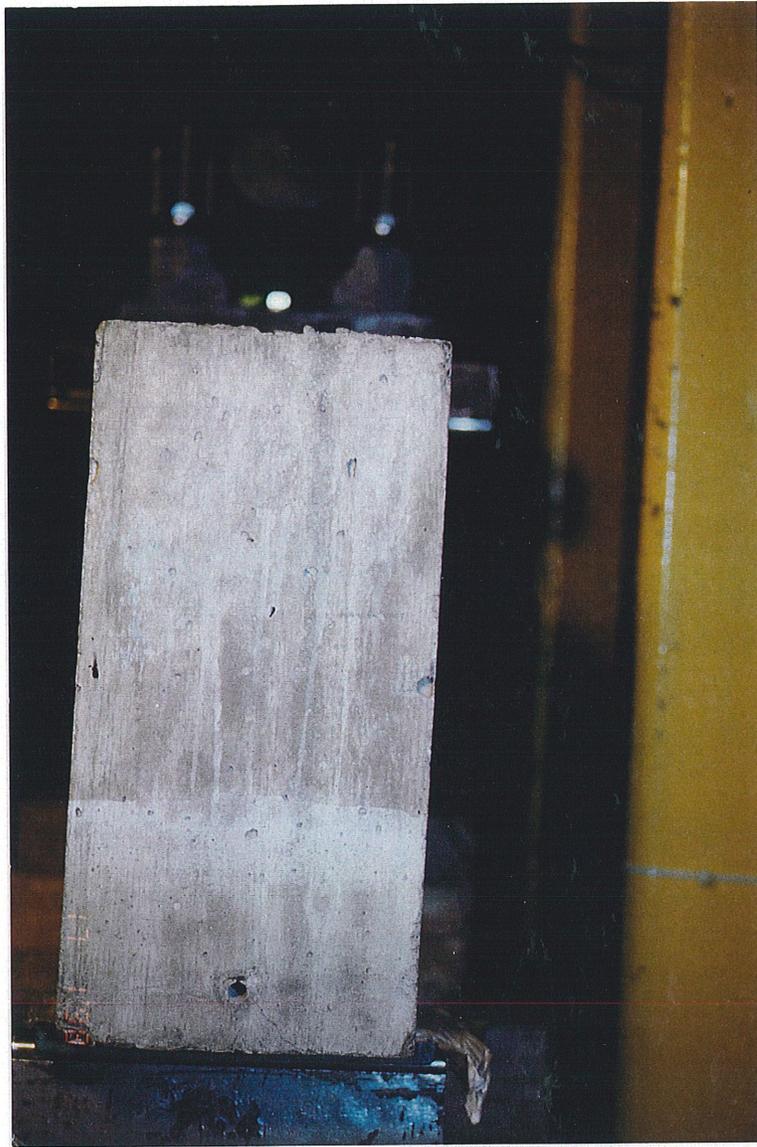


Figure 5.28 Glissement du tendon PRFC *LEADLINE* à cette extrémité

5.6 Essais de flexion sur les poutres en béton armé de PRFV pour étudier l'effet des cycles thermiques

5.6.1 Comportement Charge – Déflexion

Les courbes charge v.s. déflexion présentées à la Figures 5.29 montrent des résultats typiques d'essais sur des poutres en béton armé. Ces courbes sont caractérisées par des branches ascendantes avec une pente diminuant consécutivement. La charge à la fissuration a été relevée visuellement lors de l'apparition de la première fissure, puis a été confirmée par les courbes de données recueillies. Les valeurs sont assez proches des valeurs théoriques (Tableau 5.9). Le comportement des poutres conditionnées a été similaire à celui des poutres témoins (Figure 5.29), tant au niveau de la charge à la fissuration qu'au niveau des résistances ultimes et des déflexions. Ainsi, à ce niveau, les essais des cycles thermiques n'ont pas entraîné de dégradation au niveau de la performance structurale.

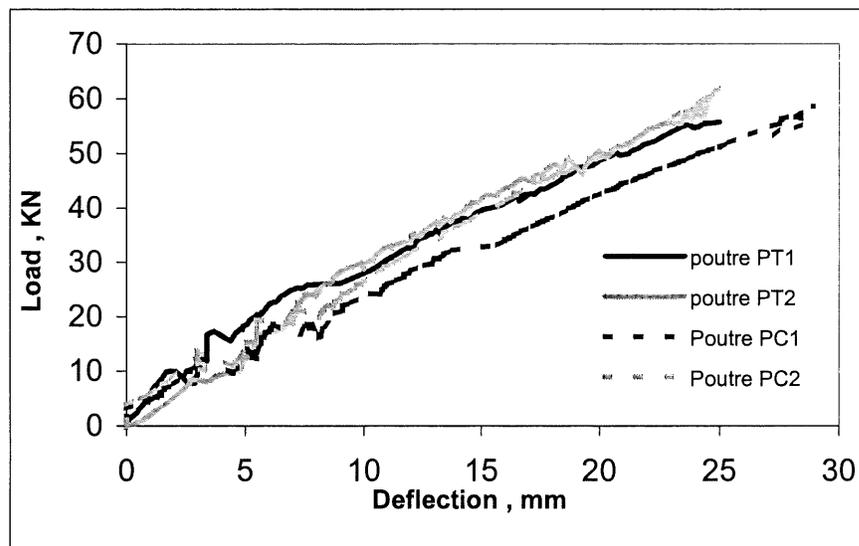


Figure 5.29 Courbes Charges Vs. Déflexion des poutres armées de barres PRFV

5.6.2 Charges ultimes

Il n'a été constaté aucune chute des charges ultimes des poutres conditionnées, comparées aux charges ultimes des poutres témoins. Ainsi, d'après ces essais, les cycles thermiques engendrant l'expansion thermique des barres PRFV n'ont pas mené à la dégradation de l'adhérence, qui causerait une rupture prématurée des poutres conditionnées.

Notons que les ruptures dans toutes les poutres témoins et conditionnées étaient par tension des tendons PRFV. Cependant, juste avant la rupture, une fissure diagonale rejoignant le point d'application de la charge était présente dans chaque échantillon, ce qui laisse présager que la rupture a été initiée par cisaillement.

TABLEAU 5.9 Résultats des charges de fissuration et ultimes

	$P_{\text{fissuration}}$ (kN)	P_{ultime} (kN)
Calcul théorique	11,16	59,96
Poutre PT1 (témoin)	10,00	55,70
Poutre PT2 (témoin)	10,00	60,10
Moyenne	10,00	57,90
Poutre PC1	12,10	58,60
Poutre PC2	11,00	62,30
Moyenne	11,55	60,45

5.6.3 Comportement Charge v.s. Déformation dans les barres de traction PRFV

À noter que dans plusieurs barres PRFV, les jauges de déformation ont été décollées bien avant la rupture des poutres. Les courbes charge v.s. micro-déformation dans les barres PRFV (Figure 5.30) sont constituées de deux branches : La première, caractérisant la pré-fissuration du béton, caractérisée par de faibles déformations dans les armatures de traction et la deuxième branche caractérisant la post-fissuration du béton où l'armature reprend la tension du béton. Ces branches sont linéaires jusqu'à la rupture, puisque l'armature composite a un comportement linéaire jusqu'à la rupture. Pour les jauges qui ne se sont pas décollées à la rupture, la déformation à la rupture des armatures PRFV a affiché 1,32% pour la poutre PT-1 et 1,3% pour la poutre PC-1 comparé à 1,5% comme déformation ultime relevée lors d'un essai de tension. Ce résultat n'est pas étonnant puisqu'à l'intérieur des poutres les armatures ne sont pas complètement droites et sont sujettes à d'autres sollicitations que la tension.

En conclusion, le comportement charge v.s. déformation a été similaire pour les poutres témoins ainsi que pour les poutres conditionnées.

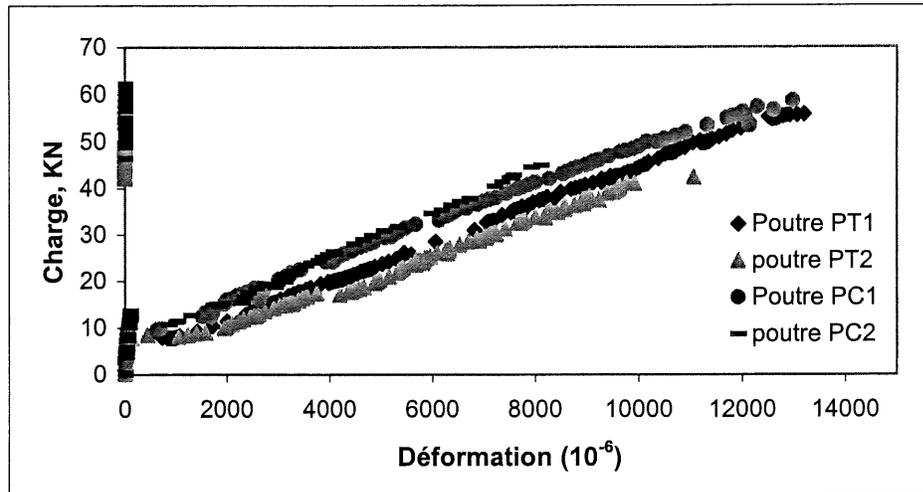


Figure 5.30 Charge Vs. Déformation des barres PRFV

5.6.4 Largeur et espacement des fissures

Il n'a pas été constaté de différence concluante dans les largeurs maximale des fissures entre les poutres conditionnées et les poutres témoins. Les fissures avaient une largeur maximale s'étalant entre 1,5 et 2,5 mm (Tableau 5.10). Quant à l'espacement moyen des fissures, il a affiché une légère hausse pour le cas des poutres conditionnées. Mais le degré d'augmentation affiché, ainsi que le nombre d'échantillons testés, ne permet pas de tirer une conclusion.

L'ACI 224.2R-86 stipule que la largeur maximale des fissures peut être évaluée en multipliant la déformation de l'armature par l'espacement moyen des fissures :

$$W_{\max} = \varepsilon_f \cdot l_{\text{moy}}$$

Cependant, connaissant l'espacement moyen et la déformation de l'armature PRFV, cette relation fournit une largeur de fissures plus faible que les valeurs expérimentales. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que les poutres armées de PRF

présentent des fissures relativement plus larges que celles présentées par des poutres armées d'acier.

WATSTEIN ET BRESLER (1972) ont présenté une formule où l'espacement moyen des fissures est inversement proportionnel à la contrainte d'adhérence maximale à l'interface acier/béton. On pourrait certainement affirmer, d'après ces résultats, que l'adhérence des poutres conditionnées n'a pas été dégradée avec les cycles thermiques.

TABLEAU 5.10 Espacement et largeur maximale des fissures

Poutres	Espacement Moyen (mm)	Largeur maximale fissure 1 (mm)	Largeur maximale fissure 2 (mm)
PT-1	84,7	1,5	2,13
PT-2	96	1,76	1,6
PC-1	99,1	2,39	1,76
PC-2	102,89	1,6	2,53

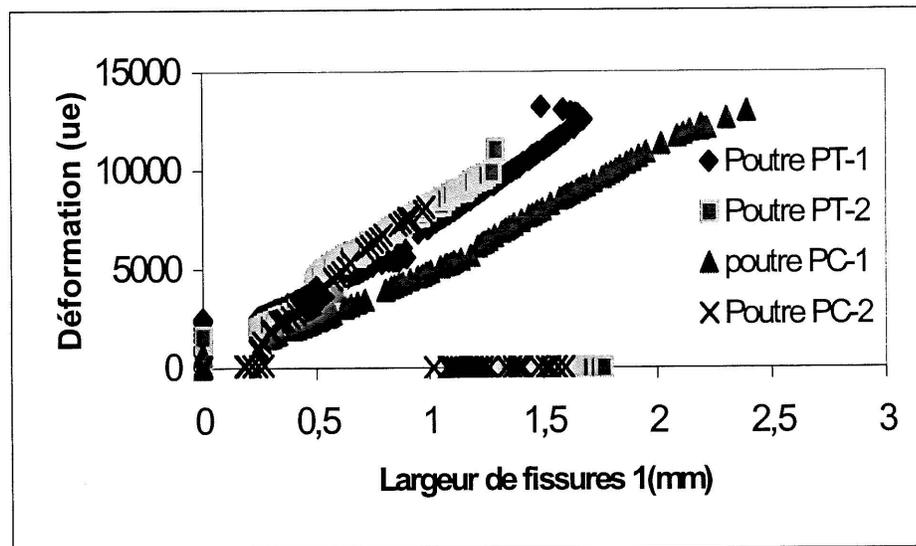


Figure 5.31 Déformation V.S largeur de la première fissure

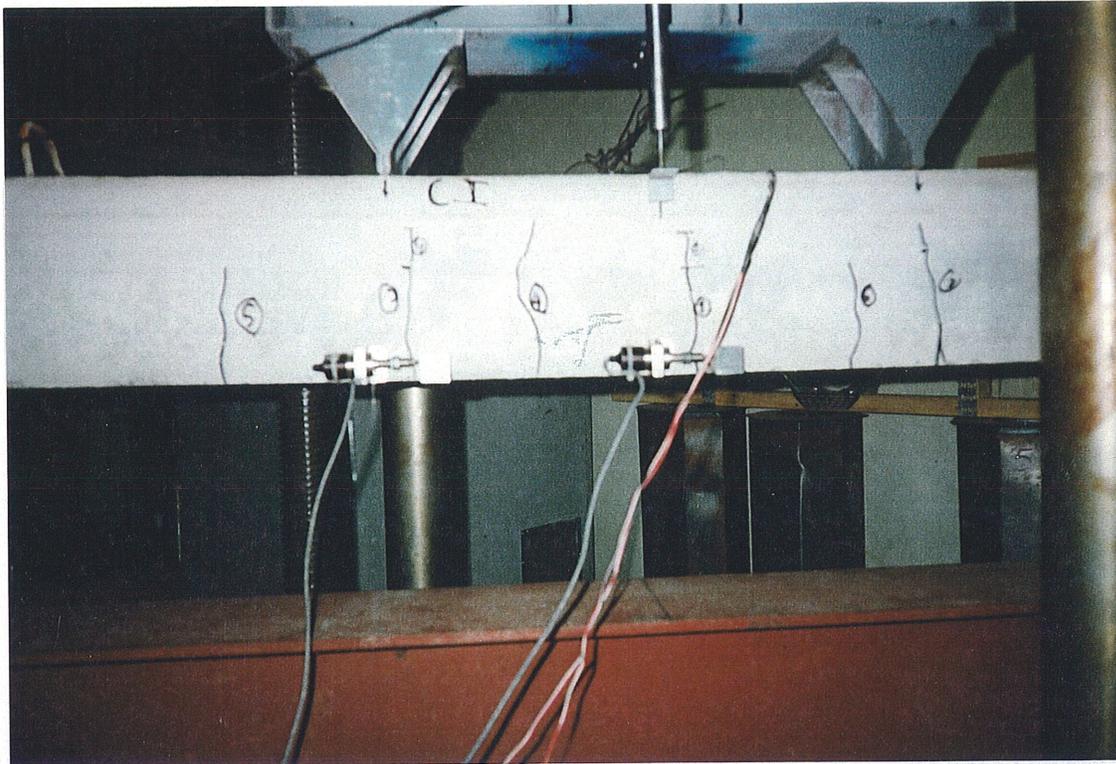


Figure 5.32 Relevé du réseau de fissuration pendant le déroulement de l'essai de flexion

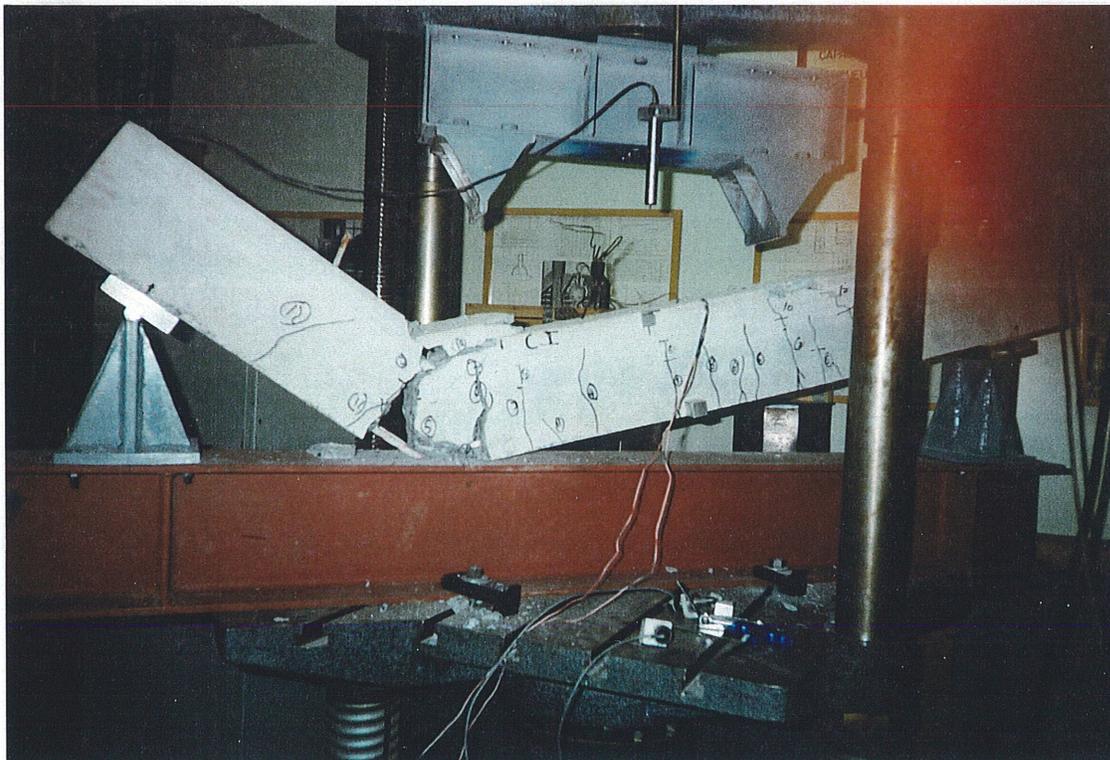


Figure 5.33 Rupture type d'une poutre testée



Figure 5.34 Rupture en tension des armatures PRFG

6. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions :

1. Des mesures du coefficient d'expansion thermique (CET) transversal effectuées sur des échantillons prélevés de différentes tiges ont montré une dépendance avec les températures, particulièrement pour des températures relativement élevées. Cette dépendance est due à l'approche de la température de transition de verre T_g . Les valeurs du CET transversal des armatures PRF ont été trouvées de 7 à 8 fois supérieures à celles du béton.
2. En utilisant un microscope, il a été relevé, à cause du CET transversal élevé de l'armature PRF par rapport à celui du béton, que des fissures se produisaient dans le béton entourant l'armature PRF, indiquant que les contraintes thermiques tangentielles pouvaient dépasser la résistance à la traction d'un béton normal. Une séparation entre l'armature et le béton à l'interface était aussi visible après le refroidissement.
3. Les cycles thermiques et les cycles de gel/dégel ont affecté la performance structurale des poutres précontraintes par des PRFC. Les essais de flexion ont révélé une baisse de résistance ultime des poutres de 15%, ce qui laisse suggérer que l'altération de l'adhérence due aux températures ne se manifeste que lors des sollicitations externes, car les effets n'ont été visibles qu'à l'état ultime et les longueurs de transfert n'ont montré aucune variabilité due aux cycles thermiques. Néanmoins, ces chutes de résistance ont montré une rupture à l'état ultime prématuré due à l'adhérence altérée.
4. Les essais de flexion effectués sur des poutres en béton armé de PRF n'ont montré aucun effet dû aux cycles thermiques.
5. Il faut noter toutefois que l'effet de l'expansion thermique transversale des armatures PRF dans le béton précontraint est, comme on pourrait s'attendre, plus dangereux que dans le béton simplement armé, puisque son effet est superposable à l'effet Hoyer lors de la

relâche, et donc les gradients thermiques peuvent provoquer des contraintes de tension dans le béton plus élevées dans le cas du béton précontraint.

L'effet des phénomènes d'expansion thermique transversale des armatures PRF va toutefois dépendre de la résistance du béton et du CET transversal de l'armature PRF utilisé et de la mise en précontrainte de la tige ou non.

6.2. Recommandations

En continuité à ce travail, il est recommandé :

1. Effectuer des essais au microscope sur des cylindres en béton armé de PRF pour déterminer la température à partir de laquelle la fissuration devient visible, et en déduire des corrélations entre la résistance du béton, le CET transversal de la tige et la température de fissuration.
2. Étudier l'effet d'autres paramètres tel l'enrobage du béton entourant l'armature PRF et le diamètre de l'armature PRF. Étudier l'effet du rapport de renforcement ainsi que le type de rupture survenue (section sous renforcée et sur-renforcée) sur des poutres sujettes à des gradients thermiques.
3. Dans le cas où les essais statiques n'auraient pas révélé d'effet sur l'expansion thermique transversale, étudier l'effet des sollicitations dynamiques sur l'adhérence des poutres sujettes à des gradients thermiques.
4. Refaire des essais sur des poutres en béton précontraint par des PRF, mais avec des longueurs suffisantes permettant de dépasser les longueurs de développement des tendons PRFC utilisés.

BIBLIOGRAPHIES

ACI 440 (1995) State-of-the-art-report : FRP for Concrete Structure, ACI Commitee 440, 120 p.

ASLANOVA, M.S.,(1985) " Glass Fibers in Handbook of composites", voll: strong fibers, édité par W.Watt et B.V.Perov, Elsevier, Amsterdam PP3-60

BEDARD, C., (January 1992) "Composite reinforcing bars: Assessing their use in construction, Concrete international, pp. 55-59.

CLARKE, J.L., (1993) Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, Blackie Academic and Professional, Glasgow, U.K, 201 p.

DESITTER, W.R., TOLMAN, F.(1995), "Unidirectional fibre pretensionned concrete elements" Non metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Proceeding of the second international RILEM symposium, Ghent, Belgium.

DOLAN, C., "FRP Development in The United States ,(1993)" Fibre Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures : Properties and Applications, Developments in Civil Engineering, 42, 1993,pp.89-98.

DUTTA (1989), " Fiber composite materials in an arctic environment", Structural materials, ASCE, Proceeding of structures congress, May 89.

DUTTA, K.P. (1992) " Tensile strength of unidirectional fiber composites at low temperatures", Proceeding of the sixth Japan- US conference on composite materials, June, 1992.

DUTTA, P.K., LAMPO, G.R., (1993) "Behavior of fiber reinforced plastics as construction materials in extreme environments", Proceedings of the third international offshore and polar engineering conference, Singapore, June, 1993.

ELBADRY, M.M., ABDALLAH,H.A., (1997) " Temperature effects on concrete members reinforced with FRP reinforcements" Proceeding; annual conference of the CSCE, Sherbrooke, Québec, Canada.

GENTRY, T.R., HUDAK, C.E., (1996) "Thermal compatibility of plastic composite reinforcement and concrete " A

GOTO, Y., Cracks formed in concrete around deformed tension bars. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings vol. 68, No. 4. April 1971. Pp. 244-251.

GREEN, M.F, BEAUMERT,M.,E., SOUDKI, K, 1996 " Fibre Reinforced Plastics in Cold Regions Environments ,Prepared for the ACMBS Network , November 1996.

GUIMARAES, G., BURGYN, C.(1997)''Thermal expansion of Kevlar 49 yarns'', Non metallic FRP reinforcement for concrete structures, proceeding of the third international symposium, Sapporo, Japan, 1997.

HANCOX, N.L., (1981) 'Fibre Composite Hybrid Materials' Materials development division, Atomic energy research establishment, Harwell, Oxfordshire, UK, Applied science publishers Ltd, London, 290p.

HANCOX,N.L., MAYER,R.M.(1994) 'Design data for reinforced plastics, a guide for engineers and designers ', ed . Chapman & Hall.

HARTWIG, G., (1979) 'Mechanical and Electrical Low Temperature Properties of High Polymers. In Non-metallic Materials and Composites at Low Temperatures'', Éditeurs: A.F.Clark, R.P.Reed et G. Hartwig, Plenum Press, Newyork, pp. 30-50.

ISSA, M.A, SEN, R.,AMER, A. (1993)'' Comparative Study of transfer Length in Fiberglass and Steel Pretensioned Concrete Members '', PCI journal , November-December 1993 pp 52-63

IYER, S.L., SEN, R., (eds) (1991)_Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Proceedings of the Speciality Conference, ASCE, Las Vegas, 442 p.

KESSLER, R.J, POWERS, R.G., (1988) Corrosion of Epoxy Coated Rebar . Keys Segmental Bridges.Monroe County Florida. Department of Transportation, Materials Office, Corrosion Research Laboratory, Gainesville.Fl.Report. N. 88-08.

KREIBICH, U.T.,LOHSE, F., SCHMID,R. (1979) 'Non metallic materials and composites at low temperatures'', Newyork.

KUMAHARA, S., MASUDA, Y., TAMANO, H., SHIMIZU, A. (1993) 'Tensile strength of continuous fiber bar'', International symposium, Vancouver, ACI SP-138.

L'innovateur, Bulletin de ISIS Canada , N°1.1997

MADHUKAR, M., S., DRZAL, L., T., (1991) 'Fiber Matrix Adhesion and its Effect on Composite Mechanical Properties: Longitudinal (0°) and Transverse (90°) Tensile and Flexure Behavior of Graphite / Epoxy Composites'' Journal of Composite Materials, 25: pp. 958-991.

MADHUKAR, M., S., DUTTA, P., K., (1994) ' Effect of Matrix Stiffness on Wavy Fiber Behavior in Single Carbon- Fiber- Epoxy Composites'', U.S. Army Corps of Engineers, CRREL, Special report 94-10 , April, 1994

MAHMOUD, Z., RIZKALLA, S.,1996`Bond of CFRP Prestressing reinforcement`, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Proceeding of the Second International Conference, Montreal, Quebec, ACMBS, PP. 877-884.

MASHIMA, M., IWAMOTO, K., (1993) ``Bond Characteristics of FRP Rod and Concrete after Freezing and Thawing Deterioration``, Fiber Reinforced - Plastic Reinforcement for Concrete Structures : Properties and Applications , A.Nanni, Editor.

MASMOUDI, R. (1995) Évaluation expérimentale et théorique du comportement à la flexion des poutres en béton armées de barres composites à base de fibres, Thèse de Doctorat, Sherbrooke, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 212 p.

MITSUBISHI KASEI CORPORATION, 1992 ``Leadline Carbon Fibre Tendons/ Bars``, Product Manual, December, 75P.

MUFTI, A.A., ERKI, M.A., JAEGER, L.G., (eds) (1991) Advanced Composite Materials with Application to Bridges, State-of-the-art-report , CSCE, Montréal, Canada, 297 p.

NANNI, A., TANIGAKI, M., HASUO, M. 1992 `` Bond Anchorage of Pretensioned FRP Tendon At Force Release``, Journal of Structural Engineering vol 118, No10, October. 1992

NANNI, A., (1993) Fibre-Reinforcement- Plastic Reinforcement for Concrete Structures : Properties and Applications, Developments in Civil Engineering, Amsterdam, Elsevier, 321 p.

NANNI, A., DOLAN, C.W., (eds) (1993) Fibre-Reinforcement- Plastic Reinforcement for Concrete Structures, International Symposium, Vancouver, Canada, 997 p.

PICARD, A., 1983 `` Béton Précontraint``, Éditeur Morrin, G., Chicoutimi, Québec, Canada.

PODOLNY, W.J, 1992 ``Corrosion of prestressing steels and its Mitigation``, PCI Journal , September-October 1992 pp34-54.

RAHMAN, H.A., KINGSLEY, C.Y, TAYLOR, D.A, (1995) ``Thermal Stress in FRP-Reinforced-Concrete``, Proceeding 1st Construction Specialty Conference, June 1-3, Ottawa, Ontario

RAHMAN, H.A., KINGSLEY, C.Y, 1996. ``Fatigue behaviour of a fibre-reinforced plastic grid as reinforcement for concrete, First international conference on composites in infrastructure, Tucson, Arizona, USA, PP. 427-439.

RIZKALLA, S., TADROS, G., ABDELRAHMAN, A., 1996 `` Prestressing of Concrete Structures Using FRP``, Design code, Prepared for ACMBS Network of Canada. November 1996

RUSSELL, B.W., BURNS, N.H., 1996 `` Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete`` PCI Journal , September- October 1996 pp 44-63

SAKASHITA, M., MASUDA, Y., NAKAMURA, K., TANOMO, H., NISHIDA, I., HASHIMOTO, T., (1997) `` Deflection of continuous fiber reinforced concrete beams subjected to loaded heating``, Non metallic FRP reinforcement for concrete structures, proceeding of the third international symposium, Sapporo, Japan, 1997.

SANTOH, N., KIMURA, H., ENOMOTO, T., KIUCHI, T., KUZUBA, Y. " Report on the Use of CFCC in prestressed Concrete Bridges in Japan Fiber composites in INFRASTRUCTURE , *Proceeding of the First International Conference on Composites in Infrastructure* , ICCI '96 , Tucson , Arizona , USA .

SHIELD, C., FRENCH, C., RETIKA, A. (1997) " Thermal and mechanical fatigue effects on GFRP rebar concrete bond" Non metallic FRP reinforcement for concrete structures, proceeding of the third international symposium, Sapporo, Japon, 1997.

SPEISSER, E.,1994 "Étude sur les propriétés Physico-Mécaniques des Tiges D'armature Composites A Base De Fibres pour Les Structures en Béton", Mémoire de Maîtrise ès Scinences Appliquées, Université de Sherbrooke, Faculté des Sciences appliquées.

TAERWE,L., (ed.) (1995) Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Structures, Proceeding of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), U.K, 714 p.

TAERWE .,L., MATTHYS.,S 1996 " Comparison of Concrete Slabs Pretensionned with Composite Bars and Steel Wires " , Fiber composites in INFRASTRUCTURE , *Proceeding of the First International Conference on Composites in Infrastructure* , ICCI '96 , Tucson , Arizona , USA .

TAERWE .,L., MATTHYS.,S, DE SHUTTER, G.,1996 " Influence of Transverse Thermal Expansion of FRP Reinforcement On The Critical Concrete Cover" Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, *Proceeding of The Second International Conference*, Montréal, Québec, ACMBS, pp665-673..

TAERWE, L., PALLEMANS, I., (1995) "Force transfer of AFRP bars in concrete prisms", Non metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Proceeding of the second international RILEM symposium, Ghent, Belgium.

TIMOSHENKO, S.P., GOODIER, J.N. (1970) " Theory of elasticity " , Ed Mc graw hill Book.

TOKYO ROPE MFG.CO.,Ltd.,1992"Technical Data on CFCC", Product manual, October, 65p.

ANNEXE 1

DESIGN DES POUTRES PRÉCONTRAINTES À L'AIDE DE TENDONS PRFC LEADLINE

1.1 Introduction

Le niveau de précontrainte des tendons *LEADLINE* a été fixé à 55%, et l'excentricité étant fixée par un enrobage de 2,5 cm.

Les dimensions de la poutre sont de 150*300*1500 mm, à cause des dimensions du lit de précontrainte et pour accommoder 6 poutres pour une même série de poutres.

Cette partie a pour objectif de calculer les performances théoriques des poutres qui seront par ailleurs confrontées à des mesures expérimentales.

1.2 Design de la précontrainte :

A cause de la rupture fragile des tendons composites, le niveau de précontrainte ne dépasse pas en général 60% à 65% de la résistance ultime, l'excentricité a été sélectionnée de façon à laisser un enrobage de 2,5 cm et de façon à ce que les contraintes permises au transfert ne soient pas dépassées. Avec une excentricité aussi élevée, la capacité du moment ultime de la poutre est maximisée par le fait que le bras de levier entre le renforcement en tension et la force de compression du béton est maximisé.

Données :

$$e = 125\text{mm}$$

$$d = 275\text{mm}$$

$$f_{pu} = 2600 \text{ MPa}$$

$$P_i = 70,1 \text{ kN}$$

$$f'_{c \text{ relâche}} = 24,9 \text{ MPa.}$$

$$f'_{c 28} = 35 \text{ MPa.}$$

$$E_{PRF} = 160 \text{ GPa.}$$

$$L = 1500 \text{ mm}$$

$$A_{PRF} = 49,01 \text{ mm}^2$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$E_{\text{Béton}} = 5000 \cdot \sqrt{f'_{c28}} = 29,58 \text{ Gpa} \quad (\text{CAN / CSA - 56- 88})$$

La méthode de calcul utilisée ci- après a été déduite de (NILSON)

Le moment d'inertie de la section transformée est :

$$I_{gt} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\bar{y} - \frac{h}{2} \right) + (n-1) A_{PRF} (d - \bar{y})^2$$

avec :

$$\bar{y} = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)A_{PRF}d}{b \cdot h + (n-1)A_{PRF}} \quad \text{où } n = \frac{E_{PRF}}{E_{\text{Béton}}} = 5,41$$

et :

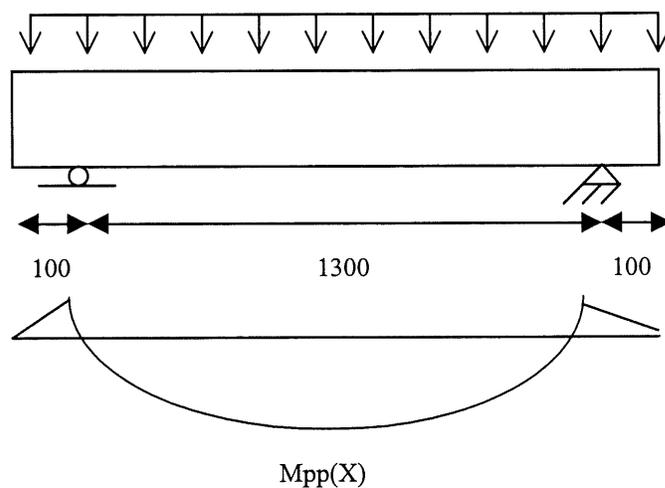
$$\bar{y} = 150.60 \text{ mm}$$

Finalement :

$$I_{gt} = 340860953 \text{ mm}^4$$

Lors de l'essai de flexion sur poutre, la poutre est soumise à un moment dû à l'effet de la précontrainte, au poids propre et à la charge externe.

Moment dû au poids propre :



En supposant une masse volumique de $\rho = 2500 \text{ kg / m}^3$ pour le béton, le poids de la poutre par unité de longueur est :

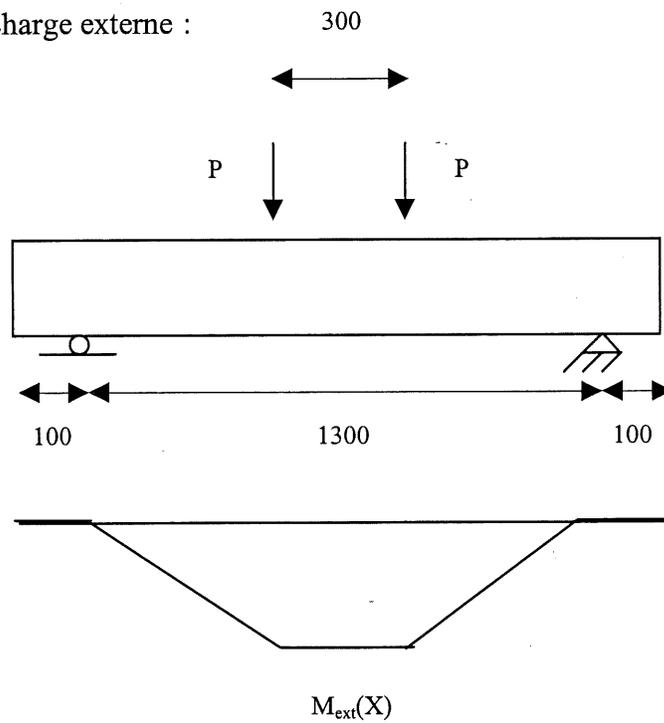
$$w_d = 1125 \text{ N/m} = 1,125 \text{ N/mm}$$

L'expression du moment symétrique par rapport au milieu de la poutre est :

$$0 < x < 100 \quad M_{pp} = -w_d \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$100 < x < 750 \quad M_{pp} = -w_d \cdot \frac{x^2}{2} + w_d * \frac{1500}{2} (x - 100)$$

Moment dû à la charge externe :



L'expression du moment symétrique par rapport au milieu de la poutre :

$$0 < x < 100 \quad M=0$$

$$100 < x < 600 \quad M= P (x-100)$$

$$600 < x < 750 \quad M= P (x-100) - P (x-600) = 500 P$$

Les contraintes permises dans le béton sont :

A la relâche :

$$f_{ci} = -0.6f'_c = -14.94\text{Mpa}$$

$$f_{ti} = 6\sqrt{f'_c} = 2.48\text{Mpa}$$

En service :

$$f_{cs} = -0.45f'_c = -15.75\text{Mpa}$$

$$f_{ts} = 10\sqrt{f'_c} = 4.91\text{Mpa} \text{ (Module de rupture)}$$

Calcul des contraintes dans la section transversale la plus sollicitée :

Fibre supérieure :

$$f_1^s = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{eC_1}{r^2}\right) \text{ (Précontrainte) (1)}$$

$$f_2^s = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{eC_1}{r^2}\right) - \frac{M_{pp} \cdot C_1}{I} \text{ (Précontrainte + Poids propre) (2)}$$

$$f_3^s = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{eC_1}{r^2}\right) - \frac{M_{pp} \cdot C_1}{I} - \frac{M_{ext} \cdot C_1}{I} \text{ (Précontrainte + Poids propre + Force externe) (3)}$$

Fibre inférieure :

$$f_1^i = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{eC_2}{r^2}\right) \text{ (Précontrainte) (4)}$$

$$f_2^i = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{eC_2}{r^2}\right) + \frac{M_{pp} \cdot C_2}{I} \text{ (Précontrainte + Poids propre) (5)}$$

$$f_3^i = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{eC_2}{r^2}\right) + \frac{M_{pp} \cdot C_2}{I} + \frac{M_{ext} \cdot C_2}{I} \text{ (Précontrainte + Poids propre + Force externe) (6)}$$

$$C_1 = \bar{y} = 150.60\text{mm}$$

$$\text{et } C_2 = y_t = 149,40 \text{ mm}$$

$$r^2 = \frac{I_{gt}}{A_c} = 7574.68\text{mm}^2$$

La relaxation des PRFC à long terme est de 4% (JSCE), pour des pertes totales (relaxation, friction, fluage, etc.) estimée à 10%, la précontrainte effective est estimée à :
 $P_e = 63,09 \text{ kN}$.

Les valeurs des moments sont maximales au milieu de la travée et sont égales :

$$M_{pp} = 232031,25 \text{ kN}$$

$$M_{ext} = 500 * P$$

Le calcul des équations (1) à (6) donne :

Fibre supérieure :

$$f_1^s = 2.31 \text{ Mpa}$$

$$f_2^s = 2.21 \text{ Mpa}$$

$$f_3^s = 1.98 - 0.000221P$$

Fibre inférieure :

$$f_1^i = -5.39 \text{ Mpa}$$

$$f_2^i = -5.29 \text{ Mpa}$$

$$f_3^i = -4.75 + 0.000219P$$

On vérifie bien qu' à la relâche :

$$f_2^s \leq f_{ti}$$

$$|f_2^i| \leq |f_{ci}|$$

La charge de fissuration :

- La charge à la fissuration est déduite par :

$$f_{ts} = f_3^i$$

$$4,91 = -4,75 + P_f * 0,000219$$

$$P_f = 44,1 \text{ kN}$$

La résistance ultime à la flexion :

- Une poutre en béton précontraint va rompre en tension lorsque l'armature de précontrainte atteindra une contrainte f_{ps} généralement inférieure à la tension f_{pu} .

Pour une section rectangulaire, la résistance à la flexion nominale est :

$$M_n = A_{PRF} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

avec :

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{0.5 \rho_p f_{pu}}{f'_c} \right)$$

où :

$$\rho_p = \frac{A_{PRF}}{b \cdot d} = 0.00109$$

$$a = \frac{A_{PRF} f_{ps}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

(a étant la hauteur du bloc rectangulaire en compression).

$$f_{ps} = 2494,81 \text{ MPa et } a = 27,40 \text{ mm}$$

$$\text{d'où : } M_n = 31949317,74 \text{ N.mm}$$

Sachant qu'à la rupture :

$$M_n \approx 500 * P$$

On déduit la charge à la rupture :

$$P_{ult} = 63,90 \text{ kN}$$

Mode de rupture :

En utilisant une analyse par compatibilité des déformations avec itération successive, en considérant le comportement élastique des tendons composites jusqu'à la rupture, en supposant que la rupture du béton par compression a lieu lorsque la déformation du béton en compression atteint : $\epsilon_{cu} = 0.003$ (ACI), on arrive à une déformation du tendon Leadline à 1,749 %, ce qui dépasse nettement la déformation ultime des tendons Leadline ($\epsilon_u = 1,3\%$). Donc la rupture a lieu par tension.

Résistance au cisaillement des poutres précontraintes :

L'expression de l'effort tranchant le long de la poutre peut être aisément déduite de l'équation :

$$V = -\frac{dM}{dX}$$

Poids propre :

$$0 \leq x \leq 100$$

$$V = w_d \cdot x$$

$$100 \leq x \leq 750$$

$$V = w_d \cdot x - 750 \cdot w_d$$

Force externe :

$$0 \leq x \leq 100$$

$$V = 0$$

$$100 \leq x \leq 600$$

$$V = -P$$

$$600 \leq x \leq 750$$

$$V = 0$$

Dans le design précédent, l'étude a été consacrée aux déformations longitudinales et aux contraintes longitudinales correspondantes, cependant les structures soumises à la flexion seront sujettes à des contraintes de cisaillement qui peuvent résulter en des fissures diagonales et éventuellement une rupture par cisaillement.

Deux types de fissures peuvent apparaître de par le cisaillement : les fissures de cisaillement en réseau (web shear cracking) et les fissures flexion cisaillement. Les premières se développent près du centroïde de la section, tandis que les secondes se développent comme extension à des fissures déjà existantes dues à la flexion (COLLINS et MITCHELL, 1987).

- L'effort de cisaillement requis pour causer les fissures de cisaillement en réseau (ACI comité 318) est :

$$V_{cw} = 0.33\sqrt{f'_c} \left(\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\sqrt{f'_c}}} \right) \cdot b \cdot d + V_p$$

où :

f_{pc} : Contrainte en compression au centroïde de la section.

V_p : Composante verticale de la force de précontrainte dans le cas des tendons inclinés.

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A} = \frac{63.09 \cdot 10^3}{45000} = 1.4 \text{ Mpa}$$

d'où $V_{cw} = 105,56 \text{ kN}$

L'effort de cisaillement requis pour causer les fissures flexion cisaillement est :

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d + \frac{V}{M} \cdot M_{cr}$$

où :

V/M : Le ratio de l'effort tranchant et le moment dans la section étudiée de la poutre.

M_{cr} : Défini par l'ACI 308 comme étant le moment qui initie les fissures dû à la flexion.

La précontrainte cause une contrainte de compression à la fibre inférieure de la poutre égale à 5,39 MPa, les fissures ont lieu lorsque la contrainte dans la fibre inférieure de la poutre atteint $0.5\sqrt{f'_c} = 2.96 \text{ Mpa}$.

$$M_{cr} = (5.39 + 2.96) * \frac{I}{C_2} = 19.05 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

La tension diagonale maximum dans toute poutre ne se produit généralement pas au voisinage du support, ainsi pour une poutre aux appuis simples soumises à une charge concentré à mi- portée la tension diagonale maximum se produit pour une section vers le quart de la portée.

Calculons ainsi V_{ci} pour le quart de la portée à $x = 375 \text{ mm}$

$$\frac{V}{M}(x = 375, P) = \frac{421.875 + P}{152929.68 + 275P}$$

$$\frac{V}{M}(\text{min}) = 0.00275$$

$$\text{et } V_{ci} = 64,6 \text{ kN}$$

$$\text{Ainsi } \text{Min}(V_{ci}, V_{cw}) = V_{ci}$$

Pour $x = 375 \text{ mm}$, l'expression de l'effort tranchant fournit une valeur ed

$$|V| = 421.8 + P$$

$$\text{et } P_{ult} = 63,9 \text{ kN} = 63900 \text{ N}$$

$$\text{et : } |V| = 64.3(\text{KN}) \leq V_{ci}$$

Pour cela, il n'a pas été jugé indispensable d'inclure des armatures transversales.

ANNEXE 2

CALCUL DES DÉFORMATIONS DANS LE BÉTON AU NIVEAU DU TENDON

La déformation du béton à la hauteur du tendon s'exprime par :

$$\sigma_{\text{béton}} = -\frac{P_e}{A_c} - \frac{P_e \cdot e^2}{I_g}$$

avec :

$$\varepsilon_{\text{béton}} = \frac{\sigma_{\text{béton}}}{E_b}$$

Le module élastique à la relâche est calculé par la formule :

$$E_b = 5000 \cdot \sqrt{f'_{c3j}} \quad (\text{Cl.8.51 du CSA 23.3 Concrete code})$$

La résistance à la compression du béton a été testée à la relâche à 3 jours et correspond à une valeur de :

$$f'_{c3j} = 24.9 \text{ Mpa}$$

Ce qui correspond à un module élastique de : $E_b = 24.9 \text{ GPa}$.

On définit le facteur d'équivalence entre l'armature PRF et le béton par :

$$n = \frac{E_{prf}}{E_b} = \frac{166}{24.9} = 6.66$$

La section composée en béton renforcée par une armature composite se calcule par :

$$A_b = h * b + (n - 1) A_{prf}$$

$$A_b = 300 * 150 + 5.66 * 49 = 45277,34 \text{ mm}^2$$

L'excentricité calculée à partir de l'axe neutre est définie par :
 $e = C2 - 25$ (Le tendon a un couvert de béton de 1'' ou 25mm)

$$C1 = \frac{A_b + h/2 + (n-1)A_{PRF}(h-25)}{A_b + (n-1)A_{PRF}} = 150.64 \text{ mm}$$

$$C2 = 149,36 \text{ mm}$$

$$D'où = 124,36 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie composé est définie par :

$$I_c = b.h^3 / 12 + b.h.(C1 - h/2)^2 + (n-1)A_{prf}(h - 25 - C1)^2 = 341.1.10^6 \text{ mm}^4$$

Une précontrainte correspondant à 55% de la résistance ultime correspond à :

$$P_i \approx 70 \text{ kN}$$

Les pertes par relaxation sont estimées à 1% pour les PRFC à 100 heures [JSCE 1993], seules les pertes par relaxation sont considérées pour le calcul théorique, les autres pertes étant inconnues.

$$P_e = 69,3 \text{ kN}$$

Et

$$\sigma_{\text{béton}} = -\frac{69300}{45277.34} - \frac{69300.(124.36)^2}{341.1.10^6} = 4.72 \text{ Mpa}$$

et

$$\varepsilon_{\text{béton}} = \frac{4.72}{24.9.10^3} = 19.10^{-5}$$