

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DU
DOCTORAT EN GÉNIE
Ph. D.

PAR
Georges EL-SAIKALY

ÉVALUATION DU COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN
BÉTON ARMÉ RENFORCÉES À L'EFFORT TRANCHANT À L'AIDE DE
POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES

MONTRÉAL, LE 6 JUILLET 2015

©Tous droits réservés, Georges El-Saikaly, 2015

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Omar Chaallal, directeur de recherche
Département de Génie de la Construction à l'École de Technologie Supérieure

M. Anh Dung Ngô, président du jury
Département de Génie Mécanique à l'École de Technologie Supérieure

Mme Marie-José Nollet, membre du jury
Département de Génie de la Construction à l'École de Technologie Supérieure

M. Radhouane Masmoudi, ing., Ph.D., membre externe indépendant
Professeur titulaire, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke

M. Munzer Hassan, ing., Ph.D., membre externe
Ingénieur principal, CIMA+ Société d'ingénierie

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 11 JUIN 2015

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

La présente thèse n'aurait pas été possible sans la bienveillance de certaines personnes. Je voudrais leur exprimer toute mon estime et ma sincère gratitude.

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, le professeur Omar Chaallal, pour toute la confiance qu'il m'a accordée en acceptant d'encadrer cette recherche doctorale, pour ses multiples conseils et pour toutes les heures qu'il a consacrées à diriger cette étude. Je suis ravi d'avoir travaillé à ses côtés car outre son appui scientifique, il a toujours été là pour me soutenir et me conseiller dans l'élaboration de cette thèse. Sa disponibilité et son aide au cours de certains moments difficiles ont été salutaires et d'un immense réconfort; merci infiniment professeur Omar Chaallal.

Mes remerciements les plus respectueux vont également à tous les membres du jury qui me font l'honneur d'évaluer cette thèse.

Ma reconnaissance va aussi aux messieurs John Lescelleur (technicien senior), Juan Mauricio Rios (technicien) et Andres Barco (technicien) au laboratoire des structures lourdes pour leur précieuse collaboration dans la réalisation de chaque étape du programme expérimental.

Enfin, ma gratitude va à ceux qui ont plus particulièrement assuré le soutien moral de cette étude : ma famille et mes amis qui ont tout fait pour m'aider et m'appuyer dans tout ce que j'ai entrepris jusqu'à ce jour.

ÉVALUATION DU COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES À L'EFFORT TRANCHANT À L'AIDE DE POLYMIÈRES RENFORCÉS DE FIBRES

Georges EL-SAIKALY

RÉSUMÉ

Le risque d'effondrement des poutres des ponts en béton armé (BA) sous chargement cyclique à long terme (fatigue) constitue un des problèmes majeurs auxquels fait face le patrimoine d'infrastructures des pays industrialisés dont le Canada. En Amérique du nord, le tiers des ponts sont identifiés comme étant déficients. Cependant les coûts élevés associés à l'entretien et à la mise en état de ces structures imposantes et importantes, les augmentations progressives et significatives des exigences des charges mobiles, et les inconvénients associés aux méthodes conventionnelles de renforcement posent des défis techniques et socio-économiques significatifs. Ceci a ouvert la porte au développement de nouvelles méthodes de réhabilitation plus efficaces, faciles à mettre en œuvre et durables. La technologie du renforcement à l'aide de polymères renforcés de fibres (PRF) est désormais établie comme étant une technique de réhabilitation structurale efficace et économiquement viable. Le renforcement des poutres en BA à l'aide de PRF sous charges statiques est bien documenté et plusieurs guides, normes et codes internationaux lui sont désormais dédiés. Ceci contraste avec le comportement des poutres renforcées sous charges cycliques, et plus particulièrement pour le renforcement à l'effort tranchant. Ceci s'explique par le fait que le comportement en fatigue est complexe en raison de la contribution de plusieurs paramètres d'influence majeure. On peut citer les conditions de chargement cyclique (amplitude, fréquence et nombre de cycles de contraintes), le caractère répétitif des charges cycliques qui peut accélérer l'endommagement de la structure dû à la dégradation accumulée par fatigue, ainsi que les problèmes de rupture prématuée en cisaillement.

L'objectif de la présente recherche doctorale est de contribuer à combler ces lacunes et à mieux comprendre le comportement en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF. L'étude comprend des investigations théoriques et expérimentales. Le volet théorique vise à synthétiser l'état des connaissances consacrées à ce sujet. Le volet expérimental consiste à effectuer des essais exhaustifs sur des poutres en grandeur nature de section en Té en BA renforcées à l'effort tranchant à l'aide de PRF collés en surface. Les spécimens sont soumis à des charges cycliques jusqu'à 6 millions de cycles à une fréquence de 3 Hz. Ceux qui n'ont pas subi la rupture par fatigue sont ensuite testés sous charges statiques pour évaluer leur capacité résiduelle. Une comparaison avec les limites en fatigue recommandées par les normes et guides de conception est établie. Les résultats ont démontré l'efficacité des techniques de renforcement mises à l'essai, produisant ainsi des résultats probants qui peuvent s'avérer très utiles pour le renforcement des ponts en béton et pour l'industrie de la construction en général. Ces recherches ont fourni des conclusions concrètes, et ce grâce à la pertinence des variables examinées telles que l'amplitude de chargement cyclique, le système de renforcement en PRF et le taux des armatures d'acier transversales.

Mots-clés : poutres en béton, polymères renforcés de fibres (PRF), renforcement à l'effort tranchant, chargement cyclique de fatigue.

ASSESSMENT OF FATIGUE BEHAVIOR FOR REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH FIBER REINFORCED POLYMER COMPOSITES

Georges EL-SAIKALY

ABSTRACT

The risk of collapse of reinforced concrete (RC) bridge girders under long-term cyclic loading (fatigue) is one of the major problems facing the existing infrastructure in modern world including Canada. In North America, one third of bridges are classified as structurally deficient or functionally obsolete. However, the authorities are faced with major economic and technical challenges due to high costs associated with the maintenance and retrofit of these important structures, the continuous increase in service loads and traffic volumes, and the major drawbacks associated to conventional strengthening methods. This highlights the need to develop innovative rehabilitation methods that are more effective, easy to implement, and viable. The use of fiber reinforced polymers (FRP) has attracted enormous interest and is now established as a structurally efficient and cost-effective strengthening technology. Strengthening RC beams with FRP under static loading is well documented and design guides are provided in many international standards and codes. In contrast, studies on the behavior of beams strengthened with FRP under cyclic loads are relatively few, especially with regard to shear strengthening. This is attributed to the fact that fatigue behavior is a complex issue due to the contribution of many variables, such as cyclic loading conditions (load range, frequency and number of applied cycles), the repetitive nature of cyclic loads that may increase the rate of damage due to cumulative fatigue degradation of the structure, as well as the premature shear failure problems.

The objective of this doctoral research is to contribute to bridge these gaps and better understand the fatigue behavior of RC beams strengthened with FRP. The study includes theoretical and experimental investigations. The theoretical part aims to synthesize the state-of-the-art devoted to this subject. The experimental part involves exhaustive tests on full-scale RC T-section beams strengthened in shear with externally bonded (EB) FRP. The specimens are subjected to fatigue loading up to 6 million load cycles at a rate of 3 Hz. The specimens that did not fail in fatigue are then tested under static loading up to failure to evaluate their residual capacity. A comparison with the fatigue limits specified by standards and design guidelines is established. The test results demonstrated the effectiveness of the implemented shear strengthening techniques with EB FRP, thus producing significant results that might be useful for the strengthening of concrete bridges and for the construction industry in general. This undertaking has provided important conclusions, particularly due to the relevance of the examined variables such as the cyclic loading range, the FRP strengthening system, and ratio of the transverse steel internal reinforcement.

Keywords: concrete beams, fiber reinforced polymers (FRP), shear strengthening, cyclic fatigue loading.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte général	1
1.2 Contextes de déficience des ponts existants	2
1.3 Problématiques quant à la réhabilitation des poutres en béton à l'aide de PRF sous charges cycliques	7
1.4 Objectifs de la thèse	8
1.5 Approche Méthodologique	9
1.6 Retombées prévues (contributions originales).....	12
1.7 Organisation de la thèse	13
CHAPITRE 2 UTILISATION DES MATERIAUX COMPOSITES AVANCÉS POUR LE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON – GÉNÉRALITÉS	15
2.1 Matériaux composites avancés (MCA) en polymères renforcés de fibres (PRF).....	15
2.1.1 Les constituants d'un composite PRF	15
2.1.2 Les fibres (renforts).....	16
2.1.3 Les résines polymères (matrice)	20
2.1.4 Propriétés mécaniques des composites PRF	22
2.1.5 Comparaison des composites PRF	26
2.2 Généralités sur le renforcement des structures en béton à l'aide de PRF	27
2.2.1 Historique de l'évolution des normes en vigueur quant à l'utilisation de PRF	27
2.2.2 Systèmes de renforcement à l'aide de PRF	31
2.2.3 Durabilité à long terme et en fatigue des composites PRF	37
2.2.4 Modes de rupture des poutres en béton renforcées en cisaillement à l'aide de PRF	43
CHAPITRE 3 COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF COLLÉS EN SURFACE – REVUE DE LA LITTÉRATURE	49
3.1 Notions générales et définitions.....	49
3.2 Limites de contraintes recommandées par les normes en vigueur pour la conception à l'état limite de fatigue (ÉLF)	52
3.3 Durée de service en fatigue (relation $S-N$ de Wöhler)	56
3.4 Fatigue des matériaux : béton, armatures d'acier, béton armé et PRF	61
3.5 Analyse des recherches expérimentales antérieures - Revue documentaire et bibliographique	65
3.5.1 Paramètres d'étude en fatigue	69
3.5.2 Dégradation accumulée par fatigue	73
3.5.3 Modes de rupture	75
3.5.4 Poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface.....	76

3.6	Synthèses des résultats des recherches expérimentales	82	
3.7	Les besoins en recherche	85	
CHAPITRE 4 EXTENDING THE FATIGUE LIFE OF REINFORCED CONCRETE T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EXTERNALLY BONDED FRP: UPGRADING VERSUS REPAIRING			87
4.1	Abstract	87	
4.2	Introduction	88	
4.3	Experimental program	91	
4.3.1	Description of specimens	93	
4.3.2	Properties of materials	93	
4.3.3	Variables examined	95	
4.3.4	Test setup and procedure	95	
4.3.5	Instrumentation	98	
4.4	Analysis of test results	100	
4.4.1	Overall response	100	
4.4.2	Modes of failure	100	
4.4.3	Fatigue test results	105	
4.4.4	Cumulative fatigue degradation	118	
4.4.5	Test results for monotonic loading	123	
4.5	Conclusions	127	
4.6	Acknowledgments	128	
CHAPITRE 5 FATIGUE BEHAVIOR OF RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EB CFRP L-SHAPED LAMINATES			129
5.1	Abstract	129	
5.2	Introduction	130	
5.3	Experimental program	133	
5.3.1	Description of specimens	134	
5.3.2	Properties of materials and strengthening method	134	
5.3.3	Test setup and procedure	138	
5.3.4	Instrumentation	139	
5.4	Analysis of test results	142	
5.4.1	Overall response	142	
5.4.2	Modes of failure	142	
5.4.3	Fatigue test results	145	
5.4.3	Deflection response	145	
5.4.3	Strain response	147	
5.4.4	Cumulative fatigue degradation	156	
5.4.5	Static test results (beams that underwent fatigue)	159	
5.5	Conclusions	161	
5.6	Acknowledgments	163	
CHAPITRE 6 CYCLIC PERFORMANCE OF RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH FRP COMPOSITES: SHEETS VERSUS LAMINATES			165

6.1	Abstract	165
6.2	Introduction.....	166
6.3	Experimental program	168
6.3.1	Description of test specimens	169
6.3.2	Properties of materials and strengthening methods	171
6.3.3	Test setup and procedure	172
6.3.4	Instrumentation	174
6.4	Experimental test results: analysis and discussion.....	176
6.4.1	Failure modes.....	176
6.4.2	Fatigue behavior under cyclic loading.....	180
6.4.3	Post-fatigue behavior under monotonic loading.....	192
6.5	Conclusions.....	197
6.6	Acknowledgments.....	199
 CHAPITRE 7 NEW ANCHORAGE TECHNIQUE FOR FRP SHEAR-STRENGTHENED RC T-BEAMS USING CFRP ROPE		
7.1	Abstract	201
7.2	Introduction.....	202
7.3	Experimental program	205
7.3.1	Test specimens	205
7.3.2	Materials	209
7.3.3	Strengthening procedure	211
7.3.4	Test setup	213
7.4	Results and discussion	214
7.4.1	Ultimate load-carrying capacities and failure modes.....	214
7.4.2	Load-deflection behavior	220
7.4.3	Strain response.....	223
7.5	Conclusions.....	229
7.6	Acknowledgments.....	230
 CONCLUSION		
231		
 RECOMMANDATIONS		
237		
 ANNEXE I BASE DE DONNÉES DES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES ANTÉRIEURES SUR LE COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF COLLÉS EN SURFACE		
239		
 BIBLIOGRAPHIE		
253		

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau 2.1	Propriétés typiques des fibres (renforts)	19
Tableau 2.2	Propriétés typiques des résines polymères (matrice)	22
Tableau 2.3	Propriétés typiques des composites PRF	24
Tableau 2.4	Comparaison qualitative des composites PRF	26
Tableau 3.1	Contraintes maximales dans les systèmes PRF	55
Tableau 3.2	Sommaire des recherches expérimentales antérieures sous chargement de fatigue	67
Table 4.1	Experimental program matrix	92
Table 4.2	Mixture proportions and properties of concrete.....	94
Table 4.3	Mechanical properties of internal steel reinforcement.....	94
Table 4.4	Mechanical properties of CFRP	94
Table 4.5	Load conditions.....	97
Table 4.6	Failure modes for fatigue and static tests.....	101
Table 4.7	Deflection measurements at load point under fatigue loading.....	106
Table 4.8	Strains under fatigue loading for the first cycle.....	109
Table 4.9	Strains under fatigue loading for the last cycle.....	110
Table 4.10	Increase in fatigue life after strengthening with FRP for series S1	123
Table 4.11	Static test results subsequent to fatigue loading	124
Table 5.1	Experimental program matrix	133
Table 5.2	Mixture proportions and properties of concrete.....	135
Table 5.3	Mechanical properties of internal steel reinforcement.....	136
Table 5.4	Mechanical properties of CFRP composite materials.....	136
Table 5.5	Load conditions.....	140

Table 5.6	Failure modes for fatigue and static tests.....	144
Table 5.7	Deflection measurements at load point under fatigue loading.....	146
Table 5.8	Strains under fatigue loading: (a) first cycle; (b) last cycle	148
Table 5.9	Increase in fatigue life after EB FRP strengthening	157
Table 5.10	Static test results subsequent to fatigue loading	159
Table 6.1	Experimental test specimens.....	169
Table 6.2	Mechanical properties of steel reinforcements	171
Table 6.3	Mechanical properties of CFRP systems	172
Table 6.4	Loading conditions.....	173
Table 6.5	Failure modes for fatigue and subsequent static tests.....	176
Table 6.6	Deflection measurements at load point under fatigue loading.....	182
Table 6.7	Increase in strains during fatigue tests for the maximum applied load P_{max}	183
Table 6.8	Increase in strain and stress ranges corresponding to $(P_{max}-P_{min})$ during fatigue tests	184
Table 6.9	Post-fatigue static test results.....	192
Table 7.1	Experimental Results	208
Table 7.2	Mechanical and Elastic Properties of CFRP L-Strips, Sheets and Rope	210
Tableau-A I-1	Base de données des recherches expérimentales sous chargement de fatigue.....	240

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Évolution de construction des ponts du RRS québécois, en pourcentage ...4
Figure 1.2	Évolution de construction des ponts aux États-Unis, en pourcentage4
Figure 1.3	Évolution de l'état de déficience des ponts, en pourcentage5
Figure 1.4	Évolution des investissements sur la conservation des structures du réseau routier québécois.....6
Figure 1.5	Évolution des investissements sur la réhabilitation des ponts aux États-Unis.....7
Figure 1.6	Méthodologie11
Figure 2.1	Combinaison fibres et polymère d'un MCA.....16
Figure 2.2	Courbes contrainte-déformation des différents types de fibres et d'armature d'acier17
Figure 2.3	Courbes contrainte-déformation typiques des fibres, matrices et PRF25
Figure 2.4	Types de PRF : (a) tissus, (b) lamelles, et (c) barres32
Figure 2.5	Rouleau de tissus en PRF à base de carbone33
Figure 2.6	Techniques de renforcement à l'aide de PRF collés en surface.....35
Figure 2.7	Configurations de renforcement en cisaillement des PRF : a) sur les faces latérales; b) en forme de U; c) en enveloppe complète36
Figure 2.8	Renforcement en cisaillement des poutres à l'aide de PRF collés en surface : (a) enrobement à l'état liquide des tissus; (b) collage des lamelles pré-imprégnées37
Figure 2.9	Durabilité des PRF38
Figure 2.10	Modes de rupture en cisaillement des poutres en BA : a) non-renforcée et b) renforcée à l'aide de PRF44
Figure 3.1	Définition d'un cycle de contrainte en fatigue.....50
Figure 3.2	Courbe <i>S-N</i> ou Courbe de Wöhler51

Figure 3.3	Amplitude des moments appliqués à être utiliser pour vérifier les limites de contraintes des PRF	54
Figure 3.4	Mécanismes de rupture par fatigue des PRF unidirectionnels	64
Figure 3.5	Limites d'endurance en fatigue des PRFC et PRFV	65
Figure 3.6	Dégradation accumulée par fatigue	74
Figure 4.1	Details of specimens: (a) elevation; (b) cross-sections (dimensions in mm)	92
Figure 4.2	Experimental setup and instrumentation of strain and crack gauges (dimensions in mm)	99
Figure 4.3	Crack pattern at failure and steel rupture under fatigue loading: a) CON-S1; b) EBS-S1-A; c) EBS-S3-A	102
Figure 4.4	Common failure mode under monotonic loading: a) CON-S0; b) CON-S3; c) EBS-S0-A; d) EBS-S3-B; e&f) EBS-S1-B before and after removal of FRP sheet	103
Figure 4.5	Deflection at the load point versus number of cycles for P_{max} : (a) control specimens; (b) strengthened specimens	107
Figure 4.6	Maximum strain in steel stirrups versus number of cycles for P_{max} : (a) control specimens; (b) strengthened specimens (stirrup ST2)	111
Figure 4.7	Longitudinal steel strain at the load point versus number of cycles for P_{max} : (a) control specimens; (b) strengthened specimens	115
Figure 4.8	Maximum CFRP strain versus number of cycles for P_{max}	117
Figure 4.9	Concrete strut strain versus number of cycles for P_{max} : (a) control specimens; (b) strengthened specimens	119
Figure 4.10	Deflection response at each 0.5M cycles: (a) CON-S1; (b) EBS-S1-A; (c) EBS-S1-B; (d) CON-S3; (e) EBS-S3-A; (f) EBS-S3-B	120
Figure 4.11	CFRP strain response - loading and unloading paths: (a) EBS-S1-A; (b) EBS-S1-B; (c) EBS-S3-A; (d) EBS-S3-B	122
Figure 4.12	Deflection at the load point under monotonic loading: (a) control specimens; (b) series S0; (c) series S1; (d) series S3	126
Figure 5.1	Details of specimens (dimensions in mm)	135

Figure 5.2	Step-by-step procedure for CFRP L-shaped laminates application	137
Figure 5.3	Experimental setup and instrumentation of strain and crack gauges (dimensions in mm)	141
Figure 5.4	Crack patterns at failure of test specimens	143
Figure 5.5	Deflection at the load point for P_{max}	146
Figure 5.6	Maximum strain in steel stirrups for P_{max}	150
Figure 5.7	Longitudinal steel strain at the load point for P_{max}	152
Figure 5.8	Maximum CFRP strain versus number of cycles for P_{max}	154
Figure 5.9	Concrete strut strain versus number of cycles for P_{max}	155
Figure 5.10	Deflection response at each 0.5 million cycles for specimens: (a) CON-S1; (b) EBL-S1; (c) CON-S3; (d) EBL-S3	158
Figure 5.11	Deflection response for specimens under monotonic loadings	160
Figure 6.1	Details of specimens: (a) specimen configuration with L-shaped laminates; (b) specimen configuration with U-wrapped sheets; (c) cross-section and strengthening schemes (dimensions in mm)	170
Figure 6.2	Test setup: (a) locations of steel-stirrups and strain gauges; (b) locations of crack gauges (dimensions in mm)	175
Figure 6.3	Failure modes and crack patterns at rupture of test specimens	177
Figure 6.4	Flexure fatigue failure of EBS-S1: (a) longitudinal steel rupture (after removal of concrete); (b) crack growth at load point before ultimate failure	179
Figure 6.5	Deflection at the load point for P_{max} : EBS vs. EBL specimens	182
Figure 6.6	Strain response for P_{max} : (a) in steel stirrups; (b) in longitudinal steel; (c) in CFRP	185
Figure 6.7	Deflection response at each 0.5 million cycles for specimens: (a) EBS-S1; (b) EBL-S1; (c) EBS-S3; (d) EBL-S3	191
Figure 6.8	Load-Deflection relationship under static loading	193
Figure 6.9	Strain response under static loading: (a) in steel stirrups; (b) in CFRP	195
Figure 7.1	Preparation of CFRP ropes into desired lengths	204

Figure 7.2	Specimen dimension and test setup: (a) arrangement of steel stirrups and location of strain gauges for the S3 series; (b) arrangement of steel stirrups and location of strain gauges for the S1 series; (c) specimen configuration with CFRP L-strips; (d) specimen configuration with CFRP sheet; (e) cross section; (f) cross-section of specimen strengthened with CFRP L-strips and anchored with CFRP rope (dimensions in mm)	207
Figure 7.3	Specimens anchored with CFRP rope: (a) surface preparation; (b) attachment of L-strips; (c) insertion of CFRP rope; (d) injection of epoxy inside the holes; (e) L-strips with CFRP rope; (f) instrumentation of an anchored specimen.....	212
Figure 7.4	Failure mode of strengthened specimens: (a) concrete crushing of anchored specimen; (b) debonding of overlapped L-strips legs and slippage of CFRP rope; (c) rupture of steel stirrups	217
Figure 7.5	Load versus deflection relationships: (a) S0 series; (b) S3 series; (c) S1 series.....	222
Figure 7.6	Load versus strain in longitudinal steel reinforcement at load point for the anchored specimens.....	224
Figure 7.7	Load versus strain in steel stirrups: (a) S3 series; (b) S1 series	225
Figure 7.8	Load versus FRP strain: (a) S0 series; (b) S3 series; (c) S1 series	228

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
BA / RC	Béton armé / Reinforced concrete
BS	British Standards
CAN/CSA	Association Canadienne de Normalisation
CIDAR	Center for Infrastructure Diagnosis, Assessment and Rehabilitation
CMD / DLA	Coefficient de majoration dynamique / Dynamic load allowance
CNR	Conseil National de la Recherche
EB	Externally bonded
ÉLF	État limite de fatigue
FHWA	Federal Highway Administration
FIB	Fédération Internationale du Béton
ISIS	Intelligent Sensing for Innovative Structures
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
MCA	Matériaux composites avancés
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NSM	Near surface mounted
PFR / FRP	Polymères renforcés de fibres / Fiber reinforced polymers
PRFC / CFRP	Polymères renforcés de fibres de carbone / Carbon fiber reinforced polymers

PRFV / GFRP	Polymères renforcés de fibres de verre / Glass fiber reinforced polymers
PRFA / AFRP	Polymères renforcés de fibres d'aramide / Aramid fiber reinforced polymers
RRMUN	Réseau routier municipal
RRS	Réseau routier supérieur

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

a	Longueur de cisaillement (mm)
A_s	Aire d'armature longitudinale (mm^2)
A_v	Aire d'armature transversale (mm^2)
b_w	Largeur de l'âme de la poutre (mm)
C_E	Facteur de réduction environnemental
CGi	Position i de la jauge sur les tissus en PRF
d	Profondeur effective de la poutre (mm)
EBLi	Position i de la jauge sur les lamelles en PRF
E_f	Module d'élasticité des fibres (GPa)
E_{frp}	Module d'élasticité des PRF (GPa)
E_m	Module d'élasticité de la matrice (GPa)
E_s	Module d'élasticité de l'armature d'acier (GPa)
f'_c	Résistance spécifiée en compression du béton (MPa)
$f_{c,s}$	Contrainte en compression dans le béton (MPa)
f_f	Résistance en tension des fibres (MPa)
f_{frp}	Contrainte en tension dans les PRF (MPa)
f_{frps}	Contrainte en tension dans les PRF sous charges de service (MPa)
f_{frpu}	Résistance ultime en tension des PRF (MPa)
f_m	Résistance en tension de la matrice (MPa)
$f_{s,s}$	Contrainte en tension dans l'armature d'acier sous charges de service (MPa)
f_y	Contrainte limite élastique spécifiée en tension de l'armature d'acier (MPa)
h	Hauteur totale de la poutre (mm)

h_f	Épaisseur de la semelle (dalle) de la poutre en Té
L	Longueur de la poutre (m)
L_e	Longueur effective d'ancrage du renfort en PRF (mm)
N	Nombre de cycles de contraintes à la rupture
P	Résistance ultime statique de la poutre (kN)
P_{max}	Charge cyclique maximale appliquée (kN)
P_{min}	Charge cyclique minimale appliquée (kN)
P_{moy} / P_{mean}	Charge cyclique moyenne appliquée / Mean applied cyclic load (kN)
R_{frp}	Taux de rigidité du renfort en PRF
s	Espacement des étriers d'acier (mm)
s_{frp}	Espacement des bandes en PRF collés en surface (mm)
S	Amplitude maximale des contraintes dans les armatures longitudinales à la rupture sous chargement de fatigue (MPa)
S0	Série de spécimens sans armature transversale ($s = 0$)
S1	Série de spécimens avec étriers d'acier espacés de $s = d/2$
S3	Série de spécimens avec étriers d'acier espacés de $s = 3d/4$
STi	Position i de la jauge sur les étriers d'acier
t_{frp}	Épaisseur d'une couche de renfort en PRF (mm)
T_g	Température de transition vitreuse (°C)
V_c	Résistance à l'effort tranchant du béton (kN)
V_{frp}	Résistance à l'effort tranchant des PRF (kN)
V_s	Résistance à l'effort tranchant de l'armature d'acier transversale (kN)
w_{frp}	Largeur du renfort en PRF (mm)

α_L	Coefficient de dilatation thermique longitudinale (1/°C)
α_T	Coefficient de dilatation thermique transversale (1/°C)
ε_c	Déformation dans les bielles comprimées du béton ($\mu\varepsilon$)
ε_f	Déformation à la rupture des fibres ($\mu\varepsilon$)
ε_{frp}	Déformation dans les PRF ($\mu\varepsilon$)
ε_{frpd}	Déformation de décollement des PRF ($\mu\varepsilon$)
ε_{frpe}	Déformation effective des PRF ($\mu\varepsilon$)
ε_{frpu}	Déformation ultime des PRF ($\mu\varepsilon$)
ε_m	Déformation à la rupture de la matrice ($\mu\varepsilon$)
ε_s	Déformation dans les armatures longitudinales ($\mu\varepsilon$)
ε_{str}	Déformation dans les étriers d'acier ($\mu\varepsilon$)
ε_y	Déformation à la plastification de l'armature d'acier ($\mu\varepsilon$)
θ	Angle d'inclinaison des fissures diagonales par rapport à l'axe de la poutre
$\mu\varepsilon$	Microdéformation (Microstrain)
ρ	Masse volumique (g/cm ³)
ρ_{frp}	Taux du renfort en PRF
ρ_s	Taux d'armature longitudinale
σ_{max}	Contrainte maximale dans l'armature d'acier sous charges de fatigue (MPa)
σ_{min}	Contrainte minimale dans l'armature d'acier sous charges de fatigue (MPa)
ψ_{frp}	Facteur d'efficience du renfort en PRF
ΔP	Amplitude de chargement cyclique appliquée, $\Delta P = P_{max} - P_{min}$ (kN)
$\Delta\delta$	Amplitude du déplacement (flèche) de la poutre (mm)
$\Delta\varepsilon_c$	Amplitude des déformations dans les bielles comprimées du béton ($\mu\varepsilon$)

$\Delta\varepsilon_{frp}$	Amplitude des déformations dans les PRF ($\mu\varepsilon$)
$\Delta\varepsilon_s$	Amplitude des déformations dans les armatures longitudinales ($\mu\varepsilon$)
$\Delta\varepsilon_{str}$	Amplitude des déformations dans les étriers d'acier ($\mu\varepsilon$)
$\Delta\sigma_s$	Amplitude des contraintes dans les armatures longitudinales (MPa)
$\Delta\sigma_{str}$	Amplitude des contraintes dans les étriers d'acier (MPa)

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte général

En Amérique du Nord, la plupart des ouvrages d'art, notamment les ponts en béton armé (BA) présentement en service, ont été construits de 1960 à 1980. Plus du tiers de ces ponts sont, de nos jours, considérés comme structuralement déficients ou fonctionnellement obsolètes compte tenu des conditions des constituants de la structure et de la capacité des ponts à répondre aux exigences des normes actuelles de conception. Ces critères sont établis en référence à une méthode générale d'évaluation sous forme d'indices d'état et de fonctionnalité.

Outre les paramètres couramment cités pour l'ensemble des structures tels que le vieillissement, les erreurs de conception, l'exposition aux surcharges imprévues (augmentation des surcharges réglementaires), le changement d'usage de la structure, les effets environnementaux, le fluage, la corrosion des armatures d'acier, la dégradation accumulée par fatigue est considérée comme un facteur majeur de détérioration rapide des ouvrages d'art. En effet, bien que les ponts soient généralement soumis à des charges cycliques bien en deçà de leurs capacités ultimes statiques, le caractère répétitif de chargement cyclique peut augmenter le taux d'endommagement des structures en BA. On observe alors une accélération dans la progression des fissures et une perte de rigidité accrue dues à la dégradation accumulée de la résistance par fatigue qui peut compromettre la stabilité, l'intégrité structurale et la sécurité de la structure. Ajoutons à cela les problèmes de rupture prématuée associés à la complexité et l'incompréhension du comportement en cisaillement des structures en BA, surtout sous chargement cyclique à long terme ou fatigue. Ceci nécessite le recours à des techniques de réhabilitation rapides, efficaces et durables pour prolonger la durée de service des structures déficientes.

Dès les années 1960, le renforcement des ponts à l'aide de plaques métalliques est utilisé pour augmenter la résistance et la rigidité des poutres en BA, notamment en flexion. Au cours des deux dernières décennies, une nouvelle technique de renforcement externe des structures en BA (incluant les bâtiments et les ponts) à l'aide de matériaux composites avancés (MCA) en polymères renforcés de fibres (PRF) a gagné en popularité grâce aux nombreux avantages qu'offrent les composites PRF comparés aux plaques d'acier. On souligne leur résistance plus élevée en tension et à la corrosion, une facilité d'installation, une bonne durabilité, ainsi qu'un poids propre plus léger (ratio rigidité sur poids propre plus élevé). L'utilisation de plus en plus répandue de cette technique de renforcement résulte également des avancées de la recherche dans le domaine entrepris durant ces dernières années. Ces efforts à l'échelle internationale ont traité de nombreux aspects de la technique, qui ont mené à des résultats concluants rédigés sous forme de guides normatifs de conception.

Cependant, la majorité des études disponibles évaluent le comportement des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF sous charges statiques; et ce volet de la recherche est relativement bien documenté, que ce soit en flexion ou en cisaillement. En revanche, les études sur l'évaluation du comportement en fatigue des poutres en BA renforcées sont à leur début avec une plus grande concentration des efforts sur le renforcement en flexion. La présente thèse a donc pour but de combler les lacunes et les besoins en recherche sur le renforcement en cisaillement des poutres en BA sous charges cycliques, tout en contribuant à la banque de données qui peuvent s'avérer utiles pour la communauté et pour l'industrie de la construction. Compte tenu de la popularité du renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF sous charges statiques, la faisabilité du renforcement à l'aide de PRF sous charges de fatigue mérite d'être étudiée plus en profondeur.

1.2 Contextes de déficience des ponts existants

Selon le Ministère des transports du Québec (MTQ), le réseau routier québécois comprend près de 9600 structures réparties en deux grandes catégories:

- Les ponts du réseau routier supérieur (RRS), sous la responsabilité du MTQ, comprenant plus de 5300 structures dont la portée minimale est de 4.5 m;
- Les ponts du réseau routier municipal (RRMUN), sous la surveillance des municipalités de moins de 100000 habitants dont l'entretien a été repris par le Ministère en 2008. Cette catégorie compte près de 4300 ponts.

À titre de comparaison, selon le FHWA (*Federal Highway Administration – U.S. department of transportation*), le réseau routier aux États-Unis comprend environ 605000 ponts mais fait face aux mêmes défis quant à l'entretien des structures, leur réhabilitation ou leur remplacement et les investissements requis. L'état des structures fait l'objet de rapports continus et les principales conclusions font état d'une situation critique en termes d'investissements nécessaires pour le maintien des structures :

1. Plus de 70% des ponts du réseau routier québécois ont été construits entre les années 1960 et 1980 (Figure 1.1). L'âge moyen de service des ponts au Québec est d'environ 37 ans, selon le bilan de l'état des structures du RRS québécois publié par le MTQ (2011). Ces ponts s'approchent donc, sinon dépassent, de la fin de leur cycle de service prévu. Aux États-Unis, le FHWA (2013) a déclaré dans son rapport sur l'état des infrastructures qu'environ 68.5% des ponts existants ont dépassé 26 ans d'âge en 2010, dont 30.8% sont âgés de plus de 50 ans (Figure 1.2). L'âge moyen des ponts aux États-Unis est d'environ 42 ans. Il en résulte une période de demande insoutenable en entretien, en réparation, en renforcement et en reconstruction qui va s'échelonner sur des années.
2. Dans son rapport annuel de gestion 2013-2014, le MTQ a déclaré que 28.8% des ponts du RRS (environ 1525 ponts) ne sont pas en bon état et nécessitent une intervention rapide (renforcement ou remplacement) avant cinq ans, alors que 49.6% des ponts du RRMUN (environ 2130 ponts) sont identifiés comme déficients (MTQ 2014). Par comparaison, le FHWA a estimé que 24.9% des ponts étaient déficients en 2012 (environ 151497 ponts), dont 11% classés comme structuralement déficients et 13.9% comme fonctionnellement obsolètes (ASCE 2013).

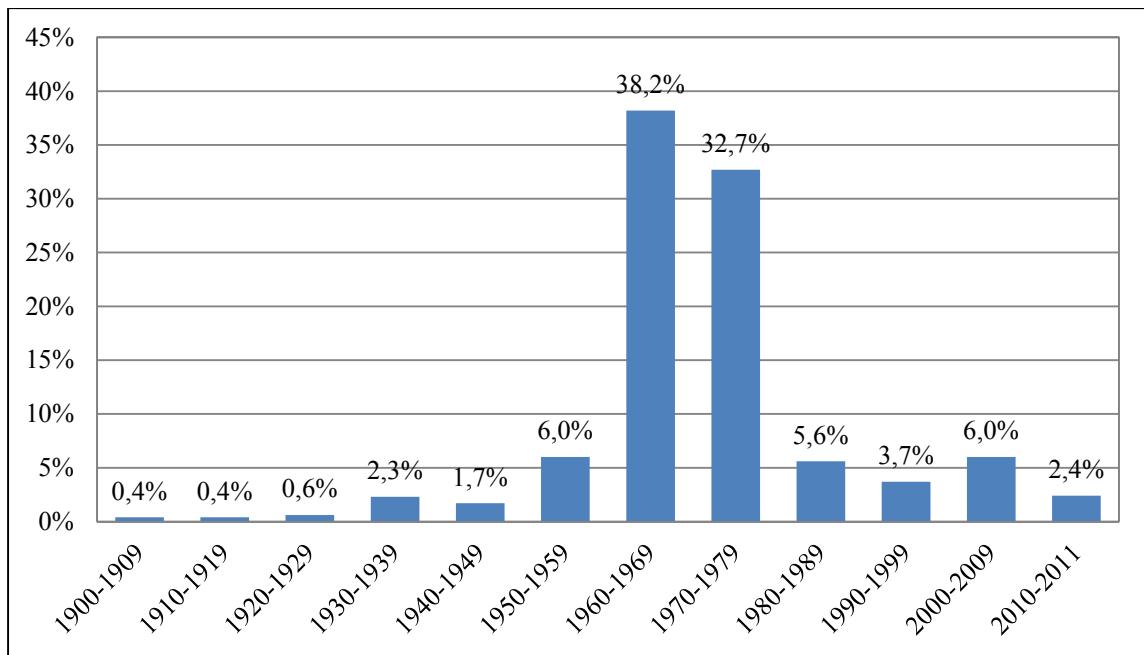


Figure 1.1 Évolution de construction des ponts du RRS québécois, en pourcentage
Adaptée de MTQ (2011)

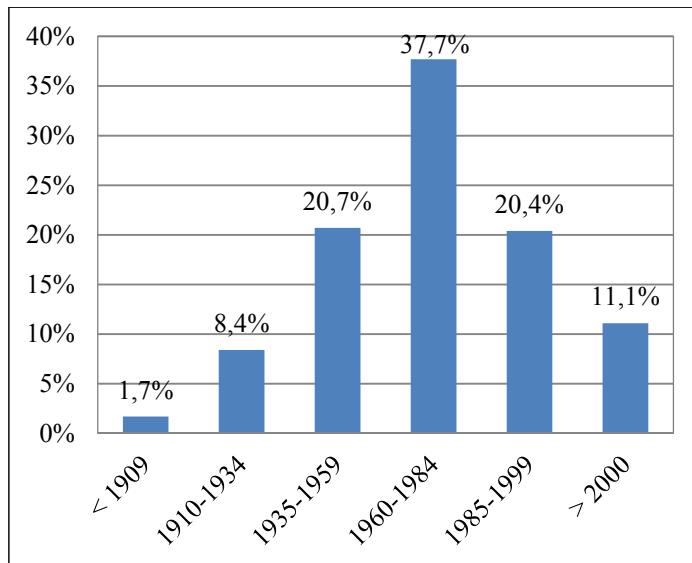


Figure 1.2 Évolution de construction des ponts aux États-Unis, en pourcentage
Adaptée de FHWA (2013)

3. La Figure 1.3 montre l'évolution de l'état de déficience des ponts, en pourcentage, pendant les 15 dernières années au Québec et aux États-Unis. On observe que la variation de pourcentage des ponts déficients du RRMUN a augmenté de 43% entre les années 1999 et 2008, suivi d'une amélioration de 19% entre 2009 et 2013. De même, au niveau du RRS une hausse de 23% du nombre des ponts déficients a été enregistrée entre 1999 et 2006, suivi par une diminution de 39% jusqu'en 2013. Ces améliorations sont attribuées aux énormes efforts consentis par le MTQ pour le renforcement et la conservation des ponts déficients suite à la chute du viaduc de la Concorde le 30 septembre 2006. Cependant, aux États-Unis une amélioration a été remarquée depuis 15 ans, avec une diminution de 21% du nombre des ponts déficients entre 1999 et 2012. Mais à quel prix! Quels sont les fonds investis pour aboutir à de tels résultats? Et quels seront les coûts pour atteindre les nouvelles cibles?

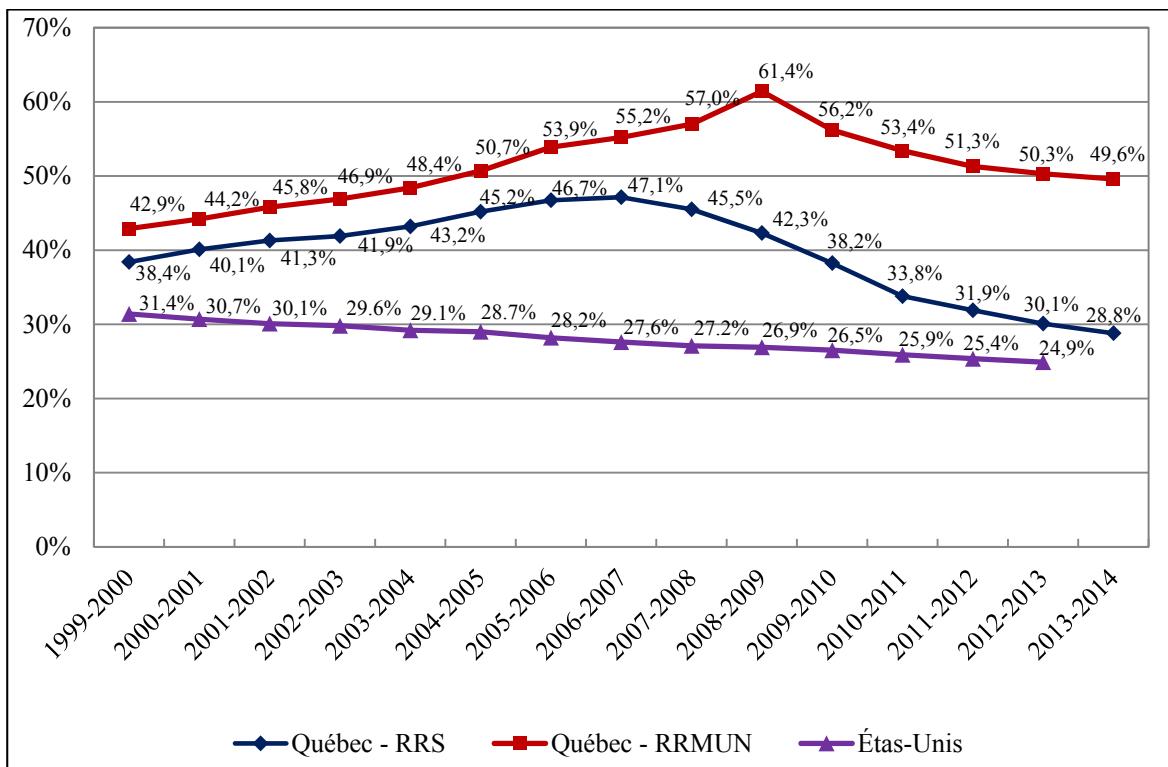


Figure 1.3 Évolution de l'état de déficience des ponts, en pourcentage
Adaptée de MTQ (2014), FHWA (2013) et ASCE (2013)

4. Les histogrammes illustrés aux Figures 1.4 et 1.5 indiquent clairement que les fonds annuels investis depuis 15 ans sur les ponts nord-américains ont augmenté de façon significative. En fait, les coûts dépensés par le MTQ pour la conservation des structures du réseau routier québécois (réparation et renforcement) sont passés de 98 à 847 million de dollars entre 1999 et 2013, avec une hausse brusque à partir de l'année 2007. Pour la période 2015-2017, les investissements prévus s'élèveront à plus de 3.0 milliards de dollars (MTQ 2015). Aux États-Unis, à titre de comparaison, les montants dépensés pour la réhabilitation des ponts ont monté de 7.3 à 17.1 milliards de dollars entre 2000 et 2010. Le FHWA estime que pour mettre en état tout le patrimoine de ponts, des montants de 20.5 milliards de dollars devront être investis annuellement et ce jusqu'à 2028 (ASCE 2013).

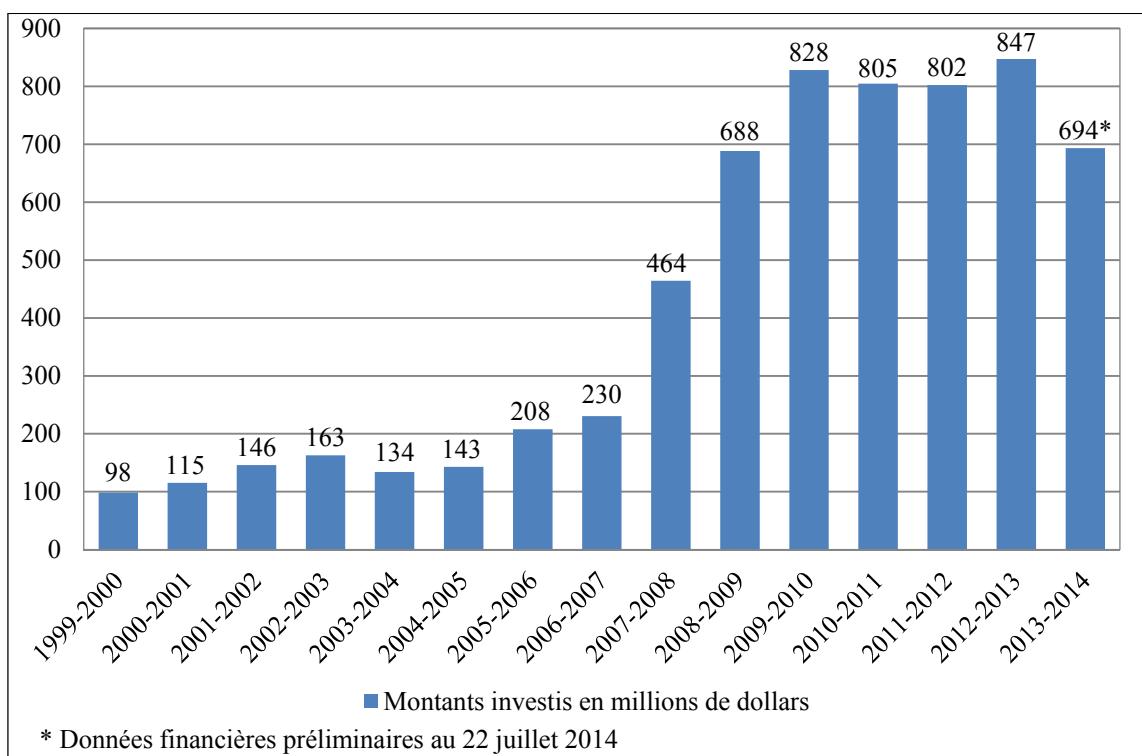


Figure 1.4 Évolution des investissements sur la conservation des structures du réseau routier québécois
Adaptée de MTQ (2014)

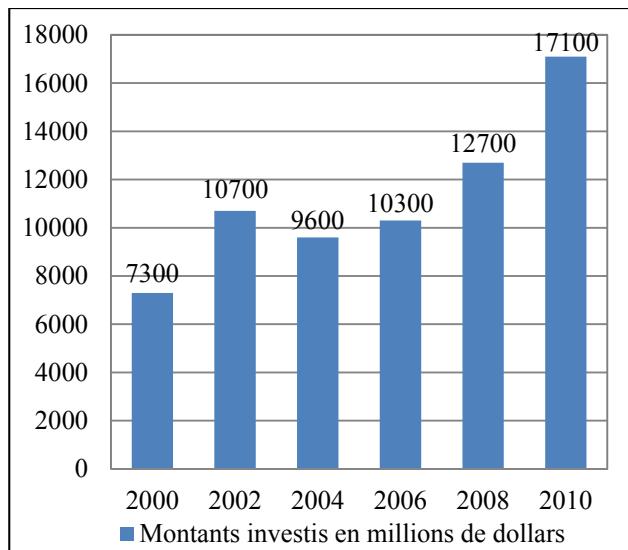


Figure 1.5 Évolution des investissements sur la réhabilitation des ponts aux États-Unis
Adaptée de FHWA (2013)

1.3 Problématiques quant à la réhabilitation des poutres en béton à l'aide de PRF sous charges cycliques

En plus du contexte de déficience des ponts existants qui nécessitent le recours à des techniques de réhabilitation efficaces et d'exécution rapide, une problématique majeure de la réhabilitation est directement reliée au fait que ces structures sont soumises à des charges cycliques, générées par la circulation (trafic), notamment des poids lourds. Par ailleurs, les poutres de ponts en béton présentent des particularités quant au renforcement à l'aide de PRF comme suit :

1. Les problèmes associés à l'application des techniques conventionnelles de renforcement:
 - i) le chemisage, avec les problèmes de changement de la section et d'augmentation du poids propre;
 - ii) le collage des plaques métalliques, avec les problèmes de corrosion et d'augmentation du poids propre;
 - iii) la précontrainte extérieure, avec les problèmes de corrosion, d'installation et d'ancrage; et
 - (iv) le temps d'exécution des travaux assez long.

2. La plupart des poutres des ponts existants sont soit endommagées ou ne répondent plus aux nouvelles exigences des surcharges réglementaires de circulation (charges mobiles), compte tenu de l'évolution des normes de conception pendant ces dernières décennies.
3. Les problèmes de rupture prématuée associés à la complexité et à l'incompréhension du comportement en cisaillement des structures en béton, surtout sous charge de fatigue. En effet, les poutres sous charges cycliques peuvent subir différents modes de rupture en cisaillement qui sont attribués à plusieurs paramètres d'influence majeure : le niveau d'amplitude, la fréquence et le nombre de cycles de contraintes appliquées, le taux d'endommagement et la perte de rigidité atteintes avant le renforcement, ainsi que la dégradation accumulée par fatigue.
4. D'autres paramètres importants peuvent aussi contribuer à l'endommagement et donc nécessiter un renforcement. On peut citer : les effets environnementaux (cycles gel-dégel, haute température, rayonnement UV, humidité, acidité/alkalinité), la rupture par fluage, la corrosion des aciers d'armature, les erreurs de conception, l'exposition aux surcharges imprévues comme l'impact des tremblements de terre, ou encore le changement d'usage de la structure.

1.4 Objectifs de la thèse

L'objectif principal de la présente thèse consiste à élucider, à l'aide des investigations théoriques et expérimentales, le comportement en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF. Spécifiquement, il s'agit de :

1. Examiner la faisabilité et évaluer l'efficacité du renforcement en cisaillement des poutres en BA sous charges cycliques, notamment les poutres de ponts, à l'aide de PRF collés en surface.
2. Mettre en évidence et quantifier les mécanismes de résistance et de rupture par fatigue, ainsi que les paramètres d'étude et leurs effets sur la performance des poutres en BA

renforcées en cisaillement à l'aide de PRF, afin d'augmenter leur résistance et prolonger leur durée de service, tels que :

- les conditions de chargement cyclique (amplitude, fréquence et nombre de cycles de contraintes appliquées);
 - la présence d'armature d'acier transversale;
 - l'espacement des étriers internes (taux d'armature en cisaillement);
 - le système de renforcement et d'ancrage en PRF.
3. Comparer les résultats des essais obtenus avec les limites supérieures recommandées à l'état-limite de fatigue (ÉLF) par les normes et guides de conception en vigueur.

1.5 **Approche Méthodologique**

Pour atteindre les objectifs visés, le programme de recherche est subdivisé en deux volets : un théorique et l'autre expérimental (Figure 1.6), comme suit :

1. Le volet théorique consiste en une revue de la littérature qui traite de l'utilisation des PRF pour le renforcement externe des structures en béton ainsi que les recommandations des normes et guides de conception en vigueur consacrées à ce sujet. On s'intéressera principalement aux recommandations des comités 215 et 440 de la norme américaine ACI (ACI 215R 1974; ACI 440.2R 2008), des comités S6 et S806 des normes canadiennes CSA sur le calcul des ponts routiers (CSA S6 2006) et sur la conception des bâtiments (CSA S806 2012), et du comité TG9.3 de la Fédération internationale du béton (FIB) en Europe (FIB TG9.3 2001). De plus, une revue documentaire et bibliographique exhaustive est menée incluant toutes les recherches expérimentales antérieures dédiées à la performance en fatigue des poutres en béton renforcées à l'aide de PRF.
2. Le volet expérimental vise à examiner le comportement en fatigue des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface et à fournir des données qui peuvent être utiles pour la conception des poutres à l'état limite de fatigue (ÉLF). Pour ce

faire, des essais expérimentaux exhaustifs sont effectués sur des poutres en BA, grandeur nature, de section en Té représentatives des structures utilisées dans les ouvrages d'art. Les spécimens d'essais sont renforcés en cisaillement à l'aide de différents systèmes de PRF à base de carbone (PRFC) et sont soumis à des charges cycliques à long terme (fatigue).

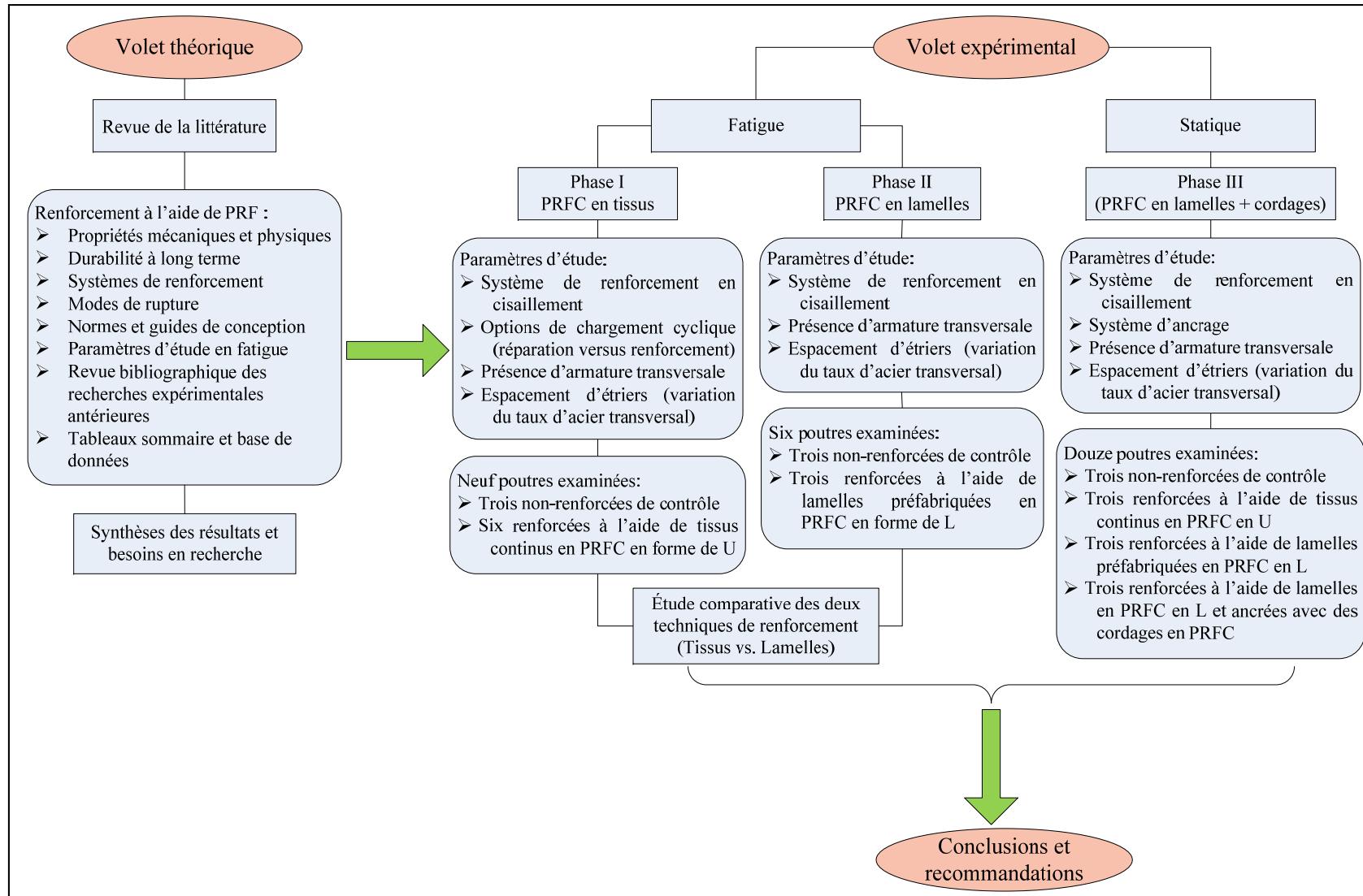


Figure 1.6 Méthodologie

1.6 Retombées prévues (contributions originales)

Les recherches expérimentales réalisées dans le cadre de la présente étude vont contribuer à mieux comprendre l'évolution du comportement en fatigue des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface. En effet, la revue de la littérature révèle clairement que les recherches expérimentales et les études analytiques sur le comportement en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF sont très limitées. La majorité de ces études se rapportent au renforcement en flexion, tandis que très peu d'études ont été réalisées sur le renforcement en cisaillement. Ainsi, l'état des connaissances actuelles n'enregistrent pas assez d'études pour bien comprendre et examiner les mécanismes de résistance en cisaillement des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF sous chargement de fatigue, en particulier les poutres de ponts. À ceci s'ajoute le manque de procédures de vérifications et de règles de conception à l'ÉLF adoptées par les normes et standards en vigueur relativement à ce sujet.

Il est donc à espérer que les résultats obtenus vont préparer le terrain pour de futures recherches afin de proposer des règles simples de dimensionnement, pouvant être intégrées dans les normes de conception et qui permettront aux ingénieurs d'aborder d'une manière rationnelle les problèmes inhabituelles de conception associés à ce sujet. Plus spécifiquement, les résultats de la recherche projetée vont :

1. Renseigner sur l'efficacité du renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface sous charges cycliques.
2. Enrichir la base de données sur la fatigue et ajouter à la littérature des résultats qui peuvent s'avérer utiles pour l'industrie de la construction afin d'outiller l'ingénieur aux prises avec des projets de réhabilitation des ponts.

1.7 Organisation de la thèse

La présente thèse est organisée en sept chapitres et comportera deux volets distincts et complémentaires : théorique et expérimental, tel que présenté à la Figure 1.6 :

1. Les trois premiers chapitres forment le volet théorique : (i) Chapitre 1 présente les contextes et problématiques vécus par l'industrie de la construction quant à la fatigue des structures en béton, notamment les ponts; (ii) Chapitre 2 traite des systèmes en PRF et leur utilisation pour le renforcement des structures en béton; il traite en particulier des propriétés mécaniques et physiques des composites PRF, de la durabilité à long terme des PRF, des différents systèmes de renforcement, de l'historique de l'évolution des normes et guides de conception quant à l'utilisation des PRF, ainsi que les modes de rupture en cisaillement des poutres renforcées; et (iii) Chapitre 3 consiste en une revue de la littérature sur le comportement en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface; il présente les recommandations des normes en vigueur sur la conception à l'ÉLF, la durée de service en fatigue, et la fatigue des matériaux. Une analyse de toutes les recherches expérimentales antérieures est également présentée dans ce chapitre, sous forme d'un tableau sommaire et tableau base de données, tout en incluant les paramètres d'études, la dégradation accumulée par fatigue, les modes de rupture, ainsi qu'une description des recherches effectuées sur le renforcement en cisaillement.
2. Les chapitres 4 à 7 forment le volet expérimental relatif à l'étude et l'évaluation expérimentale du comportement en fatigue des poutres de sections en Té en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface : (i) Chapitre 4 intitulé *“Extending the fatigue life of reinforced concrete T-beams strengthened in shear with externally bonded FRP: upgrading versus repairing”* présente l'article publié concernant des poutres renforcées à l'aide de tissus continus en PRFC en forme de U. On distingue deux options de chargement cyclique, réparation versus renforcement, dans cette étude; au total, neuf spécimens sont mis à l'essai sous charges cycliques (Phase I); (ii) Chapitre 5 intitulé *“Fatigue behavior of RC T-beams strengthened in shear with EB CFRP L-shaped laminates”* présente l'article publié concernant des poutres renforcées à l'aide de

lamelles préfabriquées en PRFC en forme de L; au total, six spécimens sont examinés sous chargement cyclique (Phase II); (iii) Chapitre 6 intitulé “*Cyclic performance of RC T-beams strengthened in shear with FRP composites: sheets versus laminates*” présente l’article soumis basé sur une étude comparative entre deux techniques de renforcement externes pour évaluer et optimiser les techniques de réhabilitation utilisées ; et (iv) Chapitre 7 intitulé “*New anchorage technique for FRP shear-strengthened RC T-beams using CFRP rope*” présente l’article publié qui consiste à évaluer l’efficacité d’un nouveau système d’ancrage, avec des cordages en PRFC, sur le renforcement des poutres à l’aide de lamelles préfabriquées en PRFC en L. Pour ce faire, des tests sous chargement statique comprenant douze spécimens sont effectués (Phase III).

Enfin, des conclusions et des recommandations pour des recherches futures sont présentées à la fin de la thèse.

CHAPITRE 2

UTILISATION DES MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS POUR LE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON – GÉNÉRALITÉS

2.1 Matériaux composites avancés (MCA) en polymères renforcés de fibres (PRF)

Les structures existantes en béton armé ont une durée de service limitée et se voient affectés par des problèmes de fonctionnalité, de résistance et de durabilité sous différents types de chargement (flexion, cisaillement, torsion, fatigue, etc.). Pour cela, les ingénieurs doivent être capable de maintenir ces structures à un niveau de performance acceptable, de les réparer après un certain niveau de dégradation, ou de les renforcer pour amener leur capacité à un niveau plus élevé afin de résister à une éventuelle augmentation du chargement. Ces procédés de construction sont définis par le terme “réhabilitation”.

Les performances remarquables des matériaux composites (MCA) en polymères renforcés de fibres (PRF) pour le renforcement des poutres en BA ont permis des innovations importantes dans le développement des techniques de réhabilitation. En plus de surmonter les limitations associées aux techniques conventionnelles de renforcement (poids propre, corrosion, installation et ancrage), cette méthode émergente de renforcement à l'aide de PRF offre plusieurs avantages et sa fiabilité technique et sa viabilité économique sont désormais établies. Ce chapitre présente l'état des connaissances sur les caractéristiques physiques et les propriétés mécaniques des constituants des matériaux composites PRF, l'évolution de leur utilisation ainsi que les techniques de renforcement. L'accent est mis sur les modes de rupture en cisaillement observées à date dans les poutres en BA renforcées. Un historique de l'évolution des normes et guides de conception complète le chapitre.

2.1.1 Les constituants d'un composite PRF

Un matériau composite est, par définition, une combinaison de plusieurs matériaux de nature et composition différentes. Plus spécifiquement, les MCA combinent un noyau à base de

renforts souvent en fibres, et de matrice en résine polymère (PRF = Fibres + Résine), comme illustré à la Figure 2.1.

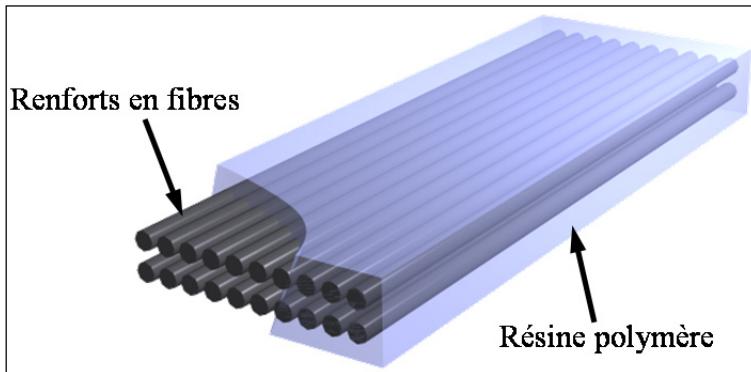


Figure 2.1 Combinaison fibres et polymère d'un MCA
Adaptée d'ISIS Canada (2006)

2.1.2 Les fibres (renforts)

Les renforts en fibres, en phase discontinue souvent filamentaire, absorbent la majorité des contraintes mécaniques et assurent la résistance et la rigidité des composites PRF (Bathias 2009). La fibre est donc l'élément porteur de charge principal qui influe fortement sur les caractéristiques mécaniques d'un PRF. Plusieurs types de fibres sont fréquemment utilisés dans les composites : à base de carbone (PRFC), de verre (PRFV), d'aramide (PRFA), et plus récemment fibres d'acier et fibres hybrides.

La Figure 2.2 montre les relations contrainte-déformation typiques des fibres souvent utilisées pour la fabrication des composites PRF. On observe que les fibres, tous types confondus, développent un comportement linéaire en tension jusqu'à la rupture, contrairement à la plastification que subissent les armatures d'acier. Par conséquent, les PRF présentent un comportement fragile comparé au comportement ductile de l'acier. Le choix d'utiliser un type de fibre donné va dépendre des caractéristiques spécifiques puisque chacun offre des avantages comparatifs.

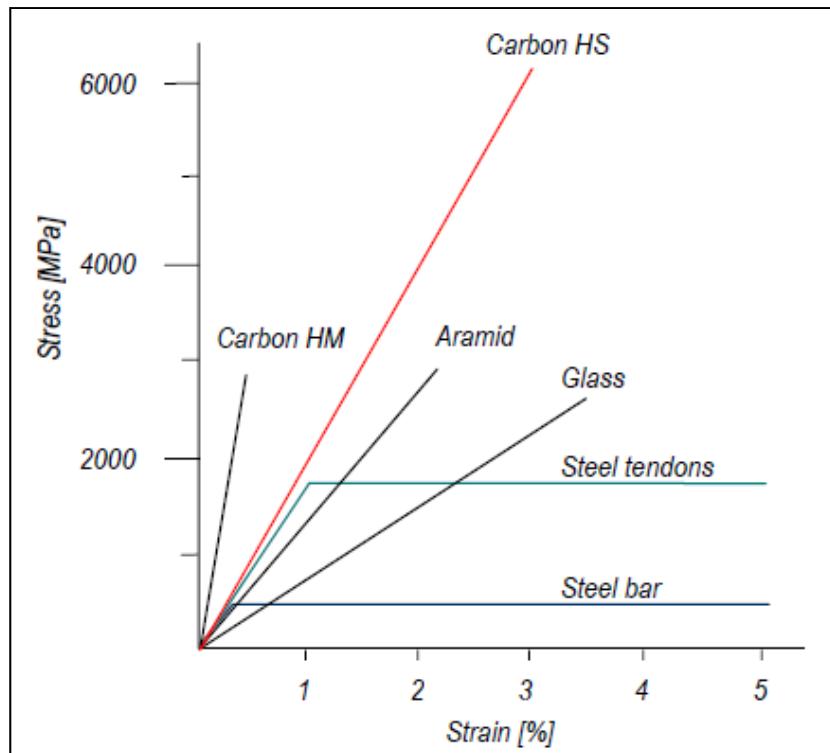


Figure 2.2 Courbes contrainte-déformation des différents types de fibres et d'armature d'acier
Tirée de Carolin (2003)

Fibres de carbone

Dans l'industrie de la construction, les fibres de carbone les plus utilisées actuellement pour le renforcement des structures sont sous forme de PRF en tissus, lamelles ou câbles de précontrainte. Elles sont caractérisées par leur durabilité et leur résistance contre les effets environnementaux, tel que la haute température, l'humidité, l'acidité et les réactions alcalis-granulats; en plus de leur bonne performance sous chargement cyclique à long terme ou fatigue. Les fibres de carbone ont un coefficient de dilatation thermique négatif ou très faible dans leur direction longitudinale, leur offrant une stabilité dimensionnelle excellente. Néanmoins, elles conduisent la chaleur et l'électricité, et sont donc susceptibles d'être frappées par la foudre. Les fibres de carbone sont de 5 à 10 fois plus coûteuses que les fibres de verre, cependant elles ont environ 2 fois la résistance en tension et 4 fois le module

d'élasticité que les fibres de verre. Elles ont, par ailleurs, des déformations à la rupture inférieures à celles des fibres de verre ou d'aramide (ACI 440R 2007; Bank 2006).

Fibres de verre

Le choix des fibres de verre a prédominé pour de nombreuses structures d'ingénierie, dû à leur faible coût et leurs propriétés spécifiques de résistance, les classant parmi les fibres de haute performance. Elles sont de deux types : 1) les fibres de type E utilisées pour produire la grande majorité des PRF à base de verre utilisés dans l'industrie de la construction, en raison de leur haute résistivité électrique, 2) celles de type S utilisées pour produire des fibres de haute performance utilisées principalement dans l'industrie aérospatiale. Contrairement aux fibres de carbone, les fibres de verre sont des excellents isolants thermiques et électriques. Par contre, les fibres de verre sont sensibles à l'humidité, surtout en présence des sels et alcalis et susceptibles à une rupture par fluage due à une perte de résistance sous charges soutenues à long-terme. De plus, elles sont plus denses que les fibres de carbone et d'aramide (ACI 440R 2007; Bank 2006).

Fibres d'aramide

Les fibres d'aramide ont été utilisées pour produire la première génération des câbles de précontrainte en PRF dans les années 1980 en Europe et au Japon. Cependant, peu de manufacturiers produisent encore des barres d'armature ou câbles de précontrainte à base de fibres d'aramide. En effet, une combinaison du prix relativement élevé, la difficulté de traitement, leur faible résistance en compression, ainsi qu'une sensibilité à l'humidité et la haute température ont contribué à la diminution de l'utilisation des PRF à base d'aramide dans l'industrie de la construction. Par contre, les fibres d'aramide sont caractérisées par une résistance élevée en tension supérieure à celle des fibres de verre, par un module d'élasticité moyen d'environ 50% plus élevé que celui du verre, ainsi qu'une densité faible comparée à celle du carbone ou du verre. De plus, les fibres d'aramide sont des bons isolants thermiques et électriques, et comme les fibres de carbone, elles ont un coefficient de dilatation thermique

négatif dans leur direction longitudinale. Elles sont fréquemment utilisées dans des applications balistiques (ACI 440R 2007; Bank 2006).

Le Tableau 2.1 illustre les propriétés mécaniques typiques des fibres à l'état sec utilisées pour la fabrication des composites PRF, ainsi que les propriétés d'acier et du béton à des fins de comparaison.

Tableau 2.1 Propriétés typiques des fibres (renforts)
Adapté de ACI 440R (2007), ACI 440.2R (2008) et ISIS Canada (2008)

Fibres	Diamètre typique, microns (μm)	Masse volumique, ρ (g/cm^3)	Coefficient de dilatation thermique longitudinale, α_L ($10^{-6}/^{\circ}C$)*	Résistance en tension, $f_f(MPa)$	Module d'élasticité, $E_f(GPa)$	Déformation à la rupture, $\varepsilon_f(%)$	Coefficient de poisson
Carbone							
Standard	7	1.70	-0.5 à -1.2	2015 à 3790	220 à 240	1.2	0.2
Haute résistance	7	1.80	-0.1 à -0.5	3790 à 4820	220 à 240	1.4	0.2
Ultrahaute résistance	7	1.80	-0.1 à -0.5	4820 à 6200	220 à 240	1.5	0.2
Haut module	10	2.00	-0.9	1720 à 3100	340 à 520	0.5	0.2
Ultrahaut module	10	2.10	-1.6	1380 à 2400	520 à 690	0.2	0.2
Verre							
Type E (électrique)	10	2.54	5.0	1860 à 2680	69 à 72	4.5	0.2
Type S (haute résistance)	10	2.49	2.9	3440 à 4140	86 à 90	5.4	0.22
Aramidé							
Standard	12	1.45	-2	3440 à 414	69 à 83	2.5	0.35
Haute performance	12	1.45	-2	3440 à 414	110 à 124	1.6	0.35
Armature d'acier	-	8.00	11.7	500	200	20 ^a	0.3
Béton de ciment Portland (20 à 60 MPa)	-	2.45	7 à 11	2 à 5	20 à 40	< 0.05 ^b	0.2

^a: la déformation à la plastification des barres d'armature est 0.2%

^b : la déformation maximale du béton en compression est 0.35%

2.1.3 Les résines polymères (matrice)

La matrice, polymère en phase continue qui sert de liant, joue un rôle physico-chimique et thermique essentiel, comme la protection des fibres, la répartition et le transfert des contraintes par l'intermédiaire de l'interface fibres/résine polymère. Plus particulièrement, la matrice a un rôle mécanique très important dans le transfert des efforts internes en tension ou en compression. En plus, les résines polymères sont des bons isolants thermiques et électriques; elles sont divisées en deux groupes : les thermoplastiques et les thermodurcissables.

Les thermoplastiques

Les résines thermoplastiques peuvent passer de façon réversible de l'état solide à l'état liquide. Sous l'effet de haute température, les résines thermoplastiques mûries à l'état solide se fondent et se transforment à l'état pâteux d'origine. Les résines thermoplastiques utilisées pour la fabrication des matériaux composites sont : les polymères grande diffusion (polypropylène-PP), les polymères techniques (polyamide-PA), et les polymères hautes performances (polyétheréthercétone-PEEK) (Bathias 2009).

Les thermodurcissables

Contrairement aux résines précédentes, une fois mûries, les résines thermodurcissables deviennent solides et ne peuvent plus retrouver leur état liquide d'origine. Elles vont, par ailleurs, s'adoucir et perdre leur résistance sous l'effet de la chaleur. Les résines thermodurcissables les plus couramment utilisées dans l'industrie sont : les polyesters insaturés, les époxydes, les vinylesters et les phénoliques.

Les PRF à base de résines thermoplastiques sont généralement utilisées dans l'industrie aérospatiale des composites à haute température, alors que les matériaux composites à haute performance comprennent essentiellement des résines thermodurcissables, qui comptent environ 70% de l'ensemble des polymères. Les thermodurcissables sont compétitifs par

rapport aux thermoplastiques en raison de leur bas prix, la facilité de mise en œuvre, l'ajustement de propriétés et leur performance (Bathias 2009).

Les résines époxydes sont parmi les thermodurcissables les plus utilisées dans l'industrie de la construction, surtout pour la réparation et le renforcement des structures en béton. La majorité des lamelles et barres en PRF préfabriquées en usine par pultrusion sont imprégnées par de résines époxydes. Par ailleurs, l'époxyde est largement utilisé comme un adhésif qui sert à coller le composite PRF directement sur la surface du béton pour les systèmes de renforcement à l'aide de PRF collés en surface. Ceci est dû à plusieurs avantages que présente la résine époxyde comparée aux autres types de thermodurcissables : une adaptation aux conditions environnementales, une résistance à la haute température, un faible retrait, une forte adhésion aux renforts en fibres (carbone, verre ou aramide), un bon isolement thermique et électrique ainsi qu'une bonne tenue mécanique et une haute performance, surtout sous chargement de fatigue (ACI 440R 2007).

Sous l'effet de la haute température, c'est la matrice qui commence à perdre sa résistance. Cette perte commence lorsque la température d'opération du composite PRF dépasse une température T_g , dite de transition vitreuse. C'est la température médiane à laquelle un composite PRF passe d'un état rigide ou vitreux à un état ductile ou visqueux. En génie civil, les composites PRF devraient toujours rester à leur état rigide et ainsi, la température maximale du PRF ne doit pas dépasser T_g pour assurer l'intégrité structurale du système. Une fois que la température dépasse T_g , le module d'élasticité et la résistance de la résine polymère diminuent considérablement, et par conséquent, le composite PRF va perdre sa durabilité et sa résistance d'adhérence fibres/matrice. De plus, une augmentation de la teneur en eau dans les composites peut provoquer une réduction de T_g (ACI 440R 2007; Bank 2006). À noter que la température T_g dépend du type de la résine choisie, mais elle est normalement de l'ordre de 60 à 82°C dépendamment du taux d'absorption d'eau (ou d'humidité) de la matrice (ACI 440.2R 2008).

Le Tableau 2.2 présente les propriétés mécaniques typiques des résines thermoplastiques et thermodurcissables utilisées pour la fabrication des composites PRF.

Tableau 2.2 Propriétés typiques des résines polymères (matrice)
Adapté de Bank (2006) et Bathias (2009)

Matrice	Massé volumique, ρ (g/cm ³)	Résistance en tension, f_m (MPa)	Module d'élasticité, E_m (GPa)	Déformation à la rupture, ε_m (%)	Température de transition vitreuse, T_g (°C)
Résines thermoplastiques					
Polypropylène, PP	0.9	20 à 40	1 à 1.4	300	-
Polyamide, PA	1.14	60 à 70	1.4 à 2.8	40 à 80	-
Polyétheréthercétone, PEEK	1.3	170	3.6	50	-
Résines thermodurcissables					
Polyesters	1.2	65	4.0	2.5	40 à 110
Époxydes	1.2	90	3.0	8.0	40 à 300
Vinylesters	1.12	82	3.5	6.0	40 à 120
Phénoliques	1.24	40	2.5	1.8	220 à 250

2.1.4 Propriétés mécaniques des composites PRF

Les composites PRF, comme déjà expliqué, sont constitués de deux différents constituants (fibres et matrice). Les propriétés mécaniques de chacun de ces constituants peuvent donc être supposées comme indépendantes. Cependant, les propriétés de la combinaison de ces éléments (composite PRF) peuvent être conçues selon l'utilisation envisagée. En effet, des paramètres tels que la teneur en volume des matériaux, le type des fibres et résines utilisées, l'orientation des fibres imprégnées par rapport au chargement appliqué, le coût des matériaux

ainsi que le contrôle de qualité en cours de fabrication jouent un rôle primordial pour établir les caractéristiques des composites PRF. Les PRF sont donc des matériaux homogènes anisotropes. À titre d'exemple, on note les combinaisons suivantes :

- En général, la teneur en volume des fibres dans les composites varie de 25% à 70% selon le procédé de fabrication utilisé. Par exemple, le volume des fibres varie de 50 à 70% pour les systèmes préfabriqués par pultrusion (barres et lamelles en PRF), de 40 à 60% pour les systèmes mûris et pré-imprégnés avec la résine, et de 25 à 40% pour les systèmes d'enrobement à l'état liquide appliqués manuellement (tissus en PRF);
- Les fibres peuvent être imprégnées avec la résine polymère dans une seule direction (unidirectionnelle), dans deux directions (bidirectionnelles) ou dans de multiples directions (multidirectionnelles). Le bon alignement des fibres dans la matrice est un critère primordial pour la fabrication des composites PRF. Une petite variation d'angle, aussi petit que 5 degrés, de la direction prévue de l'alignement des fibres peuvent entraîner des réductions considérables aux propriétés mécaniques du PRF (ACI 440.2R 2008). De plus, l'orientation des composites PRF par rapport à la direction des charges externes appliquées est un paramètre d'influence majeure sur les mécanismes de rupture des structures renforcées. Une petite différence d'inclinaison entre le chargement et la direction des fibres peut ainsi provoquer des modifications substantielles de résistance et de rigidité.

Le Tableau 2.3 présente, à titre indicatif, les propriétés typiques des composites PRF les plus utilisés pour la réhabilitation des structures en béton. Il faut noter que les propriétés mécaniques de conception des PRF doivent être obtenues du manufacturier ou déterminées par des essais sur les matériaux effectués au laboratoire avant l'application du système de renforcement. Les coefficients de dilatation thermique longitudinale et transversale sont différents dans les PRF unidirectionnels, dépendamment du type des fibres, de la matrice et de la teneur en volume des fibres (ACI 440.2R 2008).

Tableau 2.3 Propriétés typiques des composites PRF
Adapté de ACI 440.2R (2008)

Composite PRF ^a	masse volumique, ρ (g/cm ³)	Coefficient de dilatation thermique longitudinale, α_L (10 ⁻⁶ /°C)	Coefficient de dilatation thermique transversale, α_T (10 ⁻⁶ /°C)	Résistance ultime en tension, f_{frpu} (MPa)	Module d'élasticité, E_{frp} (GPa)	Déformation ultime à la rupture, ε_{frpu} (%)
PRFC (Carbone haute résistance)	1.5 à 1.6	-1 à 0	22 à 50	1020 à 2080	100 à 140	1.0 à 1.5
PRFV (Verre type E)	1.2 à 2.1	6 à 10	19 à 23	520 à 1400	20 à 40	1.5 à 3.0
PRFA (Aramid haute performance)	1.2 à 1.5	-6 à -2	60 à 80	700 à 1720	48 à 68	2.0 à 3.0

^a : Les propriétés des PRF sont pour des fibres unidirectionnelles imprégnées et mûries avec la résine époxyde où la teneur en volume des fibres varie de 40 à 60%

L'approche la plus couramment utilisée pour déterminer les propriétés mécaniques des composites PRF est la règle de mélange définie par les équations suivantes (ISIS Canada 2008) :

$$E_{frp} = v_f E_f + v_m E_m \quad (2.1)$$

$$f_{frpu} = v_f f_f + v_m f_m$$

$$v_f + v_m = 1.0$$

où,

- E_{frp} , E_f et E_m sont les modules d'élasticité, respectivement, du PRF, des fibres et de la matrice;
- f_{frpu} , f_f et f_m sont les résistances ultimes en tension, respectivement, du PRF, des fibres et de la matrice;
- v_f et v_m sont les teneurs en volume, respectivement, des fibres et de la matrice dans le système PRF.

La Figure 2.3 présente les relations contrainte-déformation typiques des fibres, de la matrice et du système PRF résultant de la combinaison de ces éléments.

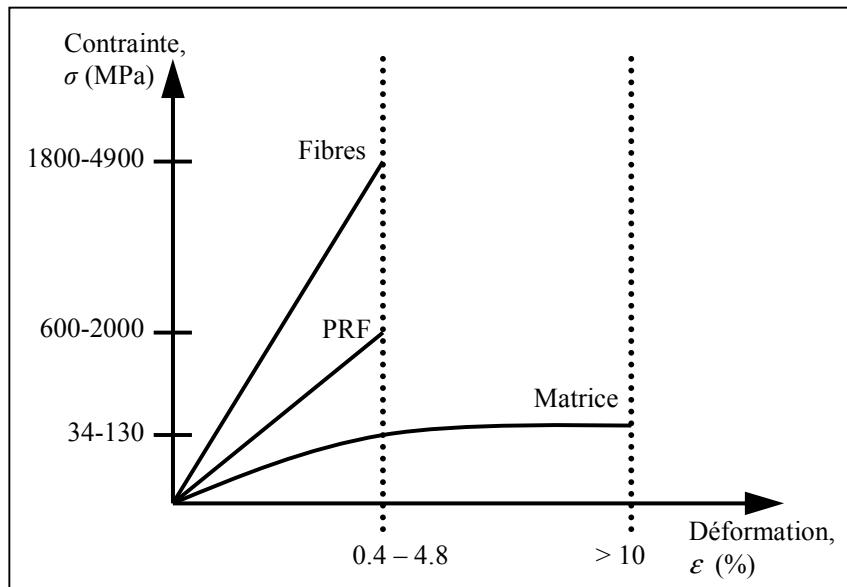


Figure 2.3 Courbes contrainte-déformation typiques
des fibres, matrices et PRF
Adaptée d'ISIS Canada (2006)

D'après les propriétés mécaniques des composites PRF, on constate les faits suivants :

1. Les PRF sont de 4 à 6 fois plus légers (moins denses) que l'acier;
2. Les PRF présentent un comportement fragile comparé au comportement ductile des armatures d'acier;
3. La résistance ultime en tension des fibres est de 4 à 12 fois plus grande que celle de l'acier;
4. Les PRF sont résistants à la corrosion;
5. Le renforcement à l'aide de PRF collés en surface produit de faibles impacts sur l'esthétique de la structure;
6. Les PRF sont généralement souples, en particulier les tissus enrobés à l'état liquide. Ils peuvent être facilement collés autour de la section, quelle que soit sa forme géométrique irrégulière ou complexe;

7. Les systèmes PRFC sont résistants aux effets environnementaux et physiques à long terme, notamment en fatigue;
8. Les PRF ne sont pas résistants aux incendies;
9. Sous l'effet de la haute température, c'est la matrice qui commence à perdre sa résistance. Cette perte se produit lorsque la température d'opération du PRF dépasse la température de transition vitreuse T_g , qui varie entre 60 et 82°C.

2.1.5 Comparaison des composites PRF

En conclusion, on constate que les composites PRF à base de carbone (PRFC) ont des propriétés supérieures que celles de verre (PRFV) et d'aramide (PRFA), notamment pour le comportement en fatigue. Le Tableau 2.4 présente une comparaison qualitative de la performance des trois principaux composites PRF couramment utilisés pour le renforcement des structures en BA.

Tableau 2.4 Comparaison qualitative des composites PRF
Tiré d'ISIS Canada (2006)

Critère	Composite PRF		
	PRFC	PRFV	PRFA
Résistance ultime en tension	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Module d'élasticité	Très bon	Adéquat	Bon
Densité	Bonne	Adéquate	Excellente
Comportement à long terme	Très bon	Adéquat	Bon
Comportement en fatigue	Excellent	Adéquat	Bon
Résistance aux alcalis	Très bonne	Adéquate	Bonne
Prix	Adéquat	Très bon	Adéquat

2.2 Généralités sur le renforcement des structures en béton à l'aide de PRF

Cette section présente les données disponibles sur les matériaux composites avancés en PRF.

2.2.1 Historique de l'évolution des normes en vigueur quant à l'utilisation de PRF

Aujourd'hui, la réhabilitation des structures en BA à l'aide de PRF est une technique largement acceptée et utilisée universellement.

Organisation Japonaise JSCE

Au Japon, les efforts visant à prescrire des spécifications et des recommandations pour la conception et la construction des structures à l'aide de PRF ont débuté dans les années 1980. Cependant, ces spécifications ont été publiées pour la première fois en 1997, sur la base d'études menées par l'organisation JSCE (Japan Society of Civil Engineers 1986a; 1986b) pour l'utilisation des PRF dans les structures en béton. En ce qui concerne l'utilisation de PRF dans la construction des bâtiments, les spécifications et les méthodes de conception ont été développées d'après les résultats du projet de recherche «*Effective Utilization of Advanced Composite on Construction*», qui était commandité par le ministère de construction du gouvernement japonais en 1993. À noter que le renforcement sismique des structures en BA à l'aide de PRF en carbone (PRFC), surtout les colonnes et piles des ponts, ne s'est considérablement élargi qu'après le tremblement de terre *Hyogoken-Nanbu* qui a frappé le Japon en 1995.

Comité Américain ACI 440

Aux États-Unis, les développements et recherches sur l'utilisation des composites PRF ont commencé dans les années 1980 grâce aux initiatives de l'administration «*the National Science Foundation and the Federal Highway Administration*», qui avait soutenu les recherches des universités et des institutions. En 1991, la norme américaine ACI «*American Concrete Institute*» a créé le comité 440 qui traite de l'utilisation des PRF dans les structures

en béton. Ce comité a publié en 1996 un rapport bibliographique sur les composites PRF (ACI 440R 1996), suivie d'une deuxième édition en 2007 (ACI 440R 2007). En 2001 et 2002, le comité 440 a publié les deux guides de conception ACI 440.1R (2001) et ACI 440.2R (2002). Le premier guide traite de la conception et construction des structures en béton armé de barres en PRF, alors que le deuxième traite du renforcement des structures en béton à l'aide de PRF collés en surface.

Les dispositions de ACI 440.2R sur le renforcement en cisaillement des poutres en BA étaient basées sur l'étude effectuée par les chercheurs (Khalifa et al. 1998). En 2008, le comité 440 de la norme américaine a publié une deuxième édition du guide (ACI 440.2R 2008). Cette nouvelle édition a apporté des améliorations et des modifications, ainsi que des sujets additionnels qui n'avaient pas été traités dans la version originale du guide. On peut citer : (i) la méthode de vérification de la résistance d'adhérence en flexion à l'interface PRF/béton afin d'éviter une rupture par décollement, où la déformation effective du PRF, ε_{frpe} , a été limitée à un niveau de déformation, ε_{frpd} , auquel un décollement des composites collés en surface peut se produire ($\varepsilon_{frpe} \leq \varepsilon_{frpd}$); (ii) l'article additionnel 10.3 concernant le renforcement en flexion des structures en béton précontraint; (iii) l'article additionnel 13.3 concernant l'application du système NSM de renforcement (*Near Surface Mounted system*). De plus, des exemples de conception supplémentaires relatifs aux sujets mentionnés ci-haut ont été incorporés (ACI 440.2R 2008).

Comités Canadiens S6, S806 et groupe ISIS

Au Canada, l'utilisation de PRF dans l'industrie de la construction a commencé vers la fin des années 1980, lorsque la société Canadienne de génie civil a créé un comité technique pour l'utilisation de PRF dans les ponts et les structures en BA. Ce comité, soutenu par le gouvernement fédéral canadien, a formé en 1992 l'organisation intitulé «*Network on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*», consacré aux travaux relatifs à l'utilisation des matériaux composites dans les ouvrages d'infrastructure. En 1995, le

gouvernement fédéral canadien a financé le groupe ISIS «*Intelligent Sensing for Innovative Structures*», qui s'occupe de l'utilisation de PRF.

En 2000, le comité sur le calcul des ponts routiers S6 de l'Association Canadienne de Normalisation (CAN/CSA) a publié la section concernant l'utilisation de PRF dans les travaux d'infrastructure (CSA S6 2000). Des modifications majeures dans la partie consacrée à la conception à l'aide de PRF ont été introduites dans la dernière version de la norme S6 publiée en 2006 et réimprimée en 2011 (CSA S6 2006). En 2002, CSA a créé le comité S806 pour développer des règles de calcul et de construction des structures de bâtiment contenant des PRF (CSA S806 2002). Une deuxième édition de la norme S806 a été publiée en 2012 (CSA S806 2012), où des modifications ont été apportées, par exemple, à la méthode de calcul de la contribution des PRF collés en surface à la résistance en cisaillement, V_{frp} , pour les poutres en béton, ainsi qu'à la vérification de la déformation effective correspondante, ε_{frpe} .

Le groupe ISIS a publié en 2001 les deux manuels No. 3 et 4 qui traitent, respectivement, du calcul des structures en béton armé de barres en PRF et du renforcement externe de structures en béton à l'aide de PRF (ISIS Canada 2001). La deuxième édition du manuel de conception No. 4 a été publiée en 2008 (ISIS Canada 2008). À noter que ce manuel réunit, pour des raisons de comparaison, les procédures et modèles de conception des deux normes CSA S806 (2002) et CSA S6 (2006) sur le calcul des bâtiments et des ponts routiers.

Comité Européen TG9.3

En Europe, les premières recherches sur l'utilisation de PRF ont commencé dans les années 1960. La Fédération Internationale du Béton (FIB) a créé en 1993 le comité de travail TG9.3 “*Task Group 9.3*” dans le but d'établir des méthodes de conception basées sur l'Eurocode 2. Le comité TG9.3 est constitué par des membres représentant la plupart des universités, des compagnies et des institutions européennes, concernées par les études sur le renforcement à l'aide de PRF. Des représentants du Canada, des États-Unis et du Japon font également partie

de ces membres. En 2001, le comité a complété le développement du bulletin 14 de FIB, qui s'occupe de la conception des structures en béton renforcées à l'aide de PRF collés en surface (FIB TG9.3 2001). Les dispositions de la norme sur le renforcement en cisaillement des poutres en BA sont basées sur la régression des résultats expérimentaux menés par les chercheurs Triantafillou et Antonopoulos (2000).

Comités Italiens CNR DT-200 et DT-204

Parmi les pays impliqués dans les activités de recherche et de conception concernant la réhabilitation des structures existantes à l'aide de PRF, se trouve l'Italie qui a récemment produit ses propres guides. En effet, le conseil national de la recherche (CNR) italien a publié, au cours des dernières années, deux guides de conception et construction relatifs à l'utilisation des PRF. Le premier guide, publié en 2004, a présenté les dispositions réglementaires numéro 200 (CNR DT200 2004) qui traite de la conception et le renforcement des structures existantes à l'aide de PRF collés en surface. Le deuxième guide, publié en 2006, a présenté les dispositions réglementaires numéro 204 (CNR DT204 2006) qui traite de la conception et construction des nouvelles structures en béton contenant des barres en PRF. A noter que les dispositions du guide sur le renforcement externe en cisaillement des poutres en BA sont basées sur l'étude effectuée par les chercheurs Monti et al. (2004).

Rapport technique Britannique TR-55

On constate qu'à partir du milieu des années 1990, un certain nombre d'approches et règles de calcul pour le renforcement des structures en BA à l'aide de PRF a été intégré aux normes et guides de conception les plus reconnus au monde, comme au Japon, au Canada et aux États-Unis. Cependant, ces approches n'étaient pas conformes aux standards britanniques BS «*British Standards*» reconnus au Royaume-Uni pour la conception des structures en BA. La société britannique de béton a donc initié un projet de recherche afin de développer des guides de conception conformes à leurs standards. Ces guides seraient applicables à tous les types de PRF utilisés pour le renforcement des structures existantes. Le financement de ce

projet a été fourni par les propriétaires de « *Highways Agency, Railtrack* (maintenant *Network Rail*) and *London Underground* » et tous les principaux fournisseurs de PRF au Royaume-Uni. Le résultat de ces recherches était la publication en 2000 du rapport TR-55 « *Concrete Society Technical Report 55* », un guide de conception des structures en béton renforcées à l'aide de PRF. La deuxième édition de TR-55 a été publiée en 2004. Ce rapport technique est considéré actuellement comme le guide de conception standardisée au Royaume-Uni pour le renforcement des structures en béton à l'aide de PRF. Il a été également adopté dans d'autres pays, dont Singapour, Hong Kong, et la Nouvelle-Zélande. (TR55 2004).

Comité Australien CIDAR

En Australie, le comportement des structures en BA renforcées à l'aide de PRF et plaques métalliques a été décrit dans un guide de conception produit par le centre de réhabilitation australien CIDAR (*Center for Infrastructure Diagnosis, Assessment and Rehabilitation*) de l'université d'Adelaide d'Australie en 2006 (CIDAR 2006). A noter que les dispositions du guide sur le renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF sont basées sur l'étude effectuée par les chercheurs Chen et Teng (2003a; 2003b).

2.2.2 Systèmes de renforcement à l'aide de PRF

Trois conditions initiales doivent être respectées avant l'application de n'importe quel système de réhabilitation des structures en BA à l'aide de PRF (Täljsten 2006) :

1. Une bonne préparation de la surface du béton avant l'application du système PRF. En effet, la surface du béton doit être propre et nettoyée de tout autre matière ou résidu (eau, poussières, graisses, etc.) pouvant provoquer le décollement préalable du composite;
2. Pendant le processus de renforcement, la température ambiante de la structure doit être maintenue à plus de 10°C. Cette condition est nécessaire pour que l'adhésif durcisse d'une façon efficace. Sinon, une source de chaleur externe doit être appliquée;

3. La protection du système PRF après le renforcement. En effet, les composites doivent être protégés contre les effets environnementaux (humidité, rayons UV, chaleur, alcalis), ainsi que le feu d'incendie et le vandalisme. Pour cela, divers matériaux commerciaux peuvent être utilisés à cette fin (comme les peintures résistantes au feu, les plâtres ou n'importe quel matériel jugé convenable).

Types de PRF

Trois types de composites PRF ont été développés pour le renforcement des structures en béton : les tissus en PRF (*sheets*), les lamelles en PRF (*laminates or plates*) et les barres en PRF (*rods or bars*), comme illustré à la Figure 2.4.



Figure 2.4 Types de PRF : (a) tissus, (b) lamelles, et (c) barres
Tirée de FIB TG9.3 (2001)

Les tissus en PRF sont constitués de fibres unidirectionnelles ou bidirectionnelles. Ils existent normalement en rouleaux de plusieurs mètres de longueur (Figure 2.5). L'épaisseur nominale d'une couche simple ne devrait pas dépasser 1mm. Les tissus ont généralement un poids par unité de surface d'environ 200-400 g/m² (Sas 2008). À noter que l'avantage de l'utilisation des tissus est qu'ils sont souples, pouvant être ainsi appliqués à n'importe quelle forme géométrique de structure en BA.

Les lamelles et barres en PRF préfabriquées en usine par pultrusion. Elles sont normalement constituées par des fibres unidirectionnelles pré-imprégnées avec la résine époxyde dans la

matrice selon la direction longitudinale de la résistance en tension. Elles ont une longueur théoriquement illimitée. Cependant, à cause des problèmes pratiques de transport et d'installation, la longueur est limitée à un maximum de 20 m. Les lamelles en PRF ont une épaisseur nominale de l'ordre de 0.5 à 2 mm, une largeur qui varie entre 40 et 200 mm. Les barres en PRF ont des diamètres variés et peuvent être lisses ou crénelées comme les barres d'armature d'acier.



Figure 2.5 Rouleau de tissus en PRF à base de carbone

Techniques de renforcement

Les procédures de préparation et d'application des systèmes de renforcement sont souvent produites par les manufacturiers dans des fiches techniques. Trois techniques de renforcement des structures en béton à l'aide de PRF collés en surface sont fréquemment utilisées :

1. Le système d'enrobement à l'état liquide (Figure 2.6a) : utilisé normalement pour les tissus en fibres à l'état sec (sans résine) appliqués manuellement sur la surface du béton

et mûris avec la résine in situ. La technique de renforcement consiste à appliquer une couche mince de résine polymère à la surface du béton déjà nettoyée et sablée. L'étape suivante consiste à disposer les tissus déjà taillés à l'état sec dans la résine selon la direction convenable. L'air emprisonné (*air voids*) et les irrégularités entre les tissus et la résine seront ensuite éliminées en se servant d'un rouleau en plastique, permettant ainsi à la résine de passer à travers les mailles du tissu. Une deuxième couche de la même résine sera ensuite appliquée sur la surface de tissus déjà imprégnés in situ, suivie d'une couche de finition appropriée pour résister aux effets environnementaux, s'il y a lieu.

2. Le système préfabriqué collé sur la surface (Figure 2.6b) : utilisé soit pour les lamelles préfabriquées en usine par pultrusion, soit pour les tissus mûris et imprégnés complètement au préalable avec la résine. La technique de renforcement consiste à appliquer une couche mince d'adhésif sur le substrat du béton déjà sablé et, en même temps, à appliquer une couche épaisse du même adhésif sur les lamelles préfabriquées. Les lamelles seront ensuite collées aux endroits de renforcement, souvent des bandes, en se servant d'un rouleau pour obtenir une épaisseur constante répartie sur toute la surface de renforcement (1 à 2 mm d'épaisseur additionnelle que celle de la lamelle). Ce système de réhabilitation est efficace pour des surfaces planes comme les poutres, les murs ou les dalles.
3. Le système NSM (*Near Surface Mounted system*) ou armature encastrée près de la surface (Figure 2.6c) : il consiste à tailler des rainures étroites près de la surface du béton aux endroits de renforcement. Des bandes de lamelles (*NSM-strips*) ou des barres (*NSM-bars ou rods*) préfabriquées en PRF seront ensuite insérées à l'intérieur de ces rainures, déjà remplies d'époxyde qui sert d'adhésif. Un paramètre important intervient pour assurer l'efficacité de cette technique, l'épaisseur de recouvrement du béton, qui doit être vérifiée pour accommoder les profondeurs prévues des rainures sans nuire aux armatures internes en acier.

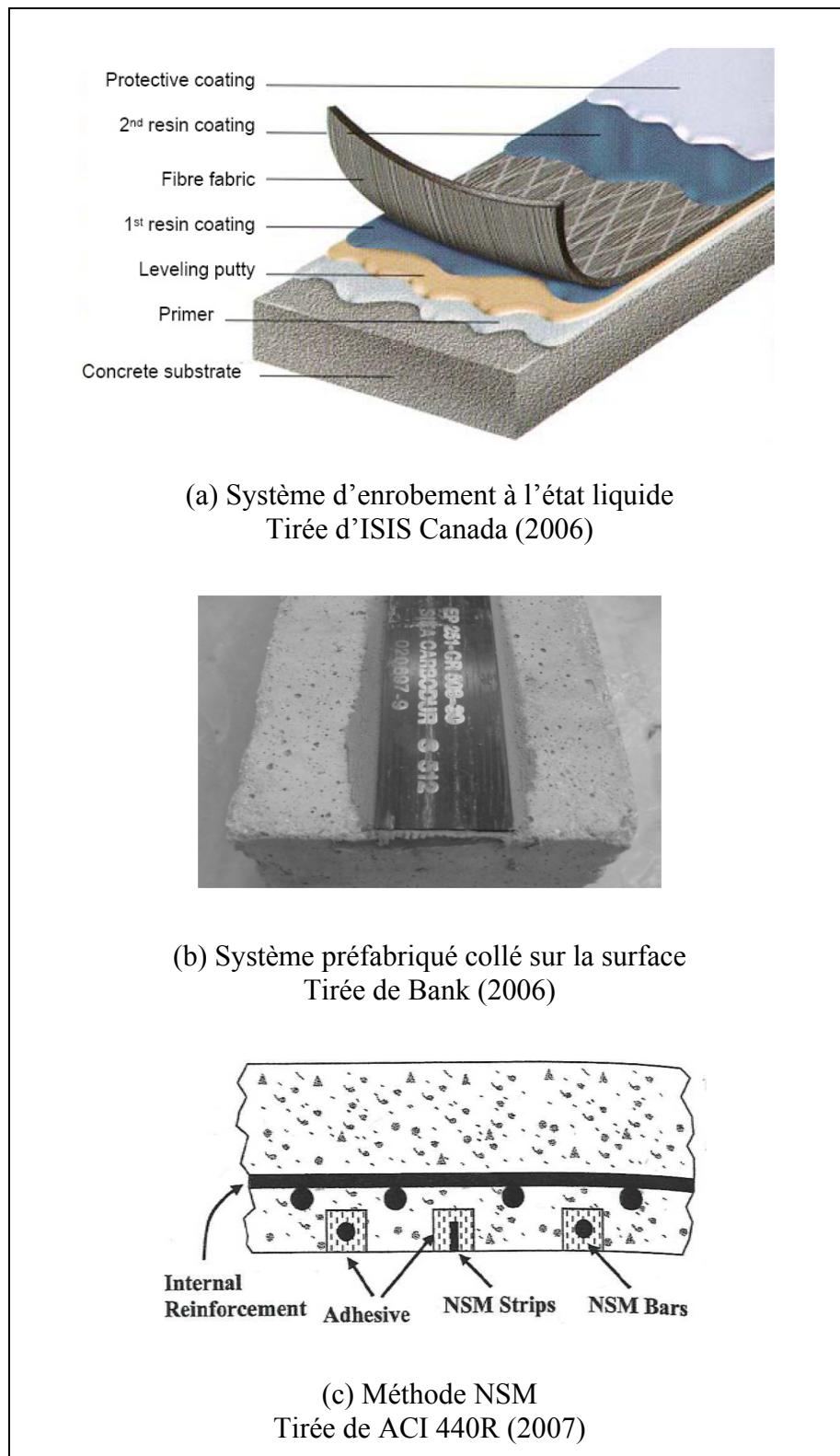


Figure 2.6 Techniques de renforcement à l'aide de PRF collés en surface

Configurations de renforcement en cisaillement

Trois différentes configurations de renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface sont couramment utilisées (Figure 2.7): sur les faces latérales (*Side bonding*), en forme de U (*U wrapping*) et en enveloppe complète (*Full wrapping*). Les composites PRF peuvent être appliqués sur les faces latérales soit selon la direction de la charge appliquée où les fibres sont orientées perpendiculairement à l'axe longitudinal de la poutre, soit inclinés à 45° où les fibres sont fixées perpendiculairement aux patrons de fissuration en cisaillement. De plus, le renforcement transversal en PRF peut être appliqué soit d'une façon continue ou en bandes intermittentes.

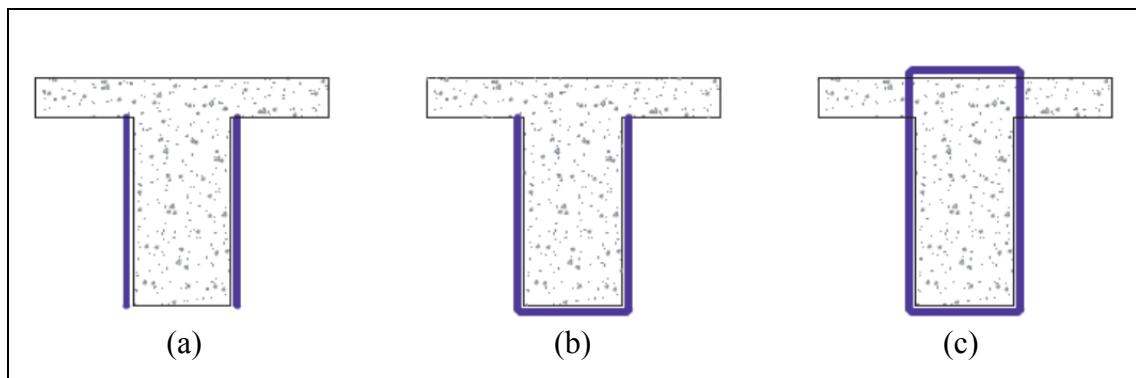


Figure 2.7 Configurations de renforcement en cisaillement des PRF : a) sur les faces latérales; b) en forme de U; c) en enveloppe complète

La Figure 2.8 montre, par exemple, la différence entre les deux systèmes de renforcement (en cisaillement) des poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface : le système d'enrobement à l'état liquide des tissus et le système préfabriqué par collage des lamelles pré-imprégnées.

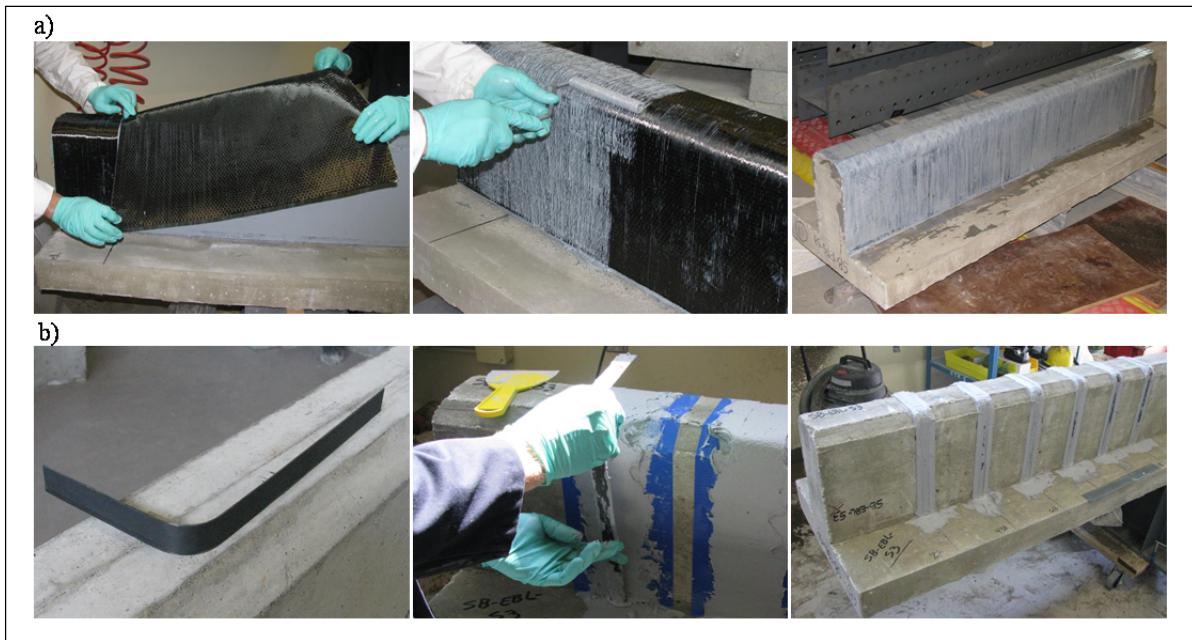


Figure 2.8 Renforcement en cisaillement des poutres à l'aide de PRF collés en surface :
 (a) enrobement à l'état liquide des tissus; (b) collage des lamelles pré-imprégnées

2.2.3 Durabilité à long terme et en fatigue des composites PRF

Bien que la durabilité du béton et des composites PRF soit bien documenté, le système combiné (structures en BA renforcées à l'aide de PRF) demeure compliqué et difficile à évaluer. Si appliqué correctement, le renforcement à l'aide de PRF semble indiquer une amélioration de la durée de service de la structure comparé à d'autres systèmes de renforcement.

La résistance d'adhérence à l'interface PRF/béton demeure le critère primordial qui affecte l'efficacité du renforcement des structures en béton à l'aide de PRF collés en surface. Elle dépend de plusieurs paramètres critiques tels que la résistance résiduelle de la structure existante, la qualité du composite PRF, la préparation de la surface de collage, ainsi que la durabilité du PRF à long terme ou sous l'effet des conditions environnementales. Les effets importants qui peuvent affecter le comportement des PRF en fonction du temps sont le fluage et la fatigue. Par ailleurs, plusieurs systèmes de PRF utilisés pour le renforcement des structures en BA montrent une durabilité réduite après exposition à certains effets

environnementaux, y compris la haute température, l'humidité et les réactions chimiques. L'environnement exposé, la durée de l'exposition, le type de la matrice et des fibres utilisées, ainsi que la méthode de fabrication et le processus de mûrissement des PRF sont parmi les paramètres qui influent sur l'ampleur de réduction des propriétés mécaniques des PRF (ACI 440.2R 2008).

Les différents effets environnementaux et physiques ayant un impact majeur sur la durabilité à long terme des composites PRF utilisés dans l'industrie de la construction sont présentés à la Figure 2.9, adaptée du guide de conception ISIS Canada (2006).

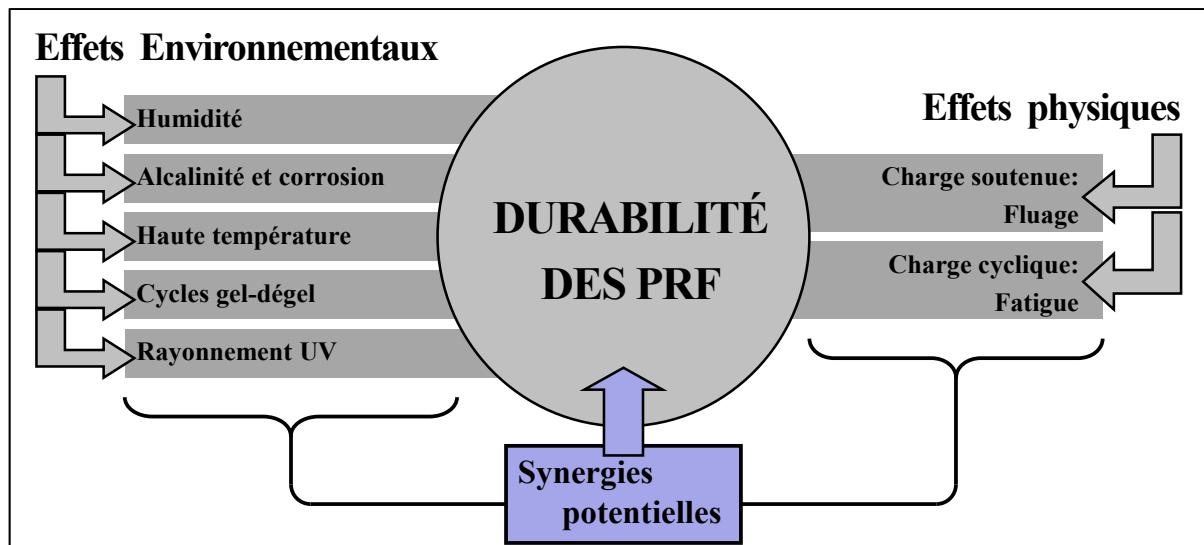


Figure 2.9 Durabilité des PRF
Adaptée d'ISIS Canada (2006)

L'impact de tous ces effets sur la durabilité des systèmes PRF et sur le comportement en fatigue des structures renforcées est illustré dans ce qui suit.

Humidité

Les structures externes, comme les ponts, sont exposées à plusieurs sources d'humidité. La quantité de l'eau absorbée par la résine polymère (matrice) est le paramètre majeur qui

affecte la durabilité du composite PRF. Les conséquences principales de l'absorption de l'eau par la matrice sont la baisse de la température de transition vitreuse (T_g) de la matrice et la dégradation des propriétés mécaniques du PRF. L'absorption d'humidité par la matrice s'effectue généralement à proximité des fibres, ce qui entraîne une réduction de la résistance et de module de la matrice tout en endommageant la surface des fibres imprégnées. Pour les composites en fibres unidirectionnelles, la résistance en tension des PRF, qui est moins dépendante des propriétés de la matrice, est relativement peu affectée par l'absorption d'humidité, tandis que les propriétés dépendantes de la matrice, telles que les résistances en cisaillement et en compression, peuvent être fortement affectées. Ainsi, des précautions doivent être prises pour protéger de l'exposition à l'humidité les composites PRF ayant un potentiel d'absorption d'eau relativement élevé. En effet, les PRF les plus sensibles à l'humidité sont ceux à base d'aramide puisque les fibres d'aramide elles-mêmes sont susceptibles à l'absorption d'humidité et au gonflement, causant la fissuration de la matrice et le développement des contraintes internes. De plus, les résines époxydes et vinylesters sont considérées comme les meilleures matrices pour prévenir les effets d'humidité dans les PRF utilisés en génie civil. Les polyesters sont par contre peu performants et ne doivent pas être utilisés dans des zones d'humidité élevée. Par ailleurs, il est très important de prendre en considération les conditions résiduelles de la structure existante à renforcer, notamment le béton et les barres d'armature, avant l'application du PRF. Comme ce dernier constitue une couche imperméable pour les surfaces externes du béton, il est préférable de fournir des moyens adéquats pour permettre à l'humidité de s'échapper de la structure en béton, et surtout dans les zones où la transmission des vapeurs d'eau est prévue (ACI 440R 2007; ISIS Canada 2006).

Haute température

La haute température est un paramètre d'influence majeure qui peut avoir des effets importants sur la durabilité à long terme du composite PRF. En effet, la résine mûrie de la matrice peut passer d'un état rigide ou vitreux à un état ductile ou visqueux sous l'effet de la chaleur. Pour empêcher ce phénomène et puisque les composites PRF doivent demeurer à

leur état rigide, la température de transition vitreuse T_g a été identifiée, comme déjà expliqué précédemment. Une fois la température d'opération du composite PRF dépasse T_g , la résine polymère va s'adoucir et perdre sa résistance, empêchant ainsi le transfert des contraintes entre les fibres à travers la matrice. Par conséquent, une concentration très élevée des contraintes va se produire dans les fibres à des endroits distincts de la matrice provoquant une rupture prématuée. Pour éviter une telle rupture, le guide de conception ISIS Canada (2006) a recommandé de limiter la température d'opération maximale à environ 20°C en dessous de T_g pour une matrice fabriquée de résine époxyde. Il est à noter qu'une augmentation de la teneur en eau dans le composite PRF provoque une baisse de T_g . De plus, la haute température peut augmenter le taux de fluage et la dégradation des PRF dû aux attaques chimiques et à l'absorption d'humidité. Les températures très élevées, comme celles causées par le feu d'incendie, ne sont pas prises en compte dans l'évaluation de la durabilité des composites PRF puisque ce type d'exposition est exceptionnel (ACI 440R 2007; Bank 2006; ISIS Canada 2008).

Cycles gel-dégel

Puisque la réhabilitation s'effectue sur des structures déficientes existantes, alors la possibilité d'avoir des fissures et des vides dans le béton avant l'application du système de renforcement est très probable. L'expansion de l'eau due à la congélation dans ces fissures peut causer le décollement à l'interface béton/PRF. Par conséquent, l'effet des cycles de gel-dégel sur le comportement des structures en béton renforcées à l'aide de PRF doit être considéré (FIB TG9.3 2001). En raison des conditions climatiques froides du Canada, les températures très basses et les cycles thermiques peuvent endommager les PRF soit par fissuration de la matrice ou rupture des fibres. De plus, la variation de température et la dilatation thermique différentielle entre la matrice et les fibres ou entre le substrat du béton et la matrice peut affecter l'adhérence à l'interface béton/PRF. Ainsi, les cycles de gel-dégel peuvent avoir un impact majeur sur la durabilité des PRF par le changement des propriétés mécaniques des matériaux et par conséquent, cet effet doit être pris en considération chaque

fois que les PRF sont envisagés pour le renforcement des structures exposées (ISIS Canada 2006).

Rayonnement UV

Tous les matériaux exposés directement ou indirectement à la lumière du soleil sont soumis au rayonnement ultraviolet (UV). Ainsi, les rayons UV peuvent endommager les composites PRF utilisés pour le renforcement externe des structures en béton. Les fibres d'aramide sont les plus sensibles à l'exposition aux rayons UV, tandis que les fibres de carbone et de verre sont connues pour être plus résistantes. La plupart des matrices utilisées dans les PRF en construction sont susceptibles de se dégrader légèrement en raison du rayonnement UV, pouvant endommager de façon considérable les propriétés mécaniques des PRF dépendamment du type de résine utilisé et de l'orientation des fibres dans la matrice. Les résines époxydes sont, par exemple, plus résistantes au rayonnement UV que les résines polyesters. La dégradation des propriétés due à cet effet peut être évitée en utilisant des adjuvants dans la matrice, ou en appliquant une couche protectrice de peinture résistante aux UV sur le PRF (FIB TG9.3 2001; ISIS Canada 2008).

Attaque chimique et réaction alcalis-granulats

L'effet des attaques chimiques et des réactions alcalis-granulats sur le comportement des structures renforcées à l'aide de PRF dépend du type de résine et des fibres. Les fibres de carbone sont résistantes à cet effet, tandis que les fibres de verre sont plus sensibles aux effets d'alcalinité et d'acidité. De ce fait, les composites PRF sont souvent fabriqués en utilisant des matrices de polymères résistantes aux alcalis, surtout pour les PRF en fibres de verre. Une matrice de polymère résistante aux alcalis proprement appliquée peut protéger et empêcher la rupture des fibres provenant des attaques chimiques. Ainsi, les structures situées dans des endroits de haute alcalinité et/ou acidité sont souvent renforcées à l'aide de PRF en fibres de carbone (ACI 440.2R 2008; FIB TG9.3 2001).

Fluage

Tous les types de fibres (carbone, verre et aramide) utilisés pour les systèmes PRF dans l'industrie de la construction présentent un faible fluage. En général, les fibres de carbone sont les plus résistantes à la rupture par fluage, suivi par les fibres d'aramide qui sont modérément sensibles, puis les fibres de verre qui sont les plus sensibles. Cependant, les matrices polymères utilisées dans les PRF peuvent subir d'important fluage sous charges soutenues. Les résines thermodurcissables sont souvent plus résistantes au fluage que les thermoplastiques. Le taux de fluage dans les composites PRF dépend de la teneur en volume des fibres par rapport à la matrice et de l'orientation des fibres par rapport aux charges appliquées. De plus, la haute température et l'humidité peuvent avoir des effets significatifs sur le taux de fluage dans la matrice du PRF. Ainsi, l'effet de fluage joue un rôle important dans la durabilité des PRF puisqu'il peut affecter la transmission des charges et la répartition des contraintes entre les fibres à travers la matrice (ACI 440.2R 2008; ISIS Canada 2006).

Fatigue

La plupart des composites PRF utilisés en génie civil montrent un bon comportement en fatigue, surtout pour les systèmes de fibres unidirectionnels. Le comportement en fatigue des PRF dépend souvent des propriétés mécaniques des matrices polymères, alors qu'il est moins dépendant des propriétés des fibres. Ceci est dû au fait que tous les types de fibres sont résistants à la fatigue. C'est la rigidité de la matrice et sa capacité de résister à la progression des fissures qui affectent la performance des composites PRF sous chargement cyclique.

La haute température et l'humidité peuvent dégrader le comportement en fatigue des composites PRF. Cependant, ces effets ont une moindre influence sur la durée de service en fatigue des PRF à base de carbone. Ceci est attribué au fait que les fibres de carbone sont plus résistantes que les fibres de verre et d'aramide à la dégradation environnementale causée par le fluage, le rayonnement UV et les alcalis. Par ailleurs, les fibres de carbone ont une très grande rigidité, ce qui empêche la fissuration de la matrice tout en protégeant la résistance

d'adhérence à l'interface entre les fibres et la matrice. Ainsi, les composites PRFC montrent un comportement exceptionnel en fatigue et semblent être les meilleurs à utiliser pour le renforcement des structures en béton sous chargement cyclique (ISIS Canada 2006).

Pour tenir compte des effets environnementaux sur le comportement des composites PRF utilisés pour le renforcement des structures en béton, les guides de conception en vigueur ont recommandé d'appliquer des facteurs de réduction environnementale, C_E , dans leurs modèles et règles de dimensionnement. Ces facteurs de réduction dépendent du type de fibre utilisée (carbone, aramide ou verre) et sont appliqués soit directement aux équations de résistance et déformation ultime des PRF en tension, comme dans le cas de la norme américaine (ACI 440.2R 2008), soit en les intégrant indirectement dans les coefficients de tenue des PRF utilisés pour la conception à l'état limite ultime, comme dans le cas de la norme canadienne (CSA S6 2006). À noter que les coefficients C_E données par ACI 440.2R-08 sont des estimations conservatrices basées sur la durabilité relative de chaque type de fibre.

2.2.4 Modes de rupture des poutres en béton renforcées en cisaillement à l'aide de PRF

La Figure 2.10 présente les différents modes de rupture en cisaillement d'une poutre en BA renforcée en cisaillement à l'aide de PRF. Pour les poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface, plusieurs modes de rupture ont été identifiés dépendamment de mécanisme de résistance d'adhérence à l'interface PRF/béton. L'écrasement des bielles du béton comprimé suivi par la rupture du composite PRF est le mode de rupture en cisaillement le plus souvent observé. Ainsi, deux modes essentiels de rupture du PRF sont observés :

1. La rupture prématuée par décollement (délaminage) du composite PRF à l'interface avec le béton : C'est un mode de rupture fragile, brusque et difficile à contrôler. En effet, une fois amorcé, le décollement du PRF se propage rapidement et une rupture brusque de la structure peut se produire sans signe précurseur. Ce mode de rupture est gouverné par le matériau à l'interface béton/PRF ayant les propriétés les plus faibles. Ainsi, le décollement peut avoir lieu soit dans le composite PRF à l'interface entre la matrice et les

fibres, soit dans le béton à l'interface entre le substrat et le PRF. Puisque généralement le béton est le matériau le plus faible en tant que résistance et module, alors la rupture par décollement se fait souvent dans le béton. Le décollement est considéré comme le mode de rupture le plus dangereux que peut subir les structures en BA renforcées (en cisaillement) à l'aide de PRF, et qui devait être évité.

2. La rupture des fibres : ce mode de rupture se produit lorsque la contrainte en tension dans le système PRF dépasse la résistance ultime en tension des fibres. Il est caractérisé par son comportement fragile, surtout en utilisant les tissus pour le renforcement externe.

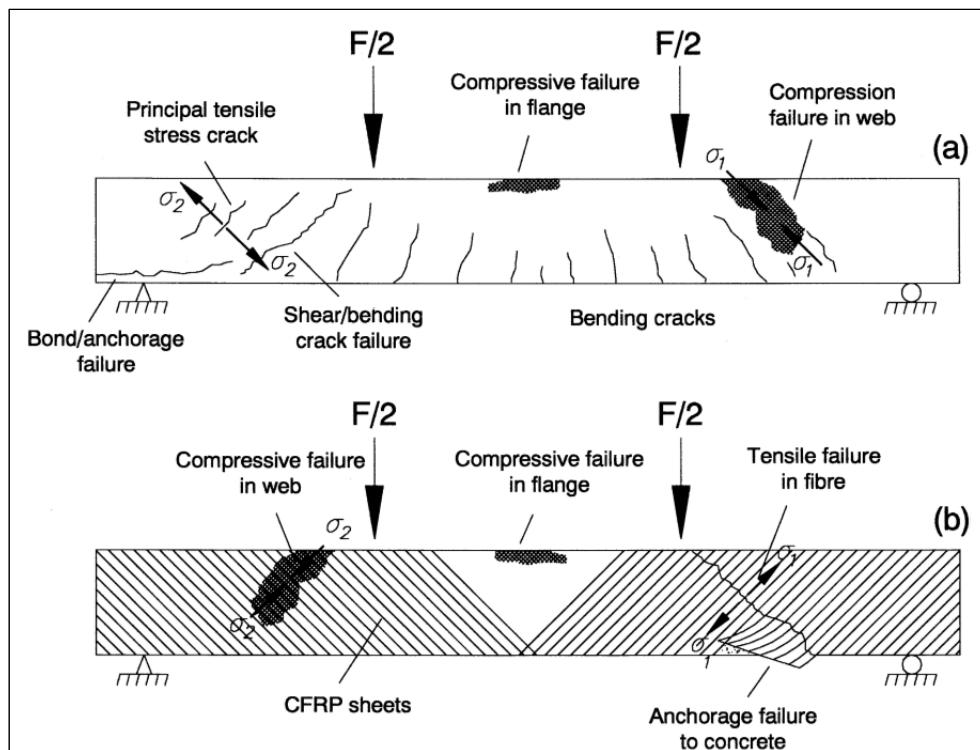


Figure 2.10 Modes de rupture en cisaillement des poutres en BA :
 a) non-renforcée et b) renforcée à l'aide de PRF
 Tirée de Täljsten (2003)

Ces modes de rupture du PRF s'ajoutent aux autres modes de rupture connus en cisaillement pour des poutres en béton non-renforcées, comme illustré à la Figure 2.10a.

L'identification préalable du mode de rupture représente l'aspect le plus crucial dans la conception des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF. Le comportement en cisaillement dépend largement du mode de rupture présumé pour chaque poutre testée (Pellegrino et Modena 2002).

En ce qui concerne la défaillance par rupture des fibres, la résistance en cisaillement de la poutre en béton sera contrôlée par la résistance ultime en tension des fibres. Un décollement local dans les composite PRF à l'interface entre les fibres et la matrice précède souvent une telle rupture, en particulier lorsque le renforcement se fait en enveloppe complète. En effet, le mécanisme de ce type de rupture s'amorce par un décollement local du PRF aux endroits de la concentration la plus élevée des contraintes, surtout à l'intersection avec les fissures inclinées critiques en cisaillement. Cependant, la poutre démontrera une résistance significative pour supporter un chargement additionnel, même après le décollement local du PRF dans ces zones critiques, avant de subir la rupture finale des fibres. Dans ce cas, même si le décollement n'est pas la raison principale de rupture de la structure, il forme quand même un état limite de service qui peut être considéré comme état limite de conception (Cao et al. 2005).

La rupture du PRF (décollement du composite ou rupture des fibres) est considérée comme un mode de rupture de second ordre qui se produit souvent après la rupture principale en cisaillement des poutres en béton, provoquée soit par la rupture des armatures transversales ou l'écrasement du béton. Ceci était observé dans l'étude réalisée par Bousselham et Chaallal (2008), sur la base d'un vaste programme de recherche expérimental concernant le mécanisme de résistance en cisaillement des poutres renforcées à l'aide de PRF sous charges statiques.

Pour les poutres en béton renforcées en cisaillement à l'aide de PRF ayant une résistance en compression faible, la rupture fragile par écrasement du béton est le mode de rupture prédominant (Bousselham et Chaallal 2006; Chajes et al. 1995; Li et al. 2002; Täljsten 2003). Ainsi, pour éviter un tel mode de rupture, les normes de conception en vigueur ont imposé

des limites supérieures à la résistance nominale en cisaillement des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF. De plus, pour assurer l'intégrité structurale du béton, les normes ACI 440.2R (2008) et CSA S6 (2006) ont recommandé de limiter la déformation effective à la rupture des composites PRF, ε_{frpe} (utilisée pour déterminer la contribution du PRF à la résistance en cisaillement de la structure) à une valeur égale ou inférieure à 0.4% ($4000\mu\epsilon$), selon la configuration du renforcement mise à l'essai. De façon similaire, la norme CSA S806 (2012) a recommandé de limiter la déformation effective à 0.6% ($6000\mu\epsilon$), 0.5% ($5000\mu\epsilon$) et 0.4% ($4000\mu\epsilon$) pour les structures renforcées, respectivement, en enveloppe complète, en U avec un système d'ancrage reconnu, et en U sans système d'ancrage ou sur les faces latérales.

D'après Teng et al. (2009), la nature fragile et brusque du décollement de PRF peut mener à ce que les armatures transversales n'atteignent pas leur plastification avant la rupture finale. Ceci contredit la méthodologie utilisée dans la plupart des modèles de conception existants (Chaallal et al. 1998; Khalifa et al. 1998; Monti et al. 2004; Täljsten 2003; Triantafillou et Antonopoulos 2000), où les contributions du béton, V_c , et des étriers, V_s , à la résistance totale en cisaillement sont évaluées en utilisant les provisions recommandées par les normes en vigueur, et qui sont basées sur l'hypothèse que la rupture des poutres se produit après la plastification des armatures.

La direction des fibres dans la matrice et l'orientation du PRF par rapport aux charges appliquées joue un rôle primordial dans la performance du système PRF de renforcement, et peut affecter les mécanismes du mode de rupture des structures en BA. La configuration du système PRF peut également affecter le mode de rupture. En effet, presque toutes les recherches effectuées sur des poutres renforcées en enveloppe complète ont révélé que la résistance en cisaillement est liée à la rupture des fibres. Par contre, toutes les poutres renforcées sur les faces latérales et un nombre considérable des poutres renforcées en forme de U ont subi une rupture par décollement du PRF. À savoir qu'une fois le décollement amorcé, la poutre perd rapidement sa résistance et une rupture fragile peut se produire. En

d'autres termes, les poutres qui subissent la rupture par décollement du PRF ont un comportement ductile très limitée (Chen et Teng 2003b).

Le renforcement en enveloppe complète est donc le plus performant et le plus efficace, mais l'utilisation d'une telle configuration est rare vu la difficulté de l'appliquer sur des poutres existantes de sections en T coulées de façon monolithique avec les dalles qu'elles supportent. Le renforcement en U est, par conséquent, le plus utilisé pour les poutres de sections en T. Cependant, pour empêcher le décollement du PRF en forme de U, des ancrages mécaniques peuvent être appliqués aux extrémités du système appliqué dans la zone comprimée de la section. Le renforcement sur les faces latérales est donc le moins performant et le plus fragile dû à la rupture brusque par décollement qui peut se produire à cause de la longueur effective d'ancrage, L_e , insuffisante du système PRF collés en surface (Sas 2008).

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF COLLÉS EN SURFACE – REVUE DE LA LITTÉRATURE

3.1 Notions générales et définitions

La fatigue est un phénomène qui caractérise les structures soumises en service à des contraintes ou déformations variables dans le temps, en particulier les ponts en béton. Ceci se traduit par des variations cycliques des contraintes induites à long terme, entraînant la modification des propriétés des matériaux et la dégradation de la rigidité et de la résistance des structures. Sous chargement cyclique, les structures présentent des résistances inférieures à celles développées sous chargement statique. Les ponts sont généralement soumis à des cycles de contraintes de valeurs bien en deçà de la résistance ultime statique. Cette réduction de résistance dépend de plusieurs paramètres tels que les conditions de chargement cyclique (amplitude, fréquence et nombre de cycles de contraintes appliquées) et les propriétés des éléments structuraux. En raison de leur caractère répétitif, les charges cycliques peuvent accélérer la progression des fissures qui se développent lentement dans le temps. En s'accumulant, ces fissures provoquent la perte de rigidité et éventuellement la rupture par fatigue de la structure provoquée par la dégradation accumulée de la résistance.

Pour pouvoir évaluer le comportement en fatigue des structures en béton sous chargement cyclique, il est important de définir les notions de base qui lui sont associées suivantes (Brand et Sutterlin 1980) :

Cycle de contrainte : C'est la période de temps durant laquelle l'amplitude des contraintes variable dans le temps se répète. Le cycle sinusoïdal est celui qui est utilisé pour étudier le comportement des structures en fatigue. Dans ce cycle, la contrainte varie dans le temps de sa valeur minimale, σ_{min} , à sa valeur maximale, σ_{max} , par rapport à une contrainte moyenne, σ_m , comme illustré à la Figure 3.1.

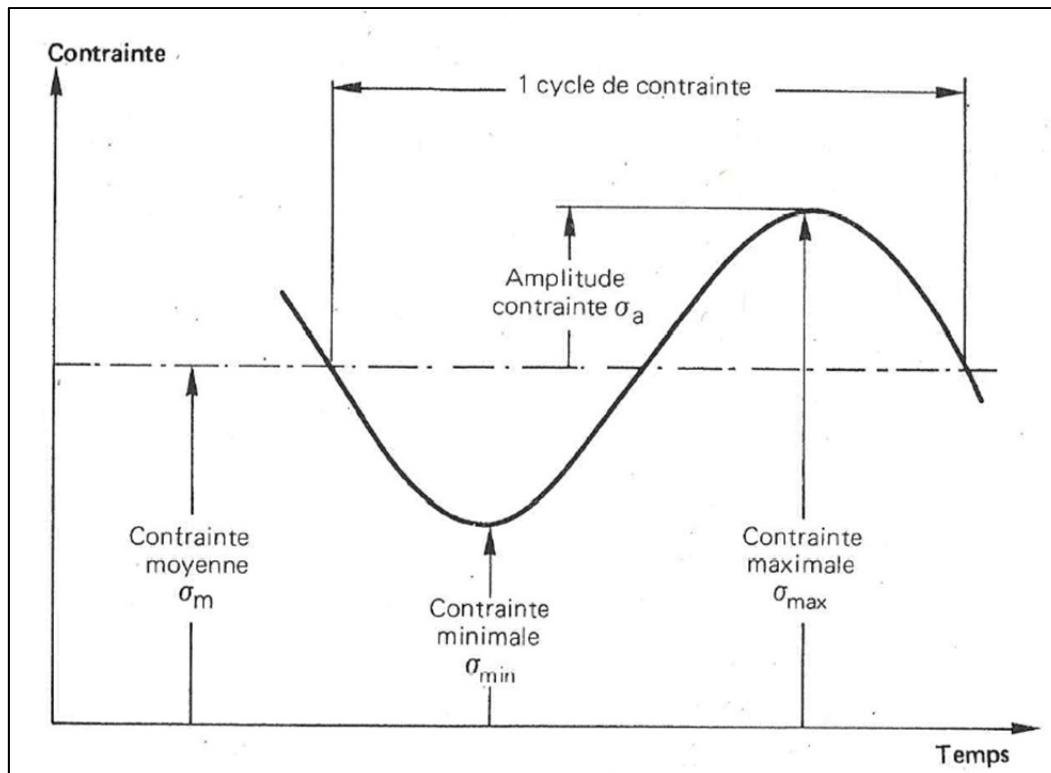


Figure 3.1 Définition d'un cycle de contrainte en fatigue
Tirée de Brand et Sutterlin (1980)

Durée de service en fatigue : C'est le nombre de cycles de contraintes ou de déformations, N , que peut supporter une poutre avant sa rupture.

Limite de fatigue : Pour une contrainte moyenne σ_m donnée, la limite de fatigue est la plus grande amplitude des contraintes pour laquelle il n'est pas constaté de rupture après un nombre infini de chargement cyclique.

Limite d'endurance ou résistance en fatigue : Pour une contrainte moyenne σ_m donnée, la limite d'endurance est la plus grande amplitude des contraintes pour laquelle une rupture est constatée après un nombre fini N de chargement cyclique.

Courbes S-N (courbes de Wöhler): L'approche la plus populaire pour quantifier le comportement en fatigue est d'analyser la courbe *S-N* (*Stress range versus Number of cycles*)

to failure), appelée aussi courbe de Wöhler (Figure 3.2). Cette courbe représente en échelle logarithmique, pour un élément soumis à une multitude de charges cycliques, la relation entre l'amplitude maximale des contraintes appliquées, S , et le nombre de cycles de chargement à la rupture, N .

La relation $S-N$ peut être partagée en trois phases : (i) Domaine de la fatigue oligocyclique qui correspond à une faible durée de service où la rupture survient après un petit nombre de cycles ($N < 10^5$ cycles); (ii) Domaine d'endurance limitée où la rupture se produit après une diminution de la contrainte avec l'augmentation du nombre de cycles ($N > 10^5$ cycles); (iii) Domaine d'endurance illimitée où la rupture ne se produit pas avant un nombre de cycles supérieur à la durée de service envisagée de l'élément (Brand et Sutterlin 1980).

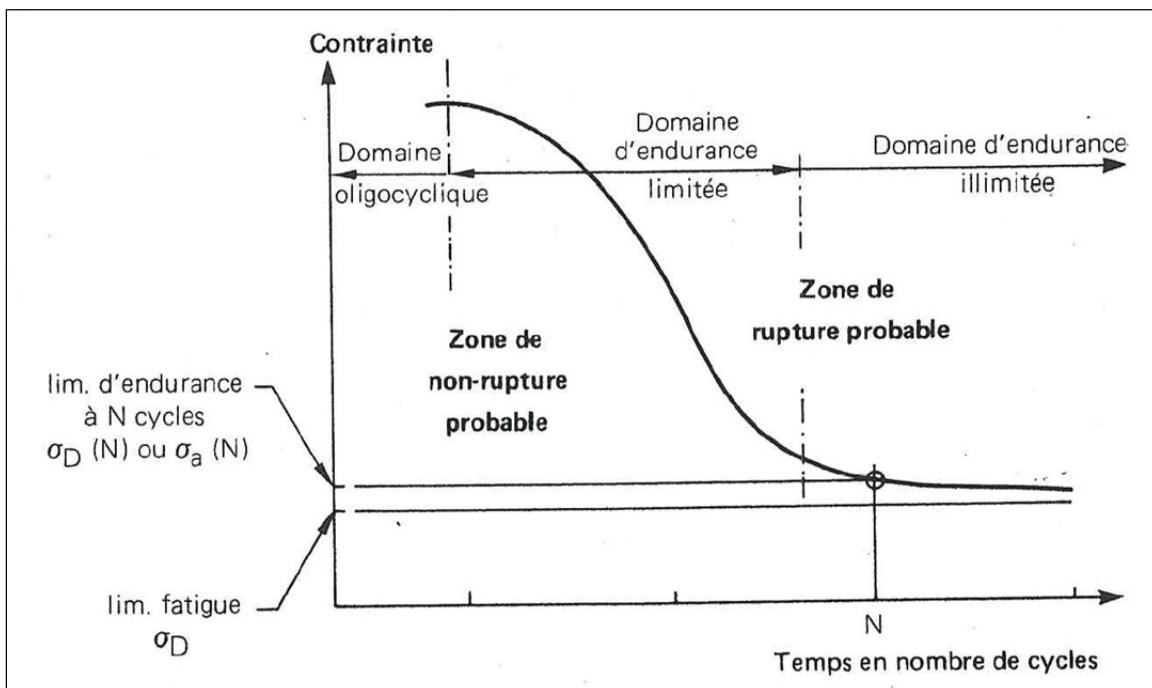


Figure 3.2 Courbe $S-N$ ou Courbe de Wöhler
Tirée de Brand et Sutterlin (1980)

3.2 Limites de contraintes recommandées par les normes en vigueur pour la conception à l'état limite de fatigue (ÉLF)

Les normes et guides de conception en vigueur n'ont pas fourni ni de procédures de vérifications ni de règles de dimensionnement à l'ÉLF concernant le renforcement en cisaillement des structures en béton à l'aide de PRF sous charges cycliques. De plus, ils n'exigent pas à ce jour des limitations sur l'amplitude des contraintes dans les armatures transversales sous chargement de fatigue. Cependant, les normes recommandent de limiter les niveaux des contraintes dans les armatures longitudinales et les composites PRF, pour les poutres en BA renforcées en flexion, lors de la conception à l'ÉLF comme suit :

Limites de contraintes dans les armatures d'acier

La norme américaine ACI 215R-74 (ACI 215R 1974) exige que l'amplitude des contraintes dans les barres d'armature longitudinales rectilignes des poutres en BA sous charges cycliques ne dépasse pas la valeur déterminée selon l'équation suivante, avec une limite supérieure de 138 MPa :

$$S = 161 - 0.33 \sigma_{min} \text{ (MPa)} \quad (3.1)$$

où,

S = Amplitude maximale des contraintes dans les barres d'armature longitudinales à la rupture, c'est la différence entre les contraintes maximale et minimale ($\sigma_{max} - \sigma_{min}$) sous chargement de fatigue;

σ_{min} = Contrainte minimale (positive en tension et négative en compression) dans les barres d'armature. C'est la contrainte générée par les charges soutenues (charges permanentes plus une portion des surcharges appliquées);

σ_{max} = Contrainte maximale dans les barres d'armature. Elle est générée par la combinaison des deux charges soutenues et cycliques (permanentes plus surcharges) due à la fatigue.

Par ailleurs, la norme recommande de réduire à 50% la valeur de l'amplitude calculée pour des barres d'armature relevées ou inclinées.

La même équation a été proposée par AASHTO (2010) pour le calcul de l'amplitude des contraintes dans les barres d'armatures, avec une limite supérieure de 162 MPa. Dans le cas de conception à l'ÉLF des structures en béton précontraint, l'AASHTO limite le niveau d'amplitude des contraintes à 125 MPa dans les torons ayant des rayons de courbure supérieurs à 9 m, et à 70 MPa pour des rayons de courbure inférieurs à 3.6 m. Une interpolation linéaire peut être utilisée pour les torons ayant des rayons de courbure entre 3.6 et 9 m. À noter que ces limites ont été vérifiées expérimentalement pour des structures en béton précontraint avec des torons rectilignes et inclinés renforcées à l'aide de PRF collés en surface (Rosenboom et Rizkalla 2006).

De façon similaire, la norme canadienne CSA S6 (2006) recommande de limiter l'amplitude des contraintes à 125 MPa dans les barres d'armature longitudinales rectilignes des structures en BA, et dans les torons précontraints ayant des rayons de courbure supérieurs à 10 m. Des valeurs inférieures ont été recommandées pour les barres d'acier relevées ou inclinées (65 MPa), et pour les torons précontraints ayant des rayons de courbure inférieurs à 3.5 m (70 MPa).

Les barres d'armature internes ne doivent pas se plastifier sous charges de service, afin d'éviter toute déformation inélastique (plastique) dans les structures en BA renforcées à l'aide de PRF collés en surface, et notamment les structures soumises à des charges cycliques (El-Tawil et al. 2001). Pour cela, la norme ACI 440.2R (2008) exige de limiter la contrainte en tension dans les armatures longitudinales sous charges de service, $f_{s,s}$, à 80% de la contrainte limite élastique, f_y . La norme exige également de limiter la contrainte dans le béton comprimé sous charges de service, $f_{c,s}$, à 45% de la résistance spécifiée en compression du béton, f_c' . Il s'ensuit :

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y \quad (3.2)$$

$$f_{c,s} \leq 0.45 f_c' \quad (3.3)$$

Limites de contraintes dans les systèmes PRF

Les normes en vigueur recommandent de limiter le niveau maximal des contraintes (ou déformations) dans les systèmes PRF, f_{frps} (sous charges soutenues et cycliques) en pourcentage de leur résistance ultime en tension, f_{frpu} , afin d'éviter une rupture par fatigue dans les structures en béton renforcées en flexion à l'aide de PRF collés en surface.

La norme ACI 440.2R (2008) autorise une contrainte maximale de 55% de la résistance ultime pour les fibres de carbone (PRFC), de 20% pour les fibres de verre (PRFV) et de 30% pour les fibres d'aramide (PRFA). Le niveau des contraintes dans les PRF peut être déterminé par une analyse élastique, en considérant une amplitude qui oscille entre une valeur minimale égale aux charges soutenues ou constantes (charges permanentes plus une portion de surcharges appliquées) et une valeur maximale induite par le chargement cyclique à l'ÉLF, comme illustré à la Figure 3.3.

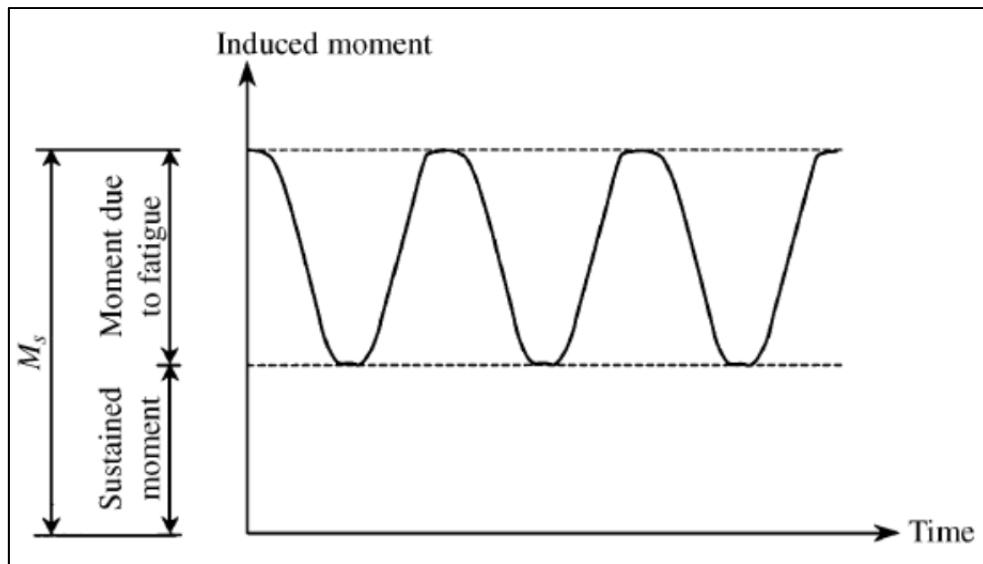


Figure 3.3 Amplitude des moments appliqués à être utiliser pour vérifier les limites de contraintes des PRF
Tirée de ACI 440.2R (2008)

Par ailleurs, la norme canadienne CSA S6 (2006) exige de limiter les contraintes en tension dans les PRF à 65% de la résistance ultime pour les fibres de carbone, à 25% pour les fibres de verre, et à 35% pour les fibres d'aramide.

Le Tableau 3.1 présente les contraintes maximales dans les systèmes PRF selon les normes nord-américaines.

Tableau 3.1 Contraintes maximales dans les systèmes PRF

Contrainte en tension, f_{frps}	Système PRF		
	PRFC	PRFV	PRFA
ACI 440.2R-08	$\leq 0.55 f_{frpu}$	$\leq 0.20 f_{frpu}$	$\leq 0.30 f_{frpu}$
CSA S6-06	$\leq 0.65 f_{frpu}$	$\leq 0.25 f_{frpu}$	$\leq 0.35 f_{frpu}$

Il faut noter que ces limites supérieures ont été déterminées sur le seul critère de fluage, et n'ont pas tenu compte d'autres paramètres d'influence majeure sur le comportement en fatigue, tels que les conditions de chargement cyclique (amplitude, fréquence et nombre de cycles de contraintes appliquées), l'adhérence PRF/béton, le taux de déficience et la perte de rigidité atteints avant le renforcement, la dégradation accumulée par fatigue, ainsi que les différents modes de rupture prévus. Les chercheurs Brena et al. (2005) ont souligné que la norme ACI 440.2R (2002) surestime les limites supérieures des contraintes dans les PRF. En effet, les auteurs ont observé que le niveau maximal des contraintes dans les composites à base de carbone (PRFC), utilisés pour le renforcement en flexion des poutres en BA, a varié entre 15% et 25% de leur résistance ultime en tension. De même, Harries et Aidoo (2006) ont déclaré que les exigences de la norme américaine à ce sujet sont inadéquates et ont proposé qu'elles tiennent compte de la résistance d'adhérence PRF/substrat du béton pour inclure tous les modes de rupture possibles.

Selon le guide de conception ISIS Canada (2008), la rupture par fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF collés en surface est initiée dans la majorité des cas par la fatigue

des barres d'armature internes, suivi par le décollement des PRF. Le guide a donc recommandé de maintenir les contraintes en tension des PRF sous charges cycliques à un niveau où les barres d'armature n'atteignent pas la plastification ni la rupture. La norme canadienne sur la conception des bâtiments CSA S806 (2012) ne donne aucune recommandation quant à la conception à l'ÉLF des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF.

Le rapport technique du guide britannique TR55 (2004) décrit le comportement en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF et souligne, comme toutes les autres normes de conception, que la rupture par fatigue des structures renforcées sous charges cycliques est initiée par la plastification des barres d'armature internes, suivi par le décollement du PRF. Le guide de conception recommande alors une limite supérieure de contraintes dans les systèmes PRF (carbone, aramide ou verre) égale à 80% de leur résistance ultime en tension. Cependant, il n'est pas possible dans la pratique d'atteindre un tel niveau des contraintes en tension avant qu'une rupture du PRF ne survienne, soit par décollement du composite ou par rupture des fibres (Zorn 2006).

Le guide de conception italien CNR DT200 (2004) recommande d'appliquer un facteur de réduction additionnel de 0.5 (soit 50%) aux résistances ultimes des PRF à l'ÉLF, afin d'éviter une rupture prématuée des structures en béton renforcées à l'aide de PRF collés en surface. Ce facteur doit être utilisé pour tous les systèmes PRF (carbone, aramide ou verre), et ajouté aux autres facteurs de réduction qui tiennent compte de la durabilité à long terme, tels que le fluage et les effets environnementaux.

3.3 Durée de service en fatigue (relation S-N de Wöhler)

Une rupture par fatigue des poutres en BA sous chargement cyclique se produit généralement par la rupture des barres d'armature, à proximité des fissures formées dans le béton. Pour évaluer le comportement et estimer la durée de service en fatigue des poutres en BA, il est donc nécessaire d'établir la relation qui existe entre le niveau des contraintes dans les barres

d'armature internes et le nombre de cycles de contraintes à la rupture. En d'autres termes, établir la relation *S-N* de Wöhler.

Helgason et Hanson (1974) ont procédé à une analyse statistique sur une série d'essais effectués sur des barres d'armature de différents diamètres noyées dans le béton de poutres de sections rectangulaires et en Té. Il est instructif de noter que selon cette analyse, la plus petite amplitude des contraintes connue à avoir provoqué la rupture par fatigue des barres d'armature est de 145 MPa. Les auteurs ont ainsi développé une relation *S-N* considérée comme une limite inférieure, adoptée par la norme américaine ACI 215R-74 (ACI 215R 1974), qui semble fournir des estimations raisonnables de la durée de service en fatigue :

$$\log N = 6.969 - 0.0055 S \quad (3.4)$$

où, $S = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ = Amplitude maximale des contraintes dans les barres d'armature longitudinales à la rupture = la différence entre les valeurs maximales, σ_{max} , et minimales, σ_{min} , des contraintes dues aux charges cycliques appliquées.

Moss (1982) a développé une relation générale *S-N*, basée sur une analyse de régression linéaire par corrélation, en effectuant des essais expérimentaux en flexion sur des barres d'armature longitudinales noyées dans le béton :

$$N S^m = K \quad (3.5)$$

où, m = la pente inverse de la courbe logarithmique $S-N = 8.7$; K = coefficient = 0.11×10^{29} (courbe moyenne de la corrélation) ou $K = 0.59 \times 10^{27}$ (valeur de conception pour une courbe moyenne moins deux fois l'écart type).

L'approche la plus conservatrice, en se basant sur les résultats des barres longitudinales testées axialement à l'air, a été ensuite privilégiée à des fins de conception. Ceci est dû au fait que la conception en flexion des poutres en BA est toujours conditionnée par une adhérence

parfaite acier/béton, ce qui ne correspond pas à la réalité (Tilly et Moss 1982). Pour cela, les auteurs ont proposé les coefficients suivants :

$m = 9$; $K = 0.75 \times 10^{27}$ pour des barres d'armature longitudinales inférieures à 16 mm et $K = 0.007 \times 10^{27}$ pour des barres d'armature longitudinales supérieures à 16 mm.

La même approche a été proposée dans le rapport du Comité Euro-International du Béton (CEB, 1988) relatif aux règlements de conception à l'ÉLF. Des modifications ont été ensuite établies par TRRL (*Transport and Road Research Laboratory; Crowthorne, UK*) au sujet des barres noyées dans le béton ayant des diamètres inférieurs à 16 mm (Mallet 1991), comme suit :

$m = 5$ et $K = 4.33 \times 10^{17}$ pour une limite d'endurance $N < 500000$ cycles de contraintes.

$m = 9$ et $K = 1.54 \times 10^{27}$ pour une limite d'endurance $500000 < N < 10^7$ cycles de contraintes.

$m = 11$ et $K = 1.54 \times 10^{31}$ pour une limite d'endurance $N > 10^7$ cycles de contraintes.

Plusieurs modèles de régression ont été ensuite développés pour estimer la durée de service en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF collés en surface. Les coefficients de la relation générale $S-N$ ont été calibrés par les chercheurs selon les résultats de leurs essais expérimentaux, pour tenir compte des effets du renforcement sous charges cycliques en utilisant les composites PRF.

Papakonstantinou et al. (2001) ont calibré les coefficients de la relation $S-N$, en se basant sur des essais effectués en flexion sur des poutres en BA renforcées à l'aide de tissus en PRFV :

$$\log N = 6.677 - 0.00613 S \quad (3.6)$$

Katakalos et Papakonstantinou (2009) ont développé un modèle de régression en tenant compte des résultats des essais qu'ils ont effectués sur des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF à base d'acier :

$$\log N = 9.368 - 0.01 S \quad (3.7)$$

Zhao (2005) a proposé une relation entre l'amplitude des déformations dans les barres d'armature longitudinales, $\Delta\varepsilon_s$, et la durée de service en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de tissus en PRFC:

$$\log N = 8.068 - 2140 \Delta\varepsilon_s \quad (3.8)$$

Toutanji et al. (2006) ont ensuite modifié la relation proposée par Zhao pour estimer la durée de service en fatigue totale, d'avant la rupture des barres d'armature longitudinales et jusqu'à la rupture des PRF, lorsque l'adhérence PRF/béton demeure maintenue après la rupture des barres d'armature. Dans ce cas, la corrélation entre la durée de service et le niveau des contraintes est basée sur le niveau des déformations dans les composites PRF qui survient après la rupture des barres d'armature :

$$\log N = 7.987 - 5.238 \Delta\varepsilon_{frp} / \varepsilon_{frpu} \quad (3.9)$$

où, $\Delta\varepsilon_{frp}$ = amplitude des déformations dans les PRF; ε_{frpu} = déformation ultime en tension des PRF; et $\Delta\varepsilon_{frp} / \varepsilon_{frpu}$ = taux de déformation dans les PRF.

Il convient de noter que cette relation peut surestimer la durée de service réelle due au fait que la performance des PRF dépend fortement du système d'ancrage utilisé. Ainsi, il est recommandé d'estimer la durée de service en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de PRFC en se basant sur le niveau des contraintes dans les barres d'armature longitudinales des poutres en BA non-renforcées (Barnes et Mays 1999).

Pour estimer la performance en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de tissus en PRFC, Dong et al. (2011) ont effectué une analyse de régression incluant les résultats de leurs propres essais et d'essais effectués par d'autres chercheurs (p. ex., Barnes et Mays 1999; Shahawy et Beitelman 1999; Papakonstantinou et al. 2001; et Aidoo et al. 2004):

$$\log N = 7.253 - 0.0056 S \quad (3.10)$$

Cette relation impose que S ne devrait pas dépasser 169 MPa pour que la poutre puisse résister 2 millions de cycles de contraintes.

Harries (2005) a étudié l'effet du système de renforcement (enrobement à l'état liquide des tissus, lamelles préfabriquées et système NSM), le rapport de la longueur de cisaillement sur la profondeur effective de la poutre (ratio a/d), ainsi que l'effet d'échelle sur la relation $S-N$ des poutres renforcées à l'aide de PRF. La même procédure suivie par Harries a été ensuite utilisée par Oudah el El-Hacha (2013), où les auteurs ont rassemblé une base de données de la littérature d'environ 89 poutres en BA testées sous charges de fatigue. Soixante-cinq poutres étaient renforcées en flexion à l'aide de PRF (tissus, lamelles ou NSM), et les autres non-renforcées. Par conséquent, les auteurs ont procédé à une analyse de régression linéaire par corrélation de toutes les poutres et ont abouti aux relations $S-N$ suivantes :

$$\log N = 8.315 - 0.00949 S \quad (3.11)$$

(courbe moyenne de la corrélation)

$$\log N = 7.318 - 0.00958 S \quad (3.12)$$

(courbe de limite inférieure)

Il faut noter que la relation de limite inférieure a été proposée à des fins de conception, puisqu'elle peut être utilisée pour estimer la durée de service en fatigue de façon conservatrice. Par ailleurs, Oudah el El-Hacha (2013) ont développé des relations $S-N$ qui correspondent aux poutres en BA renforcées à l'aide de chacun des systèmes de renforcement collés en surface, comme suit :

$$\log N = 8.458 - 0.0106 S \quad (3.13)$$

(enrobement à l'état liquide des tissus en PRF)

$$\log N = 8.389 - 0.00846 S \quad (3.14)$$

(lamelles préfabriquées en PRF)

$$\log N = 7.951 - 0.00752 S \quad (3.15)$$

(système NSM en PRF)

Xie et al. (2012) ont établi la relation $S-N$ suivante, où des poutres en BA renforcées en flexion à l'aide de lamelles en PRFC précontraints ont été utilisées :

$$\log N = 18.2 - 5.11 \log S \quad (3.16)$$

Selon les auteurs, une limite de fatigue semble être raisonnable pour une durée de service de plus de 2 millions de cycles de contraintes. Ce qui correspond à une limite supérieure de 215 MPa d'amplitude des contraintes dans les armatures d'acier.

3.4 Fatigue des matériaux : béton, armatures d'acier, béton armé et PRF

Fatigue du béton

Le mécanisme de rupture par fatigue du béton sous chargement cyclique est caractérisé par des déformations et des microfissures beaucoup plus grandes que celles obtenues sous chargement statique. Malgré que le béton ne semble pas avoir une limite d'endurance, la résistance à la fatigue du béton, pour une durée de service de 10 millions de cycles de contraintes, est d'environ 55% de la résistance ultime statique (ACI 215R 1974). La progression des fissures dans le béton provoque la rupture de l'élément. En effet, la fatigue du béton fait l'objet d'un processus progressif : dans un premier temps des microfissures apparaissent et se propagent. Puis, ce premier phénomène provoque des macro-fissures. La diffusion de ces dernières achève le processus en provoquant la rupture brusque du béton (Wu 2004).

Fatigue des armatures d'acier

La fatigue des armatures d'acier, comme celle du béton, se manifeste par l'apparition et la progression des microfissures. La rupture par fatigue est amorcée par une microfissure à

l'endroit de concentration des contraintes à la surface des barres d'armature. Puis, elle se propage graduellement à mesure que le chargement cyclique se poursuit. Une rupture brusque survient une fois que la microfissure atteint une longueur critique où sa progression devient instable. Ainsi, la durée de service en fatigue des barres d'armatures équivaut au nombre de cycles de contraintes (ou durée) qui correspond à l'apparition de la première fissure plus la durée de sa progression jusqu'à la rupture (Papakonstantinou et al. 2001).

La complexité des mécanismes liés au comportement et aux propriétés de l'armature d'acier (plasticité, écrouissage, relaxation, etc.) entraîne une sensibilité de la résistance en fatigue à de nombreux paramètres (Wu 2004). Les paramètres dont dépend la résistance sont nombreux (ACI 215R 1974). On peut citer la composition chimique et microstructurale, le niveau minimal des contraintes et le type de chargement appliqué, la classe et la taille des barres d'acier, la résistance en tension et à la plastification, et la soudure.

Fatigue du béton armé

La résistance en fatigue des poutres en BA dépend de l'action composée du béton et des armatures d'acier. Le paramètre majeur qui affecte la fatigue du béton armé est le niveau des contraintes dans les barres d'armature. Alors que la performance en fatigue d'une poutre sous-armée est régie par la flexion des armatures d'acier, une poutre surarmée peut subir une rupture en flexion ou en cisaillement selon la résistance critique du béton ou de l'acier. D'après une recherche menée par Mallet (1991) sur la fatigue des poutres et dalles en BA, une rupture en cisaillement par fatigue peut se produire dans des poutres avec ou sans étriers. La durée de service en fatigue des armatures est la même qu'il s'agisse des armatures longitudinales en flexion ou transversales en cisaillement. Le mécanisme de rupture par fatigue des structures en BA peut être différent de celui sous chargement statique, à cause de la redistribution des contraintes internes qui se produit à mesure que les cycles se poursuivent et les fissures se propagent (Aidoo et al. 2004; Barnes et Mays 1999; Ekenel et Myers 2009; Papakonstantinou et al. 2001).

Fatigue des PRF

Les mécanismes de rupture par fatigue des composites PRF sont contrôlés par l'apparition et la multiplication des fissures, plutôt que par l'apparition et la progression des fissures (Ekenel et Myers 2009). Le comportement en fatigue des PRF dépend des propriétés de la matrice et, dans une moindre mesure, du type de fibre. Les fibres reprennent la majorité du chargement, leur grande résistance en tension procure alors au composite une excellente performance en fatigue (Curtis 1989). Cependant, cette performance dépend de la direction d'application du chargement; on obtient une plus grande résistance lorsque les fibres sont parallèles au chargement appliqué. La fatigue est un processus de dégradation. Le caractère répétitif des charges cycliques provoque la modification des propriétés mécaniques des PRF. La limite de fatigue dépend de la nature des fibres, de la matrice et de la qualité de l'interface fibres/matrice. La résistance en fatigue de la matrice est inférieure à celle des fibres. La résistance en fatigue des composites dépend donc, en grande partie, de cette matrice (Wu 2004).

Les fibres dans les composites unidirectionnels ont peu ou presque pas de défauts et sont donc résistantes à la fissuration. Ainsi, toute fissure qui se forme se propage à travers la matrice et ne se transmet pas à travers les fibres adjacentes. Ce sont ces propriétés de résistance et d'arrêt des fissures qui contribuent au bon comportement en fatigue des PRF (Aidoo et al. 2004).

On distingue quatre mécanismes élémentaires de rupture dans les composites PRF unidirectionnels, où le chargement cyclique est parallèle à la direction des fibres (Figure 3.4) : (a) le décollement à l'interface provenant de la rupture des fibres; (b) la fissuration dans la matrice; (c) la rupture à l'interface suivie de l'arrachement des fibres; et (d) la rupture brusque du PRF. Une combinaison de ces mécanismes est souvent constatée dans les essais de fatigue des PRF. Ceci est attribué à la dégradation accumulée par fatigue subie par les PRF, due à la fissuration de la matrice, le déclaminage, la rupture des fibres, et le décollement à l'interface fibres/matrice (Barnes et Garden 1999).

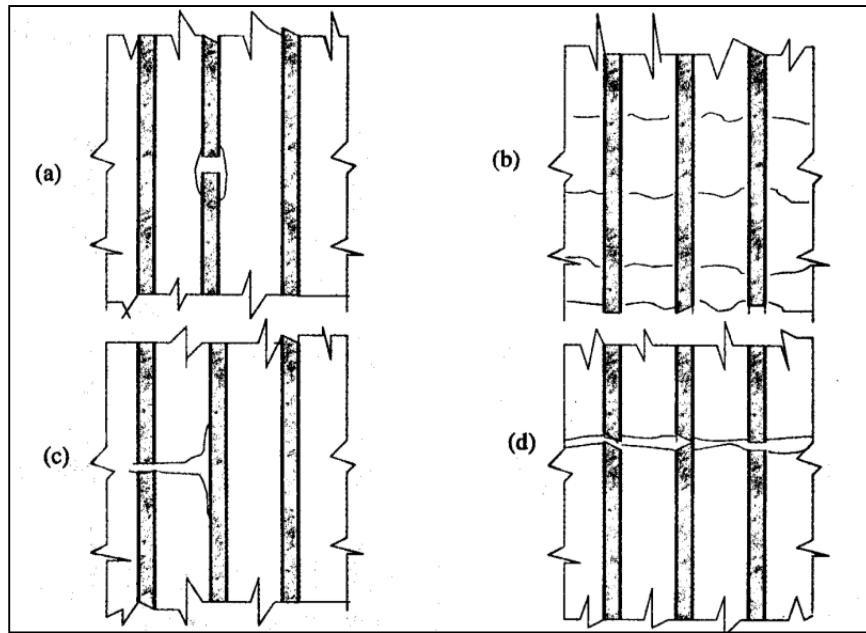


Figure 3.4 Mécanismes de rupture par fatigue des PRF unidirectionnels
Tirée de Hollaway et Head (2001) selon Wu (2004)

De tous les systèmes PRF utilisés dans les ouvrages d'infrastructure, les composites à base de fibres de carbone (PRFC) sont les plus résistants à la fatigue, suivi par les fibres d'aramide. Les fibres de verre sont les moins rigides et les matrices des PRFV subissent de plus grandes déformations sous chargement cyclique, ce qui entraîne plus de fissuration et peut mener à la rupture (ISIS Canada 2006). La Figure 3.5 montre les courbes typiques des limites d'endurance pour les PRFC et PRFV (ratio des contraintes maximales sur résistance ultime versus nombre de cycles de contraintes à la rupture), où la performance supérieure en fatigue des PRFC est évidente.

Une limite d'endurance en fatigue entre 60% et 70% de la résistance ultime statique est typique pour des composites à base de carbone PRFC (ACI 440.2R 2008). Par ailleurs, la résistance en fatigue des PRF avec une matrice de résine époxyde est légèrement supérieure comparativement à d'autres types de résine. La limite d'endurance de la résine époxyde est d'environ 15% de sa résistance ultime statique (Barnes et Garden 1999).

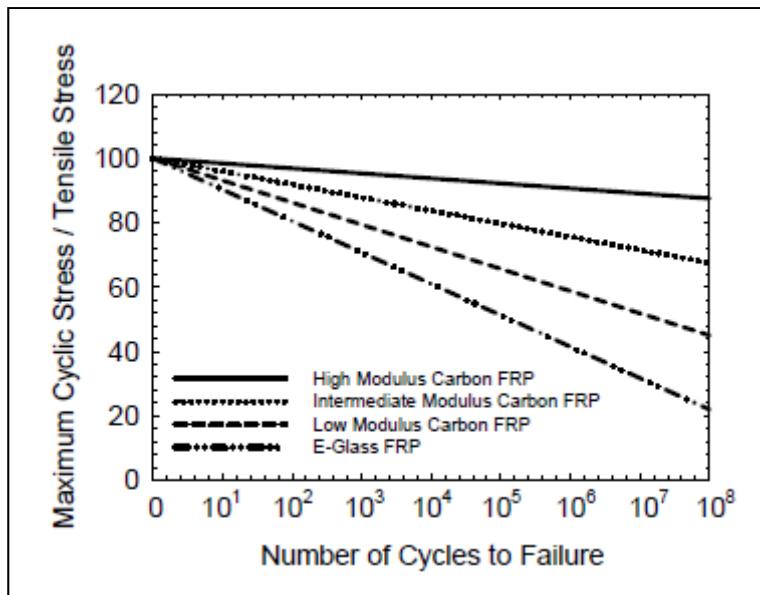


Figure 3.5 Limites d'endurance en fatigue des PRFC et PRFV
Tirée d'ISIS Canada (2006)

3.5 Analyse des recherches expérimentales antérieures - Revue documentaire et bibliographique

Cette section présente une revue bibliographique sur le progrès de la recherche du comportement en fatigue des poutres en béton renforcées, en flexion et en cisaillement, à l'aide de PRF collés en surface. Pour ce faire, une comparaison-sommaire de toutes les études expérimentales antérieures effectuées au cours des dernières années (depuis 1999) est synthétisée au Tableau 3.2. Ce tableau comprend le type et la géométrie des poutres, le type de fibres, le système de renforcement, les options de chargement cyclique, ainsi que les différents paramètres d'étude examinés par les chercheurs, tels que la rigidité des PRF (nombre de couches appliquées), le taux d'armature d'acier (transversale ou longitudinale), le type et configuration du système PRF, l'amplitude de chargement cyclique, la dégradation accumulée par fatigue (déformations parvenues par les divers constituants), la perte de rigidité (relations contrainte-déformation), la courbe S-N de Wöhler, les effets des conditions environnementales et le développement des mécanismes de fissuration.

Une base de données qui décrit chaque poutre en béton renforcée à l'aide de PRF sous chargement cyclique, couvrant toutes les recherches expérimentales antérieures mentionnées au Tableau 3.2, est présentée dans le Tableau-A I-1 de l'annexe I. Cette base de données inclut les propriétés géométriques (dimensions) des poutres, le ratio de cisaillement a/d , les propriétés des armatures internes (longitudinales et transversales), les propriétés des composites PRF (largeur, épaisseur, résistance ultime en tension, module d'élasticité, etc.), les procédures de renforcement (pré-endommagement, systèmes de renforcement et d'ancrage appliqués), les paramètres de chargement cyclique (amplitude, fréquence et nombre de cycles de contraintes appliquées), ainsi que les modes de rupture par fatigue observés.

Tableau 3.2 Sommaire des recherches expérimentales antérieures sous chargement de fatigue

Author	Year	No.	Fatigued specimens		Type and geometry of beams		Fibers		FRP system		Parameters examined															
			FRP-strengthened specimens	Reinforced concrete beams	Small-scale beam ($L \leq 2$ m)	Medium-scale beam ($2 < L \leq 4$ m)	Large-scale beam ($L > 4$ m)	Carbon	Glass	Steel	Hybrid (glass/carbon)	EB-Laminates	EB-Sheets	NSM system	Prestressed FRP	Post-tensioned FRP tendons	FRP rigidity (No. of layers)	FRP strengthening system (type and configuration)	Cyclic loading range	Transverse-steel ratio	Longitudinal-steel ratio	FRP prestressing level	Environmental effects on fatigue behavior	Stiffness degradation (load vs. deflection relationship at various number of cycles)	Fatigue damage accumulation (strain & deflection responses)	S-N Wöhler relationship
Barnes and Mays	1999	5	3	✓																						
Shahawy and Beitelman	1999	6	5	✓																						
Masoud et al.	2001	5	3	✓																						
Papakonstantinou et al.	2001	14	8	✓																						
Aidoo et al.	2004	7	4	✓																						
Czaderski and Motavalli	2004	1	1	✓																						
Gheorghiu et al.	2004	13	12	✓																						
Heffernan and Erki	2004	16	9	✓																						
Brena et al.	2005	8	8	✓																						
Gussenhoven and Brena	2005	12	11	✓																						
Larson et al.	2005	2	2		✓		✓																			
Masoud et al.	2005	10	6	✓			✓																			
Quattlebaum et al.	2005	6	6	✓			✓																			
Aidoo et al.	2006	4	3	✓			✓																			
Ekenel et al.	2006	5	4	✓			✓																			
Gheorghiu et al.	2006	13	13	✓			✓																			
Rosenboom and Rizkalla	2006	7	6		✓		✓																			
Toutanji et al.	2006	17	13	✓			✓																			
Harries et al.	2007	9	8	✓			✓																			
Soudki et al.	2007	9	3	✓			✓																			
Wang et al.	2007	3	3	✓			✓																			
Yost et al.	2007	4	4	✓			✓																			
Badawi and Soudki	2008	16	11	✓			✓																			
Elrefai et al.	2008	15	14	✓			✓																			

^a Fatigue loading options: A = Apply the same percentage of the ultimate static load capacity to each beam; B = Apply loads to provide the same stress range in the reinforcing bars;

C = Apply the same loads to both un-strengthened and strengthened specimens.

Tableau 3.2 Sommaire des recherches expérimentales antérieures sous chargement de fatigue (suite)

Author	Year	No.	Fatigued specimens	FRP-strengthened specimens		Type and geometry of beams	Fibers	FRP system	Parameters examined				
				Reinforced concrete beams	Prestressed concrete beams				Rectangular section	Small-scale beam ($L \leq 2$ m)	Medium-scale beam ($2 < L \leq 4$ m)	Large-scale beam ($L > 4$ m)	Flexural strengthening
Williams and Higgins	2008	3	3	✓	✓	Reinforced concrete beams	Carbon	EB-Laminates	✓	✓	✓	✓	✓
Badawi and Soudki	2009	9	4	✓	✓	Prestressed concrete beams	Glass	EB-Sheets	✓	✓	✓	✓	✓
Ekenel and Myers	2009	9	8	✓	✓	Rectangular section	Steel	NSM system	✓	✓	✓	✓	✓
Katakalos and Papakonstantinou	2009	12	7	✓	✓	Small-scale beam ($L \leq 2$ m)	Hybrid (glass/carbon)	Prestressed FRP	✓	✓	✓	✓	✓
Minnaugh and Harries	2009	4	3	✓	✓	Medium-scale beam ($2 < L \leq 4$ m)	Flexural strengthening	Post-tensioned FRP tendons	✓	✓	✓	✓	✓
Rosenboom et al.	2009	2	2	✓	✓	Large-scale beam ($L > 4$ m)	Shear strengthening	No. of FRP layers (FRP rigidity ratio)	✓	✓	✓	✓	✓
Chaallal et al.	2010	6	4	✓	✓	✓	Pre-damaged beams	FRP strengthening system (type and configuration)	✓	✓	✓	✓	✓
Al-Hammoud et al.	2011	29	13	✓	✓	✓	Anchororage system	Transverse-steel ratio	✓	✓	✓	✓	✓
Al-Rousan and Issa	2011	6	6	✓	✓	✓	B	Longitudinal-steel ratio	✓	✓	✓	✓	✓
Dong Y. et al.	2011	10	10	✓	✓	✓	A	FRP prestressing level	✓	✓	✓	✓	✓
Ferrier et al.	2011	6	5	✓	✓	✓	A	Environmental effects on fatigue behavior	✓	✓	✓	✓	✓
Wahab et al.	2011	24	24	✓	✓	✓	A	Stiffness degradation (load vs. deflection relationship at various number of cycles)	✓	✓	✓	✓	✓
Yu et al.	2011	6	5	✓	✓	✓	A	Fatigue damage accumulation (strain & deflection responses)	✓	✓	✓	✓	✓
Dong J.F. et al	2012	4	3	✓	✓	✓	A & B	S-N Wöhler relationship	✓	✓	✓	✓	✓
Elrefai et al.	2012	10	5	✓	✓	✓	C	Cracking development	✓	✓	✓	✓	✓
Oudah and El-Hacha	2012a,b	10	8	✓	✓	✓	A	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Sena-Cruz et al.	2012	4	3	✓	✓	✓	B	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Wahab et al.	2012	8	8	✓	✓	✓	A	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Xie et al.	2012	8	8	✓	✓	✓	A	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Bae el al.	2013	2	1	✓	✓	✓	A	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Farghal	2014	6	4	✓	✓	✓	A	✓	✓	✓	✓	✓	✓
El-Saikaly and Chaallal	2015a,b	12	9	✓	✓	✓	A & C	✓	✓	✓	✓	✓	✓

^a Fatigue loading options: A = Apply the same percentage of the ultimate static load capacity to each beam; B = Apply loads to provide the same stress range in the reinforcing bars; C = Apply the same loads to both un-strengthened and strengthened specimens.

3.5.1 Paramètres d'étude en fatigue

Le choix des paramètres d'étude est d'une importance capitale pour évaluer le comportement en fatigue des poutres en béton renforcées à l'aide de PRF, surtout les conditions de chargement cyclique. Par conséquent, l'amplitude, la fréquence et le nombre de cycles de contraintes appliquées peuvent affecter substantiellement les mécanismes de résistance et de rupture de la structure.

Amplitude de chargement cyclique

Il est primordial de bien établir les arguments derrière les tests avant de tirer des observations et conclusions sur le comportement en fatigue. Trois options de chargement cyclique ont été envisagées par les chercheurs pour examiner le comportement en fatigue des poutres en béton renforcées à l'aide de PRF (voir Tableau 3.2), comme suit (Barnes et Mays 1999) :

1. Option A : Appliquer le même pourcentage de la résistance ultime statique à chaque poutre. Il est raisonnable d'estimer que la durée de service en fatigue d'une poutre non-renforcée est obtenue par la poutre renforcée sous des niveaux de chargement plus élevés. Afin d'établir une comparaison fiable, si une poutre non-renforcée est testée à un certain pourcentage de sa capacité ultime, la poutre renforcée devra être testée au même pourcentage de sa capacité mais en tenant compte de la contribution à la résistance des PRF. Observons que la majorité des auteurs ont adopté cette option de chargement (Badawi et Soudki 2008; 2009; Bae et al. 2013; Barnes et Mays 1999; Brena et al. 2005; Chaallal et al. 2010; Czaderski et Motavalli 2004; Dong et al. 2011; Ekenel et Myers 2009; Ekenel et al. 2006; El-Saikaly et Chaallal 2015a; 2015b; Elrefai et al. 2008; 2012; Farghal 2014; Ferrier et al. 2011; Gheorghiu et al. 2006; Gheorghiu et al. 2004; Katakalos et Papakonstantinou 2009; Papakonstantinou et al. 2001; Rosenboom et Rizkalla 2006; Rosenboom et al. 2009; Sena-Cruz et al. 2012; Toutanji et al. 2006; Wahab et al. 2011; 2012; Xie et al. 2012; Yu et al. 2011);

2. Option B : Appliquer des charges cycliques pour fournir la même amplitude des contraintes dans les barres d'armature pour les poutres renforcées et non-renforcées. Comme le mode primaire de rupture par fatigue des poutres en BA sous chargement cyclique est la plastification des barres d'armature, alors la durée de service en fatigue dépend du niveau des contraintes dans ces barres d'armature. Ainsi, cette option fournit une meilleure comparaison puisque les poutres renforcées et non-renforcées ont une durée de service comparable (Al-Rousan et Issa 2011; Barnes et Mays 1999; Ferrier et al. 2011; Gussenhoven et Brena 2005; Heffernan et Erki 2004; Larson et al. 2005; Masoud et al. 2005; Minnaugh et Harries 2009; Oudah et El-Hacha 2012a; 2012b; Quattlebaum et al. 2005; Wang et al. 2007; Williams et Higgins 2008);
3. Option C : Appliquer le même chargement cyclique pour les poutres renforcées et non-renforcées (poutres de contrôle). Il est peu probable que la charge réelle appliquée soit considérablement modifiée après le renforcement des poutres en béton à l'aide de PRF, et par conséquent, cette option peut être étroitement liée à la pratique (Aidoo et al. 2004; 2006; Al-Hammoud et al. 2011; Barnes et Mays 1999; Dong et al. 2012; El-Saikaly et Chaallal 2015a; Harries et al. 2007; Masoud et al. 2001; Shahawy et Beitelman 1999; Soudki et al. 2007; Yost et al. 2007).

L'amplitude de chargement appliquée est le critère majeur qui peut influencer la durée de service en fatigue des structures en béton renforcées à l'aide de PRF. D'après la revue de la littérature réalisée par Kim et Heffernan (2008), les auteurs ont constaté qu'un intervalle de chargement cyclique de 30% à 60% de la résistance ultime de la poutre peut éviter une rupture par fatigue provoquée par la dégradation accumulée de la résistance.

Chaallal et al. (2010) ont choisi des valeurs limites, inférieures et supérieures, de chargement cyclique, respectivement, de 35% et 65% de la résistance en cisaillement de la poutre, P . Ces pourcentages ont été calculés en se basant sur une valeur moyenne de la charge en service, égale au poids propre plus la surcharge, estimée à 50% de P :

$$P_{max} = P_{moy} (1 + \text{CMD}) \quad (3.17)$$

$$P_{min} = P_{moy} (1 - \text{CMD})$$

où, P_{max} = charge cyclique maximale; P_{min} = charge cyclique minimale; P_{moy} = charge cyclique moyenne en service; CMD = coefficient de majoration dynamique, qui varie entre 0.25 et 0.4 selon la norme canadienne CSA S6 (2006). Les pourcentages de 35% et 65% sont ainsi obtenues pour une valeur de CMD égale à 0.3.

Ainsi, chaque poutre a été soumise au même pourcentage de sa résistance ultime, calculée théoriquement selon les normes de conception. Une telle approche pour le choix du chargement est, selon les auteurs, la plus réaliste et la plus représentative des cas pratiques (Chaallal et al. 2010). À noter que ces limites de chargement cyclique, 35% et 65%, ont été utilisées par d'autres chercheurs (p.ex., Czaderski et Motavalli 2004; Rosenboom et Rizkalla 2006; Ekenel et Myers 2009).

Selon Ekenel et Myers (2009), appliquer à chaque poutre en BA le même pourcentage de sa résistance ultime semble être raisonnable pour une analyse fiable et une comparaison adéquate entre les poutres non-renforcées et celles renforcées à l'aide de PRF.

Nombre de cycles de chargement appliqué

Une structure typique en BA peut atteindre 10^7 à 10^8 cycles de contraintes pendant sa durée de service en fatigue. Une dalle de pont en BA peut supporter jusqu'à 7×10^8 cycles de contraintes au cours de sa durée de service, qui correspond à environ 120 ans (Barnes et Mays 1999). Les auteurs ont ainsi choisi un chargement de 10 millions de cycles de contraintes à une fréquence de 1 Hz pour des poutres en BA renforcées en flexion à l'aide des lamelles en PRFC. Le même nombre de cycles a été adopté par Aidoo et al. (2004) pour des poutres en BA renforcées en flexion à l'aide des tissus et des lamelles en PRFC.

Selon la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers CSA S6-06, un pont d'autoroute de classe A conçu pour une durée de service de 40 ans peut éprouver un minimum de 58×10^6 cycles de contraintes de différentes intensités durant sa vie utile (Oudah et El-Hacha 2012a).

Ekenel et Myers (2009) ont indiqué que 2 millions de cycles de contraintes correspondent à une période de temps normale pour effectuer des essais sous conditions de laboratoire, même si des structures, tels les ponts en béton, peuvent être exposées à un nombre plus élevé de cycles de contraintes. Selon les auteurs, ce n'était pas pratique d'appliquer un chargement de plus de 2 millions de cycles à une fréquence de 2 Hz pour une durée de plus de 12 jours d'essais par spécimen. Une autre raison pour laquelle les auteurs ont limité le nombre de cycles de contraintes est que les poutres renforcées n'ont pas enregistré des pertes considérables de rigidité à partir de 500,000 cycles de chargement.

Selon Chaallal et al. (2010), une limite supérieure de 5 millions de cycles de contraintes semble être raisonnable pour évaluer le comportement en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF, compte tenu de la résistance résiduelle et la durée de service en fatigue d'une structure existante en BA. Ainsi, les auteurs ont envisagé 5 millions de cycles à une fréquence de 2 Hz pour des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de tissus en PRFC. Czaderski et Motavalli (2004) ont aussi choisi 5 millions de cycles de chargement, mais à une fréquence de 4.4 Hz, pour une poutre renforcée en cisaillement à l'aide des lamelles préfabriquées en PRFC en forme de L.

Fréquence de chargement cyclique

La fréquence de chargement cyclique doit être relativement faible pour tester des poutres de ponts en béton, afin d'éviter certains phénomènes difficiles à cerner tels que les effets d'hystérésis, l'émission d'une énergie indésirable, ou la possibilité de ne pas pouvoir récupérer toutes les données entre deux cycles consécutifs (Chaallal et al. 2010). Selon les auteurs, une fréquence au plus égale à 3 Hz semble être adéquate.

Barnes et Mays (1999) ont choisi une fréquence de 1Hz, en se basant sur une recherche antérieure effectuée par Emberson et Mays (1996). Dans cette recherche, les auteurs ont révélé que pour une fréquence supérieure à 2 Hz, la poutre devient incapable de se rétablir complètement entre deux charges cycliques consécutives. Le taux de chargement cyclique provenant des charges mobiles de circulation (véhicules) peut varier selon le trafic (de très lent à relativement rapide), et par conséquent, une fréquence typique de 1 Hz semble être raisonnable pour représenter la circulation sur des dalles de ponts en béton (Mays et Tilly 1982).

Pour évaluer la résistance des barres d'armature, des tests axiaux sous tension directe à l'air peuvent être aisément effectués en utilisant de petits spécimens (échantillons). La fréquence de chargement pour exécuter ces tests peut être élevée, et les données seront ainsi obtenues rapidement. Cependant, les conditions de ces tests ne peuvent pas représenter le cas réel des structures en BA où les barres d'armature sont noyées dans le béton. Des tests sur des poutres en BA sont donc nécessaires. Pour de telles poutres, la fréquence de chargement doit être maintenue faible, moins de 3 Hz, afin d'éviter les effets d'hystérésis. Ce type de tests est relativement coûteux et de longue durée (Barnes et Garden 1999). Le temps nécessaire pour terminer 10^7 cycles de contraintes (durée de service en fatigue d'une structure typique en BA) à une fréquence de 1Hz est d'environ 4 mois. Il ne paraît toutefois pas faisable, selon les auteurs, de mener un chargement à chaque poutre en BA pour une si longue période.

3.5.2 Dégradation accumulée par fatigue

Une évaluation du comportement en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF ne peut s'accomplir que par une analyse de la dégradation accumulée de résistance sous chargement cyclique.

La durée de service en fatigue d'une poutre en BA renforcée passe généralement par trois phases consécutives, comme illustré à la Figure 3.6 (Kim et Heffernan 2008) : (i) accumulation rapide de dégradation de résistance et de perte de rigidité pendant les premiers cycles de contraintes appliquées. Cette phase est caractérisée par des augmentations

remarquables dans les déformations des divers constituants et par la progression des fissures; (ii) la deuxième phase est quasi-constante, c'est-à-dire sans changements significatifs ni dans les déformations ni dans la progression des fissures. Dans cette phase le taux de dégradation a tendance à ralentir considérablement avec l'augmentation du nombre de cycles de contraintes; (iii) la troisième phase est caractérisée par une dégradation brusque du comportement juste avant la rupture imminente par fatigue de la poutre, où des augmentations brusques des déformations se produisent. Il est à noter que la dégradation accumulée par fatigue est identique, que ce soit de la rigidité de la structure, des déformations ou contraintes dans les divers constituants (béton, armatures d'acier, et PRF), ou de la progression et développement des fissures (El-Saikaly et Chaallal 2015a; 2015b; Gussenhoven et Brena 2005; Heffernan et Erki 2004; Quattlebaum et al. 2005; Rosenboom et Rizkalla 2006; Toutanji et al. 2006; Williams et Higgins 2008).

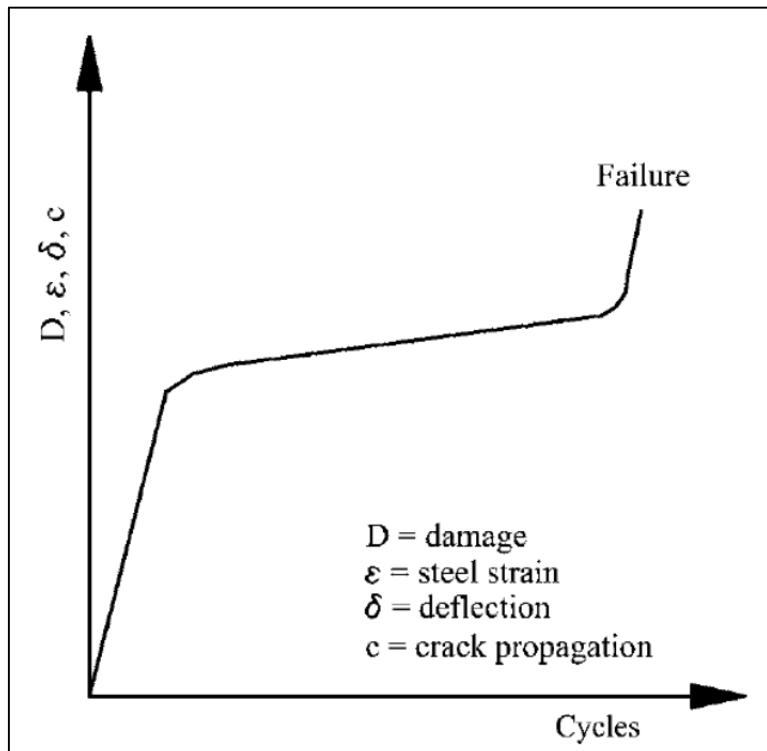


Figure 3.6 Dégradation accumulée par fatigue
Tirée de Kim et Heffernan (2008)

3.5.3 Modes de rupture

Il est généralement admis que la rupture par fatigue des poutres en BA renforcées est similaire à celle des poutres non-renforcées puisque dans tous les cas, la rupture est contrôlée par la performance des barres d'armature internes sous charges cycliques. D'après la base des données présentée dans le Tableau-A I-1 de l'annexe I, on constate que la majorité des poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface ont subi une rupture (ou plastification) des barres d'armature internes (considérée comme le mode primaire de rupture par fatigue), suivi par la rupture du PRF soit par décollement du composite ou par rupture des fibres (considérée comme le mode de rupture de second ordre) (Aidoo et al. 2004; Al-Hammoud et al. 2011; Barnes et Mays 1999; Gussenhoven et Brena 2005; Harries et al. 2007; Heffernan et Erki 2004; Katakatos et Papakonstantinou 2009; Papakonstantinou et al. 2001; Rosenboom et Rizkalla 2006; Shahawy et Beitelman 1999; Soudki et al. 2007; Toutanji et al. 2006; Xie et al. 2012; Yu et al. 2011).

Cependant, plusieurs chercheurs ont signalé une rupture par décollement du composite à l'interface PRF/béton avant la plastification des barres d'armature, notamment pour les poutres ayant des niveaux très élevées de chargement cyclique (Badawi et Soudki 2008; Brena et al. 2005; Dong et al. 2011; Gheorghiu et al. 2006; Wahab et al. 2011; 2012). Une fois le décollement initié, la contribution à la résistance du PRF est transférée directement aux barres d'armature internes, ce qui peut entraîner une rupture fragile de la structure. Il est donc important d'envisager un système d'ancrage fiable des PRF afin d'empêcher un décollement prématué et prolonger la durée de service en fatigue de la structure renforcée.

Sous un chargement de fatigue donné, une partie des efforts est reprise par le composite collé en surface, et le niveau des contraintes dans les armatures d'acier est plus faible que pour une poutre non renforcé. De plus, le composite a pour effet de diminuer la progression des fissures et améliorer ainsi l'endurance en fatigue des poutres renforcées. Puisque la résistance en fatigue du PRF est supérieure à celle de l'armature d'acier, pour un même niveau d'amplitude des contraintes, la performance des poutres renforcées est déterminée par la durée de service en fatigue des armatures d'acier. En d'autres termes, le renforcement à

l'aide de PRF contribue considérablement à la prolongation de la durée de service en fatigue des structures en BA, compte tenu de la redistribution des contraintes dans les barres d'armature internes causée par l'application du composite (Aidoo et al. 2004; El-Saikaly et Chaallal 2015a; 2015b; Heffernan et Erki 2004; Masoud et al. 2005; Toutanji et al. 2006).

3.5.4 Poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface

De toutes les quarante-huit études expérimentales (plus de 300 poutres renforcées) réalisées sur des poutres en béton renforcées à l'aide de PRF sous chargement cyclique (voir Tableau 3.2), seulement huit études (34 poutres au total), incluant celles produites dans le cadre de la présente thèse, ont été dédiées à l'évaluation de la performance des poutres renforcées en cisaillement (Bae et al. 2013; Chaallal et al. 2010; Czaderski et Motavalli 2004; Dong et al. 2012; El-Saikaly et Chaallal 2015a; 2015b; Farghal 2014; Williams et Higgins 2008).

Ce qui suit est une description des recherches entreprises sur l'évaluation du comportement en fatigue des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface.

Czaderski et Motavalli (2004)

L'objectif de la recherche menée par Czaderski et Motavalli (2004) était de vérifier la faisabilité d'utiliser des lamelles (plaques) en PRFC en forme de L, pour le renforcement en cisaillement des poutres en BA de section en Té. Les lamelles ont été produites par la compagnie suisse Sika AG (*Sika CarboShear-L*), d'épaisseur 1.4 mm, de largeur 40 mm et d'angle droit avec un rayon de courbure interne de 25 mm. Quatre poutres de portée 3500 mm ont été testées dans cette étude, dont une seule poutre testée sous chargement de fatigue jusqu'à 5 millions de cycles de contraintes à une fréquence d'environ 4.4 Hz. Le niveau de chargement a été fixé de manière à ne pas avoir une rupture prématuée par fatigue des armatures d'acier. Pour cela, les limites inférieure et supérieure de chargement ont été fixées à 39% et 59% de la résistance ultime statique de la poutre renforcée. Quatre lamelles espacées de 300 mm ont été collées dans la zone de cisaillement, aux deux extrémités de la poutre, et ancrées dans les semelles de la poutre en Té.

La poutre n'a pas subi une rupture par fatigue pendant le chargement cyclique. De plus, les auteurs ont remarqué que les lamelles sont demeurées intactes, sans décollement ni rupture, après 5 millions de cycles de contraintes. Ceci démontre l'efficacité d'utiliser un tel système de renforcement en cisaillement pour les poutres en BA sous chargement cyclique de fatigue.

Il est établi que la résistance en fatigue des barres d'armature internes constitue le paramètre d'influence majeure sur le comportement en fatigue des poutres renforcées. La norme européenne FIB TG9.3 (2001) recommande, pour la conception des poutres renforcées, de limiter l'amplitude des contraintes dans les barres d'armature à celle attribuée aux poutres non-renforcées. Néanmoins, le renforcement s'effectue sur des structures existantes et dans la plupart des cas, l'historique de chargement (amplitude, fréquence et nombre de cycles de contraintes appliquées), la résistance résiduelle et le taux des barres d'armature internes (longitudinales et transversales) ne sont pas connus. Les auteurs ont donc recommandé d'établir les vérifications de conception à l'ÉLF sans tenir compte de la contribution à la résistance des barres d'armature transversales, afin d'éviter une rupture prématuée en cisaillement par fatigue.

Les vérifications usuelles (classiques) pour la conception à l'ÉLF des poutres en BA doivent être prises en considération, tel qu'exigé par les normes en vigueur. Cependant, des essais spécifiques sont essentiels pour évaluer la résistance résiduelle dans les poutres existantes avant de les renforcer. Il a été démontré que la déformation dans les bielles du béton comprimé augmente avec le nombre de cycles de chargement. L'ingénieur responsable doit donc décider si le béton résistera aux contraintes additionnelles prévues dans la zone des bielles comprimées au cours de la durée de service en fatigue de la poutre renforcée.

Puisque le composite PRF est un matériau élastique jusqu'à la rupture, la redistribution des contraintes entre les lamelles espacées n'est pas réalisable. Les auteurs ont donc proposé de prendre une valeur minimale de $\theta = 45^\circ$ pour l'angle d'inclinaison des bielles ou l'angle de fissuration en cisaillement, qui correspond au cas le plus critique pour la conception à l'ÉLF.

Par ailleurs, étant donné que la grande partie de la déformation des PRF s'effectue pendant les premiers cycles de chargement appliqué, les auteurs ont proposé de limiter dès le premier cycle le niveau des déformations, ε_{frp} , à 0.2% (2000 $\mu\epsilon$) et l'amplitude des déformations, $\Delta\varepsilon_{frp}$, à 0.04% (400 $\mu\epsilon$) dans les PRF, afin d'éviter une rupture prématuée par fatigue.

Williams et Higgins (2008)

Les essais menés par les chercheurs Williams et Higgins (2008) consiste en cinq poutres en BA de section en Té de portée 7300 mm, dont trois sont soumises à des charges cycliques. Ces spécimens ont été conçus pour refléter les propriétés, les matériaux et la conception des poutres de ponts existants, construits durant les années 1940 à 1960.

L'objectif de la recherche était d'évaluer la capacité des poutres en Té et en Té-inversées, renforcées en cisaillement à l'aide de PRF sous chargement de fatigue. Les poutres ont été initialement chargées pour produire des pré-fissurations diagonales similaires à celles observées sur les ponts existants. Elles ont ensuite été renforcées à l'aide de tissus unidirectionnels en PRFC (bandes intermittentes en forme de U) de largeur 305 mm espacées de 51 mm, en utilisant le système d'enrobement à l'état liquide. Les poutres ont été testées sous chargement de fatigue jusqu'à 1 million de cycles à une fréquence de 1 et 1.2 Hz. Les auteurs ont analysé l'efficacité du renforcement en flexion positive (poutres en Té) et en flexion négative (poutres en Té-inversées), ainsi que les effets de variation d'amplitude des contraintes. Le niveau de chargement cyclique a été déterminé pour assurer une durée de service en fatigue d'au moins 1 million de cycles avec une amplitude des contraintes dans les barres d'armature inférieure à 165 MPa.

La réponse des déformations dans les tissus en PRFC a varié selon l'endroit où les jauge de déformations ont été placées, soit par rapport aux fissures inclinées en cisaillement à mi-hauteur de l'âme soit aux extrémités des tissus en U à l'intersection âme/semelle (zone en tension pour les poutres en Té-inversées et en compression pour les poutres en Té). La variation des amplitudes de déformations durant le chargement cyclique a montré un

comportement non-linéaire, en cisaillement et dans les zones en tension des poutres en Té-inversées. Ce comportement est caractérisé par une augmentation considérable des déformations pendant les premiers cycles de contraintes, suivi par un ralentissement du taux de croissance avec l'augmentation du nombre de cycles. En revanche, les déformations n'ont pas changé pendant les premiers cycles dans les poutres en Té aux extrémités des tissus en U (zone en compression), parce qu'aucune fissuration (ou décollement de tissus) n'a été amorcée.

Les fissures s'ouvrent et se ferment sous chargement cyclique de fatigue, pendant que le chargement-déchargement d'un cycle de contrainte s'effectue. Les lèvres de fissures en se frottant les unes contre les autres provoquent des débris de béton. Ces débris s'accumulent à l'intérieur des fissures, à mesure que les cycles se poursuivent, les empêchant de se fermer complètement pendant le déchargement. Ainsi, des contraintes additionnelles se forment, justifiées par une augmentation dans les valeurs des déformations, et un décollement local du PRF se produit à l'interface avec les fissures diagonales et aux extrémités des tissus dans les zones en tension des poutres en Té-inversées.

Les résultats importants obtenus par les auteurs peuvent être résumés comme suit :

1. Le renforcement en cisaillement à l'aide de PRFC mène à une réduction du niveau des contraintes dans les armatures transversales, alors qu'il n'a pas d'effet sur les armatures longitudinales;
2. L'espacement entre les renforts verticaux adjacents a permis d'identifier les fissures inclinées tout au long de la poutre. Il est donc recommandé de procéder à un renforcement à l'aide de PRF en bandes intermittentes;
3. La rupture a été contrôlée par décollement prématué des PRFC au voisinage des fissures diagonales et aux extrémités des tissus en U à l'intersection âme/semelle dans les zones en tension;
4. Le maintien des extrémités des tissus dans la zone comprimée de la section a empêché le décollement du PRFC sous chargement de fatigue.

Chaallal et al. (2010)

Chaallal et al. (2010) ont étudié le comportement en fatigue des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de tissus unidirectionnels continus en PRFC en forme de U, selon le système d'enrobement à l'état liquide. Six essais ont été effectués sur des poutres en BA de section en Té de 4520 mm de longueur, dont quatre ont été renforcées. Plusieurs paramètres d'influence majeure ont été examinés, tels que la rigidité du PRFC (poutres renforcées avec une et deux couches de tissus) et la présence des armatures d'acier transversales (poutres sans étriers et avec étriers espacés de $d/2$). Les poutres ont été soumises à des charges cycliques jusqu'à 5 millions de cycles de contraintes à une fréquence de 2 Hz. Les poutres qui n'ont pas subi la rupture par fatigue ont été ensuite testées sous charges statiques jusqu'à leur rupture. Les auteurs ont choisi un chargement cyclique entre 35% et 65% de la résistance ultime statique de chaque poutre (c.-à-d., en tenant compte de la contribution à la résistance des PRF). La logique derrière ce choix est expliquée dans la section 3.5.1.

Les poutres renforcées avec une seule couche de tissus en PRFC n'ont pas subi de rupture par fatigue et ont résisté 5 millions de cycles de contraintes sans aucun décollement. En revanche, les poutres renforcées avec deux couches ont subi une rupture en cisaillement par fatigue. En effet, la rupture de la poutre sans armatures transversales a été produite à 0.7 million de cycles par écrasement des bielles du béton comprimé, suivi par un décollement de tissus. La rupture de la poutre avec étriers a, quant à elle, été produite à 2.1 millions de cycles due à la rupture des étriers accompagnée par un décollement partiel du renfort, suivi par l'écrasement des bielles du béton comprimé. Il est à noter que cette rupture par fatigue pourrait également être attribuée au niveau élevé de l'amplitude des contraintes appliquées.

La valeur de l'amplitude des contraintes dans l'étrier qui a subi la rupture par fatigue était de 125.4 MPa au premier cycle de chargement appliqué. Cette valeur est comparable aux limites supérieures des normes en vigueur, pour la conception à l'ÉLF des poutres en BA, concernant les barres d'armature longitudinales (voir section 3.2).

Sur la base des résultats obtenus, les observations suivantes ont été rapportées par les auteurs:

1. L'efficacité du renforcement en cisaillement à l'aide de PRFC en termes de gain en résistance et prolongation de la durée de service en fatigue des poutres en BA;
2. Une rigidité élevée du système PRF peut provoquer une rupture prématuée par fatigue, en changeant la distribution des contraintes entre les divers constituants qui entrent en jeu;
3. Les spécifications requises par les normes pour la conception à l'ÉLF des structures en BA non-renforcées peuvent également être utilisées pour le calcul des structures renforcées à l'aide de PRF;
4. Une prolongation de la durée de service en fatigue a été observée avec la présence des armatures transversales, en comparant les poutres renforcées sans et avec étriers;
5. Les résultats des tests ont enregistré une déformation maximale et une amplitude des déformations des composites PRFC en dessous des valeurs limites proposées par les auteurs Czaderski et Motavalli (2004).

Bae et al. (2013)

Bae et al. (2013) ont étudié la performance en fatigue des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF. Deux poutres ont été examinées sous chargement cyclique, dont une seule renforcée à l'aide de tissus en PRFC. Cette dernière a été renforcée à l'aide de tissus unidirectionnels (bandes intermittentes en forme de U) de 254 mm de largeur espacés de 127 mm, en utilisant le système d'enrobement à l'état liquide. Les poutres ont été soumises à des charges cycliques jusqu'à 2 millions de cycles de contraintes à une fréquence de 1 Hz. Le taux d'armature transversale interne était 0.1% et ne répondait donc pas aux exigences minimales du standard AASHTO (2010); le but était de représenter le cas d'une perte de section due à la corrosion ou d'une erreur de conception. Le taux du système PRF collé en surface était 0.048%.

Deux sur trois étriers interceptant le patron de fissuration ont atteint la plastification. Un décollement des bandes PRFC a eu lieu à 1 million de cycles, où la contrainte d'adhérence à l'interface PRFC/béton a atteint une valeur maximale de 2.38 MPa. Les auteurs ont ainsi recommandé de limiter la contrainte d'adhérence des PRFC à 1.5 MPa, afin d'éviter un décollement avant 1 million de cycles de contraintes. Cette limite correspond à 25% de la résistance d'adhérence ultime (6 MPa) qui a été déterminée expérimentalement par Nakaba et al. (2001). La même limite de 1.5 MPa a été proposée par Dai et al. (2005) en se basant sur la courbe *S-N* effectuée par une série de tests sur des blocs en béton, avec une résistance en compression entre 23.4 et 34.8 MPa.

La poutre renforcée n'a pas subi la rupture par fatigue pendant les 2 millions de cycles de chargement appliqué, malgré le décollement total des tissus. De plus, la résistance résiduelle en cisaillement de la poutre testée statiquement après 2 millions de cycles était légèrement supérieure à celle de la poutre de contrôle non-renforcée. Il est donc constaté que le renforcement en cisaillement à l'aide des tissus en PRFC peut augmenter la durée de service en fatigue des poutres en BA, même avec des niveaux très élevés des contraintes dues au chargement cyclique.

3.6 Synthèses des résultats des recherches expérimentales antérieures

Le renforcement en cisaillement sous charges statiques a récemment gagné en popularité et de nombreuses études, notamment expérimentales, lui ont été dédiées. Ainsi, les études sur le renforcement sous charges statiques sont nombreuses et bien documentées, que ce soit en flexion ou en cisaillement. Par contre, peu de recherches ont été effectuées sur le comportement en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF sous chargement cyclique. De plus, la majorité de ces études portent sur le renforcement en flexion, à l'exception de quelques recherches, dont celles produites par le candidat dans le cadre de cette thèse, qui traitent exclusivement du renforcement en cisaillement des poutres en BA (Bae et al. 2013; Chaallal et al. 2010; Czaderski et Motavalli 2004; Dong et al. 2012; El-Saikaly et Chaallal 2015a; 2015b; Farghal 2014; Williams et Higgins 2008).

Selon les chercheurs, plusieurs paramètres d'influence majeure sur la durée de service en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface entrent en jeu, tels que les conditions de chargement cyclique (amplitude, fréquence, et nombre de cycles de contraintes appliquées), la résistance résiduelle, l'effet des conditions environnementales, la résistance d'adhérence à l'interface PRF/béton, le système de renforcement et d'ancrage de PRF, ainsi que les mécanismes de rupture envisagés.

On constate à l'issue du sommaire présenté au Tableau 3.2 que :

1. Très peu d'études ont été menées sur la performance des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface sous chargement cyclique de fatigue (huit parmi les quarante-huit au total);
2. Seulement trois études ont été menées sur la performance des poutres en béton précontraint renforcées en flexion à l'aide de PRF collés en surface sous chargement cyclique de fatigue;
3. Le nombre de recherches sur la performance des poutres en Té est moindre par rapport à celui des poutres rectangulaires (14 versus 34 recherches);
4. La majorité des recherches ont utilisé des systèmes PRFC à base de fibres de carbone. Aucune recherche n'a été réalisée en utilisant des PRFA, cinq en PRFV, trois en fibres d'acier et deux hybrides;
5. Cinq recherches ont examiné la présence et la variation du taux d'armature transversale et trois recherches la variation du taux d'armature longitudinale;
6. Sept recherches ont examiné l'effet des conditions environnementales sur le comportement en fatigue des poutres renforcées;
7. Dix recherches ont examiné la variation du taux de rigidité dans les systèmes PRF (nombre de couches de PRF appliquées);
8. La plupart des chercheurs ont adopté l'option A de chargement cyclique, c'est-à-dire d'appliquer le même pourcentage de la résistance ultime statique à chaque poutre, en tenant compte de la contribution des PRF à la résistance.

Sur la base de la revue de la littérature exhaustive réalisée sur le comportement en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface, les conclusions essentielles suivantes peuvent être tirées:

1. Le renforcement à l'aide de PRF contribue considérablement à la prolongation de la durée de service en fatigue des structures en BA, compte tenu de la redistribution des contraintes dans les barres d'armature internes causée par l'application du composite;
2. Les tests ont démontré la faisabilité du renforcement en flexion des poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface sous charges cycliques;
3. La majorité des recherches ont constaté que la performance des poutres renforcées en flexion sous charges cycliques est contrôlée par la fatigue des barres d'armature longitudinales (mode primaire de rupture), suivi par le décollement du PRF à l'interface avec le substrat du béton (mode secondaire);
4. Une augmentation de la rigidité du système PRF peut provoquer une rupture prématuée par fatigue;
5. La dégradation accumulée par fatigue des poutres renforcées est caractérisée par une augmentation significative du taux de dégradation (rigidité de la structure, déformations dans les divers constituants et progression des fissures) pendant les premiers cycles de contraintes appliquées, suivie par une phase quasi-constante, où le taux de dégradation ralentit considérablement avec l'augmentation du nombre de cycles de contraintes. Une dégradation brusque peut se produire juste avant la rupture finale de la structure;
6. Czaderski et Motavalli (2004) ont proposé de limiter la déformation maximale dans les PRF à 0.2% et l'amplitude des déformations à 0.04%, afin d'éviter une rupture prématuée en fatigue;
7. Pour le renforcement en cisaillement, maintenir les extrémités du composite transversal dans la zone comprimée de la section peut empêcher une rupture prématuée par fatigue due au décollement du PRF;
8. Le renforcement en cisaillement à l'aide de PRFC mène à une réduction du niveau des contraintes dans les armatures transversales, alors qu'il n'a pas d'effet sur les armatures longitudinales;

9. Il est recommandé de limiter la contrainte d'adhérence à l'interface PRF/béton à 1.5 MPa, afin d'éviter un décollement avant 1 million de cycles de contraintes;

3.7 Les besoins en recherche

En raison de sa complexité, le renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface sous chargement de fatigue reste un sujet sur lequel peu de recherches ont été dédiées malgré son importance. Bien que quelques éléments de réponse sont pourvus par les études exploratoires antérieures, plusieurs questions essentielles demeurent: Quelle est la faisabilité d'utiliser le système de renforcement en cisaillement pour les poutres en BA sous charges cycliques? Est-ce qu'un tel système peut empêcher une rupture fragile en cisaillement par fatigue? Quel est l'effet de la présence des étriers sur la performance des poutres renforcées? Est-ce qu'il existe une interaction entre les armatures transversales internes et les renforts en PRF externes sous chargement cyclique, comme c'est le cas sous chargement statique? Quelles conditions de chargement cyclique faut-il choisir pour mieux évaluer le comportement en fatigue? Quelle approche devons-nous donc adopter pour représenter le cas le plus réaliste dans la pratique ? Etc.

Par conséquent, des recherches additionnelles sont cruciales pour l'industrie de la construction afin d'évaluer l'efficacité des systèmes de renforcement en cisaillement pour les poutres en BA sous chargement cyclique de fatigue. Ces recherches vont aider à enrichir la littérature et confirmer, infirmer ou circonstancer les résultats des recherches antérieures peu nombreuses sur le sujet. Ceci peut être réalisé en mettant l'accent sur les différents paramètres d'influence majeure, ceux qui ont déjà été abordés et sur lesquels on a déjà des éléments de réponse et ceux qui n'ont pas encore été élucidés. On peut citer : les conditions de chargement cyclique, la présence et la variation du taux des armatures transversales, le système de renforcement et d'ancrage de PRF, la rigidité, la dégradation accumulée par fatigue, ainsi que la résistance résiduelle de la structure.

CHAPITRE 4

EXTENDING THE FATIGUE LIFE OF REINFORCED CONCRETE T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EXTERNALLY BONDED FRP: UPGRADING VERSUS REPAIRING

Georges El-Saikaly¹ and Omar Chaallal²

Department of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, QC, Canada H3C 1K3

Article Published in Journal of Composites for Construction, American Society of Civil
Engineers (ASCE), Volume 19, Issue 1, 04014027, February 2015.

4.1 Abstract

Rehabilitation and upgrading of existing civil infrastructures have become a major concern that definitely requires attention. The use of externally bonded carbon-fiber-reinforced polymer (EB-CFRP) to strengthen deficient RC beams has gained in popularity and has become a viable and cost-effective method. Fatigue behavior of RC beams strengthened with fiber-reinforced polymer (FRP) is a complex issue due to the contribution of many variables such as the load range, the applied frequency, and the number of cycles. Very few studies have been conducted in shear under cyclic loading. This study has examined the fatigue performance of RC beams strengthened in shear using EB-CFRP sheets. The investigation involved nine laboratory tests performed on full-size 4,520-mm long T-beams. The specimens were subjected to fatigue loading up to 6 million load cycles at a rate of 3 Hz. Two retrofit (loading) options (upgrading and repairing) and three different transverse-steel reinforcement ratios (Series S0, S1, and S3 specimens) were considered. Test results were compared with the upper fatigue limits specified by codes and standards. The specimens that

¹ Ph.D. Candidate, Department of Construction Engineering, University of Quebec, École de Technologie Supérieure. E-mail: georges.el-saikaly.1@ens.etsmtl.ca

² Professor of Construction Engineering, Department of Construction Engineering, University of Quebec, École de Technologie Supérieure. E-mail: omar.chaallal@etsmtl.ca

did not fail in fatigue were then subjected to static loading up to failure to evaluate their residual capacity. The test results confirmed the feasibility of using the EB-CFRP sheets to extend the fatigue service life of RC T-beams for both loading options. They also revealed that the presence of transverse steel enhanced the fatigue performance of strengthened RC beams. Finally, it was found that the gain contributed by EB-FRP sheets to shear resistance decreased with the addition of internal steel stirrups, confirming the existence of an interaction between transverse-steel reinforcement and EB-FRP.

CE Database subject headings: Reinforced concrete beams; Fatigue service life; Cyclic loading; Shear; Upgrading; Repairing; Strengthening; Externally bonded FRP; Sheets.

4.2 Introduction

In North America, RC bridges exhibit serious signs of damage due to deterioration of concrete and corrosion of steel combined with the continuous increase in service loads and traffic volumes. As a result, many of these deficient bridges are under-designed in shear according to current design codes (Bonacci and Maalej 2000; Higgins et al. 2006). This situation presents a formidable challenge for the construction industry and highlights the need to develop innovative strengthening techniques that are efficient and cost effective.

In the last two decades, the use of externally bonded (EB) fiber-reinforced polymer (FRP) has gained worldwide acceptance in the construction engineering community, particularly for rehabilitation of RC structures. Strengthening RC members subjected to monotonic loading is relatively well documented. In contrast, research studies involving fatigue loading are limited. Moreover, all the studies on the behavior of strengthened members under fatigue loading have been related either to strengthening of beams in flexure (e.g., Ekenel et al. 2006; Heffernan and Erki 2004; Masoud et al. 2005) or to the FRP-concrete interface (e.g., Bizindavyi et al. 2003; Ferrier et al. 2005), with the exception of a very few studies carried out on RC beams retrofitted in shear by Czaderski and Motavalli (2004) and more recently by Williams and Higgins (2008), Chaallal et al. (2010), and Bae et al. (2013).

The study by Bae et al. (2013) investigated the shear performance of RC girders strengthened in shear with EB carbon FRP (CFRP) strips under cyclic loading for 2 million cycles at 1 Hz. They considered three specimens under cyclic loading. One control was not strengthened, and two specimens were strengthened with a single ply of EB-CFRP strips. Each strip was 254-mm wide with a clear space of 127 mm. The internal steel reinforcement ratio was 0.1%, which did not meet the minimum AASHTO requirements. This was intended to represent the case of cross-sectional loss due to corrosion or design error. The FRP ratio was 0.048%. The following observations were made: (1) two out of three stirrups yielded, and (2) debonding of CFRP occurred at 1 million cycles and the interface bond stress reached a maximum of 2.38 MPa. The authors recommended limiting the interfacial bond stress in the CFRP strips to 1.5 MPa or 25% of the interfacial strength to avoid debonding.

The study by Williams and Higgins (2008) considered five specimens spanning 7.3 m: three under fatigue and two (control) tested monotonically. The specimens were designed to reflect 1950s vintage properties, materials, and design. Two designs were used to test both positive (T-beam) and negative moment-bending regions (inverted T-beams). The beams were then repaired with CFRP fabric and fatigued for 1 million cycles at 1.0 to 1.25 Hz. The CFRP strips were 305-mm wide with an open space of 51 mm and were applied in a U-shape to the prepared surface in a wet layup procedure. No anchorage was provided for the CFRP strengthening. The low levels of loads considered were determined on the basis of the levels of strains monitored at ambient traffic loading on an in-service bridge for 32.6 days. The following observations were made: (1) under ambient loading, the largest strain on an instrumented CFRP strip on the in-service bridge was 34 μ strains; (2) vertical strips reduced service-level stirrup stresses, but did not reduce flexural steel stresses; (3) failure was controlled by debonding of CFRP strips along diagonal cracks and at extremities located in the flexural tension zone; and (4) the maximum CFRP strain measured at mid-height during the fatigue test varied from 50 to 210 μ strains.

Czaderski and Motavalli (2004) tested four T-beams spanning 3.5 m, three of which were retrofitted in shear with spaced CFRP L-shaped rigid plates; one was used as a control

(unstrengthened). However, only one strengthened specimen was tested in fatigue, whereas the three others were tested under monotonic loading. The objective of their study in fatigue was to investigate the feasibility of using the prefabricated L-shaped plates. These consist of carbon fibers in an epoxy matrix and have a 90° bend, a width of 40 mm, and a thickness of 1.4 mm. The plate has an elastic modulus of 120 GPa. The CFRP plates were anchored in the flange. The specimen tested in fatigue was submitted to 5 million load cycles at 4.4 Hz. The load levels were fixed at 59 and 39% of ultimate load of the control specimen. The strains measured on CFRP L-shaped plates during the fatigue test varied from 850 to 2,710 μ strains. The authors suggest, for fatigue design, the use of a fatigue strain of 0.2% corresponding to the upper load and a strain amplitude (range) of 0.04% for the strengthening system anchored to the flange under study.

The exploratory research study carried out by Chaallal et al. (2010) was intended to investigate the feasibility of the EB technique for extending the service life of existing RC structures, which are deficient in shear, but under high stress levels (35 to 65% of ultimate), and to compare the results with those obtained by Williams and Higgins (2008). In addition, the purpose of strengthening was to upgrade the existing beams. Therefore, the fatigue loading was calculated taking into account the capacity of the strengthened beams. The research considered specimens with no stirrups and with one single stirrup spacing, strengthened with one-ply or two-ply CFRP fabrics. The study showed in particular that (1) the presence of transverse steel contributed to extending the service life of the strengthened beams, and (2) the use of CFRP composite with high rigidity may result in premature debonding of CFRP and yielding of stirrups.

The research study presented in this paper aims to examine experimentally the fatigue behavior of RC beams strengthened in shear using EB-CFRP sheets and to provide fatigue data and information that could be valuable for fatigue design of girders strengthened in shear with EB-CFRP. The originality of this study stems from the fact that it considers two practical situations that can prevail in practice: (1) Category A, in which the objective of the

FRP retrofit is to strengthen the existing RC structure to increase its original capacity due to an increase in the projected applied load; and (2) Category B, in which the objective of the FRP retrofit is to extend the service life of the existing deficient structure by repairing it to its original shear capacity with no projected increase in applied load. These two situations call for two different applied cyclic loadings, as will be seen subsequently.

The specific objectives of this study are as follows:

1. To investigate the feasibility of EB-FRP shear-strengthening techniques for extending the fatigue life of structures for both retrofit options: upgrading the service load (Category A) and repairing with no increase in service load (Category B);
2. To investigate the influence of internal steel stirrups; and
3. To evaluate the effect of steel-stirrup ratio and spacing on the fatigue performance of EB-FRP sheets.

4.3 Experimental program

The present study involved nine laboratory tests performed on full-size T-beams. The test specimens were subjected to fatigue loading up to failure, with an upper limit of six million load cycles. This limit is thought to be reasonable for the residual life of an existing retrofitted beam. The specimens which did not fail under fatigue loading were then tested monotonically to failure to measure their residual resistance.

The experimental program matrix of test specimens is presented in Table 4.1. The control specimens not strengthened with CFRP are labelled CON (for control), and the specimens retrofitted with one ply of CFRP are labeled EBS (for externally bonded sheet). The symbol S0 is used to designate specimens with no steel stirrups, while S1 and S3 refer to specimens made with internal transverse-steel reinforcement spaced at $s = d/2$ and $s = 3d/4$ respectively, where $d = 350$ mm represents the effective depth of the beam cross section (see Figure 4.1). Finally, the letters A and B designate the retrofitting category. For example, specimen CON-S0 has no transverse steel and is not retrofitted with CFRP sheet, whereas specimen EBS-S1-

A is retrofitted with EB CFRP sheet for the purpose of increasing its service load, and its internal stirrups are spaced at $d/2$.

Table 4.1 Experimental program matrix

Category	Series S0 (0 stirrup)	Series S1 ($s = d/2$)	Series S3 ($s = 3d/4$)
Control	CON-S0	CON-S1	CON-S3
Category A	EBS-S0-A	EBS-S1-A	EBS-S3-A
Category B	EBS-S0-B	EBS-S1-B	EBS-S3-B

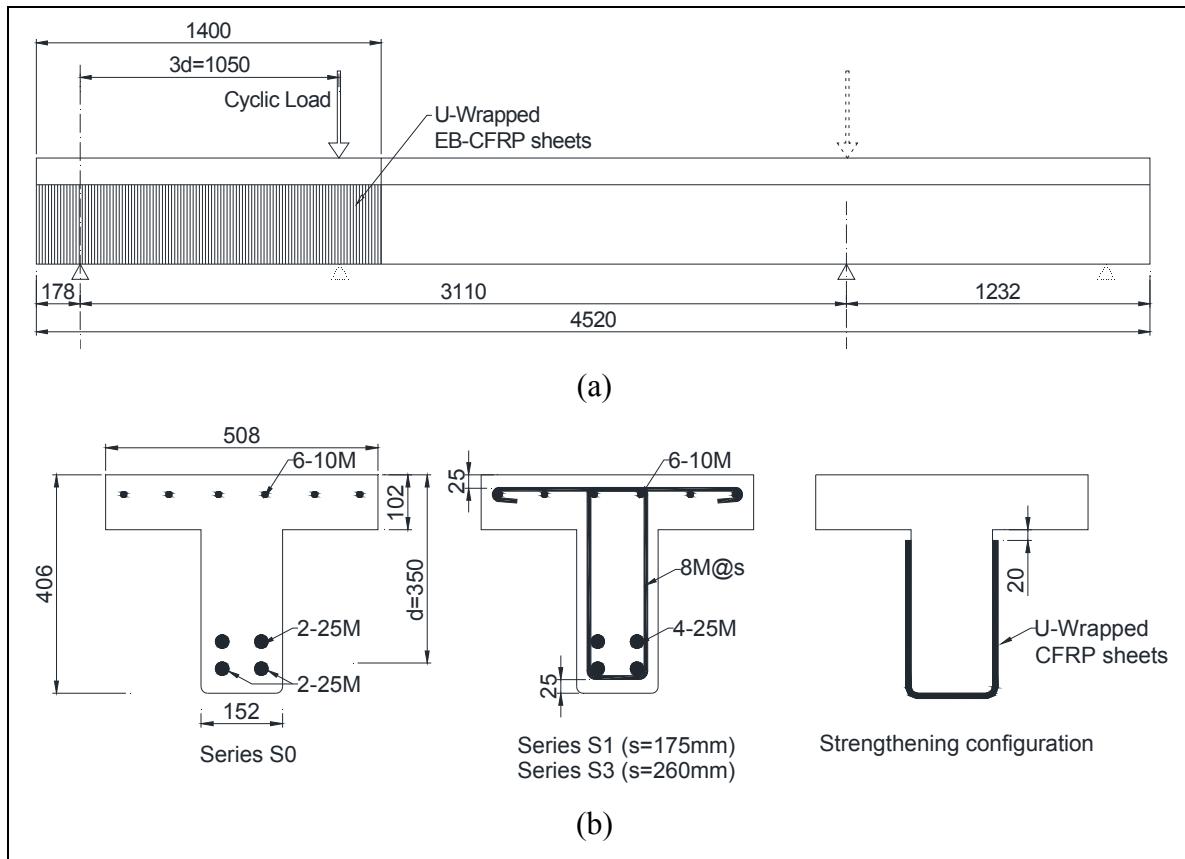


Figure 4.1 Details of specimens: (a) elevation; (b) cross-sections (dimensions in mm)

4.3.1 Description of specimens

The T-beams used in this research were 4,520 mm-long. Details of their cross sections are presented in Figure 4.1b. The longitudinal-steel reinforcement consisted of four M25 bars (diameter = 25.2 mm) laid in two layers. The transverse-steel reinforcements were 8 mm in diameter (area = 50 mm²) and were spaced at $s = d/2$ for the S1 series and $s = 3d/4$ for the S3 series. The composite material was a unidirectional carbon-fiber fabric applied continuously over the test zone in a U shape around the web using a wet lay-up procedure. The thickness of the one-ply CFRP used was 0.1 mm before saturation.

4.3.2 Properties of materials

A commercially available concrete, delivered to the laboratory by a local supplier, was used. The concrete mix design is presented in Table 4.2. Standard compression tests on control cylinders yielded a concrete compressive strength of 35 MPa on average. The steel reinforcing bars used were also tested in tension according to the ASTM A370-97a (ASTM 1997) standard, and a summary of the results of these tests is presented in Table 4.3. A commercially available CFRP system, including a unidirectional carbon fiber fabric, an impregnating epoxy resin, and a primer, was used in this study. Table 4.4 provides a summary of the properties of cured laminate sheets as provided by the manufacturer. The CFRP fabric was applied according to the manufacturer's specifications.

Table 4.2 Mixture proportions and properties of concrete

Description	Value
Cement	260 kg/m ³
Sand	1,050 kg/m ³
Aggregate, 5–14 mm	886 kg/m ³
Water	182 L/m ³
Volume of air entrained	2.5 %
Density	2,370 kg/m ³
Slump	65 mm
Average compressive strength, f'_c	35 MPa

Table 4.3 Mechanical properties of internal steel reinforcement

# of bars	Yield stress, f_y (MPa)	Yield strain, ε_y ($\mu\epsilon$)	Modulus of elasticity, E_s (GPa)
M25 (long.)	470	2,400	200
M8 (trans.)	640	3,300	195

Table 4.4 Mechanical properties of CFRP

Cured laminate fabrics with impregnated epoxy resin	Average value ^a
Tensile strength, f_{frpu}	894 MPa
Tensile modulus, E_{frp}	65 GPa
Tensile elongation, ε_{frpu}	1.33 %
Ply thickness, t_{frp}	0.38 mm

^a Average value of test series (24 sample coupons per test series).

4.3.3 Variables examined

The variables examined in the experimental test matrix were the following:

1. Loading option: Two different cyclic loading situations were considered: (1) Category A, representing the case of upgrading the service load, and (2) Category B, representing the case of repair with no increase in service load;
2. Presence of internal steel stirrups: Three series of beams were considered: S0 with no transverse steel, and S1 and S3 with steel stirrups spaced at 175 and 260 mm, respectively;
3. Spacing of steel stirrups: Two different spacing were examined, 175 and 260 mm.

The experimental results obtained from the fatigue tests and the subsequent monotonic tests on those specimens that did not fail under cyclic loading will be successively presented and analyzed. The test results will be presented in terms of (1) modes of failure, (2) load versus deflection relationship, and (3) the strains undergone by the various components, including concrete, longitudinal, and transverse-steel reinforcements and CFRP. The results will be discussed for both Categories A and B of loading options and in terms of presence and spacing of internal stirrups, as well as considering the effectiveness of EB-CFRP sheets to extend the service life of RC girders under fatigue loading and to attenuate the rate of damage. Comparisons with recommended design code values and perspectives for design practice will also be discussed. Experimental results from the static tests will be discussed with regard to the residual response and the cumulative damage and rigidity loss. Of particular interest will be the capacity load attained at rupture and the gain in capacity due to CFRP, as well as the deflection response and the gain in stiffness due to CFRP.

4.3.4 Test setup and procedure

The specimens were first subjected to fatigue loading up to failure, with an upper limit of 6 million load cycles. Those specimens that did not fail under fatigue loading were then tested monotonically to failure. The beams were tested in three-point load flexure. The load was

applied at a distance $a = 3d$ from the nearest support, which corresponds to a slender beam test. This type of loading was chosen because it enabled two tests to be performed on each specimen: (1) one beam end zone was first tested, keeping the other overhung and unstressed (Figure 4.1a); and (2) the other beam end zone was tested, but this time, the end zone already tested was overhung and unstressed.

In the fatigue tests, all the specimens were loaded at a rate of 3 Hz. This relatively low frequency was selected on the basis of the available equipment, but also to avoid phenomena such as hysteresis effects (Barnes and Mays 1999), undesirable heating, or lack of full recovery between successive cycles (Emerson and Mays 1996).

The fatigue load was cycled from 35 to 65% of the load (P), where P depended on the category as follows: for Category A, the load P corresponded to the total shear resistance of the specimen under study (i.e., including the contribution of CFRP), whereas for Category B, the load P corresponded to the shear resistance of the corresponding control (unstrengthened) specimen. For all test specimens, the ultimate loads at rupture (P) were obtained from similar specimens tested only under static loading in a previous study (Chaallal et al. 2011). It may be argued that the use of different load levels for the different test beams in each category makes comparison between the specimens difficult. However, the loading approach used here was thought to be more realistic and representative of real-world situations because it is linked to the level of load to be supported by the retrofitted beams. The same approach has been used elsewhere for CFRP-strengthened beams (e.g., Barnes and Mays 1999).

The upper and lower limits were calculated on the basis of common service-load conditions that a structure like a bridge might experience during its service life. These limits evolve with respect to a mean value, P_{mean} , estimated at 50% of ultimate, corresponding to the passage of a standard vehicle at a crawling speed. The lower and upper limits P_{min} and P_{max} are given as a function of the dynamic load allowance (DLA) by $P_{min} = P_{mean} (1-DLA)$ and $P_{max} = P_{mean} (1+DLA)$. Depending on the code used, the DLA values range between 0.25 and 0.40. In this paper, a value of 0.3 was considered for DLA, which resulted in values of 35% and 65% of

ultimate for the lower and the upper limit respectively. Similar stress levels have been used elsewhere (e.g., Czaderski and Motavalli 2004; Ekenel and Myers 2009; Rosenboom and Rizkalla 2006). Therefore, each beam was subjected to the same percentage of its ultimate load P , which was calculated differently for the two categories A and B depending on the objective of the retrofit as outlined previously.

Table 4.5 presents for each specimen the maximum and minimum loads applied as well as the amplitude of the cyclic loading for the fatigue tests. As for static loading, the tests were performed under displacement control conditions at 2 mm/min.

Table 4.5 Load conditions

Specimen	Load at rupture ^a P (kN)	Applied cyclic load (kN)		
		Maximum, P_{max} (65%)	Minimum, P_{min} (35%)	Load range, ΔP (30%)
Control				
CON-S0	137	89	49	40
CON-S1	365	237	127	110
CON-S3	294	191	103	88
Category A				
EBS-S0-A	196	127	69	58
EBS-S1-A	393	255	137	118
EBS-S3-A	335	218	118	100
Category B				
EBS-S0-B	137	89 ^b	49 ^b	40
EBS-S1-B	365	237 ^b	127 ^b	110
EBS-S3-B	294	191 ^b	103 ^b	88

^a Loads at rupture were taken from similar specimens tested under static loading only.

^b In specimens of Category-B, the cyclic loads were taken as 65% and 35% of the unstrengthened beams tested under static loading only.

4.3.5 Instrumentation

A comprehensive and carefully engineered measuring device was used for the study, as detailed in Figure 4.2. The vertical displacement was measured at the position under the applied load using linear displacement sensors 100 mm in length. The longitudinal-steel reinforcement was instrumented with a strain gauge at the location where the load was applied. Strain gauges were also affixed to the stirrups located in the loading zone along the expected plane of shear failure. The deformations experienced by the CFRP wrap were measured using displacement sensors known as crack gauges. These gauges were fixed vertically onto the lateral faces of the specimens at the same positions (along the longitudinal axis) as the strain gauges on the stirrups. The concrete deformations were measured using embedded strain gauges inclined at $\theta = 35^\circ$, installed midway between the support and the point of application of loading, at mid-height of the beam web in the support-load point direction. The signals from the gauges and the displacement sensors were captured and monitored using an automatic data-acquisition system.

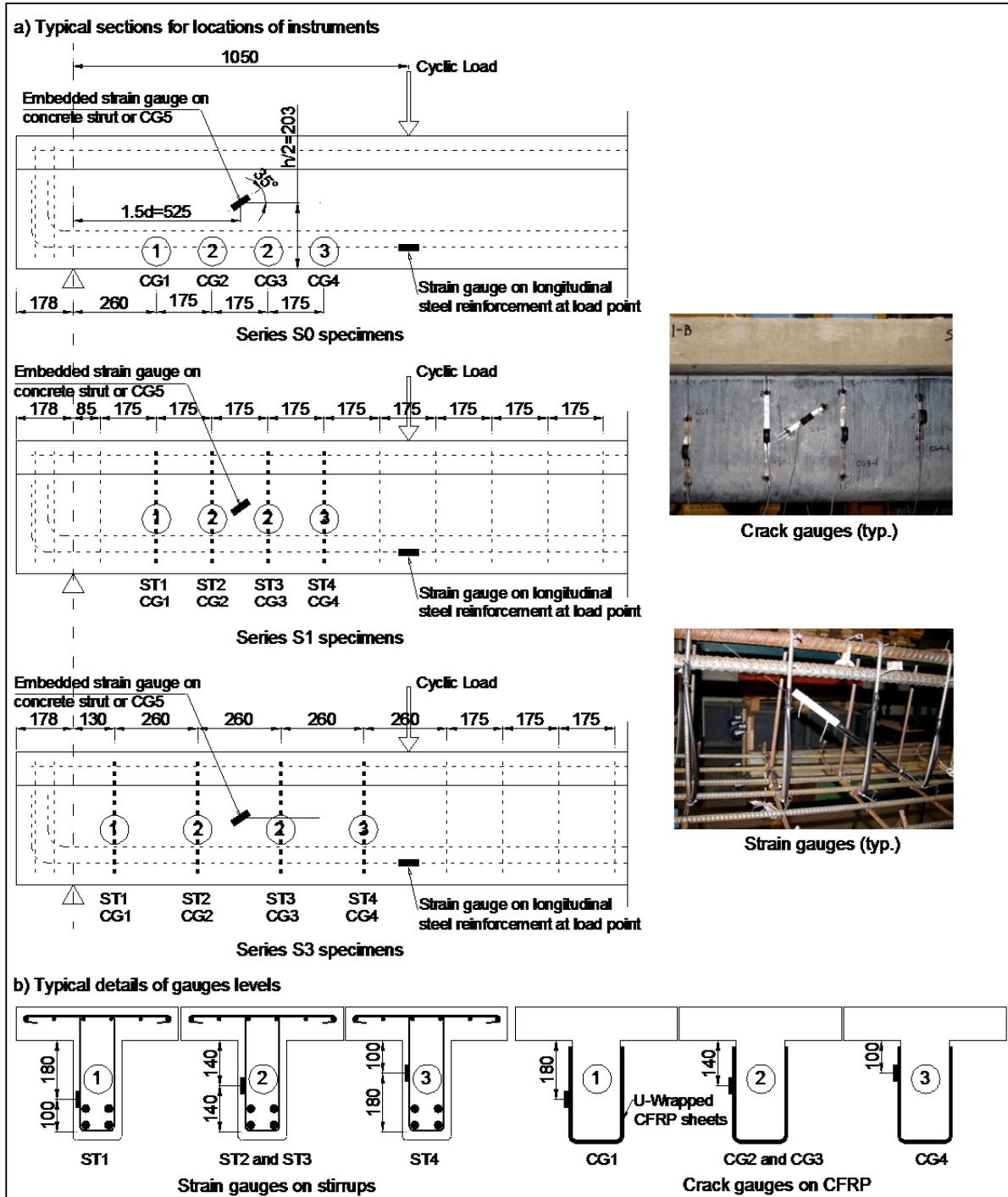


Figure 4.2 Experimental setup and instrumentation of strain and crack gauges (dimensions in mm)

4.4 Analysis of test results

4.4.1 Overall response

The overall response was typical of fatigued RC beams and illustrates a typical pattern of damage accumulation in beams subjected to fatigue loading. All the tested specimens exhibited an accelerated rate of damage propagation characterized by an initial increase in deflection and strains in the different components (longitudinal and transverse steel as well as CFRP and concrete) during the early cycles. This was followed by a stable phase in which the damage accumulation slowed significantly, which was characterized by a gradual progression of deflection and strains during cyclic loading. This stable phase extended up to the last, very short phase just before imminent failure, which was characterized by a sudden increase in deflection and strain before failure.

4.4.2 Modes of failure

Table 4.6 provides a summary of the test results in terms of failure modes, number of load cycles, and loads attained at failure under monotonic loading for those specimens that did not fail under cyclic loading.

Control specimens

Of the three control specimens, only specimen CON-S1 failed in shear fatigue (Figure 4.3a). The other two specimens survived the fatigue test and failed in shear under static loading (Figure 4.4(a and b)). For specimen CON-S0, the test was stopped at 5 million cycles because this was the upper limit of the number of cycles fixed at project initiation. For CON-S1, the steel stirrups ruptured at 3.807 million cycles. The first cycle transverse-steel strain range and stress ranges were $\Delta\varepsilon_{str}$ (stirrup) = 1,030 $\mu\varepsilon$ and corresponding $\Delta\sigma_{str}$ = 200 MPa. This may give an idea of a limit to avoid stirrup rupture by fatigue because no limit has yet been suggested in current codes and standards. Similar results have been reported by Higgins et al. (2007), who carried out laboratory experiments on full-size RC (unstrengthened)

girders to evaluate possible degradation in shear capacity under fatigue loading. During the tests, one of the specimens failed in shear fatigue by stirrup rupture under 200 Mpa stress range. For CON-S1, the first cycle strain and stress ranges experienced by the longitudinal steel were $\Delta\varepsilon_s = 740 \mu\text{e}$ and corresponding $\Delta\sigma_s = 145 \text{ Mpa}$, but no failure by fatigue flexure was observed.

Table 4.6 Failure modes for fatigue and static tests

Specimen	Fatigue tests		Static tests subsequent to fatigue tests ^a	
	Number of cycles (x10 ³)	Failure mode	Load at rupture (kN)	Failure mode
Control				
CON-S0	5,000	no rupture	148	Shear
CON-S1	3,807	Shear	-	-
CON-S3	6,000	no rupture	348	Shear
Category A				
EBS-S0-A	6,000	no rupture	209	Shear
EBS-S1-A	5,026 ^b	Flexure	-	-
EBS-S3-A	5,621	Flexure	-	-
Category B				
EBS-S0-B	6,000	no rupture	241	Shear
EBS-S1-B	6,000	no rupture	433	Shear
EBS-S3-B	6,000	no rupture	362	Shear

^a For specimens which did not fail in fatigue after 6 million cycles.

^b Longitudinal steel of specimen EBS-S1-A yielded at 4.35 million cycles (see Figure 4.7b).

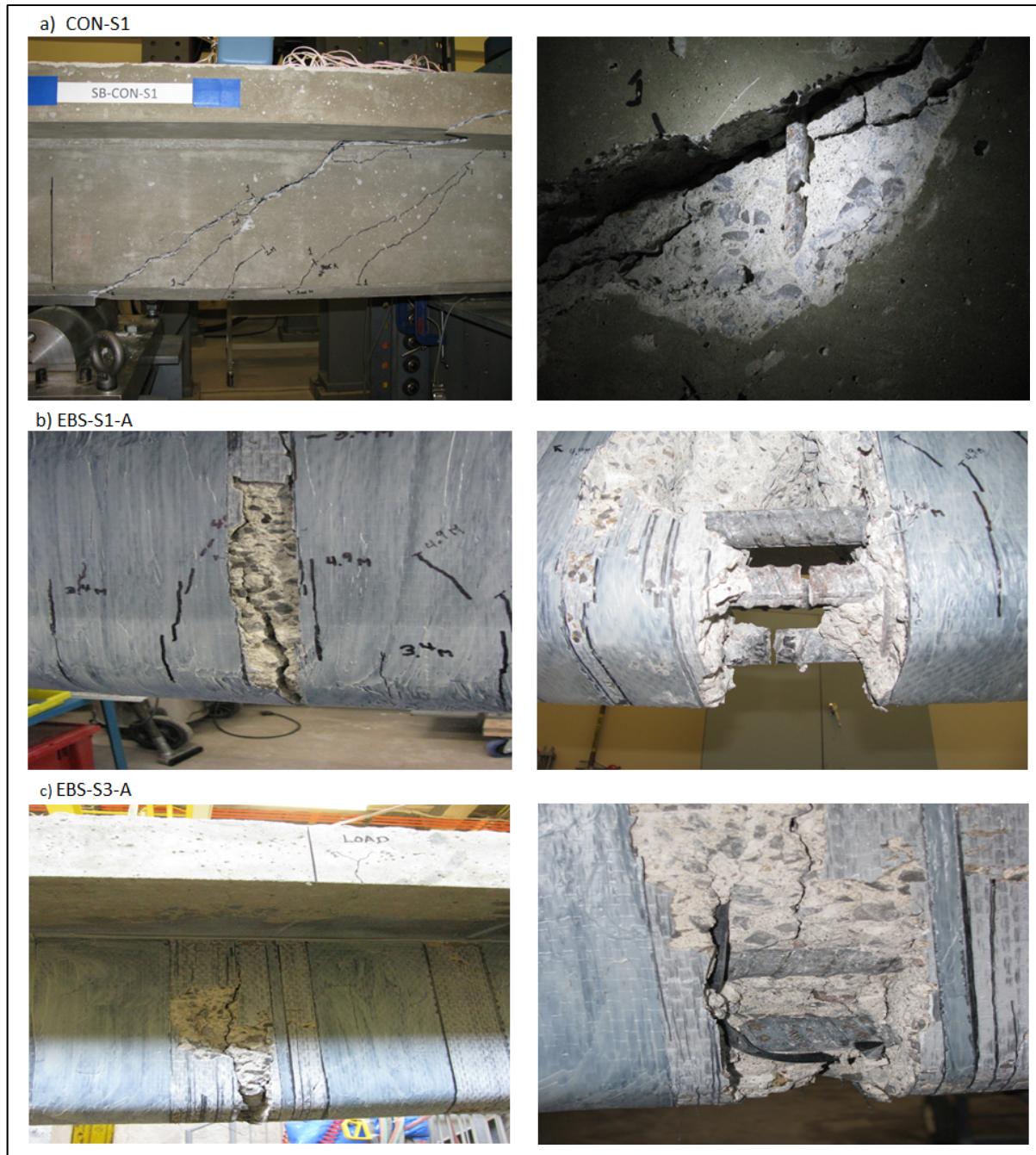


Figure 4.3 Crack pattern at failure and steel rupture under fatigue loading:
a) CON-S1; b) EBS-S1-A; c) EBS-S3-A



Figure 4.4 Common failure mode under monotonic loading: a) CON-S0; b) CON-S3; c) EBS-S0-A; d) EBS-S3-B; e&f) EBS-S1-B before and after removal of FRP sheet

Specimens of category A

The two specimens with internal stirrups failed in flexure fatigue (Figure 4.3(b and c)). However, they endured more than 5 million cycles. For EBS-S1-A, yielding of longitudinal steel occurred at 4.35 million and rupture at 5.026 million cycles. For this specimen, the first cycle longitudinal-steel strain and stress ranges were $\Delta\varepsilon_s = 770 \mu\epsilon$ and corresponding $\Delta\sigma_s = 151 \text{ MPa}$. This value exceeded the upper limits of 138 and 125 MPa recommended by ACI 215R (1974) and CSA S6 (2006), respectively, but was slightly less than the AASHTO (2010) Load and Resistance Factor Design (LRFD) upper limit of 162 MPa (Kim and Heffernan 2008). For specimen EBS-S3-A, the values for the first cycle were $\Delta\varepsilon_s = 680 \mu\epsilon$ and corresponding $\Delta\sigma_s = 133 \text{ MPa}$. This stress range exceeded the limit specified by CSA-S6 (125 MPa), but was slightly less than the limit of ACI 215R (138 MPa). Specimen EBS-S0-A, which did not fail in fatigue, failed in shear under static loading (Figure 4.4c). The maximum stirrup strain and stress ranges in specimens of this category in the first cycle were: $\Delta\varepsilon_{str} = 500 \mu\epsilon$ and corresponding $\Delta\sigma_{str} = 97 \text{ MPa}$. In the last cycle, these values were $\Delta\varepsilon_{str} = 810 \mu\epsilon$ and corresponding $\Delta\sigma_{str} = 157 \text{ MPa}$. No yielding or rupture of stirrups was observed in this category under fatigue loading.

Specimens of category B

Both specimens with internal stirrups did not fail under cyclic loading and endured more than 6 million cycles. Specimen EBS-S1-B did not fail in fatigue despite its high longitudinal-steel first cycle values ($\Delta\varepsilon_s = 680 \mu\epsilon$ strains and corresponding $\Delta\sigma_s = 133 \text{ MPa}$). The stress range value lies between the upper limits of longitudinal-steel stress ranges specified by CSA-S6 (125 MPa) and ACI 215R (138 MPa). This may indicate that the code specifications for fatigue limit-state design of unstrengthened RC members may also be used for FRP shear-strengthened structures. All the specimens in this category, which did not fail in fatigue, failed in shear under static loading (Figure 4.4(d-f)).

Category A versus category B

Comparison of EBS-S1-B (repair) with the control CON-S1, where both specimens were subjected to the same fatigue stress range, indicates that EB-CFRP extended the service life of the retrofitted beam because CON-S1 failed at 3.807 million cycles compared with EBS-S1-B, which endured more than 6 million cycles without failing. Comparison of EBS-S1-A (upgraded) with the control CON-S1 also indicates that EB-FRP extended the service life of the strengthened beam, particularly in shear, because EBS-S1-A failed at 5.026 million cycles. This is particularly true given the greater stress range imposed on EBS-S1-A (Category A) compared with CON-S1. Moreover, the addition of EB-FRP changed the mode of failure from undesirable shear to flexure failure. Finally, comparison of EBS-S1-B (repair) with EBS-S1-A (upgrade) reveals that in both situations, EB-FRP was beneficial in extending the service life of RC beams because both specimens endured more than 5 million cycles. However, in RC beams of Category A (upgrade), the longitudinal steel may be the weakest link and should be looked at with caution, particularly for extended service life in which it may govern the upper limit of the projected capacity.

4.4.3 Fatigue test results

This section presents the results of fatigue tests for both Categories A and B. The following aspects will be discussed: the deflection response; the strain response involving (1) strain in steel stirrups, (2) strain in longitudinal steel, (3) strain in CFRP sheets, and (4) strain in concrete struts and cumulative fatigue degradation.

Deflection response

Table 4.7 provides, for all the specimens, the deflection range measured in the first and last cycles of loading, corresponding to maximum minus minimum applied fatigue load ($P_{\max} - P_{\min}$). The variation of the deflection as the number of cycles increases is shown in Figure 4.5a for the control and Figure 4.5b for strengthened beams of Categories A and B. For all the specimens, the deflection curves shown were measured at the load point and correspond

to the maximum load applied (P_{\max}). These curves illustrate a typical pattern of damage accumulation in beams subjected to fatigue loading. All the tested specimens exhibited an initial increase in deflection during the early cycles, followed by a stable region in which the deflection progressed gradually during cyclic loading. Comparing the control beams (Figure 4.5a), it can be observed that CON-S1 increased at a higher rate than the other specimens. This can be attributed to a higher applied stress range. For specimens EBS-S1-A and EBS-S3-A, which failed under fatigue loading, the curves show a sudden increase in deflection just before failure. For specimen EBS-S3-A, for instance, the deflection range increased from 1.67 mm in the first cycle to 2.46 mm at failure (Table 4.7). This represents a 47% increase and clearly reflects severe degradation of the beam's stiffness.

Table 4.7 Deflection measurements at load point under fatigue loading

Specimen	Number of cycles ($\times 10^3$)	First cycle			Last cycle		
		P_{\min} (mm)	P_{\max} (mm)	$\Delta\delta$ (mm)	P_{\min} (mm)	P_{\max} (mm)	$\Delta\delta$ (mm)
CON-S0	5,000	0.92	1.61	0.69	1.52	2.24	0.72
CON-S1	3,807	2.90	5.28	2.38	6.50	9.06	2.56
CON-S3	6,000	2.24	4.22	1.98	4.56	6.59	2.03
EBS-S0-A	6,000	1.31	2.29	0.98	2.72	3.96	1.24
EBS-S1-A	5,026	3.47	5.84	2.37	6.84	9.79	2.95
EBS-S3-A	5,621	2.65	4.32	1.67	5.76	8.22	2.46
EBS-S0-B	6,000	0.93	1.54	0.61	1.51	2.16	0.65
EBS-S1-B	6,000	3.04	4.93	1.89	4.74	7.09	2.35
EBS-S3-B	6,000	2.28	3.80	1.52	3.76	5.47	1.71

$\Delta\delta$ = Deflection range corresponding to (P_{\max} - P_{\min}).

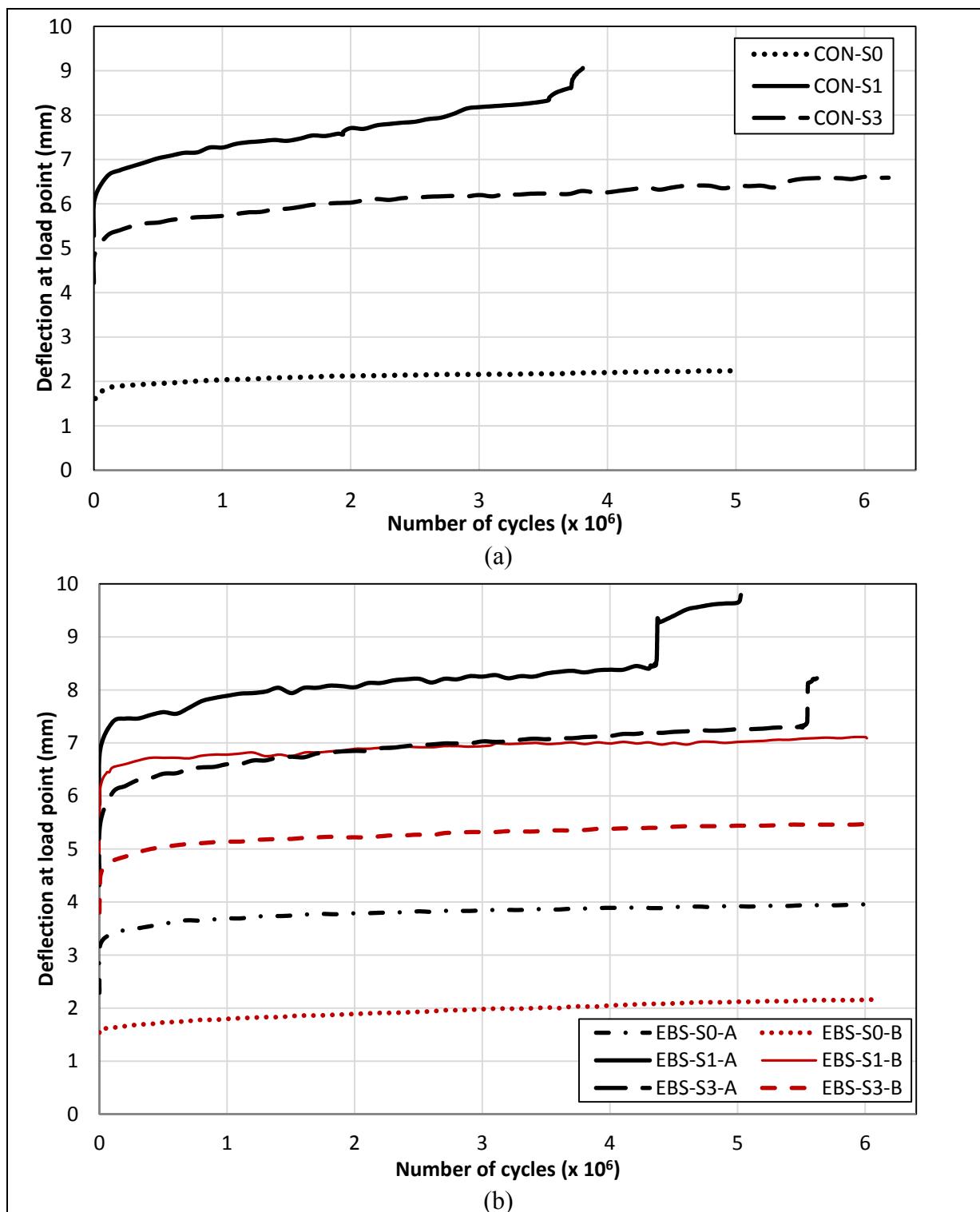


Figure 4.5 Deflection at the load point versus number of cycles for P_{max} :
 (a) control specimens; (b) strengthened specimens

Finally, it can be observed that the specimens repaired with no increase in service load (Category B) behaved extremely well, confirming the suitability of the EB-FRP technique for this category of application. Specimens of Category A also behaved satisfactorily by outperforming their control counterparts. Despite the high fatigue loading they experienced, their performance demonstrated the effectiveness of EB-FRP in extending the service life of RC structures strengthened in shear for increased live load.

Strain response

Tables 4.8 and 4.9 present, for the first and last cycles, respectively, the maximum strains corresponding to P_{min} and P_{max} as well as the strain ranges attained in the steel stirrups, in the longitudinal steel, in the CFRP sheet, and in the concrete strut. The following observations can be drawn from these tables and from the related figures:

(a) Strain in transverse steel: In control specimens, the highest strain and the corresponding stress range in the stirrups for the first cycle were achieved by stirrup ST1 and for the last cycle by ST2 (see locations in Fig. 4.2) of CON-S1 (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 1,030 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 200 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 1,480 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 287 \text{ MPa}$), whereas for Categories A and B, the highest values achieved by stirrup ST2 were as follows: (1) for Category A (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 500 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 97 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 810 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 157 \text{ MPa}$) and (2) for Category B (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 470 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 91 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 800 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 155 \text{ MPa}$).

Figure 4.6 shows for all beams the curves representing the maximum strains in the transverse steel versus the number of cycles. The curves presented are typical of the strains measured in stirrups ST1 and ST2 that experienced the highest strain range.

Table 4.8 Strains under fatigue loading for the first cycle

Specimen	Stirrups $\varepsilon_{str} (\mu\epsilon)$				Longitudinal steel $\varepsilon_s (\mu\epsilon)$			CFRP $\varepsilon_{frp} (\mu\epsilon)$				Concrete strut $\varepsilon_c (\mu\epsilon)$		
	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{str}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_s$	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{frp}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_c$
CON-S0	n/a	n/a	n/a	n/a	290	520	230	n/a	n/a	n/a	n/a	-41	-58	17
CON-S1	ST1	1,020	2,050	1,030	820	1,560	740	n/a	n/a	n/a	n/a	-130	-230	100
	ST2	840	1,510	670										
	ST3	660	1,370	710										
	ST4	730	1,530	800										
CON-S3	ST1	150	430	280	670	1,280	610	n/a	n/a	n/a	n/a	-110	-210	100
	ST2	550	1,270	720										
	ST3	890	1,880	990										
	ST4	150	330	180										
EBS-S0-A	n/a	n/a	n/a	n/a	420	740	320	CG1	140	160	20	malfunction ^a		
EBS-S1-A	ST1	550	1,000	450	940	1,710	770	CG2	45	48	3			
	ST2	630	1,130	500				CG3	48	56	8			
	ST3	370	560	190				CG4	20	23	3			
	ST4	310	590	280				CG5	-50	-82	32			
EBS-S3-A	ST1	120	200	80	820	1,500	680	CG1	670	1,030	360	-160	-270	110
	ST2	450	660	210				CG2	550	880	330			
	ST3	340	570	230				CG3	140	270	130			
	ST4	60	67	7				CG4	340	580	240			
EBS-S0-B	n/a	n/a	n/a	n/a	330	570	240	CG5	-150	-240	90	-270 -350 80		
	ST1	360	690	330	800	1,480	680	CG1	120	160	40			
	ST2	520	990	470				CG2	290	450	160			
	ST3	480	780	300				CG3	230	350	120			
EBS-S3-B	ST1	40	56	16	690	1,250	560	CG4	13	23	10			
	ST2	330	620	290				CG5	-150	-230	80			
	ST3	310	570	260				CG1	49	67	18	-81 -120 39		
	ST4	120	150	30				CG2	280	390	110			

n/a = not applicable; STi = stirrup strain gauge number (Figure 4.2); CGi = FRP crack gauge number (Figure 4.2); $\Delta\varepsilon$ = strain range corresponding to $(P_{max}-P_{min})$; ^a Embedded strain gauge did not function; therefore the strut strain is that on the surface at the same position as the embedded gauge (i.e., CG5).

Table 4.9 Strains under fatigue loading for the last cycle

Specimen	Stirrups $\varepsilon_{str} (\mu\epsilon)$				Longitudinal steel $\varepsilon_s (\mu\epsilon)$			CFRP $\varepsilon_{frp} (\mu\epsilon)$				Concrete strut $\varepsilon_c (\mu\epsilon)$		
	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{str}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_s$	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{frp}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_c$
CON-S0	n/a	n/a	n/a	n/a	390	630	240	n/a	n/a	n/a	n/a	-140	-170	30
CON-S1	ST1	1,420 ^b	2,520 ^b	1,100	1,010	1,700	690	n/a	n/a	n/a	n/a	-290	-390	100
	ST2	3,370	4,850	1,480										
	ST3	400	1,090	690										
	ST4	1,120	1,990	870										
CON-S3	ST1	530	860	330	810	1,390	580	n/a	n/a	n/a	n/a	-340	-430	90
	ST2	1,180	1,850	670										
	ST3	1,130	2,060	930										
	ST4	440	520	80										
EBS-S0-A	n/a	n/a	n/a	n/a	560	880	320	CG1	1,160	1,470	310	malfunction ^a		
								CG2	260	310	50			
								CG3	320	390	70			
								CG4	88	110	22			
								CG5	-160	-200	40			
EBS-S1-A	ST1	1,090	1,800	710	3,190 ^b	4,320 ^b	1,130	CG1	1,860	2,430	570	-330	-470	140
	ST2	1,050	1,860	810				CG2	1,350	1,870	520			
	ST3	790	1,130	340				CG3	Local debonding at about 2500 cycles					
	ST4	460	750	290				CG4	950	1340	390			
EBS-S3-A	ST1	440	670	230	2,910 ^b	4,000 ^b	1,090	CG5	-1,330	-1,590	260	-790	-920	130
	ST2	1,060	1,510	450				CG1	650	800	150			
	ST3	830	1,320	490				CG2	Local debonding at about 27000 cycles					
	ST4	420	480	60				CG3	1,150	1,570	420			
								CG4	malfunction					
								CG5	-320	-390	70			
EBS-S0-B	n/a	n/a	n/a	n/a	370	610	240	CG1	260	310	50	-42	-70	28
								CG2	180	230	50			
								CG3	510	690	180			
								CG4	malfunction					
EBS-S1-B	ST1	1,130	1,770	640	890	1,560	670	CG5	-100	-130	30	-290	-410	120
	ST2	1,360	2,160	800				CG1	1,560	2,080	520			
	ST3	1,190	1,650	460				CG2	440	640	200			
	ST4	860	1,350	490				CG3	Local debonding at about 2880 cycles					
EBS-S3-B	ST1	92	170	78	780	1,340	560	CG4	920	1230	310	-450	-580	130
	ST2	980	1,590	610				CG5	-1,250	-1,490	240			
	ST3	850	1,290	440				CG1	210	260	50			
	ST4	470	560	90				CG2	1,560	2,000	440			
								CG3	1,160	1,450	290			
								CG4	malfunction					
								CG5	-700	-840	140			

n/a = not applicable; STi = stirrup strain gauge number (Figure 4.2); CGi = FRP crack gauge number (Figure 4.2); $\Delta\varepsilon$ = strain range corresponding to $(P_{max}-P_{min})$; ^a Embedded strain gauge did not function; therefore the strut strain is that on surface at the same position as the embedded gauge (i.e., CG5); ^b Maximum values reached before rupture of the gauge.

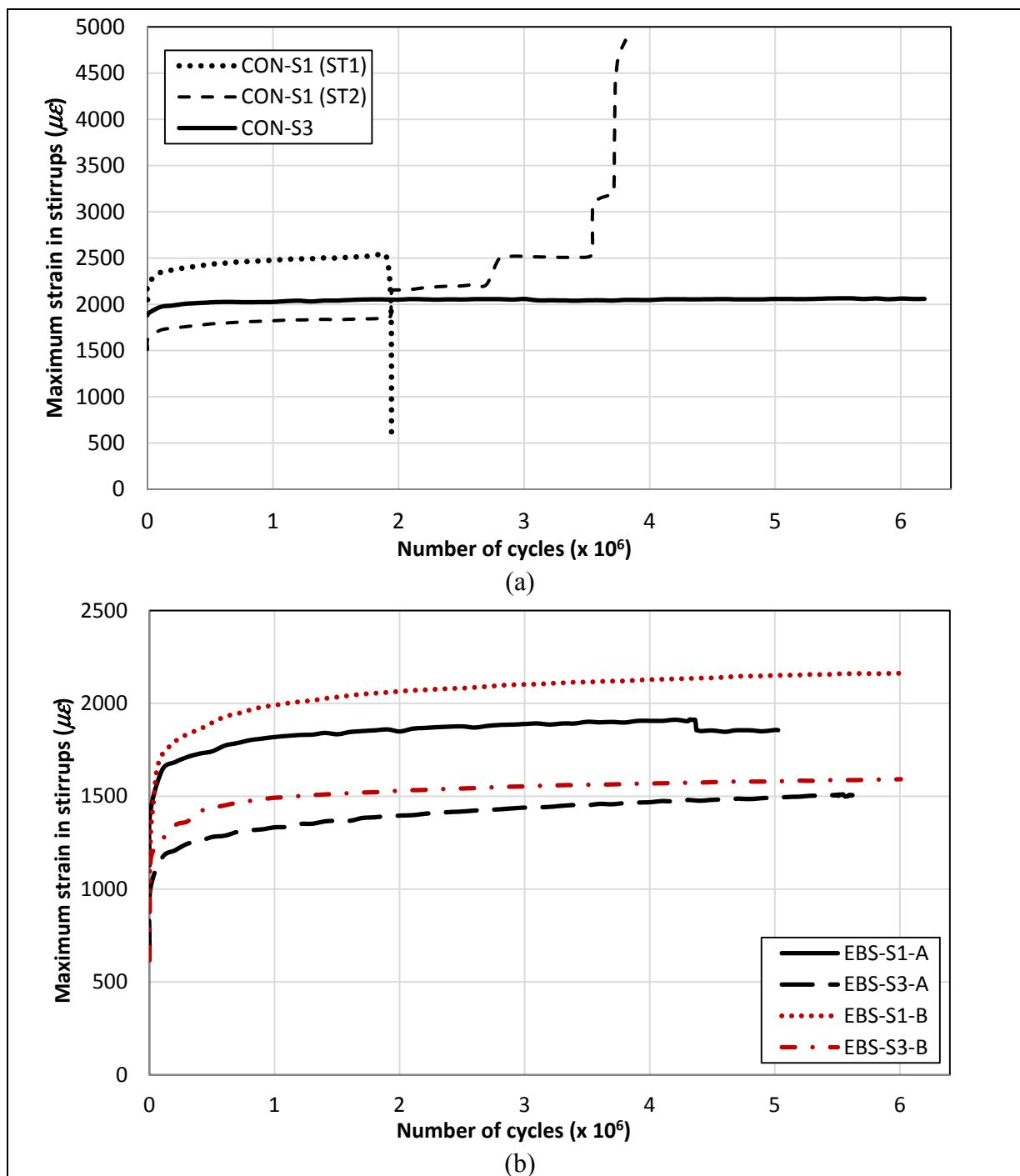


Figure 4.6 Maximum strain in steel stirrups versus number of cycles for P_{max} :
 (a) control specimens; (b) strengthened specimens (stirrup ST2)

1. Control specimens: For CON-S1, it can be observed that stirrup ST1 ruptured at 1.9 million cycles and ST2 took over, as shown by an abrupt increase in the strain in that stirrup just after rupture of ST1. Thereafter, stirrup ST2 continued to support the fatigue loading until it ruptured, and with it the specimen, at 3.807 million cycles. For CON-S3, even if the stirrup strain at the first cycle for P_{max} was $1,880 \mu\epsilon$ (corresponding to $\Delta\varepsilon_{str} = 990 \mu\epsilon$ and $\Delta\sigma_{str} = 192 \text{ MPa}$), the specimen did not fail and the strain remained quasi-constant during 6 million cycles, reaching $2,060 \mu\epsilon$ in the last cycle. Comparison of stirrup stress ranges between CON-S1 (200 MPa) and CON-S3 (192 MPa) may suggest an upper limit to avoid fatigue rupture in the stirrups.
2. Strengthened specimens: For EBS specimens, as expected, the stirrup strains in the strengthened specimens increased as the spacing decreased due to the increased capacity and hence the applied fatigue loads. Comparison of specimens of Category A (upgrade) with those of Category B (repair) reveals a decrease in the strain range of specimens of both categories compared with the corresponding control specimens. This holds true for both the first and last cycle values. Given the specimen series, the strain decrease is seen to be similar for both categories. However, fatigue life extension of Category B specimens (which did not fail in fatigue) was greater than that of Category A specimens (which failed before 6 million cycles, but in flexure).

At failure, the measured maximum strain for control specimens was experienced by stirrups ST1 and ST2 of CON-S1 with about $2,500 \mu\text{strains}$, just before their abrupt rupture (see Figure 4.6a), which represents 76% of their yield strain of $3,300 \mu\text{strains}$. As for specimens of Category A and Category B, the maximum strain was experienced by ST2 with $2,160 \mu\text{strains}$, that is, 65% of its yield value. For comparison, the current ACI 440.2R (2008) guidelines state, in this context, that the stress in longitudinal-steel reinforcement under fatigue service load should be limited to 80% of the yield stress. No specific recommendations were provided for limits on stirrups; however, research seems to indicate that the fatigue service life of reinforcement is similar whether it is longitudinal tensile reinforcement or stirrups (Barnes and Mays 1999).

(b) Strain in longitudinal steel: In control specimens, the highest strain range in longitudinal steel was achieved in specimen CON-S1 (first cycle: $\Delta\varepsilon_s = 740 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 145 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_s = 690 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 135 \text{ MPa}$), whereas for Categories A and B, the highest value was achieved in EBS-S1-A (first cycle: $\Delta\varepsilon_s = 770 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 151 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_s = 1,130 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 221 \text{ MPa}$) and EBS-S1-B (first cycle: $\Delta\varepsilon_s = 680 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 133 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_s = 670 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 131 \text{ MPa}$). The stress ranges corresponding to the first cycle appear to be high, particularly for EBS-S1-A (151 MPa), and are within the upper limit for fatigue limit-state design specified by AASHTO LRFD (162 MPa), but are greater than the CSA-S6 (125 MPa) and the ACI 215R (138 MPa) limits for (unstrengthened) RC members.

The recorded strains for longitudinal steel are presented in Figure 4.7:

1. Control: For all the test specimens and up to failure of some specimens, there was no significant increase in strain as the number of cycles increased. This is due to the relatively high flexural capacity of the tested specimens compared with their shear capacity. For CON-S1, even if the longitudinal steel was heavily strained for P_{\max} (last cycle: $\varepsilon_s = 1,700 \mu\varepsilon$, corresponding to $\Delta\varepsilon_s = 690 \mu\varepsilon$ and $\Delta\sigma_s = 135 \text{ MPa}$), the specimen failed in shear and not in flexure and the strain remained quasi-constant during the 3.807 million cycles.
2. Strengthened specimens: For EBS specimens, as expected, the longitudinal strains in the strengthened specimens were greater in Category A specimens than in Category B due to the extra fatigue loading imposed on Category A specimens. In terms of stirrup spacing, EBS-S0 survived 6 million cycles and the longitudinal steel of EBS-S3-A yielded at 5.47 million cycles, in comparison with EBS-S1-A, which yielded at 4.35 million cycles. However, it should be noted that the specimens were subjected to different loading ranges (Table 4.5). All specimens with stirrups in Category A failed in flexure, whereas no failure occurred in the corresponding specimens of Category B. Specimens EBS-S1-A and EBS-S3-A were heavily strained, and the maximum strains attained just before flexure

fatigue rupture were respectively $4,320 \mu\epsilon$ (i.e., $\Delta\epsilon_s = 1,130 \mu\epsilon$) and $4,000 \mu\epsilon$ (i.e., $\Delta\epsilon_s = 1,090 \mu\epsilon$). An 8% increase in the applied loads between EBS-S1-A and EBS-S1-B resulted in rupture of the longitudinal steel. This increase in load corresponds to an increase in the stress range from 133 to 151 MPa, which lies between the upper limits of CSA-S6 (125 MPa), ACI 215R (138 MPa), and AASHTO LRFD (162 MPa). This may indicate that the code specifications for fatigue limit-state design of unstrengthened RC members may also be used for FRP shear-strengthened structures. A similar situation was found with EBS-S3-A, where a 14% increase in the applied load over EBS-S3-B resulted in rupture of the longitudinal steel. This load increase corresponds to an increase in the stress range from 110 to 133 MPa, which is slightly greater than the CSA limit, but less than the AASHTO and ACI limits. In terms of fatigue life, Category B specimens (which did not fail in fatigue) showed an enhanced extension in comparison with Category A specimens (which failed before 6 million cycles). Nevertheless, despite their flexure fatigue failure, the latter specimens resisted more than 5 million cycles at very high stress range, demonstrating once again the efficiency and the potential of the EB technique to extend the service life of existing RC structures.

The measured maximum strain attained by the longitudinal steel of EBS-S1-A and EBS-S3-A, just before the abrupt increase due to yielding (see Figure 4.7b), represented respectively 82% ($1,960 \mu\epsilon$) and 70% ($1,680 \mu\epsilon$) of their yielding value of $2,400 \mu\epsilon$, compared to the limit of 80% of yield strain specified by ACI 440.2R-08.

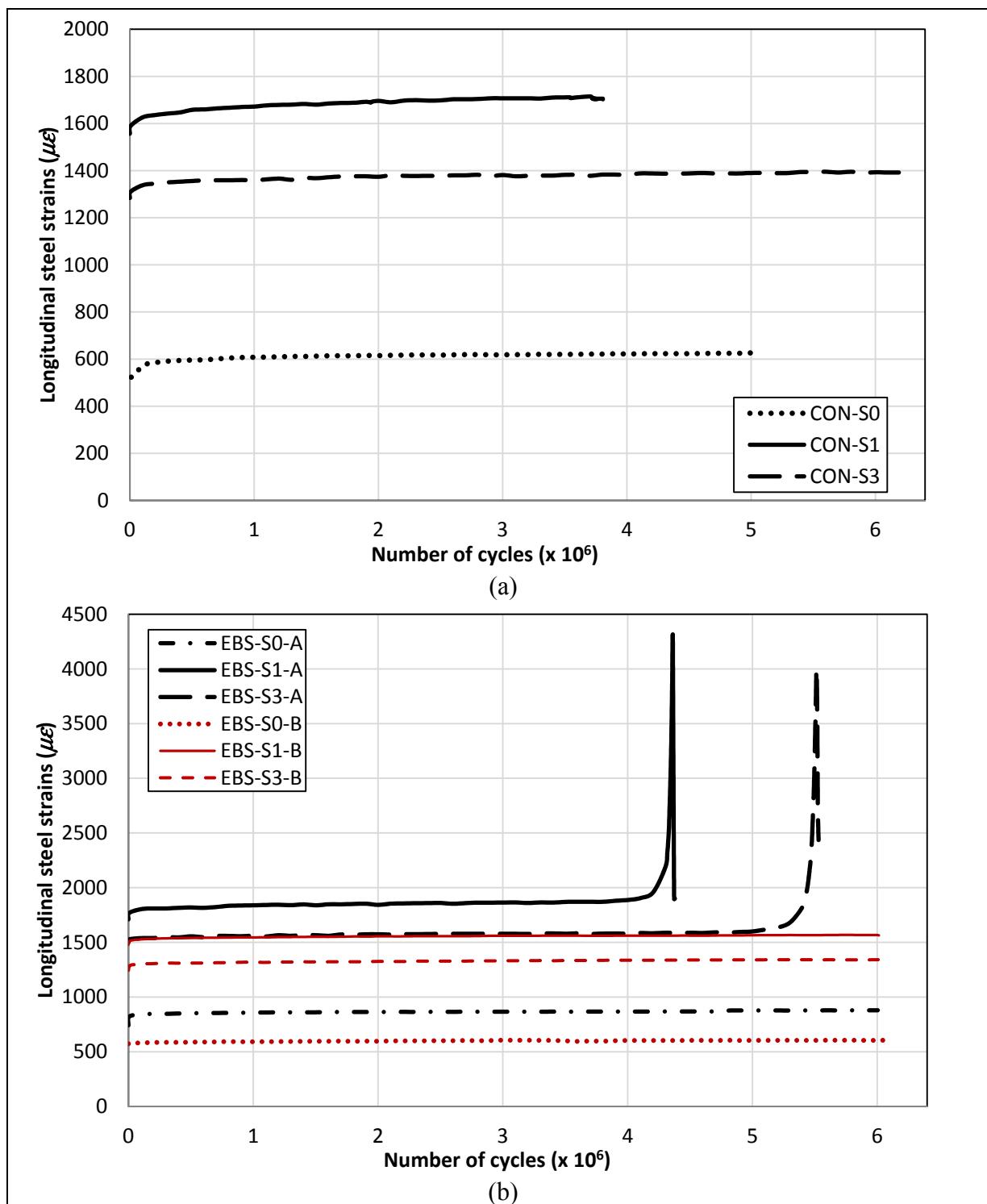


Figure 4.7 Longitudinal steel strain at the load point versus number of cycles for P_{max} : (a) control specimens; (b) strengthened specimens

(c) Strain in CFRP: The highest strain range in CFRP for Category A in the first cycle was achieved by CG1 for EBS-S1-A (360 μ strains), and CG2 for EBS-S3-A (160 μ strains) (see locations in Figure 4.2). In the last cycle, the maximum strain range measured in CG1 for EBS-S1-A was 570 μ strains. The measurement of CG2 for EBS-S3-A could not be obtained due to local debonding. However, CG3 (next to CG2) attained 420 μ strains. For Category B, the greatest CFRP strain range in the first cycle was achieved by CG2 for EBS-S1-B (240 μ strains) and CG3 for EBS-S3-B (150 μ strains). In the last cycle, the maximum measured strain range (and corresponding stress range) shifted to CG1 (520 μ strains) for EBS-S1-B and to CG2 (440 μ strains) for EBS-S3-B. The highest strains recorded in the first cycle for Categories A and B were equal to 1,030 and 680 μ strains, respectively. The maximum strain and the maximum strain range in the CFRP in both categories were below the maximum threshold values of 0.2 and 0.04% (i.e., corresponding to the first cycle), respectively, as recommended by Czaderski and Motavalli (2004) for the L-shaped CFRP shear-strengthening system that they studied. In the last cycle, the highest strains recorded in the CFRP were 2,430 and 2,080 μ strains for Categories A and B, respectively.

The measured CFRP strains versus the number of cycles for all test specimens are illustrated in Figure 4.8. The curves shown are typical of the CFRP strains measured and correspond to the crack gauges that measured the highest strains in the CFRP wrap, as presented previously. The response is characterized by a rapid increase in strain during the early cycles, followed by a stable region, in particular for specimens with steel stirrups in which the strain remains relatively constant until more than 5 million cycles. Although local debonding occurred in some specimens of both categories at early cycles during fatigue testing, the fact that no sign of failure due to debonding was observed during the course of the test demonstrates the effectiveness of the FRP U-wrap scheme for strengthening beams subjected to fatigue loadings. The observed debonding of FRP is based on the laboratory conditions and the variables examined in this research. Other parameters that can reduce the bond strength like the effect of environmental exposures were not considered in this study. However, it must be recognized that the effect of FRP stiffness and applied fatigue loads may

be of importance in fatigue performance, as highlighted in a study by Chaallal et al. (2010), which considered two-ply CFRP wrap.

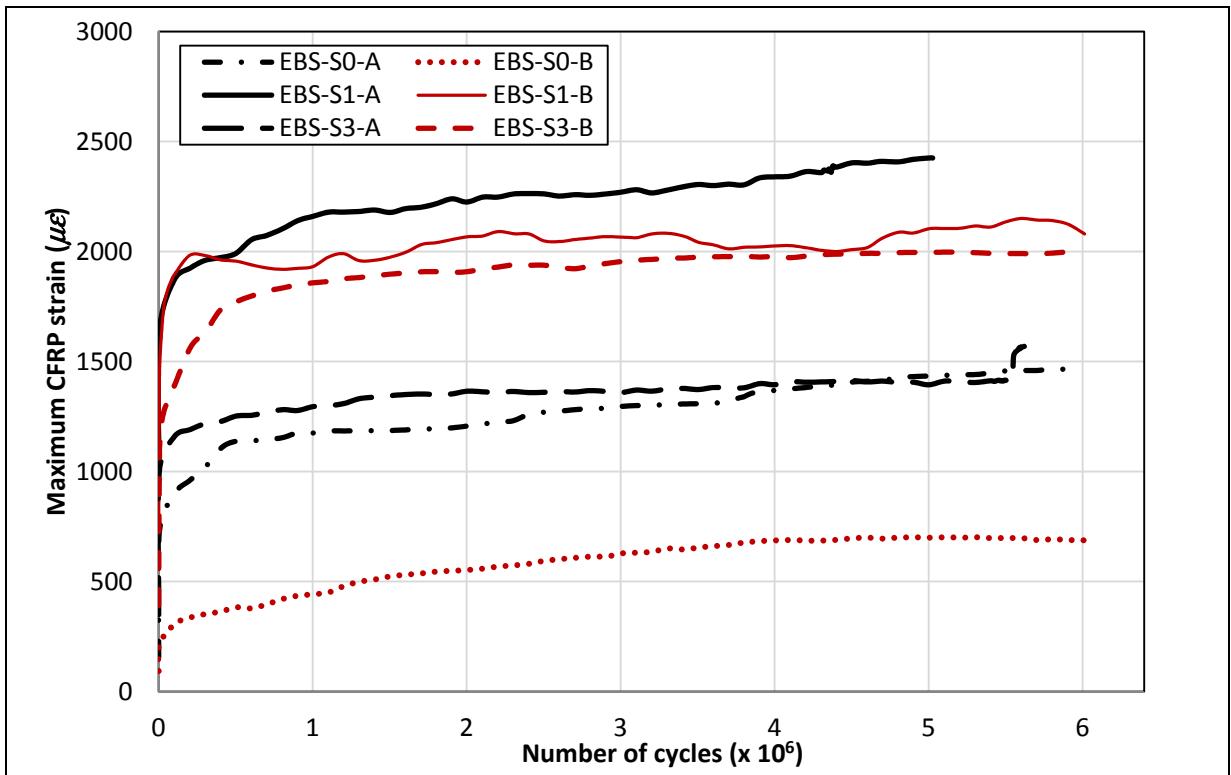


Figure 4.8 Maximum CFRP strain versus number of cycles for P_{max}

(d) Strain in the concrete struts: The maximum strains captured in the concrete struts were low and varied between 58 and 350 μ strains in the first cycle and between 70 and 920 μ strains in the last cycle. Figure 4.9 shows the curves representing the strains in the concrete struts versus the number of cycles for all test specimens. On the whole, the curves exhibit a trend similar to that shown by the deflection response. For specimen CON-S1, the erratic curve observed was due to the load transfer from stirrup ST1, which ruptured at 1.9 million cycles (see Figure 4.6a). This was also observed in specimen EBS-S1-A, this time due to longitudinal-steel yielding that occurred around 4.35 million cycles (see Figure 4.7b) and in specimen EBS-S3-A at the end of the curve, just after the longitudinal steel yielded at 5.47 million cycles. However, it can be observed that the changes in the strut strain were not abrupt. This is attributed to the presence of transverse steel and its ability to redistribute to

neighboring elements the loads that can no longer be supported by the failed components. It has been shown that the strain in concrete can increase dramatically and rapidly if fatigue failure occurs in specimens with no internal steel stirrups (Chaallal et al. 2010).

In terms of stirrup spacing (S0 versus S1 versus S3), the concrete compressive strains of the strengthened specimens are greater when stirrups are present due to increased shear capacity and hence loading. Moreover, the specimens of EBS-S1 series ($s = d/2$) of both categories showed smaller (absolute) concrete strut strains than the EBS-S3 series ($s = 3d/4$), even if they were subjected to a higher level of cyclic loading.

4.4.4 Cumulative fatigue degradation

Figure 4.10 presents the cyclic deflection response with number of cycles at regular 0.5-million-cycle intervals. The purpose of this illustration is to visualize the evolution of stiffness degradation and the rate of damage and hence to obtain insight into cumulative fatigue damage as service life progresses. Cumulative degradation is an important aspect because it impacts the serviceability of the strengthened beams.

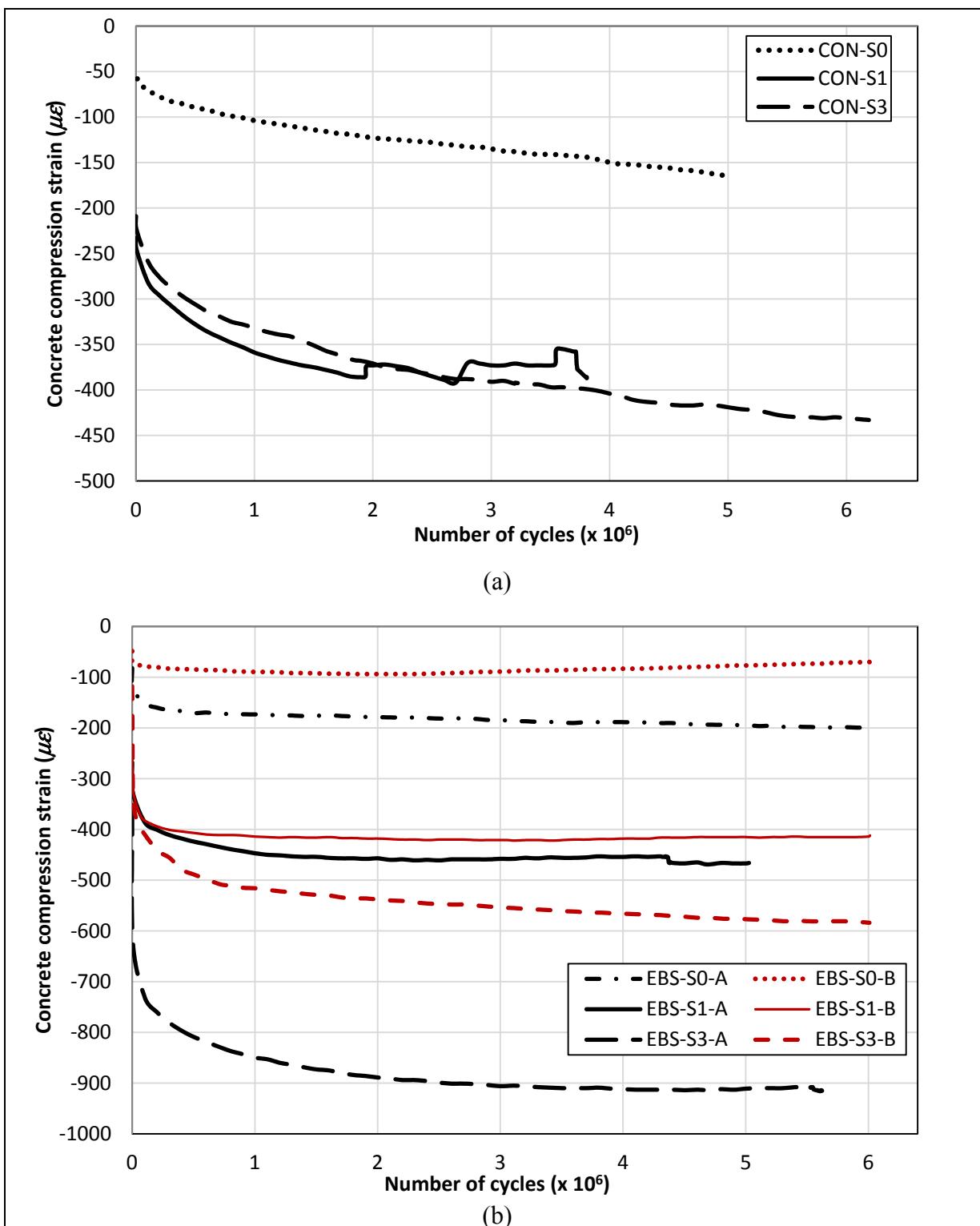


Figure 4.9 Concrete strut strain versus number of cycles for P_{max} :
 (a) control specimens; (b) strengthened specimens

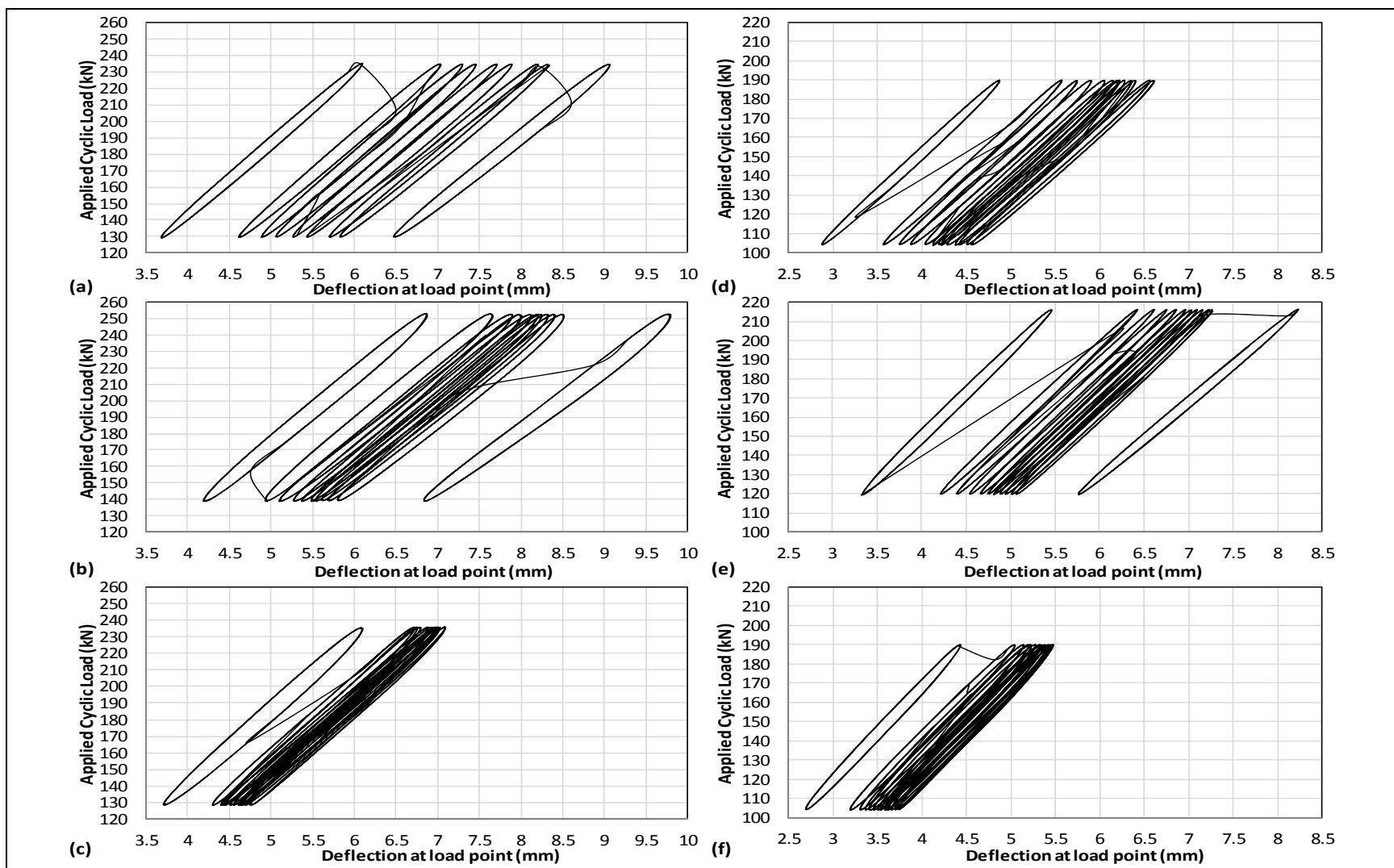


Figure 4.10 Deflection response at each 0.5M cycles: (a) CON-S1; (b) EBS-S1-A;
(c) EBS-S1-B; (d) CON-S3; (e) EBS-S3-A; (f) EBS-S3-B

In all specimens, most of the degradation took place in the first interval between the first and second loops (i.e., between the first cycle and 0.5-million cycles) and also in the last interval before failure (if any). Therefore, this way of presenting cumulative degradation can also be an interesting tool to foresee imminent fatigue failure. Comparing the control specimens (Figure 4.10(a and d)), it is apparent that CON-S1 (smaller stirrup spacing, hence greater stress range) experienced more cumulative damage than CON-S3 (subjected to lesser stress range). Similarly, specimens EBS-S1-A and EBS-S3-A (higher stress range) featured a broader cyclic response and hence greater cumulative damage than specimens EBS-S1-B and EBS-S3-B (lower stress range). This also explains why Category A (upgrade) specimens failed in fatigue before the corresponding Category B (repair) specimens. Moreover, the propagation of crack patterns followed the same tendency as the cumulative degradation. In fact, observations during the tests showed that all major cracks formed during the early stage of the fatigue cycles with no significant changes in the crack pattern afterwards, as observed after removal of FRP of failed specimens (Figure 4.3 and Figure 4.4) where it was found that the cracking patterns featured the same expected commonly known planes of failure (shear or flexure) for slender RC beams tested in three-point bending. These planes of failure corresponded to the zone of highest strain and stress where the gauges were affixed (for locations, see Figure 4.2). The same results have been observed elsewhere for RC beams strengthened in flexure (e.g., Brena et al. 2005; Gussenhoven and Brena 2005; Heffernan and Erki 2004; Quattlebaum et al. 2005; Toutanji et al. 2006).

Figure 4.11 presents the FRP strain response. It shows the loading and unloading paths in the first and last cycles for Category A and B specimens. The starting point of the loops on the horizontal x-axis has been translated to the origin to make the comparison more convenient. As shown in all specimens, as the number of cycles increased, the gap between the loading and unloading paths of the CFRP strain decreased, indicating less bonding resistance between the concrete and the FRP. In addition, from the slopes of the loading and unloading paths, the FRP strains in the first cycle featured higher rigidity than in the last cycle, indicating stiffness degradation in the EB-FRP sheets due to cumulative fatigue damage.

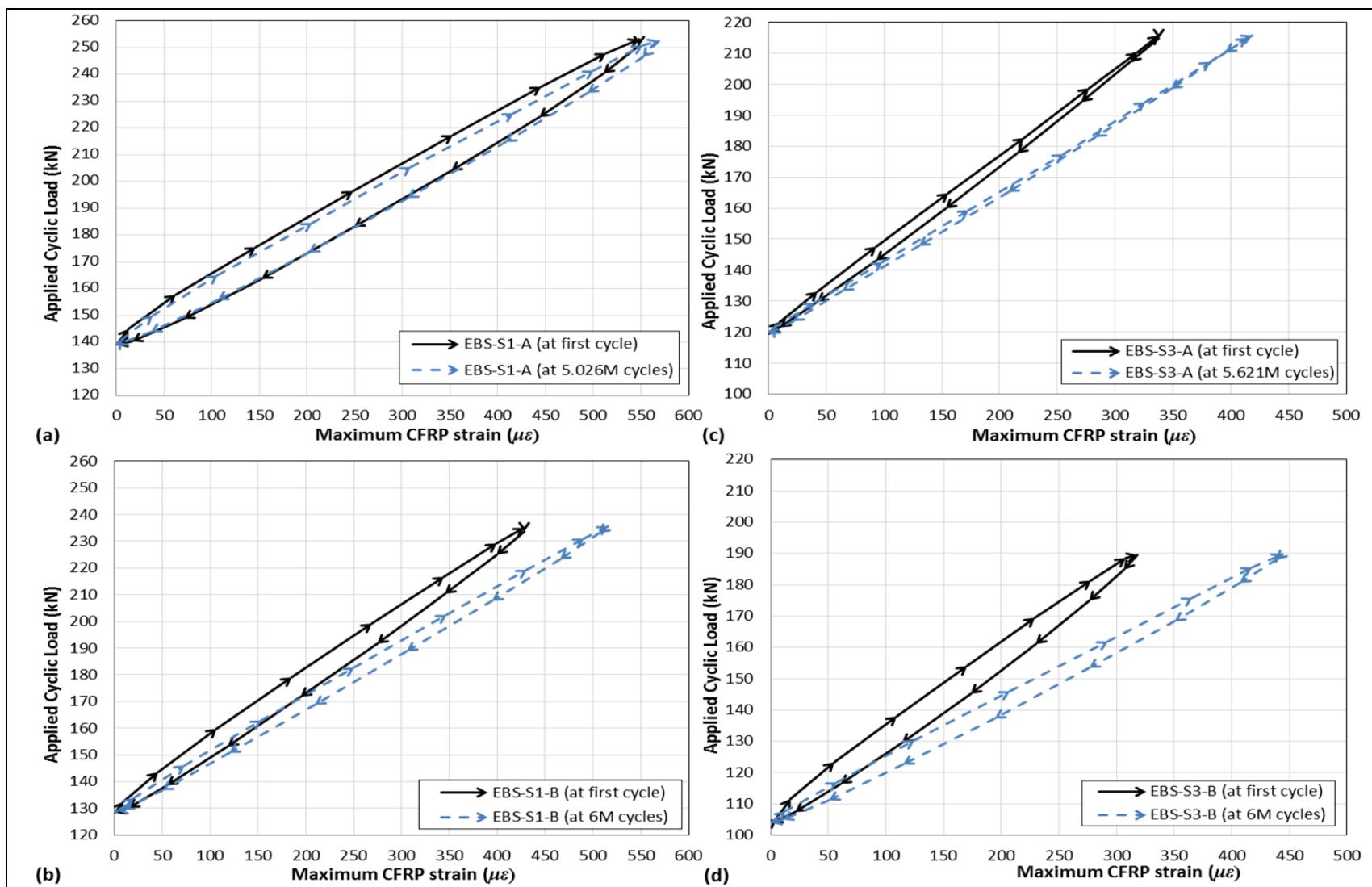


Figure 4.11 CFRP strain response - loading and unloading paths: (a) EBS-S1-A; (b) EBS-S1-B; (c) EBS-S3-A; (d) EBS-S3-B

It is apparent from both Categories A and B that the fatigue life of unstrengthened beams increased after they were retrofitted in shear with EB-CFRP sheets. Table 4.10 shows that the fatigue life of EBS-S1-B (which reached 6 million cycles with no failure) increased by at least 58% with respect to CON-S1 (which failed in shear at 3.807 million cycles) under the same loading conditions. This indicates a decrease in the applied stirrup stress level, taking into account the stress redistribution between the FRP and the steel reinforcement, and hence an increase in the fatigue life of the specimen. A similar observation was made for EBS-S1-A (which failed in flexure at 5.026 million cycles) with a 32% increase in fatigue life (Table 4.10). Similar findings have been obtained by others, but for RC beams strengthened in flexure, i.e., with regard to the interaction between FRP and longitudinal-steel reinforcement (Aidoo et al. 2004; Heffernan and Erki 2004; Masoud et al. 2005; Toutanji et al. 2006).

Table 4.10 Increase in fatigue life after strengthening with FRP for series S1

Specimen	Maximum load, P_{max} (kN)	Number of cycles ($\times 10^3$)	Increase in ratio
CON-S1	237	3,807	reference
EBS-S1-A	255	5,026	1.32
EBS-S1-B	237	6,000 (no failure)	at least 1.58 ^a

^aBecause EBS-S1-B did not fail in fatigue, the increase in service life is at least 1.58.

4.4.5 Test results for monotonic loading

Table 4.11 summarizes the results from static tests on specimens that did not fail in fatigue. It presents successively the load attained at failure and the corresponding total shear resistance, the experimental resistance due to concrete, to transverse steel, and to CFRP, and the deflection observed at failure. The values presented in Table 4.11 were derived on the basis of the following widely accepted assumptions: (1) the shear resistance due to concrete is the same whether or not the RC beam has been retrofitted in shear with FRP and whether or not the retrofitted beam has been reinforced in shear with transverse steel, and (2) the contribution of transverse steel is the same for both retrofitted and non-retrofitted beams.

Table 4.11 Static test results subsequent to fatigue loading

Specimen	Load at rupture (kN)	Total shear resistance (kN)	Resistance due to concrete (kN)	Resistance due to steel (kN)	Resistance due to CFRP (kN)	Gain due to CFRP (%)	Deflection at load point (mm)
CON-S0	148	98	98	0	0	0	4.0
CON-S3	348	231	98	133	0	0	12.6
EBS-S0-A	209	138	98	0	40	41	5.8
EBS-S0-B	241	160	98	0	62	63	8.4
EBS-S1-B	433	287	98	NA	NA	NA	NA
EBS-S3-B	362	240	98	133	9	4	13.0

NA = Not available; the value could not be derived because CON-S1 failed in fatigue.

From Table 4.11, it is clear that the presence of transverse steel in retrofitted beams (S0 versus S3) resulted in a substantially reduced gain in shear resistance due to CFRP, from 62 to 9%. In other words, the contribution of CFRP did not increase the shear capacity of specimens with stirrups at the same return ratio as the specimens with no stirrups. The fact of having the minimum stirrups in RC beams (series S3) leads to a substantial increase in the total shear resistance compared with specimens with no stirrups (series S0). The shear capacity did not increase in proportion to the amount of the applied FRP material, confirming thereby the existence of an interaction between transverse steel and EB-CFRP as observed by other researchers since 2002 (Bousselham and Chaallal 2004; Chaallal et al. 2002; Pellegrino and Modena 2002), but not yet captured in the guidelines.

The curves of applied load versus deflection at the load point are shown in Figure 4.12. The quasi-linear trend of most of the curves is typical of a shear failure test. In general, the pristine specimens, which did not undergo any fatigue test, featured higher rigidity in the initial phase of loading, but this trend is reversed after a certain value. However, in most cases these specimens reached a failure load somewhat smaller than the corresponding

specimens that underwent fatigue tests. It has been shown that once a crack forms during the early cycles, significant changes in the crack pattern will develop. Therefore, it is thought that the initial phase of monotonic loading corresponds to a cracking or damage state of the RC beam relating to early fatigue cycles.

It is observed from Figure 4.12 that shear capacities of specimens that underwent fatigue (i.e., considering residual strength) are greater than that of specimens subjected to static loading only. For most specimens, the increased residual ultimate load varies between 6 and 10%, which is comparable to other research studies where no significant changes (less than 10%) were observed (e.g., Chen et al. 2010; Ekenel et al. 2006; Kim and Heffernan 2008; Rosenboom and Rizkalla 2006). However, for EBS-S0-B, the increase was approximately 23%, which is rather high. This can be attributed to the inaccuracy that may occur during laboratory experiments, particularly for specimens with no stirrups, the increase in concrete strength during the relatively long period of fatigue tests, as well as the adjustment of loads to take into consideration differences in f'_c for specimens that were tested in the past under static loading. Misalignment of CFRP during installation is another source of error that might also affect the results. Therefore, these findings should be interpreted with caution until further research is made available.

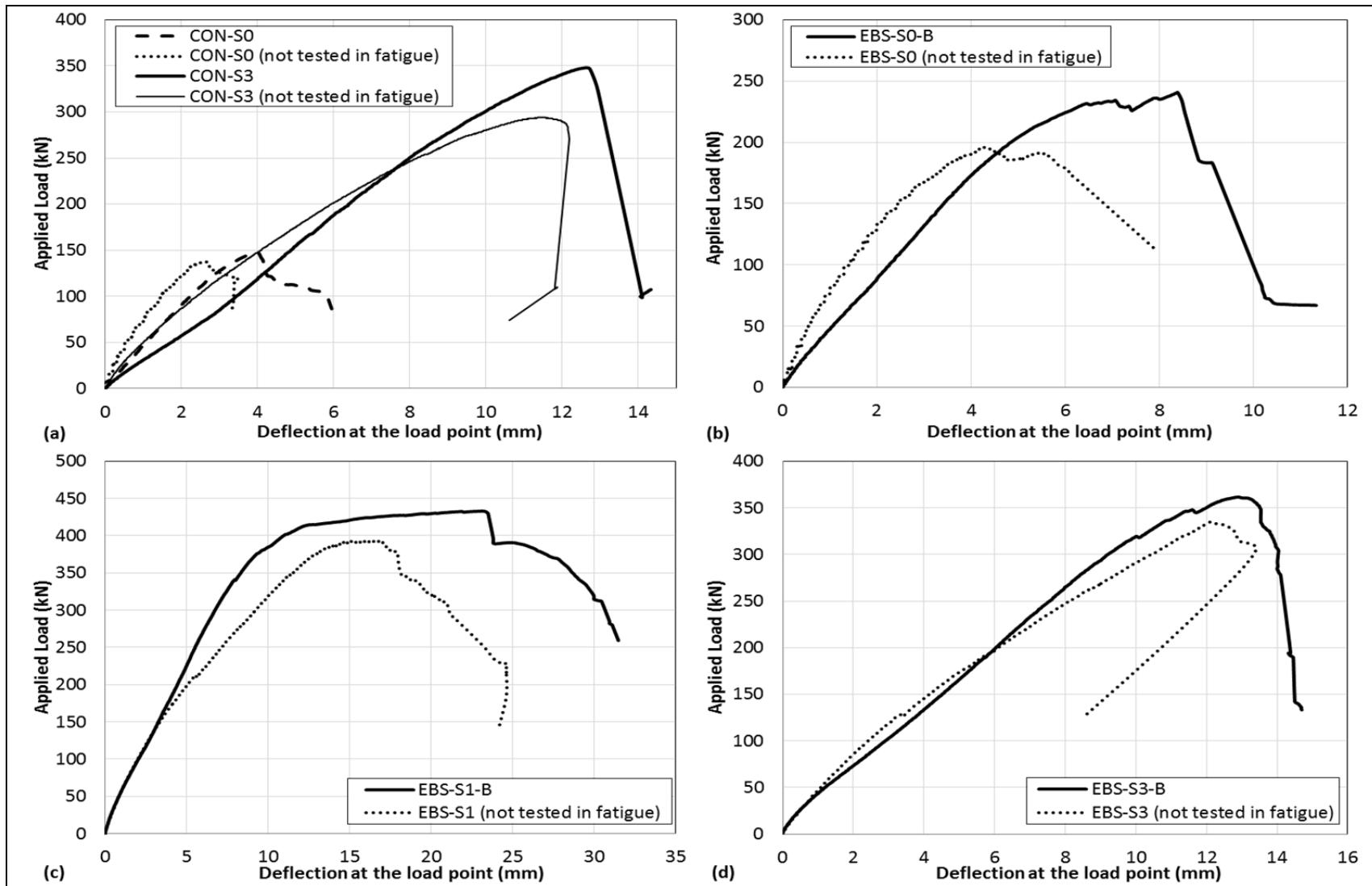


Figure 4.12 Deflection at the load point under monotonic loading: (a) control specimens; (b) series S0; (c) series S1; (d) series S3

4.5 Conclusions

On the basis of the results of the present investigation, the following conclusions can be drawn:

1. The results demonstrate the effectiveness of the EB-FRP shear-strengthening technique for extending the service life of RC beams under fatigue loading;
2. The overall response exhibited a typical trend of cumulative fatigue degradation, which was characterized by an accelerated rate of damage propagation during the early cycles, followed by a stable phase in which the damage accumulation slowed significantly;
3. In beams of Category A (upgrade), the longitudinal steel may be the weakest link and should be looked at with caution, particularly for extended service life, where it may govern the upper limit of the projected capacity. A comparison of Category A specimens (failure in flexure fatigue) with Category B specimens (no fatigue failure) reveals that the range of longitudinal-steel stress lies between the upper limits specified by the codes. This may indicate that the code specifications for fatigue limit-state design of unstrengthened RC members may also be used for FRP shear-strengthened structures;
4. The specimens repaired with no increase in service load (Category B) behaved extremely well, confirming the suitability of the EB-FRP technique for this category of applications in extending the fatigue service life. Specimens of Category A also behaved satisfactorily by outperforming their control counterparts. Despite the high fatigue loading they experienced, their performance demonstrated the effectiveness of EB-FRP in extending the service life of RC structures strengthened in shear for increased live load;
5. A comparison of stirrup strain ranges of unstrengthened specimens may provide a guideline for an upper limit (200 MPa) to avoid stirrup rupture by fatigue because no limit has yet been recommended in that regard in the current codes and standards;
6. The fact that no sign of failure due to debonding was observed during the course of the test clearly demonstrates the effectiveness of the FRP U-wrap scheme for shear-strengthening RC beams subjected to fatigue loading;

7. The maximum strain ($1,030 \mu\epsilon$) and strain range ($360 \mu\epsilon$) in CFRP in both categories were below the maximum threshold values of 0.2 and 0.04%, respectively, recommended by Czaderski and Motavalli (2004) for the L-shaped CFRP shear-strengthening system;
8. The presence of transverse steel in retrofitted beams resulted in a substantial gain reduction in shear resistance due to CFRP, confirming thereby the existence of an interaction between internal transverse steel and EB-CFRP.

4.6 Acknowledgments

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT Research Team Project), and the Ministère des transports du Québec (MTQ) through operating grants is gratefully acknowledged. The authors thank Sika Canada Inc. (Pointe Claire, Quebec) for contributing to the cost of the materials. The efficient collaboration of John Lescelleur (senior technician) and Juan Mauricio Rios (technician) at ETS in conducting the tests is acknowledged.

CHAPITRE 5

FATIGUE BEHAVIOR OF RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EB CFRP L-SHAPED LAMINATES

Georges El-Saikaly and Omar Chaallal

Department of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, QC, Canada H3C 1K3

Article Published in Journal Composites part B: Engineering, Elsevier, Volume 68,
pp.100-112, January 2015.

5.1 Abstract

The use of externally bonded carbon fiber-reinforced polymer (EB-CFRP) to strengthen deficient reinforced concrete (RC) beams has gained in popularity and has become a viable and cost-effective method. Fatigue behavior of RC beams strengthened with FRP is a complex issue due to the multiple variables that affect it (applied load range, frequency, number of cycles). Very few research studies have been conducted in shear under cyclic loading. The use of prefabricated CFRP L-shaped laminates (plates) for strengthening RC beams under static loading has proven to be technically feasible and very efficient. This study aimed to examine the fatigue performance of RC T-beams strengthened in shear for increased service load using prefabricated CFRP L-shaped laminates. The investigation involved six laboratory tests performed on full-size 4520 mm-long T-beams. The specimens were subjected to fatigue loading up to six million load cycles at a rate of 3 Hz. Two categories of specimens (unstrengthened and strengthened) and three different transverse-steel reinforcement ratios (Series S0, S1, and S3) were considered. Test results were compared with the upper fatigue limits specified by codes and standards. The specimens that did not fail in fatigue were then subjected to static loading up to failure. The test results confirmed the feasibility of using CFRP L-shaped laminates to extend the service life of RC T-beams subjected to fatigue loading. The overall response was characterized by an accelerated rate of damage accumulation during the early cycles, followed by a stable phase

in which the rate slowed significantly. In addition, the strains in the stirrups decreased after the specimens were strengthened with CFRP, despite the higher applied fatigue loading. Moreover, the addition of L-shaped laminates enhanced the shear capacity of the specimens and changed the failure mode from brittle to ductile under static loading. Finally, the presence of transverse steel in strengthened beams resulted in a substantially reduced gain in shear resistance due to CFRP, confirming the existence of an interaction between the transverse steel and the CFRP.

CE Database subject headings: Reinforced concrete; Beams; Fatigue; Service life; Shear; Strengthening; L-shaped; FRP Laminates.

5.2 Introduction

In the last two decades, the use of externally bonded fiber-reinforced polymer (FRP) has attracted enormous interest, and this material is being successfully used in construction engineering, particularly for the rehabilitation of RC structures to increase their capacity and extend their service life. Different techniques have been proposed and valuable experimental research has been conducted worldwide in shear strengthening of RC beams and girders with FRP composites under static loadings, including externally bonded (EB) FRP sheets, near-surface mounted (NSM) FRP rods and laminates, and embedded through-section (ETS) FRP rods (e.g., Uji 1992; Chaallal et al. 1998; Täljsten and Elfgen 2000; Khalifa and Nanni 2000; De Lorenzis and Nanni 2001; Chen and Teng 2003b; Bousselham and Chaallal 2006; Monti and Liotta 2007; Dias and Barros 2012; Mofidi et al. 2012a; 2012b). Moreover, many design procedures and analytical models have been conducted to date either for the use of EB FRP composites in shear-strengthening or for the evaluation of the FRP-concrete bond strength. Databases for the assessment of these conducted studies have been recently published by Pellegrino and Vasic (2013) and by D'Antino and Pellegrino (2014). Few studies have been conducted on RC beams strengthened in shear using EB CFRP composites under fatigue loading, by Czaderski and Motavalli (2004), Williams and Higgins (2008), Chaallal et al. (2010), and recently by Bae et al. (2013).

Mosallam and Banerjee (2007) conducted an experimental investigation to evaluate the shear strength enhancement of repaired and retrofitted RC rectangular beams under static loading using three composite systems: carbon/epoxy wet layout, E-glass/epoxy wet layout and carbon/epoxy pre-cured strips. The pre-cured strips were bonded perpendicularly to both sides (two-side bonding) along the shear span without any anchorage system. The results indicated a substantial increase in ultimate shear capacity of the strengthened beams compared to the control ones. The authors suggested that the ACI 440.2R model for ultimate shear capacity calculation of FRP strengthened beams should be revised to take into consideration the effect of shear span-to-depth ratio (a/d), and to properly estimate the influence of wrapping scheme with pre-cured strips on the ultimate shear capacity.

In addition to the standard straight CFRP plates which are mainly used for flexural strengthening, prefabricated CFRP L-shaped laminates have been proposed as a new technique for shear strengthening that presents a potential alternative to the known retrofitting systems (EB sheets, NSM rods, and ETS rods). Various tests have been performed to date to evaluate the feasibility of these prefabricated L-shaped laminates. Most of these were conducted on shear strengthening of RC T-beams under static loading. In 1998, EMPA (Eidgenössische Materialprüfungs und Forschungsanstalt - Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology) carried out tests on full-size RC T-beams (up to 6 m span) shear-strengthened with CFRP L-shaped laminates and CFRP sheets. The investigation demonstrated the effectiveness of L-shaped laminates for static shear strengthening over CFRP sheets for such applications. In 2002, a second test study was carried out by the EMPA laboratories, in which six RC T-beams were tested as follows: (i) four beams (S1 to S4) were tested under static loading up to failure with different internal transverse-steel ratios: two shear-strengthened with CFRP L-shaped laminates and two unstrengthened (as a control); (ii) one static test was conducted on a preloaded RC beam (S5) post-strengthened in shear with CFRP L-shaped laminates; and (iii) one CFRP-strengthened RC beam (S6) with L-shaped laminates was tested under fatigue loading. The results of this experimental investigation were reported by Czaderski (2002). Czaderski and Motavalli

(2004) used the results of the EMPA tests to study the fatigue behavior of a T-beam (S6) strengthened in shear with CFRP L-shaped laminates. Meier (1998) performed a pullout test series on CFRP L-shaped plates bonded to concrete blocks to investigate the strength of L-shaped FRP/concrete joints. Chen and Robertson (2004) carried out a series of tests on a pre-cracked, pre-stressed concrete T-beam retrofitted in shear using CFRP L-shaped laminates. The objective of their study was to evaluate the performance of these L-shaped laminates applied over existing shear cracks, particularly under cyclic loading. The results demonstrated that they were effective at controlling the width of the existing shear cracks and preventing further growth of cracks.

Very few tests have been performed worldwide on RC beams strengthened in shear with FRP L-shaped laminates. Most of these tests were conducted under static loading, and only one test was performed under fatigue loading. Therefore, the need for further research on such applications is of utmost importance. The research study presented in this paper aims to examine experimentally the fatigue behavior of RC T-beams strengthened in shear with prefabricated EB CFRP L-shaped laminates and to provide information that could be valuable for fatigue design of girders strengthened in shear with this technique. This investigation considers the situation that can prevail in practice where the objective of the FRP retrofit is to strengthen the existing RC structure to increase its original capacity due to an increase in the projected applied load (i.e., use of CFRP to upgrade the service load).

The experimental results obtained from the fatigue tests and the subsequent monotonic tests on those specimens which did not fail under cyclic loading will be successively presented and analyzed. The results will be presented in terms of (a) modes of failure; (b) load versus deflection relationship; and (c) the strains undergone by the various components, including concrete struts, longitudinal and transverse steel reinforcements, and EB-CFRP. The results will be discussed in terms of the presence and spacing of internal stirrups, as well as the effectiveness of the L-shaped CFRP-laminate strengthening technique in extending the service life of RC girders under fatigue loading and in attenuating the rate of damage. Comparisons with recommended design code values and perspectives for design practice will

also be discussed. Experimental results from the static tests will be discussed with regard to the load capacity attained at rupture and the gain in resistance due to CFRP, as well as the deflection response and the gain in stiffness due to CFRP.

5.3 Experimental program

The present study involved six laboratory tests performed on full-size T-beams. The test specimens were subjected to fatigue loading with an upper limit of six million load cycles. This limit is thought to be reasonable for the residual life of an existing retrofitted beam. The specimens which did not fail in fatigue were then tested monotonically up to failure to measure their residual resistance.

The experimental program matrix of test specimens is presented in Table 5.1. The control specimens not strengthened with CFRP are labeled CON (for control), and the specimens strengthened with L-shaped laminates are labeled EBL (for externally bonded laminates). Each category of specimens consisted of three stirrup-spacing series: Series S0 was used to designate specimens with no steel stirrups, while Series S1 and Series S3 referred to specimens made with internal transverse-steel reinforcement spaced at $s = d/2$ and $s = 3d/4$ respectively, where $d = 350$ mm represents the effective depth of the beam cross section. For example, specimen CON-S0 has no transverse steel and is not retrofitted with CFRP, whereas specimen EBL-S1 is strengthened with CFRP L-shaped laminates and its internal stirrups are spaced at $s = d/2$.

Table 5.1 Experimental program matrix

Category	Series S0 (0 stirrup)	Series S1 ($s = d/2$)	Series S3 ($s = 3d/4$)
Control	CON-S0	CON-S1	CON-S3
EB-Laminates	EBL-S0	EBL-S1	EBL-S3

5.3.1 Description of specimens

The T-beams used in this research were 4520 mm long. Details of their cross sections are presented in Figure 5.1. The longitudinal-steel reinforcement consisted of four M25 bars (diameter = 25.2 mm) laid in two layers at the bottom of the web (tension zone), and of six M10 bars laid in one layer at the top of the flange (compression zone). The transverse-steel reinforcements were 8 mm in diameter (area = 50 mm²) and were spaced at $s = d/2$ for specimens of series S1 and $s = 3d/4$ for the S3 series. The composite materials used in the study were prefabricated CFRP L-shaped laminates (plates). They were made by unidirectional carbon fibers pultruded in an epoxy matrix with 0 degree orientation, i.e. in the longitudinal direction of the pulling force of L laminates, and hence the carbon fibers were applied transversally (perpendicular to the longitudinal axis of the beam). The L-shape laminates had a 90° bend, a width of 20 mm, and a thickness of 1.4 mm. The legs on both sides were shortened to fit the web properly, including the full embedment into the flange. Overall, the L-shaped laminates had dimensions of 400 × 125 × 20 mm. Specimens were chamfered at the outer corners of the web soffit to fit the inner 25-mm radius of the CFRP L-shaped laminates.

5.3.2 Properties of materials and strengthening method

A commercially available concrete, delivered to the laboratory by a local supplier, was used. The concrete mix design is presented in Table 5.2. Standard compression tests on control cylinders yielded a concrete compressive strength of 35 MPa on average. The steel reinforcing bars used were also tested in tension according to the ASTM A370-97a standard, and a summary of the test results is presented in Table 5.3. A commercially available CFRP system, including L-shaped laminates, a structural epoxy paste adhesive, and a primer, was used in this study. Table 5.4 provides a summary of the mechanical properties of the composite products used, as provided by the manufacturer.

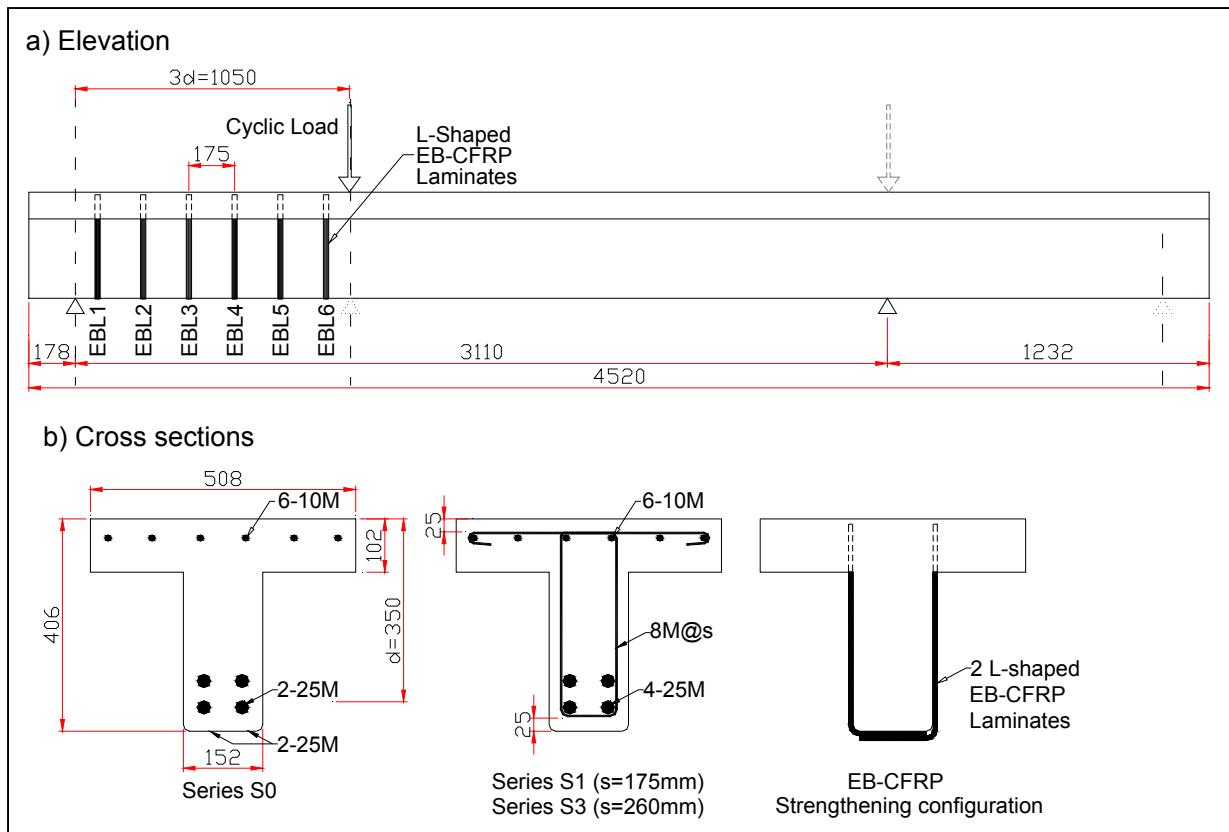


Figure 5.1 Details of specimens (dimensions in mm)

Table 5.2 Mixture proportions and properties of concrete

Description	Value
Cement	260 kg/m ³
Sand	1050 kg/m ³
Aggregate, 5–14 mm	886 kg/m ³
Water	182 L/m ³
Volume of air entrained	2.5 %
Density	2372 kg/m ³
Slump	65 mm
Average compressive strength, f'_c	35 MPa

Table 5.3 Mechanical properties of internal steel reinforcement

# of bars	Yield stress, f_y (MPa)	Yield strain, ε_y ($\mu\epsilon$)	Modulus of elasticity, E_s (GPa)
M25 (long.)	470	2400	200
M8 (trans.)	640	3300	195

Table 5.4 Mechanical properties of CFRP composite materials

Properties	L-shaped Laminates	Epoxy Adhesive
Tensile strength, f_{frpu} (MPa)	2250	24.8
Tensile modulus, E_{frp} (GPa)	120	4.5
Tensile elongation, ε_{frpu} (%)	1.9	1.0
Thickness, t_{frp} (mm)	1.4	-

Note: The L laminates are made of Sika CarboShear L and the two-component structural epoxy paste adhesive is made of Sikadur 30.

The concrete surface, adhesive, and CFRP system were prepared according to the manufacturer's specifications. The strengthening method of the CFRP L-shaped laminates is presented in Figure 5.2. To enhance bonding, a pre-treatment of the L-shaped laminates was performed 24 h before the CFRP installation, as follows. The end zone of the long leg to be embedded into the flange was coated on both sides with the structural epoxy paste adhesive to the required anchoring length 24 h before installing the L-shaped laminates. The adhesive was applied with a V-notch adhesive spreader (1/8 x 1/8 inch) with the grooves at right angles to the direction of the fibers (Figure 5.2(a-c)). Therefore, the thickness of the applied adhesive has to be added to the thickness of the L-shaped laminate. In addition, a clear spacing was taken into consideration for easy installation of the L-shaped laminates and to ensure an effective concrete/FRP adherence into the flange. Thus, a 12.7 mm (1/2 inch) diameter drill size was chosen to implement the openings. To that end, four holes were drilled spaced at half a diameter between each other to form an oblong hole of about 32 mm.



Figure 5.2 Step-by-step procedure for CFRP L-shaped laminates application

To install the L-shaped laminates, the following steps were used: (i) 100 mm-deep grooves with a cross section of 32 mm \times 12.7 mm spaced at 175 mm were perforated throughout the flange on both sides at the intersection with the beam's web (Figure 5.2d); (ii) surfaces on both sides and underside of the web were sandblasted in the testing zone where the L-shaped laminates have to be bonded (Figure 5.2d); (iii) the grooves were completely filled with epoxy adhesive, and a thin layer was applied onto the prepared test zone; (iv) the adhesive was applied in an apex shape to the inner side of the L-shaped laminates in order to avoid air entrapment in the bonded areas (Figure 5.2e); (v) afterwards, the CFRP laminates were epoxy-bonded into the grooves and to the side and soffit of the web. The L-shaped laminates were then installed in the same way on the opposite side of the beam to form a U-wrap envelope around the web at one cross section. In other words, the short legs of the two installed L-shaped laminates on both sides overlapped onto the soffit of the specimen (Figure 5.2f). Note that the anchorage length of the CFRP laminates was almost the whole height of the beam's flange, i.e., full embedment length.

5.3.3 Test setup and procedure

The specimens were first subjected to fatigue loading up to failure, with an upper limit of six million load cycles. Those specimens which did not fail in fatigue were then tested monotonically to failure. The beams were tested in three-point bending. This type of loading was chosen because it enabled two tests to be performed on each specimen: (i) one beam end zone was first tested, keeping the other overhung and unstressed (Figure 5.1a); and (ii) the other beam end zone was tested, but this time, the end zone already tested was overhung and unstressed. The load was applied at a distance $a = 3d$ from the nearest support, which corresponds to a slender beam test.

In the fatigue tests, all specimens were loaded at a rate of 3 Hz. This relatively low frequency was selected on the basis of the available equipment, but also to avoid phenomena such as hysteresis effects (Barnes and Mays 1999), undesirable heating, or lack of full recovery between successive cycles (Emerson and Mays 1996).

The fatigue load was cycled from 35% to 65% of the load (P), where P corresponded to the total shear resistance of the specimen under study (i.e., including the contribution of CFRP for strengthened specimens). The upper and lower limits were calculated on the basis of common service-load conditions that a structure like a bridge might experience during its service life. These limits evolve with respect to a mean value, P_{mean} , estimated at 50% of ultimate, corresponding to the passage of a standard vehicle at a crawling speed. The lower and upper limits P_{min} and P_{max} are given as functions of the dynamic load allowance (DLA) by $P_{\text{min}} = P_{\text{mean}} (1-\text{DLA})$ and $P_{\text{max}} = P_{\text{mean}} (1+\text{DLA})$. Depending on the code used, the DLA values ranged between 0.25 and 0.40. In this paper, a value of 0.3 was assumed for DLA, which resulted in values of 35% and 65% of ultimate for the lower and the upper limit respectively. Similar stress levels have been used elsewhere (e.g., Czaderski and Motavalli 2004; Rosenboom and Rizkalla 2006; and Ekenel and Myers 2009). Therefore, each beam was subjected to the same percentages of its ultimate load, which was obtained from identical specimens tested in previous work under static loading only (Chaallal et al. 2011).

Table 5.5 presents for each specimen the maximum and minimum loads applied as well as the amplitude of cyclic loading for the fatigue tests. As for static loading, the tests were performed under displacement-control conditions at 2 mm/min.

5.3.4 Instrumentation

A comprehensive and carefully engineered measuring device was used for the study, as detailed in Figure 5.3. The vertical displacement was measured at the position under the applied load using linear-displacement sensors 100 mm in length. The longitudinal-steel reinforcement was instrumented with a strain gauge at the location where the load was applied. Strain gauges were also affixed to the stirrups located in the loading zone along the expected plane of shear failure. The deformations experienced by the CFRP laminates were measured using displacement sensors known as crack gauges. These gauges were fixed vertically onto each EB L-shaped laminate on the lateral face of the web at the same

positions (along the longitudinal axis) as the strain gauges on the stirrups (for locations and levels, see Figures 5.1 and 5.3). The concrete deformations were measured using embedded strain gauges inclined at $\theta = 35^\circ$, installed midway between the support and the point of application of loading, at mid-height of the beam in the support-load point direction. The signals from the gauges and the displacement sensors were captured and monitored using an automatic data-acquisition system.

Table 5.5 Load conditions

Specimen	Load at rupture ^a P (kN)	Applied cyclic load (kN)		
		Maximum, P_{max} (65%)	Minimum, P_{min} (35%)	Load range, ΔP (30%)
Control				
CON-S0	137	89	49	40
CON-S1	365	237	127	110
CON-S3	294	191	103	88
EB-Laminates				
EBL-S0	196	127	69	58
EBL-S1	393	255	137	118
EBL-S3	335	218	118	100

^a Loads at rupture were taken from similar specimens tested formerly under monotonic loading.

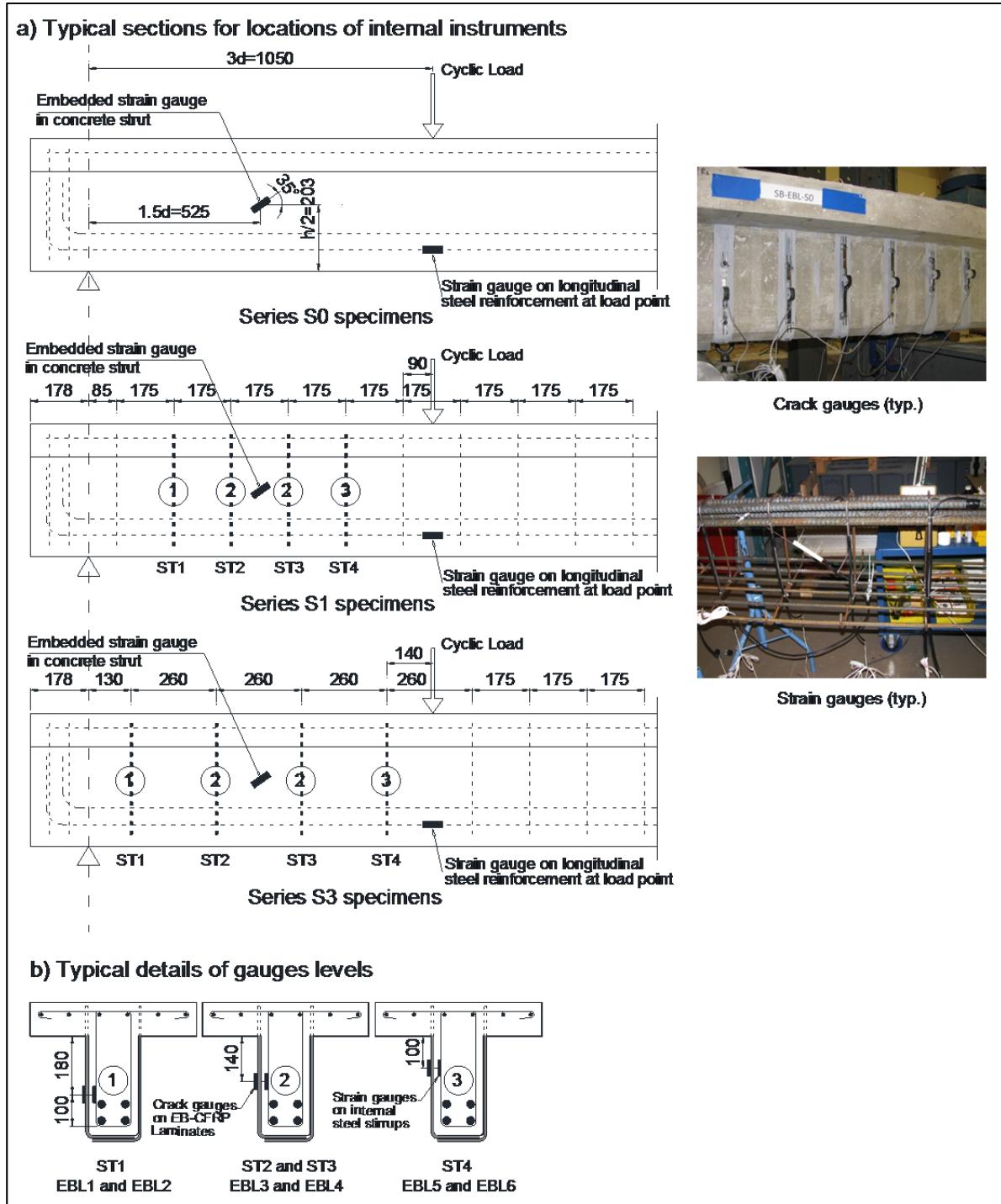


Figure 5.3 Experimental setup and instrumentation of strain and crack gauges (dimensions in mm)

5.4 Analysis of test results

5.4.1 Overall response

The overall response was typical of fatigued RC beams and illustrates a typical pattern of damage accumulation in beams subjected to fatigue loading. All the tested specimens exhibited an accelerated rate of damage propagation characterized by an initial increase in deflection and strains in the various components (longitudinal and transverse steel as well as CFRP and concrete) during the early cycles. This was followed by a stable phase in which the damage accumulation slowed significantly, which was characterized by a gradual progression of deflection and strains during cyclic loading. However, for the specimen that failed in fatigue (CON-S1), this stable phase extended up to the last, very short phase just before imminent failure, which was characterized by a sudden increase in deflection and strain before failure.

5.4.2 Modes of failure

Table 5.6 provides a summary of the test results in terms of modes of failure, number of applied cyclic loads, and loads attained at failure under static testing for specimens that underwent fatigue and endured 6 million cycles. Figure 5.4 shows the crack patterns at failure of all the test specimens.

Of the three control specimens, only CON-S1 failed in shear fatigue by steel-stirrup rupture at 3.807 million cycles. The transverse-steel stress range measured at the first cycle may suggest an upper limit to avoid stirrup rupture by fatigue because no limit has yet been suggested in current codes and standards. Specimens CON-S3 and CON-S0 survived the fatigue test and failed in shear under static loading by brittle crushing of the concrete struts where no longitudinal-steel yielding was observed. Note that for CON-S0, the fatigue test was stopped at 5 million cycles because this was the upper limit of the number of cycles fixed at project initiation.



Figure 5.4 Crack patterns at failure of test specimens

Table 5.6 Failure modes for fatigue and static tests

Specimen	Fatigue tests		Static tests ^a	
	Number of cycles (x10 ⁶)	Failure mode	Load at rupture (kN)	Failure mode
Control				
CON-S0	5.00	no rupture	147.6	Shear
CON-S1	3.807	Shear	-	-
CON-S3	6.00	no rupture	348.0	Shear
EB-Laminates				
EBL-S0	6.00	no rupture	328.3	Shear
EBL-S1	6.00	no rupture	455.5	Shear ^b
EBL-S3	6.00	no rupture	468.1	Shear ^b

^aFor specimens that underwent fatigue and endured 6 million cycles;

^bConcrete strut crushing after a considerable yield plateau of longitudinal steel.

All strengthened EBL specimens did not fail in fatigue and endured more than 6 million cycles. Moreover, specimen EBL-S1 did not fail in flexure fatigue despite its high longitudinal-steel first-cycle stress range, which exceeded the upper limits specified by the standards for (unstrengthened) RC beams under fatigue limit-state design. Note that the CFRP-strengthened specimens with steel stirrups failed due to longitudinal-steel yielding accompanied by transverse-steel yielding and followed by a major shear crack (concrete-strut crushing), thus changing the failure mode from brittle to ductile behavior after strengthening in shear with CFRP L-shaped laminates. As for specimen EBL-S0, it failed in shear under static loading by brittle concrete-strut crushing. No yielding or rupture of steel stirrups was observed in the strengthened EBL specimens during the course of the fatigue test.

Comparison of EBL-S1 with CON-S1 indicates that CFRP extended the service life of the strengthened beam, specifically in shear, because CON-S1 failed at 3.807 million cycles in shear fatigue, while EBL-S1 endured more than 6 million cycles without failure. This is

particularly true given the greater stress range imposed on EBL-S1 compared to its corresponding control specimen.

5.4.3 Fatigue test results

This section presents the results of fatigue tests. The following aspects will be discussed: the deflection response; the strain response in steel stirrups, in longitudinal steel, in CFRP laminates, and in concrete struts; and the cumulative fatigue degradation.

Deflection response

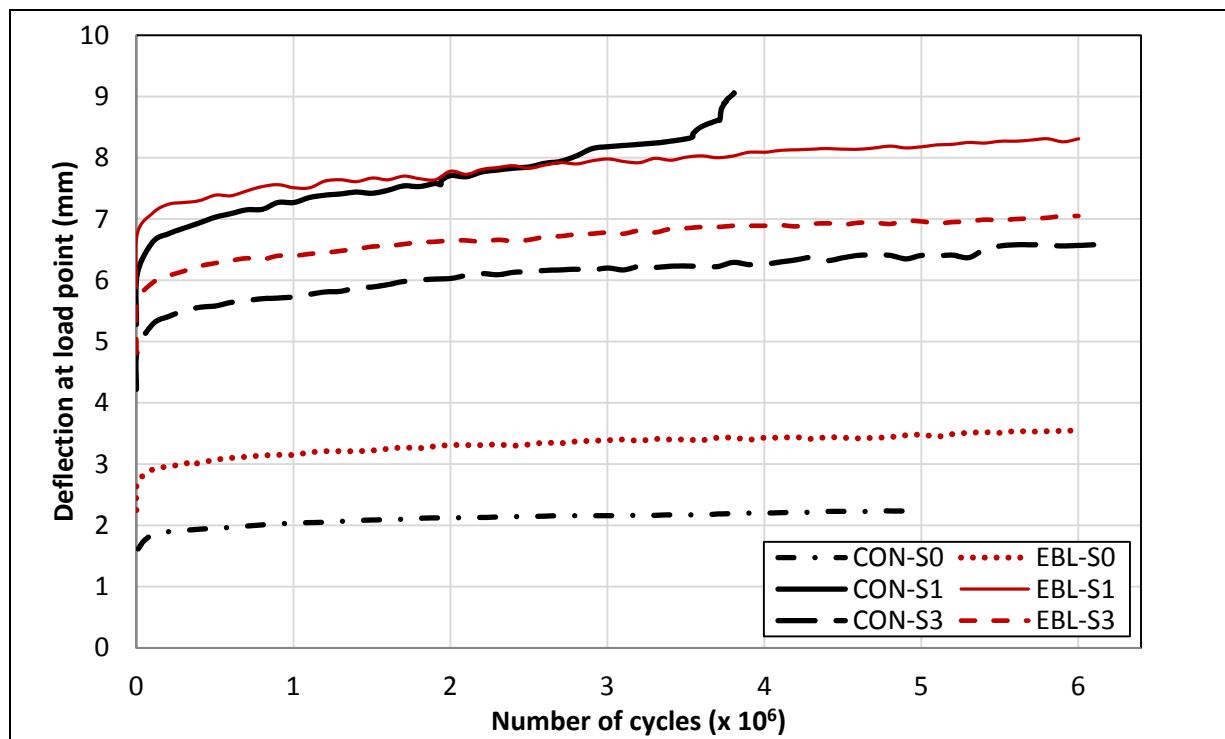
Table 5.7 provides, for all specimens, the deflection range measured in the first and last cycles of loading, corresponding to maximum minus minimum applied fatigue load ($P_{\max} - P_{\min}$). The variation in deflection as the number of cycles increased is shown in Figure 5.5.

For all specimens, the deflection curves shown were measured at the load point and correspond to the maximum load applied (P_{\max}). These curves illustrate a typical pattern of damage accumulation in beams subjected to fatigue loading. All the tested specimens exhibited an initial increase in deflection during the early cycles, followed by a stable region in which the deflection progressed gradually during cyclic loading. For instance, the deflection of specimen EBL-S3 for P_{\max} increased from 4.81 mm (deflection range $\Delta\delta = 1.95$ mm) at the first cycle to 6.28 mm at 0.5 million cycles ($\Delta\delta = 2.26$ mm) to reach 7.05 mm at 6 million cycles ($\Delta\delta = 2.31$ mm). This represents a total increase of about 47%, where the initial increase during the first 0.5 million cycles alone represents about 31%. This clearly reflects severe degradation of the beam's stiffness in the first 0.5 million cycles. Comparing the control beams, it can be observed that the deflection of CON-S1 increased at a higher rate than the other specimens. This can be attributed to a higher applied stress range.

Table 5.7 Deflection measurements at load point under fatigue loading

Specimen	Number of cycles ($\times 10^6$)	First cycle			Last cycle		
		P_{min} (mm)	P_{max} (mm)	$\Delta\delta$ (mm)	P_{min} (mm)	P_{max} (mm)	$\Delta\delta$ (mm)
CON-S0	5.00	0.92	1.61	0.69	1.52	2.24	0.72
CON-S1	3.807	2.90	5.28	2.38	6.50	9.06	2.56
CON-S3	6.00	2.24	4.22	1.98	4.56	6.59	2.03
EBL-S0	6.00	1.45	2.25	0.8	2.44	3.55	1.11
EBL-S1	6.00	3.47	5.88	2.41	5.57	8.31	2.74
EBL-S3	6.00	2.86	4.81	1.95	4.74	7.05	2.31

$\Delta\delta$ = Deflection range corresponding to $(P_{max}-P_{min})$.

Figure 5.5 Deflection at the load point for P_{max}

It should be noted that deflections of the strengthened specimens attained higher values than those of their corresponding control ones. This can be due to the additional fatigue loading experienced by the strengthened specimens to upgrade the service load. Moreover, the curves in Figure 5.5 show that specimens EBL-S0 and EBL-S3 followed almost the same trends as their control counterparts. However, despite this higher imposed fatigue loading, the specimens retrofitted using L-shaped laminates behaved extremely well and exhibited enhanced fatigue performance, especially for specimen EBL-S1. This confirms the suitability of shear strengthening using such a technique and demonstrated the effectiveness of the EB CFRP L-shaped laminates in extending the service life of RC structures strengthened in shear for increased live load.

Strain response

Table 5.8 presents, for the first and last cycles, the maximum strains corresponding to P_{min} and P_{max} , as well as the strain ranges attained in the steel stirrups, in the longitudinal steel, in the CFRP sheet, and in the concrete strut. The following observations can be drawn from this table and from the related figures.

(a) Strain in transverse steel: In the control specimens, the highest strain and the corresponding stress ranges in the transverse steel were achieved for the first cycle by stirrup ST1 and for the last cycle by stirrup ST2 (see locations in Figure 5.3) of CON-S1 (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 1035 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 200.7 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 1488 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 288.6 \text{ MPa}$), whereas for CON-S3, the maximum values were achieved by stirrup ST3 (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 993 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 192.6 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 925 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 179.4 \text{ MPa}$). In the strengthened specimens, the highest values were achieved identically by stirrups ST2 and ST3 of EBL-S1 (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 664 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 128.8 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 723 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 140.2 \text{ MPa}$), whereas for EBL-S3, the maximum values were achieved by stirrup ST2 (first cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 525 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 101.8 \text{ MPa}$; last cycle: $\Delta\varepsilon_{str} = 750 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_{str} = 145.5 \text{ MPa}$).

Table 5.8 Strains under fatigue loading: (a) first cycle; (b) last cycle

(a) First cycle

Specime n	Stirrups $\varepsilon_{str} (\mu\epsilon)$				Longitudinal steel $\varepsilon_s (\mu\epsilon)$			CFRP $\varepsilon_{frp} (\mu\epsilon)$				Concrete strut $\varepsilon_c (\mu\epsilon)$		
	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{str}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_s$	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{frp}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_c$
CON-S0	n/a	n/a	n/a	n/a	293	523	230	n/a	n/a	n/a	n/a	-41	-58	17
CON-S1	ST1	1015	2050	1035	823	1557	734	n/a	n/a	n/a	n/a	-125	-233	108
	ST2	837	1512	675										
	ST3	656	1372	716										
	ST4	725	1531	806										
CON-S3	ST1	148	431	283	666	1284	618	n/a	n/a	n/a	n/a	-105	-209	104
	ST2	550	1274	724										
	ST3	890	1883	993										
	ST4	147	330	183										
EBL-S0	n/a	n/a	n/a	n/a	433	768	335	EBL1	21	22	1	-150	-154	4
								EBL2	11	22	11			
								EBL3	60	79	19			
								EBL4	26	33	7			
								EBL5	13	17	4			
								EBL6	10	12	2			
EBL-S1	ST1	441	794	353	1027	1883	856	EBL1	397	579	182	-189	-320	131
	ST2	719	1379	660				EBL2	565	937	372			
	ST3	691	1355	664				EBL3	667	1090	423			
	ST4	418	737	319				EBL4	578	933	355			
								EBL5	260	347	87			
								EBL6	-5	-16	11			
EBL-S3	ST1	93	131	38	857	1560	703	EBL1	43	53	10	-143	-246	103
	ST2	481	1006	525				EBL2	308	419	111			
	ST3	345	532	187				EBL3	676	1022	346			
	ST4	201	277	76				EBL4	548	839	291			
								EBL5	471	750	279			
								EBL6	31	48	17			

Notes: (i) n/a = not applicable; (ii) STi = stirrup strain gauge number (Figure 5.3); (iii) EBLi = FRP crack gauge number (Figure 5.1a); (iv) $\Delta\varepsilon$ = strain range corresponding to $(P_{max}-P_{min})$.

(b) Last cycle

Specimen	Stirrups $\varepsilon_{str} (\mu\epsilon)$				Longitudinal steel $\varepsilon_s (\mu\epsilon)$			CFRP $\varepsilon_{frp} (\mu\epsilon)$				Concrete strut $\varepsilon_c (\mu\epsilon)$		
	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{str}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_s$	#	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_{frp}$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\varepsilon_c$
CON-S0	n/a	n/a	n/a	n/a	386	627	241	n/a	n/a	n/a	n/a	-140	-165	25
CON-S1	ST1	1420*	2524*	1104	1006	1703	697	n/a	n/a	n/a	n/a	-292	-386	94
	ST2	3366	4854	1488				n/a	n/a	n/a	n/a	-292	-386	94
	ST3	399	1085	686				n/a	n/a	n/a	n/a	-344	-433	89
	ST4	1117	1992	875				n/a	n/a	n/a	n/a	-344	-433	89
CON-S3	ST1	531	857	326	809	1392	583	n/a	n/a	n/a	n/a	-344	-433	89
	ST2	1182	1850	668				n/a	n/a	n/a	n/a	-344	-433	89
	ST3	1134	2059	925				n/a	n/a	n/a	n/a	-344	-433	89
	ST4	442	518	76				n/a	n/a	n/a	n/a	-344	-433	89
EBL-S0	n/a	n/a	n/a	n/a	526	881	355	EBL1	35	41	6	malfunction see note (vi)		
								EBL2	135	153	18			
								EBL3	509	639	130			
								EBL4	364	465	101			
								EBL5	365	461	96			
								EBL6	9	26	17			
EBL-S1	ST1	710	1336	626	1189	2022	833	EBL1	793	1108	315	-470	-606	136
	ST2	899	1622	723				EBL2	399	724	325			
	ST3	820	1538	718				EBL3	1157	1696	539			
	ST4	613	1240	627				EBL4	1479	2049	570			
								EBL5	1510	2069	559			
								EBL6	3	-13	16			
EBL-S3	ST1	248	314	66	937	1643	706	EBL1	107	128	21	-275	-372	97
	ST2	718	1468	750				EBL2	1350	1777	427			
	ST3	655	971	316				EBL3	1995	2688	693			
	ST4	384	611	227				EBL4	1261	1682	421			
								EBL5	996	1364	368			
								EBL6	-56	-43	13			

Notes: (i) n/a = not applicable; (ii) * = maximum values reached before rupture of the gauge; (iii) STi = stirrup strain gauge number (Figure 5.3); (iv) EBLi = FRP crack gauge number (Figure 5.1a); (v) $\Delta\varepsilon$ = strain range corresponding to $(P_{max}-P_{min})$; (vi) The embedded diagonal strain gauge stopped functioning at about 340,000 cycles.

The curves representing the maximum strains in the transverse steel versus the number of cycles for all beams are shown in Figure 5.6. The curves presented are typical of the strains measured in stirrups that experienced the highest strain range.

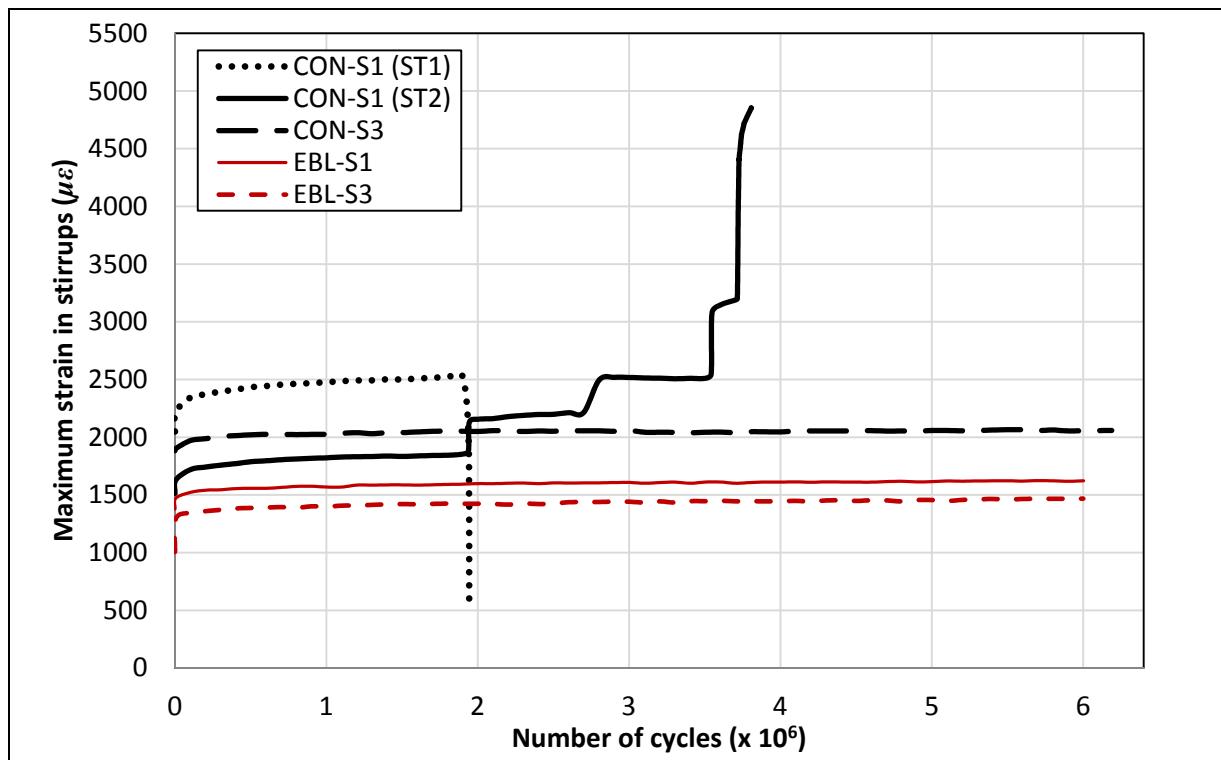


Figure 5.6 Maximum strain in steel stirrups for P_{max}

For CON-S1, stirrup ST1 ruptured at 1.9 million cycles, and thereafter ST2 took over, as shown by an abrupt increase in the strain in that stirrup just after rupture of ST1. Stirrup ST2 continued to support the fatigue load until it ruptured, and with it the specimen, at 3.807 million cycles. For CON-S3, despite its high transverse-steel strain at the first cycle for P_{max} with 1883 μ strains, the specimen did not fail in shear fatigue, and the strain remained quasi-constant during 6 million cycles, reaching 2059 μ strains in the last cycle. Comparison of stirrup stress ranges between CON-S1 (200.7 MPa) and CON-S3 (192.6 MPa) may give an idea of an upper limit to avoid brittle failure in shear fatigue because no limit has yet been suggested in current codes and standards. Note that similar results have been reported by Higgins et al. (2007), who carried out laboratory experiments on full-size RC

(unstrengthened) girders to evaluate possible degradation in shear capacity under fatigue loading. During the tests, one of the specimens failed in shear fatigue by stirrup rupture in the 200 MPa stress range.

For all test specimens, the steel-stirrup strains increased as the stirrup spacing decreased, which could have been due to increased capacity and hence higher applied fatigue loads. Comparison of EBL specimens with their corresponding control (unstrengthened) ones reveals a decrease in the levels of transverse-steel strain, even if the strengthened specimens were subjected to higher applied cyclic load ranges. This holds true for both the first and last cycle values, demonstrating the existence of an interaction and hence a stress redistribution between the internal transverse steel and EB-CFRP under fatigue loading.

At failure, the measured maximum strain for control specimens was experienced by stirrups ST1 and ST2 of CON-S1 with about 2500 μ strains, just before their rupture (see Figure 5.6), which represents 76% of their yield strain (3300 μ strains). As for the strengthened specimens, at 6 million cycles, the maximum strain was experienced by ST2 of EBL-S1 (1622 μ strains), that is, 49% of its yield value. For comparison, the current ACI-440 guidelines (ACI 440.2R 2008) state, in this context, that the stress in longitudinal-steel reinforcement under fatigue service load should be limited to 80% of yield stress. No specific recommendations were provided for stirrups; however, research seems to indicate that the fatigue service life of reinforcement is similar whether it is longitudinal tensile reinforcement or stirrups (Barnes and Mays 1999).

(b) Strain in longitudinal steel: For the control specimens, the highest strain and the corresponding stress ranges in longitudinal steel were achieved in specimen CON-S1 (first cycle: $\Delta\varepsilon_s = 734 \mu$ strains, $\Delta\sigma_s = 143.7$ MPa; last cycle: $\Delta\varepsilon_s = 697 \mu$ strains, $\Delta\sigma_s = 136.5$ MPa). For the strengthened specimens, the highest values were achieved in EBL-S1 (first cycle: $\Delta\varepsilon_s = 856 \mu$ strains, $\Delta\sigma_s = 167.6$ MPa; last cycle: $\Delta\varepsilon_s = 833 \mu$ strains, $\Delta\sigma_s = 163.0$ MPa).

The recorded strains for longitudinal steel are presented in Figure 5.7. As for all the test specimens, there was no significant increase in strain as the number of cycles increased. This was due to the relatively high flexural capacity of the tested specimens compared with their shear capacity.

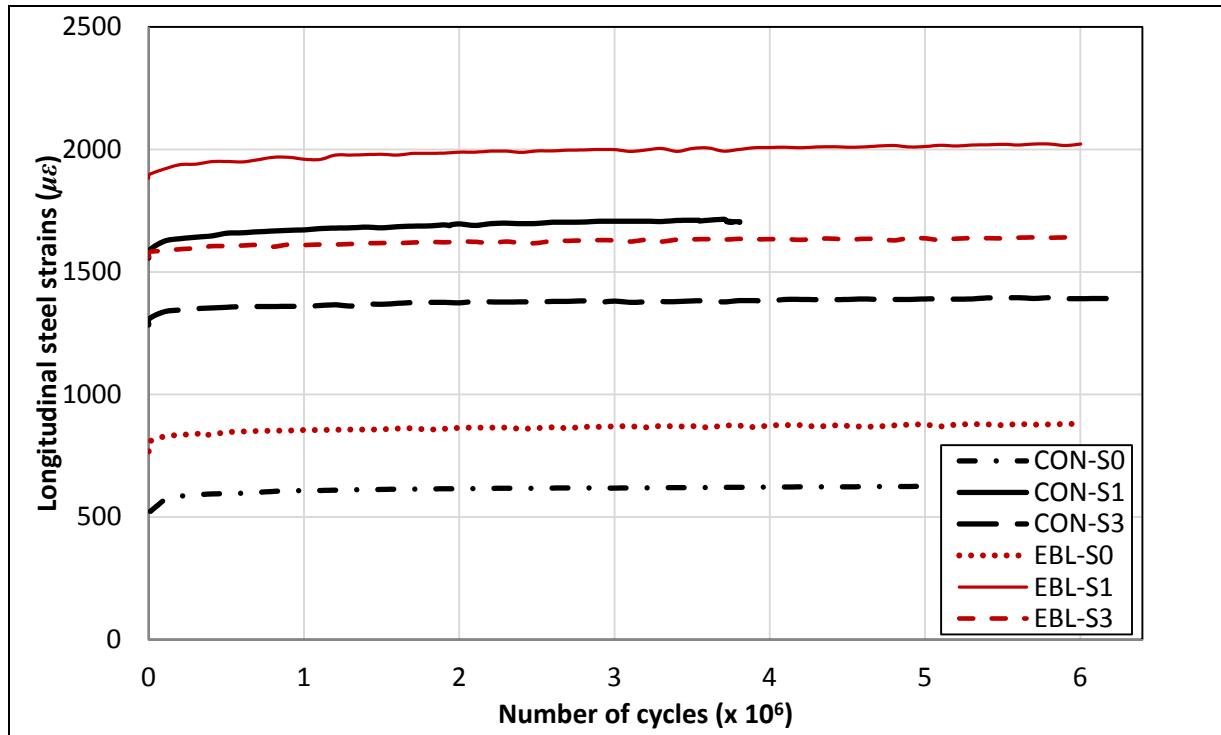


Figure 5.7 Longitudinal steel strain at the load point for P_{max}

For CON-S1, even if the longitudinal steel was heavily strained for P_{max} (1557 μ strains at first cycle to 1703 μ strains at last cycle before failure), the specimen failed in shear fatigue and not in flexure, and the strain remained quasi-constant during the 3.807M loading cycles. Moreover, the stress range corresponding to the first cycle ($\Delta\sigma_s = 143.7$ MPa) was greater than the upper limits of 125 MPa and 138 MPa specified by standards CSA S6 (2006) and ACI 215R (1974) respectively, but was within the upper limit of 162 MPa specified by AASHTO (2010) (Kim and Heffernan 2008) for fatigue limit-state design for (unstrengthened) RC members.

For the EBL specimens, the longitudinal strains were greater than those of the control specimens due to the extra fatigue loading imposed on the strengthened specimens to upgrade the service load (Figure 5.7). Note that specimen EBL-S1 did not fail in fatigue and endured 6 million cycles despite its high longitudinal-steel strain for P_{max} (1883 μ strains at first cycle to 2022 μ strains at 6 million cycles). In fact, the strain remained quasi-constant during 6 million cycles, even if the corresponding first-cycle stress range ($\Delta\sigma_s = 167.6$ MPa) exceeded the upper limits specified by the codes. This also holds true for specimen EBL-S3, where the longitudinal-steel strain for P_{max} varied from 1560 μ strains at the first cycle to 1643 μ strains at 6 million cycles, and the stress range in the first cycle corresponded to $\Delta\sigma_s = 137.7$ MPa.

(c) Strain in CFRP: The highest strain range in CFRP for EBL specimens in the first cycle was achieved by laminate EBL3 of EBL-S1 ($\Delta\varepsilon_{frp} = 423 \mu$ strains), whereas for specimens EBL-S3 and EBL-S0, the maximum values were 346 μ strains and 19 μ strains respectively (see locations of laminates in Figure 5.1). At 6 million loading cycles, the maximum measured strain range shifted to laminate EBL4 for EBL-S1 (570 μ strains) and remained in EBL3 for EBL-S3 (693 μ strains) and EBL-S0 (130 μ strains). The highest CFRP strains recorded for P_{max} were equal to 1090 μ strains in the first cycle and 2688 μ strains in the last cycle (Table 5.8). Note that for all the test specimens, the maximum strain and strain range measured in CFRP were in agreement with the maximum threshold values of 0.2% and 0.04% respectively (i.e., corresponding to the first cycle), as suggested by Czaderski and Motavalli (2004) for the L-shaped CFRP shear-strengthening system that they studied.

The measured CFRP strains versus the number of cycles for all test specimens are illustrated in Figure 5.8. The curves shown are typical of the measured CFRP strains and correspond to the crack gauges that measured the highest strains in the CFRP L-shaped laminates, as presented earlier. The response is characterized by a rapid increase in strain during the early cycles, followed by a stable region in which the strain remains relatively constant for more than 6 million fatigue loading cycles. The fact that no sign of failure due to debonding was

observed during the course of the test demonstrates that use of CFRP L-shaped laminates is a very effective shear-strengthening method for RC beams subjected to fatigue loading. Note that this observation is based on the laboratory conditions and on the variables examined in this research. Other parameters that can reduce bond strength, such as severe environmental effects, were not considered in this study. However, it must be recognized that the effect of FRP stiffness and applied fatigue loads may be of importance in fatigue performance, as highlighted in a study by Chaallal et al. (2010).

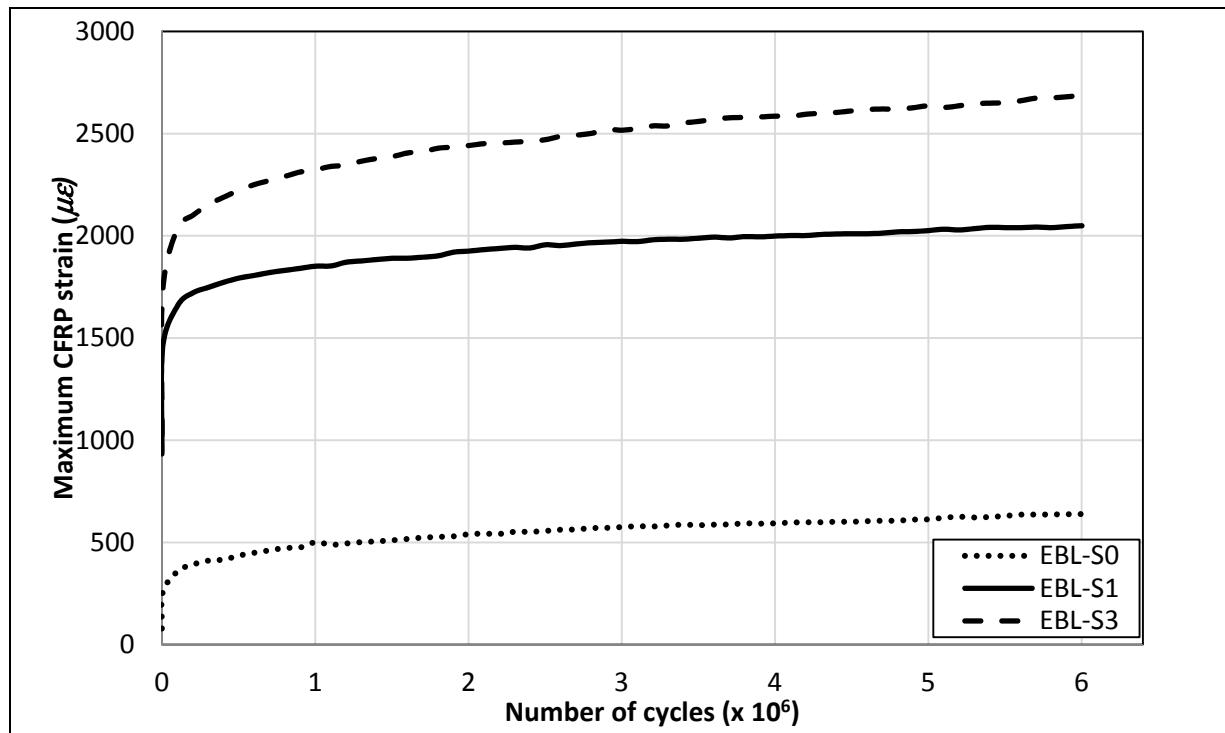


Figure 5.8 Maximum CFRP strain versus number of cycles for P_{max}

(d) Strain in the concrete struts: The maximum strains captured in the concrete struts for P_{max} were low and varied between 58 μ strains (CON-S0) and 320 μ strains (EBL-S1) in the first cycle and between 165 μ strains (CON-S0) and 606 μ strains (EBL-S1) in the last cycle (Table 5.8). The curves representing the strains in the concrete struts versus the number of cycles for all test specimens are shown in Figure 5.9. On the whole, the curves exhibit a trend similar to that shown by the deflection response. For specimen CON-S1, the erratic curve

observed was due to the load transfer from stirrup ST1, which ruptured at 1.9 million cycles (see Figure 5.6). However, the changes in the strut strain were not abrupt. This is attributed to the presence of transverse steel and its ability to redistribute to neighboring elements the loads that can no longer be supported by the failing components. It has been shown that the strain in concrete can increase dramatically and rapidly if fatigue failure occurs in specimens with no internal steel stirrups (Chaallal et al. 2010).

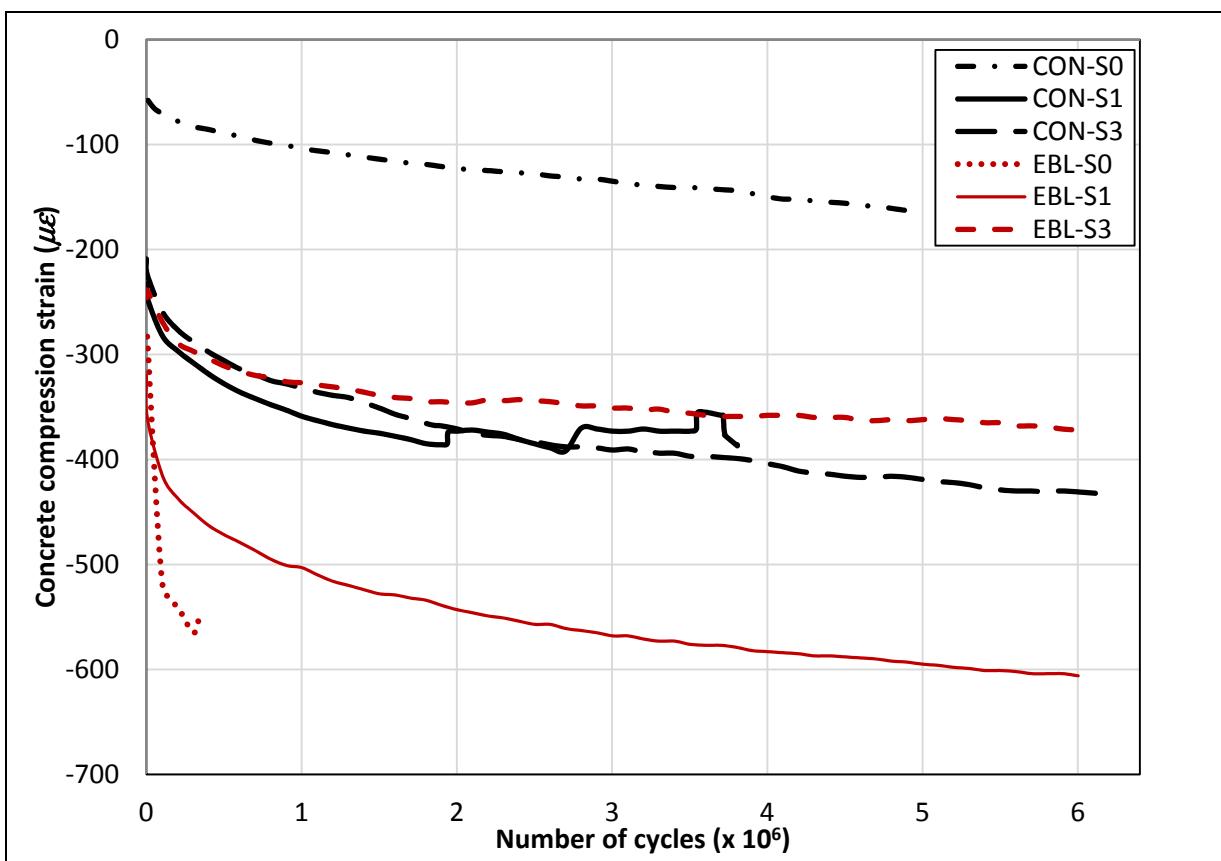


Figure 5.9 Concrete strut strain versus number of cycles for P_{max}

Note that the embedded diagonal strain gauge installed to measure the concrete strut strain in EBL-S0 specimen stopped functioning at about 340,000 cycles. It is observed that the strains in concrete struts are greater for strengthened specimens than for their corresponding control specimens due to their higher service load. In terms of stirrup spacing (S0 vs. S1 vs. S3), the

concrete compressive strains are greater when stirrups are present due to increased shear capacity and hence higher applied fatigue loading. In addition, the strut-strain ranges of series S1 specimens ($s = d/2$) showed greater (absolute) values than specimens of series S3 ($s = 3d/4$).

5.4.4 Cumulative fatigue degradation

Figure 5.10 presents the cyclic deflection response with the number of cycles at regular 0.5M cycle intervals. The purpose of this illustration is to visualize the evolution of stiffness degradation and the rate of damage and hence to obtain insight into cumulative fatigue damage as service life progresses. Cumulative degradation is an important aspect of strengthening because it impacts the serviceability of the strengthened beams.

In all specimens, most of the degradation took place in the first interval between the first and second loops (i.e., between the first cycle and 0.5 million cycles) and also in the last interval before failure (CON-S1). Therefore, this way of presenting cumulative degradation can also be an interesting tool to foresee imminent fatigue failure. Considering the steel-stirrup spacing effect (S1 vs. S3), it is apparent that Series S1 specimens (smaller stirrup spacing, hence greater stress range) experienced more cumulative damage than specimens of Series S3 (subjected to a lesser stress range).

Comparing the strengthened specimens to their corresponding control ones, it can be observed from Fig. 5.10 that the unstrengthened beams exhibited enhanced fatigue performance after they were strengthened in shear with EB-CFRP. This confirms the suitability of using the L-shaped laminate strengthening technique to extend the service life of existing RC structures subjected to fatigue loading. In fact, Table 5.9 shows that the fatigue life of EBL-S1 (which reached 6 million cycles with no failure) increased by at least 58% with respect to CON-S1 (which failed in shear fatigue at 3.807 million cycles), even if EBL-S1 was subjected to a greater fatigue loading (about an 8% increase). This increase in fatigue life was due to a decrease in the stirrup stress level, taking into account the stress redistribution between the EB FRP and the internal shear reinforcement. As for EBL-S3, it is

apparent that the loops were closer to each other and that the specimen behaved well by outperforming specimen CON-S3, despite the 14% increase in applied cyclic load (see Figure 5.10). Note that similar findings have been obtained by others, but for RC beams strengthened in flexure, i.e., with regard to the interaction between FRP and longitudinal-steel reinforcement (Aidoo et al. 2004; Heffernan and Erki 2004; Masoud et al. 2005; Toutanji et al. 2006). Moreover, the propagation of the crack patterns followed the same tendency as the cumulative degradation. Observations during the tests showed that all major cracks formed during the early stage of the fatigue cycles, with no significant changes in the crack pattern afterwards, particularly for specimens that endured more than 6 million cycles without failure. In addition, the crack patterns at rupture featured the same expected, commonly known planes of shear failure for slender RC beams tested in three-point bending. These planes corresponded to the zone of highest strain and stress where the gauges were already affixed. Note that similar observations were made elsewhere for RC beams strengthened in flexure (e.g., Brena et al. 2005; Gussenhoven and Brena 2005; Heffernan and Erki 2004; Quattlebaum et al. 2005; and Toutanji et al. 2006).

Table 5.9 Increase in fatigue life after EB FRP strengthening

Specimen	Maximum load, P_{max} (kN)	Increase in applied load (upgrading)	Number of cycles ($\times 10^6$)	Increase in ratio
CON-S1	237	-	3.807	-
EBL-S1	255	7.6 %	6.0 (no failure)	1.58 ^a

^abecause EBL-S1 did not fail in fatigue, the increase in its service life was at least 58 %

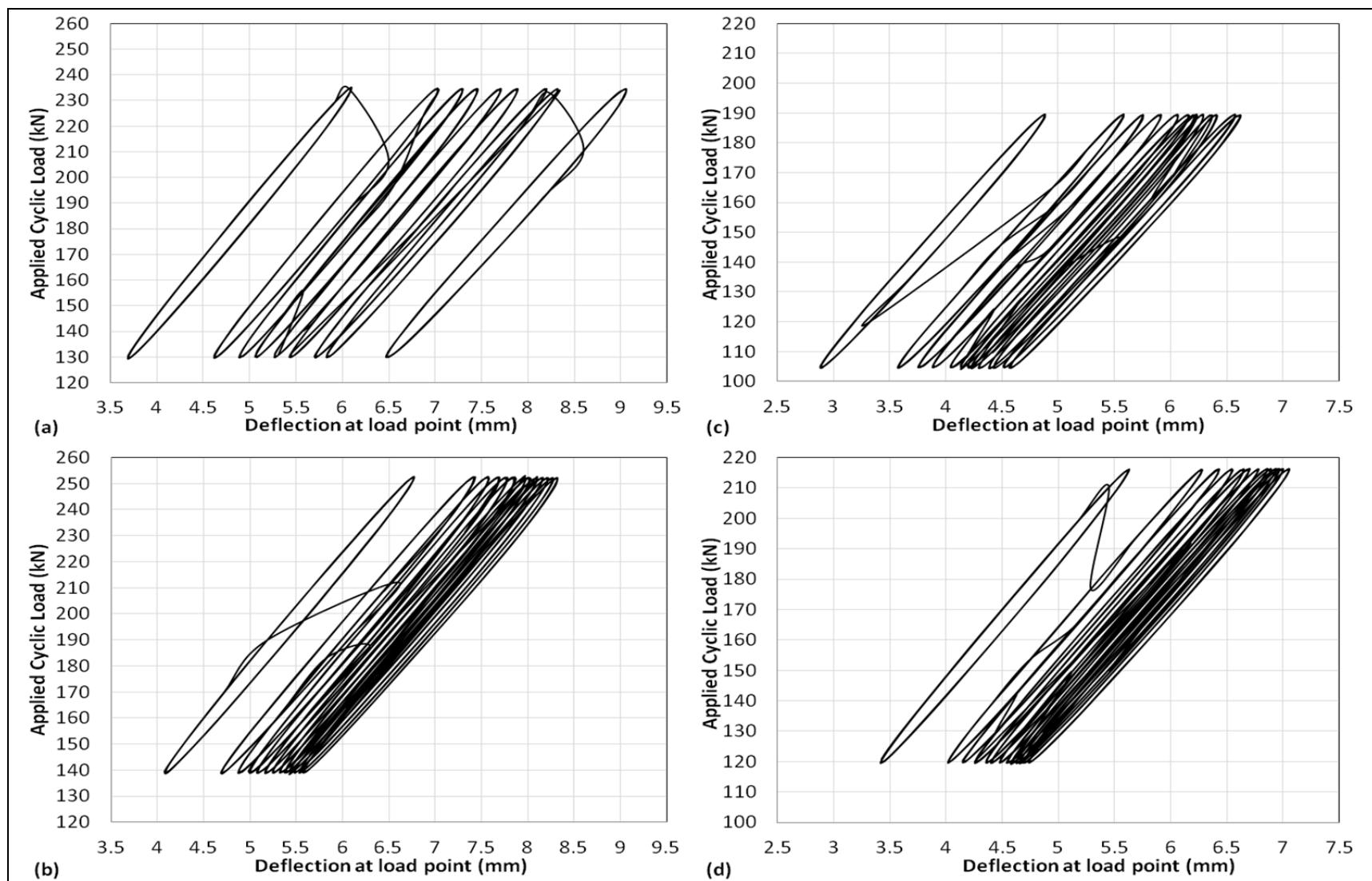


Figure 5.10 Deflection response at each 0.5 million cycles for specimens: (a) CON-S1; (b) EBL-S1; (c) CON-S3; (d) EBL-S3

5.4.5 Static test results (beams that underwent fatigue)

Table 5.10 summarizes the results from static tests on specimens that did not fail in fatigue. It presents successively the ultimate load attained at failure and the corresponding total shear resistance, the experimental resistance due to concrete, to transverse steel, and to CFRP, and the deflection observed at failure. Note that the values presented were derived on the basis of the following widely accepted assumptions: (i) the shear resistance due to concrete is the same whether or not the RC beam has been retrofitted in shear with FRP and whether or not the retrofitted beam has been reinforced in shear with transverse steel; and (ii) the contribution of transverse steel is the same for both retrofitted and non-retrofitted beams. The shear resistance due to concrete was calculated based on the results achieved for the control specimen with no steel-stirrups and no FRP reinforcement (CON-S0). The resistance due to transverse steel-reinforcement (S3 and S1 series) was determined by subtracting the total shear resistance of the control specimen with steel-stirrups (CON-S3 and CON-S1) from that of CON-S0 specimen. Whereas the CFRP contribution was obtained by subtracting the total shear resistance of the strengthened specimens from that of their corresponding control (unstrengthened) specimens.

Table 5.10 Static test results subsequent to fatigue loading

Specimen	Load at rupture (kN)	Total shear resistance (kN)	Resistance due to concrete (kN)	Resistance due to steel (kN)	Resistance due to CFRP (kN)	Gain due to CFRP (%)	Deflection at load point (mm)
CON-S0	147.6	97.8	97.8	0	0	0	4
CON-S3	348.0	230.5	97.8	132.7	0	0	12.6
EBL-S0	328.3	217.5	97.8	0	119.7	122.4	13.1
EBL-S1	455.5	301.7	97.8	NA	NA	NA	33.4
EBL-S3	468.1	310.1	97.8	132.7	79.6	34.5	50.8

NA = Not available (the value could not be derived because CON-S1 failed in fatigue)

The deflection responses of specimens under static loading are shown in Figure 5.11. The quasi-linear trend of most of the curves is typical of a shear failure test. A comparison of strengthened specimens with their corresponding control ones reveals no gain in stiffness due to CFRP L-shaped laminates. Nevertheless, the control specimens featured a slightly higher rigidity, as shown in the slopes of the deflection curves. This can be attributed to the fact that the strengthened specimens, under earlier fatigue tests, were subjected to higher cyclic loadings due to the increase in service load. Note that the CFRP-strengthened specimens with steel stirrups (i.e., EBL-S3 and EBL-S1) failed in shear by crushing of the concrete struts after a considerable yield plateau due to longitudinal-steel yielding, as evidenced by the curves featured in the load versus deflection diagram (see Figure 5.11). Thus, the addition of CFRP L-shaped laminates changed the shear failure mode from undesirable brittle to ductile behavior.

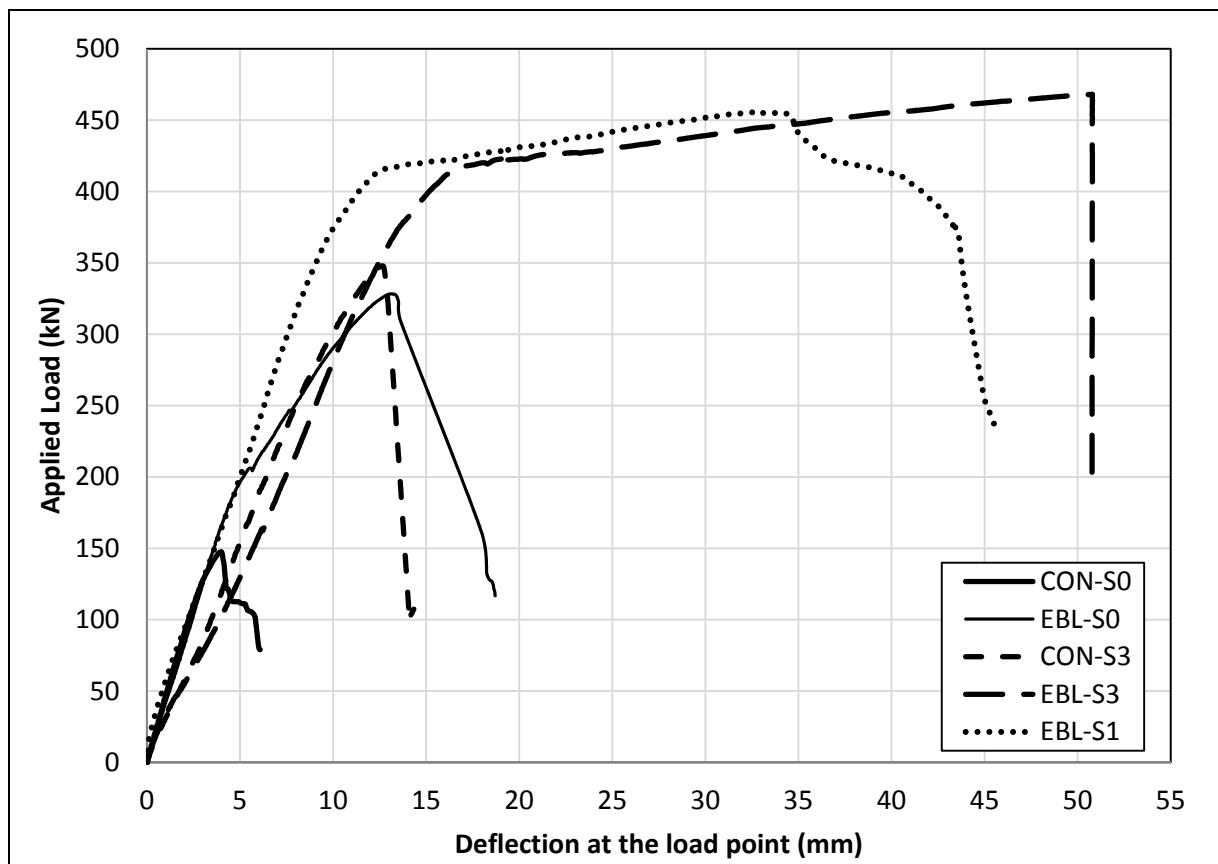


Figure 5.11 Deflection response for specimens under monotonic loadings

Comparison of the retrofitted beams with their corresponding control ones reveals an increase in beam shear capacity due to CFRP. In fact, Table 5.10 shows that the gain attributed to CFRP is 122.4% for EBL-S0 (from 97.8 kN for CON-S0 to 217.5 kN), whereas for EBL-S3, the gain is 34.5% (from 230.5 kN for CON-S3 to 310.1 kN). This demonstrates the potential of CFRP L-shaped laminates to enhance the shear performance of strengthened RC T-beams.

In addition, it is clear that the presence of transverse steel in strengthened beams resulted in a substantial reduction of the gain in shear resistance due to CFRP. Indeed, a comparison between specimens EBL-S3 and EBL-S0 (with the same amount of applied FRP material) showed that the presence of internal stirrups reduced the gain from 122.4% to 34.5% (from 119.7 kN to 79.6 kN). In other words, the contribution of CFRP did not increase the shear capacity of RC beams with stirrups at the same return ratio as for specimens with no stirrups. This confirms the existence of an interaction between transverse steel and EB-CFRP under static loading, as observed by other researchers since 2002 (Bousselham and Chaallal 2004; Chaallal et al. 2002; Pellegrino and Modena 2002), but not yet captured in the guidelines.

5.5 Conclusions

On the basis of the results of the present investigation, the following conclusions can be drawn:

1. Specimens strengthened in shear with CFRP L-shaped laminates behaved extremely well by outperforming their control counterparts. Despite the high fatigue loading they experienced, their performance demonstrated the feasibility of using this technique to extend the service life of RC beams subjected to fatigue loading for increased live load;
2. The overall response exhibited a typical trend of cumulative fatigue degradation, which was characterized by an accelerated rate of damage propagation during the early cycles, followed by a stable phase in which the damage accumulation slowed significantly;

3. Comparison of the stirrup strain ranges of unstrengthened specimens may provide a guideline for an upper limit of the stress range to avoid stirrup rupture by fatigue because no such limit has yet been recommended in the current codes and standards. Further investigations need to be performed for this purpose;
4. Considering the steel-stirrup spacing effect, it is apparent that Series S1 specimens experienced more cumulative damage than Series S3 specimens. However, this may be attributed to increased capacity and hence higher applied fatigue loading;
5. Comparison of strengthened RC beams with their corresponding unstrengthened ones reveals a decrease in steel-stirrup strains despite higher applied cyclic loads. This demonstrates the existence of an interaction and hence a stress redistribution between internal shear reinforcement and FRP under fatigue loading;
6. At failure, the measured maximum stress in transverse steel of CON-S1 represented 76% of its yield stress value. The ACI-440 guidelines state that the stress in longitudinal steel under fatigue service load should be limited to 80% of its yield stress. No specific recommendations were provided on stirrups, but a literature review indicates that the fatigue life of reinforcement is similar whether it is longitudinal tensile or transverse reinforcement;
7. Specimen EBL-S1 did not fail in flexure fatigue despite its high longitudinal-steel strain, and the strain remained quasi-constant during 6 million cycles, even though its first-cycle stress range exceeded the upper limits for fatigue limit-state design of (unstrengthened) RC beams as specified by standards CSA S6, ACI 215, and AASHTO LRFD;
8. The fact that no sign of failure due to debonding was observed during the course of the test clearly demonstrates the suitability of CFRP L-shaped laminate scheme for shear-strengthening RC beams subjected to fatigue loading;
9. The maximum strain ($1090 \mu\epsilon$) and strain range ($423 \mu\epsilon$) reached in CFRP are in agreement with the maximum threshold values of 0.2% and 0.04% suggested by Czaderski and Motavalli (2004) for the L-shaped CFRP shear-strengthening system;
10. The use of CFRP L-shaped laminates to shear-strengthen RC beams with steel stirrups changed the failure mode from brittle to ductile behavior under static loading;

11. The contribution of CFRP did not increase the shear capacity of retrofitted RC beams with steel stirrups at the same return ratio as for specimens with no stirrups, confirming thereby the existence of an interaction between transverse steel and EB-CFRP under static loading.

5.6 Acknowledgments

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT Research Team Project), and the Ministère des transports du Québec (MTQ) through operating grants is gratefully acknowledged. The authors thank Sika Canada Inc. (Pointe Claire, Quebec) for contributing to the cost of the materials. The efficient collaboration of John Lescelleur (senior technician) and Juan Mauricio Rios (technician) at ETS in conducting the tests is acknowledged.

CHAPITRE 6

CYCLIC PERFORMANCE OF RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH FRP COMPOSITES: SHEETS VERSUS LAMINATES

Georges El-Saikaly and Omar Chaallal

Department of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, QC, Canada H3C 1K3

Paper submitted for publication in Journal of Reinforced Plastics and Composites,
Sage Publications, January 2015.

6.1 Abstract

Much existing reinforced concrete (RC) civil infrastructure worldwide is in need of shear strengthening and rehabilitation. The use of externally bonded (EB) carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) sheets and laminates to strengthen deficient RC beams in shear is now an acceptable and cost-effective practice, particularly under static loads. However, due to its complexity, the cyclic (fatigue) behavior and performance of shear-strengthened beams is not fully documented. Recently, use of CFRP continuous sheets wrapped over the shear length for fatigue upgrade has been studied. This technique may present drawbacks related to surface preparation and FRP debonding. Therefore, when possible, prefabricated CFRP L-shaped laminates can be a cost-effective alternative because they require less surface preparation and do not peel off easily. The objective of this paper was to present the results of an experimental investigation that compared cyclic (fatigue) and static (post-fatigue) behavior of two EB CFRP techniques (sheets vs. laminates) for shear retrofit of RC T-beams. In total, six laboratory tests on full-size 4520 mm-long beams were conducted. The specimens were subjected to fatigue loading up to 6 million load cycles at a rate of 3 Hz. Specimens that sustained 6 million cycles were then tested monotonically up to failure. The variables examined in the paper were: (1) the EB CFRP strengthening scheme, and (2) the presence and ratio (spacing) of internal shear reinforcement. The test results confirmed the effectiveness of using EB CFRP shear-strengthening methods under cyclic loading. They

also revealed that the fatigue performance of RC T-beams strengthened with L-shaped laminates is significantly superior in extending fatigue life compared to corresponding T-beams strengthened with U-wrapped sheets.

List of Keywords: Shear Strengthening; Cyclic loading; CFRP; Sheets; Laminates; RC beams.

6.2 Introduction

Many RC bridges have either reached the end of their design service lives or were originally designed for live loads lower than those required in current design codes. As a result, many of these bridges are deficient in shear and are therefore in urgent need of strengthening or rehabilitation. These structures are usually subjected to cyclic loadings well below their static capacities. However, due to their repetitive nature, these cyclic loadings may increase the rate of damage of RC structures by accelerating crack propagation and stiffness loss due to cumulative fatigue degradation, compromising thereby the safety of the structure. This situation calls for the development of innovative and cost-effective strengthening techniques to enhance the fatigue service lives of existing RC structures.

CFRP advanced composites have been developed in recent decades, and their use for strengthening existing RC structures is now an accepted and well-documented technology. In particular, use of EB FRP in the form of fabrics (U-wrapped sheets) or plates (strip laminates) has gained in popularity for shear strengthening of RC beams. These FRP composites are generally applied externally on the side surfaces of RC beams to increase their shear resistance. Short-term behavior of CFRP shear-strengthened RC beams subjected to static loadings is well-documented both for experimental research and analytical design procedures, including EB FRP sheets, EB FRP laminates, and near-surface-mounted (NSM) FRP strips or rods (e.g., Bousselham and Chaallal 2004; 2006; 2013; Chaallal et al. 1998; Chaallal et al. 2002; Chen and Teng 2003b; De Lorenzis and Teng 2007; Dias and Barros 2012; Khalifa and Nanni 2000; Mofidi and Chaallal 2011a; 2014; Mofidi et al. 2012b; Mosallam and Banerjee 2007; Pellegrino and Modena 2002; Pellegrino and Vasic 2013;

Täljsten and Elfgren 2000). In addition to the standard straight CFRP plates, which are used mainly for flexural strengthening, prefabricated CFRP L-shaped laminates have been developed as a new shear strengthening technique that presents a potential alternative to current strengthening systems. Various tests have been performed to evaluate the feasibility of these prefabricated L-shaped laminates, but most of these were conducted under static loading (Chen and Robertson 2004; Czaderski 2002; Meier 1998; Mofidi et al. 2014a; Mofidi et al. 2014b).

Although a reasonable amount of research has been conducted on the long-term flexural behavior of structures strengthened with EB CFRP composites, research data on long-term shear behavior is very limited, particularly under fatigue. Very few investigations dealing with RC beams shear-strengthened with CFRP under fatigue have been performed to date (Bae et al. 2013; Chaallal et al. 2010; Czaderski and Motavalli 2004; El-Saikaly and Chaallal 2015a; El-Saikaly and Chaallal 2015b; Williams and Higgins 2008).

The conventional technique for installing FRP materials on a concrete surface is the manual wet lay-up method using a two-component adhesive. The externally bonded FRP technique may present some drawbacks related to surface preparation and FRP debonding. Such debonding generally occurs at crack locations or at FRP ends and is caused by stress concentrations and the low tensile strength of the concrete surface. FRP debonding can also occur due to vertical displacement of concrete caused by shear cracking under repeated loads. This may result in premature FRP debonding, which can result in brittle failure that limits the maximum FRP strain to a value well below its ultimate strength and hence limits the efficiency of the strengthening method. Exploratory studies have shown that if there were no obvious debonding at the FRP/concrete interface, the fatigue performance of strengthened RC beams could be enhanced. To understand more fully the long-term performance of structures strengthened in shear using such application techniques, more research is therefore needed.

Use of CFRP L-shaped laminates presents advantages over U-wrapped sheets. In fact, these laminates can be easily bonded to concrete surfaces, require less workmanship for concrete surface preparation, and have minimal effects on structural esthetics. In addition, strengthening using these techniques seems to be a good solution to bypass premature debonding because L-shaped laminates do not easily peel off, especially when they are embedded into the flange of RC T-beams within the slab.

This observation has been the main impetus to carry out the present experimental research study, which compares the fatigue and post-fatigue (static) performance and behavior of RC T-beams shear-strengthened using two EB CFRP application methods (U-wrapped sheets versus L-shaped laminates) and also, given the scarcity of experimental data, provides knowledgebase information that could be useful for research as well as for fatigue design using such strengthening techniques. The study considered a situation in which the FRP retrofit was intended to increase the original capacity of deficient RC beams due to an increase in projected applied load (i.e., use of CFRP to upgrade the service load). It focused on comparing the effectiveness of both EB CFRP systems in extending the service life of RC beams shear-strengthened for increased live load, as well as evaluating their shear contribution to load-carrying capacity under static loading.

6.3 Experimental program

Six laboratory test specimens obtained from full-size RC T-beams were investigated in this research study. They were subjected to fatigue loading up to 6 million load cycles. The specimens that underwent fatigue and sustained 6 million cycles were then tested monotonically to failure to measure their residual load-carrying capacity.

Table 6.1 presents the experimental program matrix for the test specimens. The specimens strengthened with one-ply EB CFRP U-wrapped sheets are labeled EBS, and the specimens strengthened with EB CFRP L-shaped laminates are labeled EBL. Each strengthening scheme consisted of three series for various steel stirrup ratios: series S0 included specimens with no steel stirrups, whereas series S1 and S3 consisted of specimens with transverse steel

reinforcement spaced at $s = d/2$ and $s = 3d/4$ respectively, where $d = 350$ mm is the effective depth of the beam cross section. For example, specimen EBL-S0 had no internal shear reinforcement and was strengthened with L-shaped laminates, whereas specimen EBS-S3 had steel stirrups spaced at $s = 3d/4$ and was strengthened with U-wrapped sheets.

Table 6.1 Experimental test specimens

Scheme	CFRP system	Series S0 (0 stirrup)	Series S1 ($s = d/2$)	Series S3 ($s = 3d/4$)
EBS	U-wrapped sheets	EBS-S0	EBS-S1	EBS-S3
EBL	L-shaped laminates	EBL-S0	EBL-S1	EBL-S3

6.3.1 Description of test specimens

The test specimens had a total length of 4,520 mm and a total height of 406 mm. Figure 6.1 presents details of the specimens (elevations, cross section, and strengthening schemes). The longitudinal steel reinforcement consisted of four M25 bars (diameter = 25.2 mm) laid in two layers at the bottom of the web (tension zone) and of six M10 bars laid in one layer at the top of the flange (compression zone). The transverse steel reinforcements were 8 mm in diameter (area = 50 mm²) and were spaced as described earlier for each series. The outer corners of the web were chamfered for all specimens. Two different EB CFRP shear-strengthening systems were used in this study: (i) unidirectional carbon-fiber sheets with a thickness of 0.38 mm for one-ply cured laminate sheet (impregnated with epoxy resin) and of 0.13 mm before saturation (thickness of the carbon fibers used for the sheet); and (ii) unidirectional carbon-fiber L-shaped laminates prefabricated by pultrusion in an epoxy matrix with 0-degree orientation, i.e., in the longitudinal direction of the pulling force on the L laminates. The laminates had a 90° bend with an inner radius of 25 mm, a width of 20 mm, and a thickness of 1.4 mm. The legs on both sides were shortened to fit the web properly, including full

embedding into the flange. Overall, the L-shaped laminates had dimensions of 400 mm (longer leg) \times 125 mm (shorter leg) \times 20 mm (width of laminate).

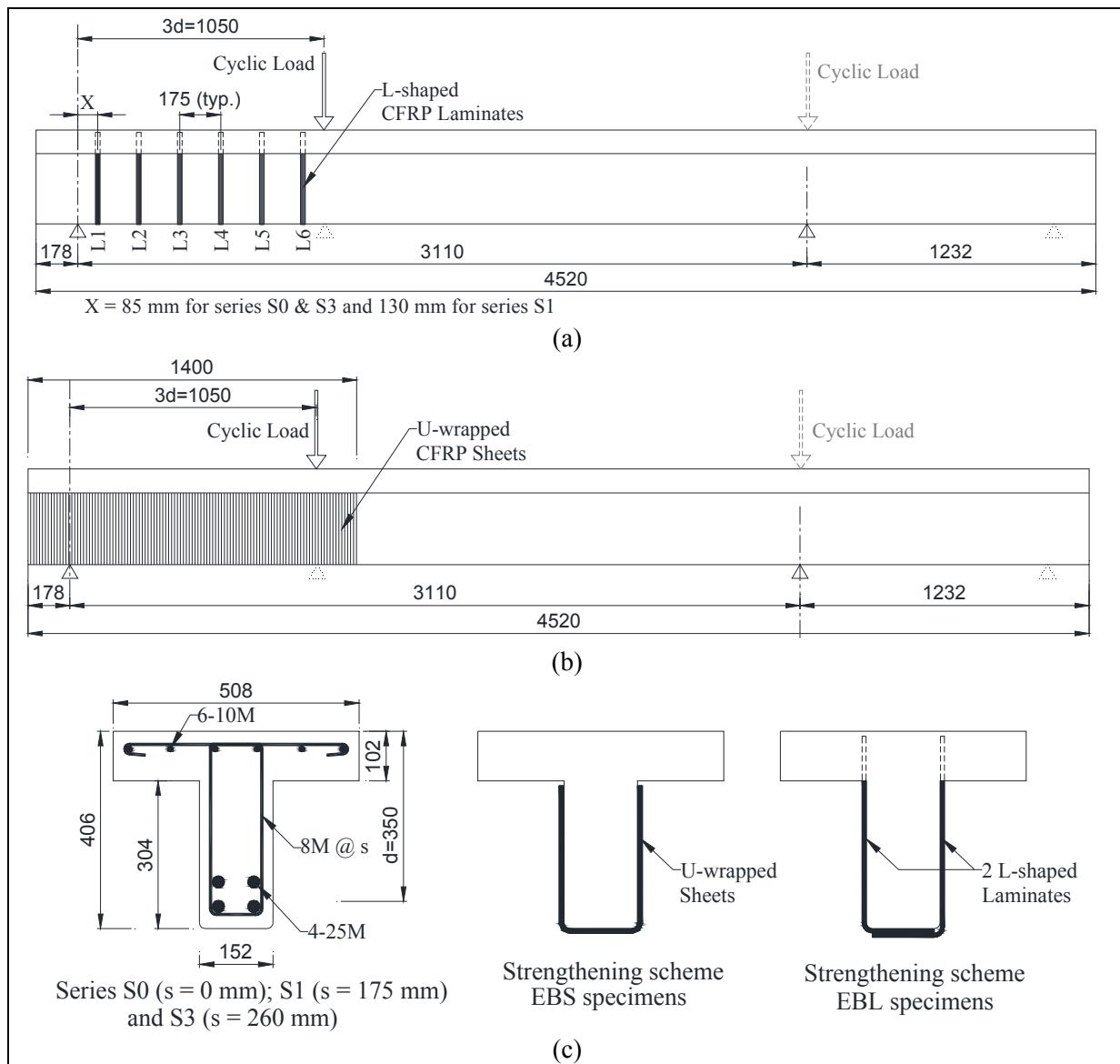


Figure 6.1 Details of specimens: (a) specimen configuration with L-shaped laminates; (b) specimen configuration with U-wrapped sheets; (c) cross-section and strengthening schemes (dimensions in mm)

6.3.2 Properties of materials and strengthening methods

A commercially available concrete, delivered to the laboratory by a local supplier, was used. A concrete compressive strength of 35 MPa on average was obtained by standard compression tests on 101 mm-diameter by 202 mm-height control cylinders. Table 6.2 summarizes the results obtained for the steel reinforcement used, which was tested in tension according to the ASTM A370-12a standard. Commercially available composite materials from Sika were used in this study, including CFRP fabric (SikaWrap Hex 230C) cured in conjunction with an impregnating epoxy resin (Sikadur 330), and pultruded CFRP L-shaped laminates (CarboShear L) externally bonded using an epoxy paste adhesive (Sikadur 30). Table 6.3 provides a summary of the mechanical properties of the CFRP systems used as provided by the manufacturer.

Table 6.2 Mechanical properties of steel reinforcements

# of bars	Yield stress f_y (MPa)	Yield strain ε_y ($\mu\epsilon$)	Modulus of elasticity E_s (GPa)
M25 (longitudinal)	470	2400	200
M8 (transversal)	640	3300	195

The concrete surface, adhesives, and CFRP systems were prepared according to the manufacturers' specifications. Before applying the sheets onto EBS specimens, the concrete surface was roughened by sandblasting until the aggregates were exposed and then cleaned to remove any dust. An epoxy resin coating was applied directly onto the prepared substrate using a trowel. The one-ply CFRP sheets were then placed onto the resin coating, extending continuously along the shear span in U-wrap shapes around the web (at the lateral faces and the beam's soffit), using a wet lay-up procedure. The direction of the carbon fibers was perpendicular to the longitudinal axis of the specimen. Entrapped air pockets were removed using a plastic laminating roller.

Table 6.3 Mechanical properties of CFRP systems

CFRP system ^a	Properties of CFRP				Properties of epoxy adhesives		
	Tensile strength f_{frpu} (MPa)	Tensile modulus E_{frp} (GPa)	Tensile elongation ε_{frpu} (%)	Thickness t_{frp} (mm)	Bond strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)	Elongation at break (%)
U-wrapped sheets ^b	894	65	1.33	0.38	30	3.8	1.5
L-shaped laminates	2,250	120	1.9	1.40	24.8	4.5	1.0

^a The CFRP sheets are made of SikaWrap Hex 230C with impregnating epoxy resin Sikadur 330. The L laminates are made of CarboShear L with epoxy paste adhesive Sikadur 30.

^b The properties of CFRP sheets are for carbon-fibers impregnated with the epoxy resin (cured laminate properties).

For EBL specimens, CFRP L-shaped laminates were applied transversally (perpendicular to the longitudinal axis of the beam) in intermittent strips spaced at 175 mm. The following installation steps were implemented: (i) the locations of the laminates along the shear span were identified using plastic tapes; (ii) sandblasting was then performed at these locations; (iii) 100 mm-deep grooves with a cross section of 31.8 mm × 12.7 mm spaced at 175 mm were perforated throughout the flange on both sides at the intersection with the beam's web; (iv) the grooves were filled with epoxy adhesive, and a thin layer was applied onto the prepared test zone; (v) the L-shaped laminates were then fully embedded into the flange and epoxy-bonded to both sides of the web. The short legs of each two opposing L shapes were overlapped onto the soffit of the specimen to form a U-wrap envelope around the web at one cross section (see Figure 6.1c).

6.3.3 Test setup and procedure

The specimens were subjected to fatigue loading up to 6 million load cycles. Those specimens that sustained 6 million cycles were then tested monotonically up to failure. Each side of the beam was tested in three-point bending. The type of loading was chosen to make it possible to perform two tests on each beam: (i) one beam end zone was first tested, keeping the other overhung and unstressed; and (ii) the other beam end zone was tested, but this time,

the end zone already tested was overhung and unstressed (see Figure 6.1(a and b)). The test specimens were of slender type with a shear span-to-depth ratio $a/d = 3$.

All specimens were loaded at a frequency rate of 3 Hz. The applied cyclic loading ranged between 35% and 65% of ultimate load resistance (P), which corresponded to the total shear resistance of the specimen under study (i.e., including the contribution of CFRP). Therefore, all specimens were subjected to the same percentage of their ultimate load-carrying capacity as obtained from identical specimens tested in previous work under static loading by Chaallal et al. (2011). These upper and lower limits, P_{min} and P_{max} , evolved with respect to a mean value, P_{mean} , estimated at 50% of ultimate, which corresponded to passage of a standard vehicle at a crawling speed. They are given as a function of the dynamic load allowance (DLA) by $P_{min} = P_{mean} (1-DLA)$ and $P_{max} = P_{mean} (1+DLA)$, where a value of 0.3 was assumed for DLA as required by the CSA-S6-06 standard. These values were determined on the basis of common service-load conditions that an RC structure like a bridge might experience during its service life. Similar stress levels have been used in other research studies (e.g., Czaderski and Motavalli 2004; Rosenboom and Rizkalla 2006; Ekenel and Myers 2009; Chaallal et al. 2010). Table 6.4 presents the upper and lower applied cyclic loads for each test specimen. As for the post-fatigue static tests, they were monotonically performed under displacement control conditions at a rate of 2 mm/min.

Table 6.4 Loading conditions

Specimen	Load at rupture ^a P (kN)	Applied cyclic load (kN)		
		Maximum P_{max} (65%)	Minimum P_{min} (35%)	Load range ΔP (30%)
EBS-S0 & EBL-S0	196	127	69	58
EBS-S1 & EBL-S1	393	255	137	118
EBS-S3 & EBL-S3	335	218	118	100

^a Loads taken from identical specimens tested only under static loading.

6.3.4 Instrumentation

The vertical displacement of the specimens was measured using 100 mm-long linear displacement sensors located under the applied load. The longitudinal steel reinforcement was instrumented with a strain gauge at the location where the load was applied. Strain gauges were also affixed to the stirrups located in the loading zone along the anticipated plane of shear failure. The strains experienced by the CFRP materials were measured using crack gauges as displacement sensors. These crack gauges were fixed vertically onto the lateral faces at the same positions (along the longitudinal axis) as the strain gauges on the steel stirrups for EBS specimens, and onto each L-shaped laminate for EBL specimens. The arrangement of steel stirrups and the locations of strain and crack gauges are shown in Figure 6.2.

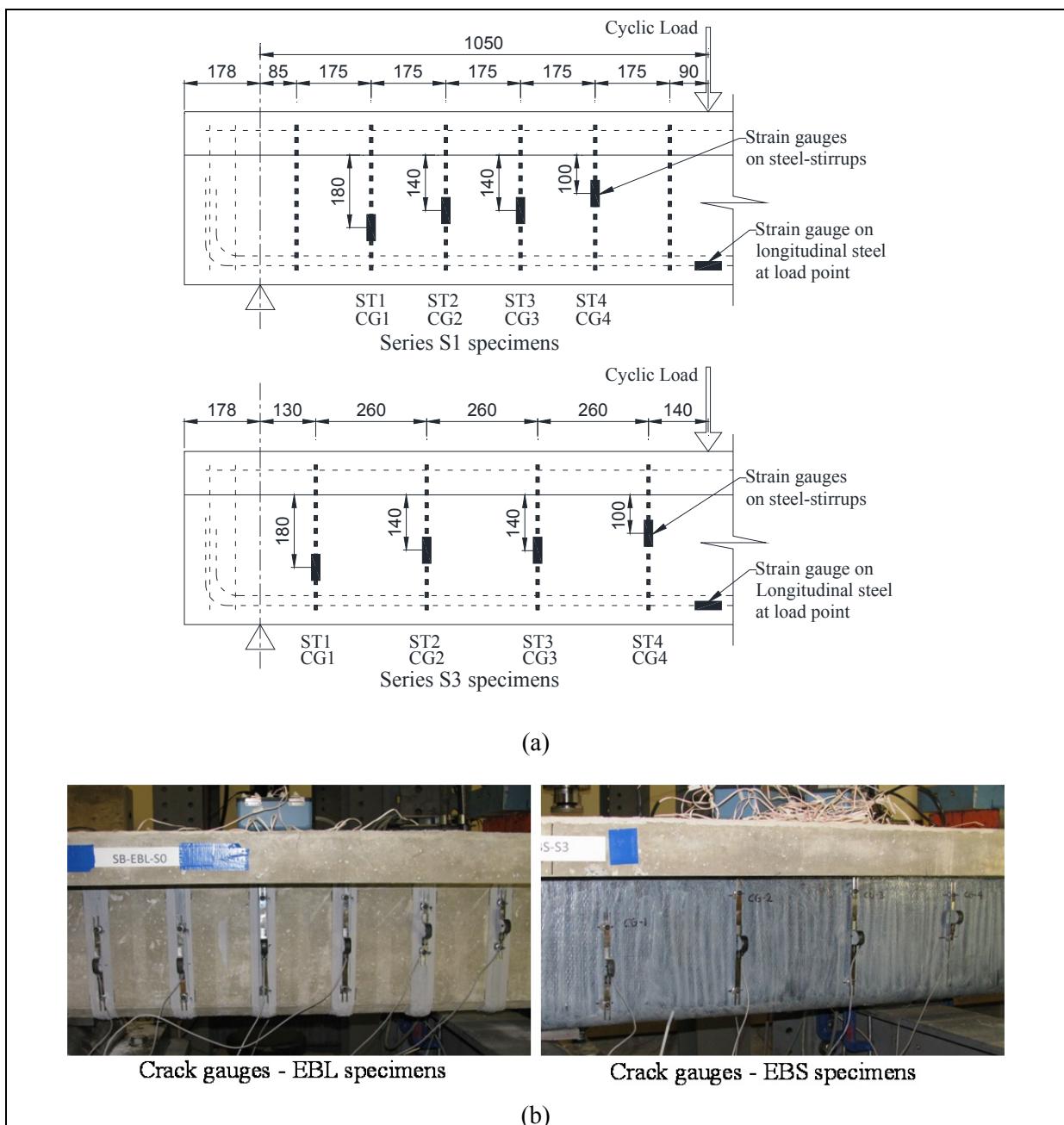


Figure 6.2 Test setup: (a) locations of steel-stirrups and strain gauges; (b) locations of crack gauges (dimensions in mm)

6.4 Experimental test results: analysis and discussion

The experimental results obtained from the fatigue tests and the post-fatigue static tests (for those specimens that underwent and sustained 6 million fatigue cycles) are presented in terms of the mode of failure, the load versus deflection relationship, and the strain response experienced by the different components. The results are discussed in terms of the presence and spacing of steel stirrups, as well as the effectiveness of the EB CFRP strengthening technique with L-shaped laminates or U-wrapped sheets in extending the fatigue service life of RC beams under cyclic loading. Comparisons with recommended design code limits and perspectives for design practice will also be discussed. Experimental results from static tests will be discussed in terms of the efficiency of the strengthening system, the gain in shear resistance due to CFRP, and the effects of CFRP-to-concrete width ratio and CFRP rigidity.

6.4.1 Failure modes

The failure modes under fatigue and post-fatigue static tests for all specimens are provided in Table 6.5. The number of cycles attained in fatigue tests and the ultimate loads reached in static tests are also given. Failure modes and crack patterns at rupture of test specimens are shown in Figure 6.3.

Table 6.5 Failure modes for fatigue and subsequent static tests

Specimen	Fatigue tests		Static tests ^a	
	Number of cycles (x10 ³)	Failure mode	Load at rupture (kN)	Failure mode
EBS-S0	6,000	No failure	208.7	Shear
EBS-S1	5,026	Flexure	-	-
EBS-S3	5,621	Flexure	-	-
EBL-S0	6,000	No failure	328.3	Shear
EBL-S1	6,000	No failure	455.5	Shear
EBL-S3	6,000	No failure	468.1	Shear

^a For specimens that underwent fatigue and sustained 6 million cycles.

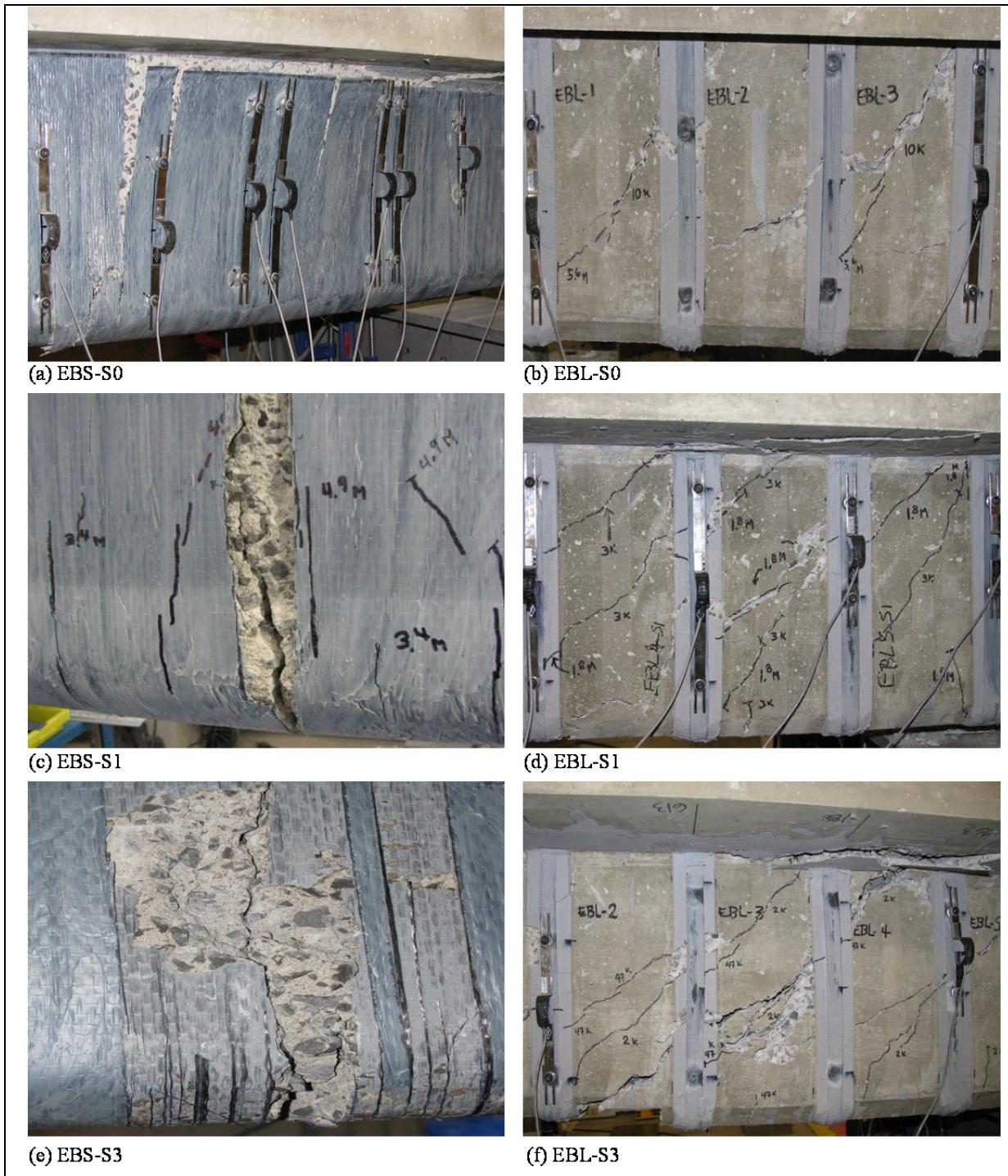


Figure 6.3 Failure modes and crack patterns at rupture of test specimens

The two EBS specimens with steel stirrups, i.e., EBS-S1 and EBS-S3, exhibited a similar primary flexural mode of failure, due to the fatigue of longitudinal steel reinforcement, rather than shear failure (Figure 6.3(c and e)). Yielding of the longitudinal steel was evident by the strain measurements, but was also indicated by the recorded deflections at the load application point, as discussed below in the corresponding sections. Indeed, the longitudinal reinforcing bars in EBS-S1 yielded at 4.35 million cycles and the complete failure of the beam occurred at 5.026 million cycles. For EBS-S3, the longitudinal reinforcing bars yielded at 5.47 million cycles and the specimen ruptured at 5.621 million cycles. Both specimens collapsed suddenly by rupture of the outer layer of the reinforcing bars in the tension zone under the load application point, as shown in Figure 6.4a. This is attributed to the relatively high stress range measured at the first cycle ($\Delta\sigma_s = 151$ MPa for EBS-S1 and 133 MPa for EBS-S3). In other words, these specimens were tested at a cyclic load range which exceeded the fatigue service load level. Flexural cracks were initiated at the bottom of the beam's web (tension zone) under the load application point, and then propagated to the top of the beam as the number of cycles increased (Figure 6.4b). It may be instructive to note that no significant major shear cracks occurred during the course of fatigue loading, and hence no yielding or rupture of steel stirrups was observed in these specimens before failure. The only noticeable difference in failure mechanism between the two specimens is that the fatigue service life of EBS-S3 was longer than EBS-S1 (5.621 versus 5.026 million cycles). This may be attributed to the higher applied load range for series S1 specimens, due to increased shear capacity and hence higher level of cyclic loading. However, the flexure fatigue failure of EBS-S1 was more ductile compared to the failure of EBS-S3. In fact, EBS-S1 sustained an additional 675,000 cycles after yielding of the longitudinal steel, whereas EBS-S3 resisted only 150,000 cycles after steel yielding. The increase in the amount of transverse steel in the strengthened RC beams resulted in an enhanced ductile behavior, even if higher cyclic loading was applied. Specimen EBS-S0 did not fail in fatigue, but rather in shear under static loading by concrete crushing after debonding of the CFRP sheet (Figure 6.3a).

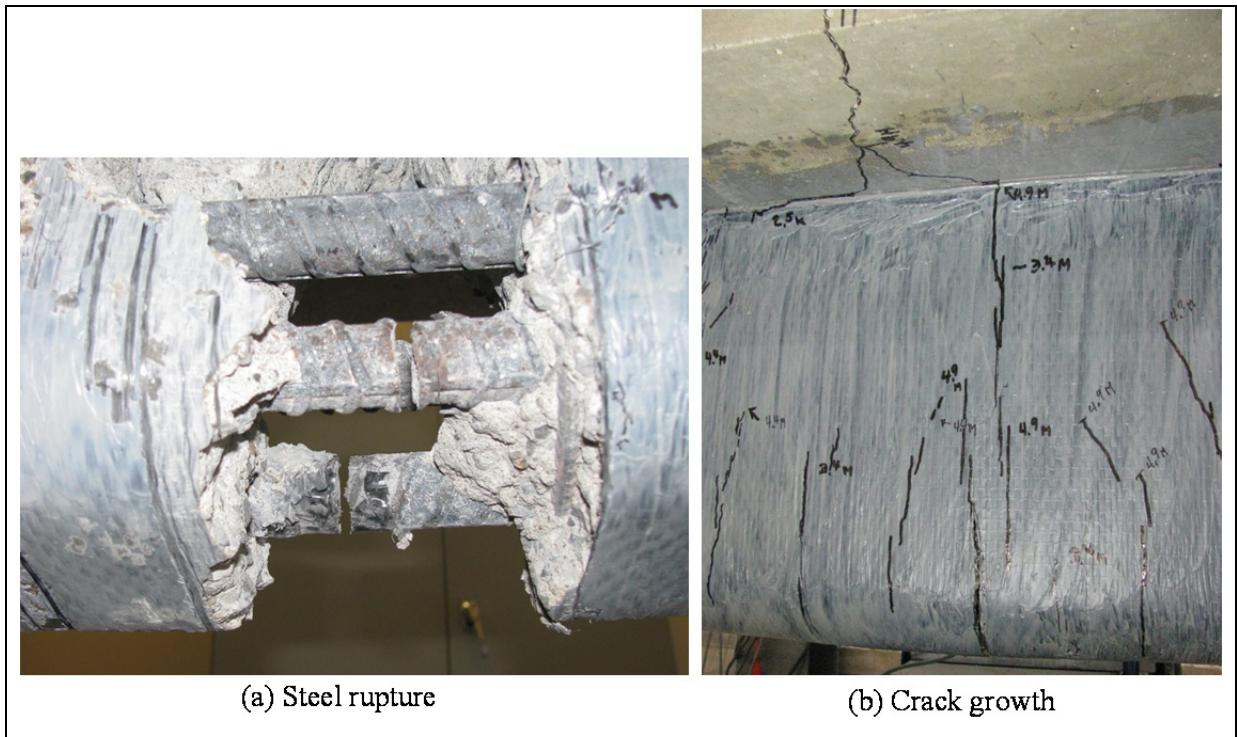


Figure 6.4 Flexure fatigue failure of EBS-S1: (a) longitudinal steel rupture (after removal of concrete); (b) crack growth at load point before ultimate failure

The EBL specimens did not fail in fatigue and sustained 6 million cycles. It was observed that EBL-S1 and EBL-S3 did not fail in flexure fatigue despite their high longitudinal steel stress range at the first cycle ($\Delta\sigma_s = 168$ MPa for EBL-S1 and 137 MPa for EBL-S3), which exceeded the stress values obtained for EBS-S1 and EBS-S3 respectively under the same applied cyclic loads. This could have been due to better confinement provided by the CFRP L-shaped laminates, which would demonstrate the suitability of this shear-strengthening technique in enhancing the fatigue behavior of RC T-beams. No yielding or rupture of steel stirrups occurred in these specimens during the fatigue tests. Consequently, the EBL specimens failed under static loading in shear failure mode (concrete strut crushing) (Figure 6.3(b, d and f)). Note that the EBL specimens with steel stirrups exhibited a considerable yield plateau due to yielding of the longitudinal steel, accompanied by yielding of the transverse steel and followed by a major shear crack. No debonding of CFRP L-shaped laminates was observed in EBL specimens before they reached ultimate failure.

Comparison between EBS and EBL specimens, where both were subjected to the same loading conditions, revealed that strengthening with CFRP L-shaped laminates was more effective than strengthening with U-wrapped sheets in extending specimen service life. In fact, the results demonstrated that the service life of EBL-S1 was increased by at least 20% compared to EBS-S1. Similarly, the service life of EBL-S3 was increased by at least 7% compared to EBS-S3. Note that, despite the flexure fatigue failure experienced by EBS-S1 and EBS-S3, shear strengthening with CFRP sheets was nevertheless efficient because both specimens endured more than 5 million cycles in a very high stress range. However, in RC beams shear-strengthened with CFRP sheets to upgrade their service load, the longitudinal steel may be the weakest link and should be looked at with caution, particularly for extending the service life, where it may govern the upper limit of the projected capacity.

6.4.2 Fatigue behavior under cyclic loading

The overall behavior of the specimens during the fatigue tests illustrated a typical damage accumulation trend for fatigued RC beams. In fact, all specimens exhibited an accelerated rate of damage propagation during early cycles, characterized by an initial increase in deflection and strain in all components. This was followed by a stable phase, characterized by a gradual progression of deflection and strain responses, in which damage accumulation slowed significantly during cyclic loading. However, for the specimens that failed in fatigue, this stable phase extended up to the last, very short phase just before imminent failure, when a sudden increase in deflection and strain occurred.

Deflection response

The deflection measurements under the load application point at the first and last loading cycles for all specimens are provided in Table 6.6. The deflection range, $\Delta\delta$, corresponding to maximum minus minimum applied fatigue load ($P_{max} - P_{min}$), is also provided in this table.

Figure 6.5 presents the variation of the deflection response for the maximum applied load (P_{max}) with increasing number of cycles. As shown, all specimens exhibited an initial

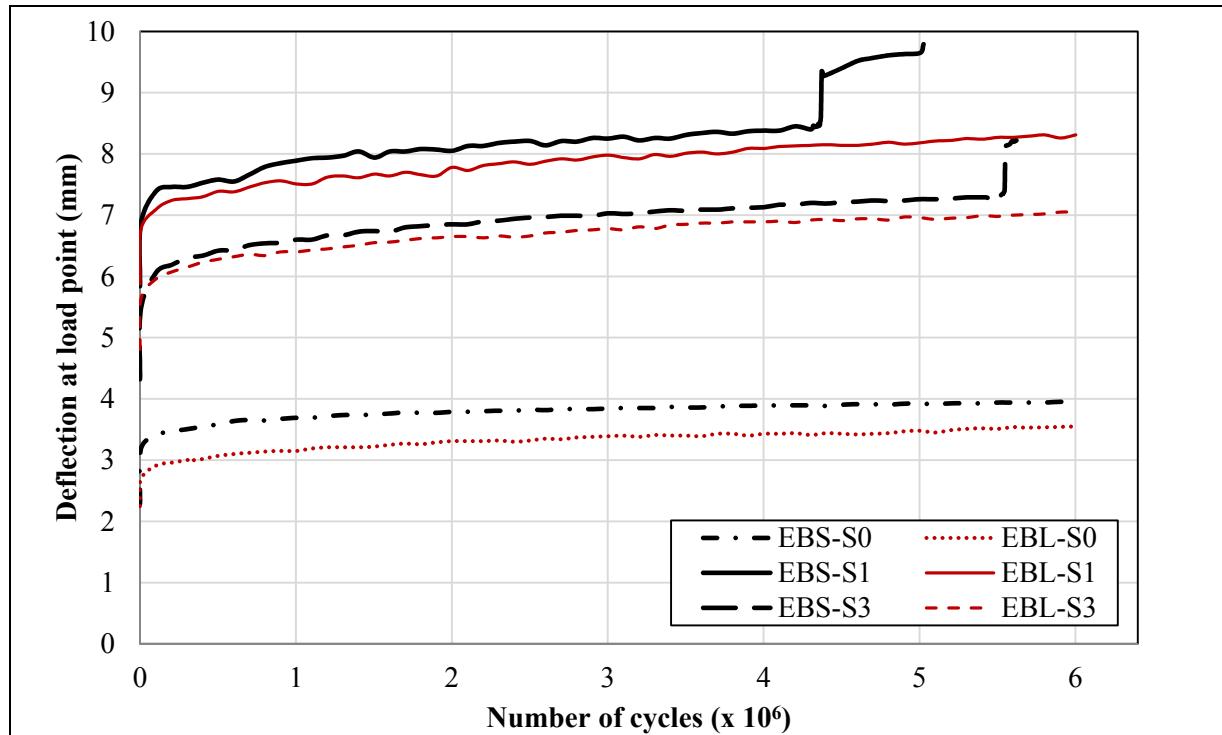
increase in deflection during the early cycles, followed by a stable phase in which the deflection progressed gradually with increasing number of cycles. For specimens EBS-S1 and EBS-S3 that failed in flexure fatigue, their deflection response exhibited a sudden increase due to yielding of the longitudinal steel before failure. For instance, the deflection of EBS-S1 increased suddenly from 8.45 mm to 9.35 mm at 4.35 million cycles, whereas EBS-S3 exhibited an abrupt increase from 7.31 mm to 8.12 mm at 5.47 million cycles.

It can be observed that the specimens strengthened with L-shaped laminates behaved extremely well by outperforming those strengthened with U-wrapped sheets. Indeed, the EBL specimens followed almost the same trends, but attained lower deflections than their corresponding EBS specimens during the fatigue tests, confirming the suitability of CFRP strengthening for this application category. For instance, specimen EBL-S3 exhibited an increase in maximum deflection from 4.81 mm (deflection range $\Delta\delta = 1.95$ mm) in the first cycle to 6.28 mm at 0.5 million cycles to reach 7.05 mm ($\Delta\delta = 2.31$ mm) at 6 million cycles; this represents a 47% total increase, starting with a 31% initial increase during the first 0.5 million cycles. In contrast, for specimen EBS-S3, under the same loading conditions, the maximum deflection increased from 4.32 mm ($\Delta\delta = 1.67$ mm) in the first cycle to 6.42 mm at 0.5 million cycles to reach 8.22 mm ($\Delta\delta = 2.46$ mm) before ultimate failure at 5.621 million cycles; this represents a 90% total increase and clearly reflects severe degradation of beam stiffness; the initial increase during the first 0.5 million cycles alone was 49%. This demonstrates the greater efficiency of L-shaped laminates in shear strengthening under fatigue loading compared to U-wrapped sheets. However, it is worth mentioning that despite the fatigue failure experienced by certain EBS specimens, they endured more than 5 million cycles and behaved well in a very high applied cyclic load range. This confirms the effectiveness of EB CFRP sheets in enhancing the fatigue behavior of RC beams shear-strengthened for increased live load.

Table 6.6 Deflection measurements at load point under fatigue loading

Specimen	first cycle (mm)			last cycle (mm)		
	P_{min}	P_{max}	$\Delta\delta$	P_{min}	P_{max}	$\Delta\delta$
EBS-S0	1.31	2.29	0.98	2.72	3.96	1.24
EBS-S1	3.47	5.84	2.37	6.84	9.79	2.95
EBS-S3	2.65	4.32	1.67	5.76	8.22	2.46
EBL-S0	1.45	2.25	0.8	2.44	3.55	1.11
EBL-S1	3.47	5.88	2.41	5.57	8.31	2.74
EBL-S3	2.86	4.81	1.95	4.74	7.05	2.31

$\Delta\delta$ = Deflection range corresponding to $(P_{max} - P_{min})$.

Figure 6.5 Deflection at the load point for P_{max} : EBS vs. EBL specimens

Strain responses

The maximum recorded strains for the maximum applied load P_{max} in steel stirrups, longitudinal steel, and CFRP at the first and last loading cycles are presented in Table 6.7. Ratios of maximum measured strains over their ultimate strength in all components are also provided in this table. The increases in strain and stress ranges corresponding to $(P_{max} - P_{min})$ during the fatigue tests are presented in Table 6.8.

Table 6.7 Increase in strains during fatigue tests
for the maximum applied load P_{max}

	Maximum strain at the first cycle (μ strains)						Maximum strain at the last cycle (μ strains)					
	ε_{str}	$\varepsilon_{str}/\varepsilon_y$	ε_s	$\varepsilon_s/\varepsilon_y$	ε_{frp}	$\varepsilon_{frp}/\varepsilon_{frpu}$	ε_{str}	$\varepsilon_{str}/\varepsilon_y$	ε_s	$\varepsilon_s/\varepsilon_y$	ε_{frp}	$\varepsilon_{frp}/\varepsilon_{frpu}$
EBS-S0	n/a	n/a	740	0.31	160	0.012	n/a	n/a	880	0.37	1470	0.11
EBS-S1	1130	0.34	1710	0.71	1030	0.077	1860	0.56	4320 ^a	1.80	2430	0.18
EBS-S3	660	0.20	1500	0.63	450	0.034	1510	0.46	4000 ^a	1.67	1570	0.12
EBL-S0	n/a	n/a	770	0.32	80	0.004	n/a	n/a	880	0.37	640	0.03
EBL-S1	1380	0.42	1880	0.78	1090	0.057	1620	0.49	2020	0.84	2050	0.11
EBL-S3	1010	0.31	1560	0.65	1020	0.054	1470	0.45	1640	0.68	2690	0.14

n/a: not applicable; ^a Maximum values measured before rupture of gauges; ε_{str} = strain in steel stirrup; ε_s = strain in longitudinal steel; ε_{frp} = strain in CFRP.

Table 6.8 Increase in strain and stress ranges corresponding to $(P_{max}-P_{min})$ during fatigue tests

	Maximum strain and stress ranges at the first cycle					Maximum strain and stress ranges at the last cycle				
	$\Delta\varepsilon_{str}$ ($\mu\epsilon$)	$\Delta\sigma_{str}$ (MPa)	$\Delta\varepsilon_s$ ($\mu\epsilon$)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\varepsilon_{frp}$ ($\mu\epsilon$)	$\Delta\varepsilon_{str}$ ($\mu\epsilon$)	$\Delta\sigma_{str}$ (MPa)	$\Delta\varepsilon_s$ ($\mu\epsilon$)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta\varepsilon_{frp}$ ($\mu\epsilon$)
EBS-S0	n/a	n/a	320	63	20	n/a	n/a	320	63	310
EBS-S1	500	97	770	151	360	810	157	1130 ^a	221	570
EBS-S3	210	41	680	133	160	450	87	1090 ^a	213	420
EBL-S0	n/a	n/a	340	67	20	n/a	n/a	350	69	130
EBL-S1	660	128	860	168	420	720	140	830	163	570
EBL-S3	530	103	700	137	350	750	145	710	139	690

n/a: not applicable; ^aMaximum values measured before rupture of gauges

(a) Strain in transverse steel: Figure 6.6a represents, for all test specimens, the strain response in the steel stirrups for maximum applied load P_{max} versus number of loading cycles. The curves shown are typical of the maximum strains measured in stirrups that experienced the highest strain range, mainly stirrup ST2 (see Figure 6.2 for locations). It is apparent that the strain in the steel stirrups for all specimens increased with number of loading cycles. Moreover, stirrup strain levels increased as stirrup spacing decreased, which can be attributed to increased shear capacity and hence higher applied loads (17% increase in cyclic loading for series S1 compared to series S3 specimens). This held true during the whole course of the fatigue tests, from the first to the last loading cycles.

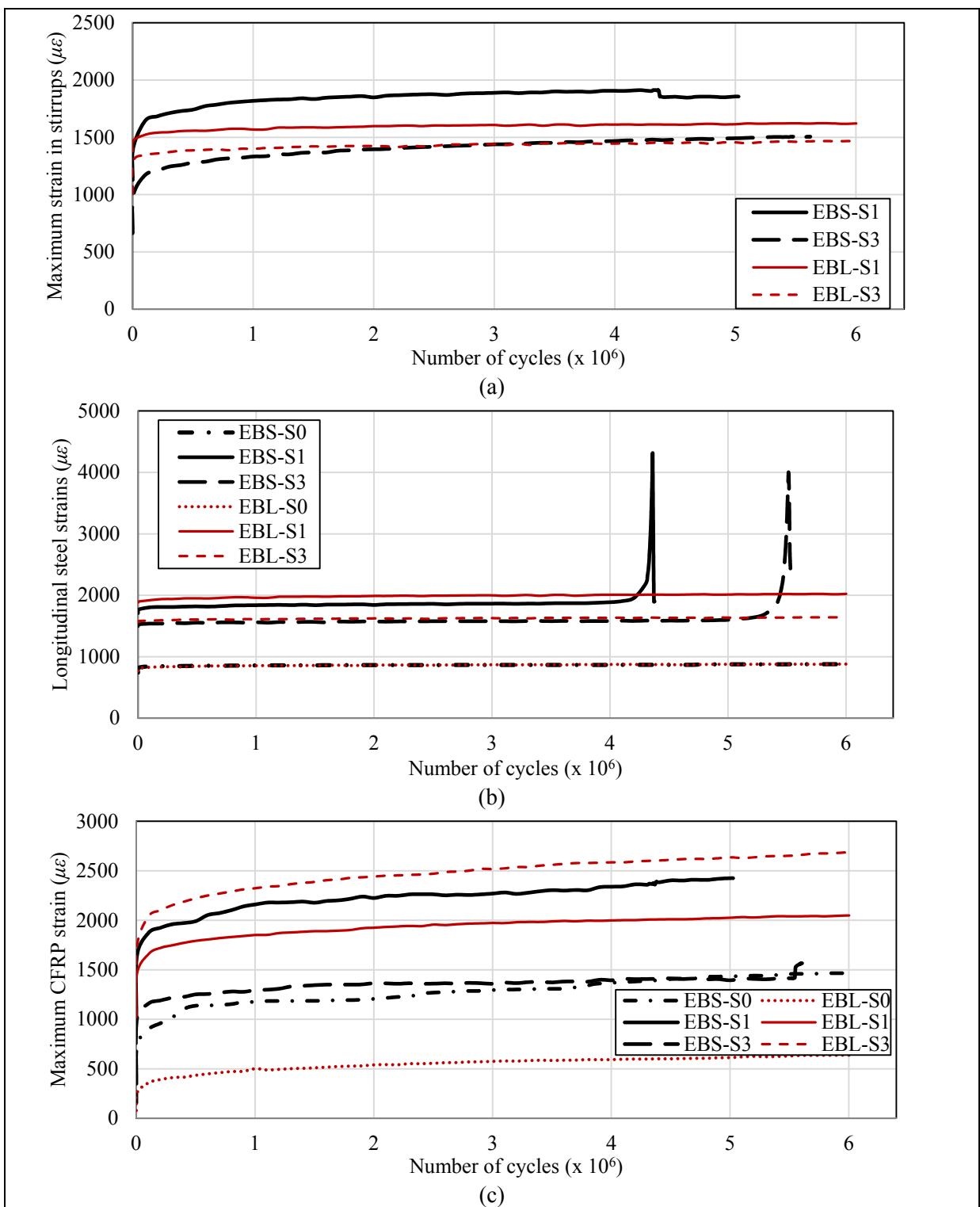


Figure 6.6 Strain response for P_{max} : (a) in steel stirrups; (b) in longitudinal steel; (c) in CFRP

For both EBS and EBL-strengthened specimens, the maximum stirrup strains were achieved by specimens of series S1: EBS-S1 (first cycle: $\varepsilon_{str} = 1,130 \mu\text{strains}$, strain range $\Delta\varepsilon_{str} = 500 \mu\text{strains}$ and corresponding stress range $\Delta\sigma_{str} = 97 \text{ MPa}$; last cycle before failure: $\varepsilon_{str} = 1,860 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{str} = 810 \mu\text{strains}$ and $\Delta\sigma_{str} = 157 \text{ MPa}$) and EBL-S1 (first cycle: $\varepsilon_{str} = 1,380 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{str} = 660 \mu\text{strains}$ and $\Delta\sigma_{str} = 128 \text{ MPa}$; last cycle $\varepsilon_{str} = 1,620 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{str} = 720 \mu\text{strains}$ and $\Delta\sigma_{str} = 140 \text{ MPa}$). A comparison between EBS and EBL specimens of the same series, which were subjected to the same loading conditions, revealed an enhanced fatigue behavior of the transverse steel reinforcement when strengthening using L-shaped laminates. In fact, a 62% increase in stress (strain) range was obtained for EBS-S1 during fatigue testing between the first and the last loading cycles, compared to only a 9% increase for EBL-S1. For specimens of series S3, a 114% increase in stress range was obtained for EBS-S3, compared to a 42% increase for EBL-S3. This reflects a reduction in fatigue damage accumulation for RC beams shear-strengthened using L-shaped laminates with respect to U-wrapped sheets, confirming once again that EBL outperformed the EBS specimens.

On the other hand, a comparison between S1 (spaced at $d/2$) and S3 (spaced at $3d/4$) series of the same strengthening method revealed an enhanced fatigue behavior of the transverse steel for S1 specimens, even if they were subjected to a higher level of cyclic loading. As already indicated, a 114% increase in stress range was obtained for EBS-S3 compared to 62% for EBS-S1, and a 42% increase for EBL-S3 compared to 9% for EBL-S1. Therefore, the strengthened specimens exhibited a more ductile behavior with the increase in the amount of transverse steel reinforcement.

The maximum stirrup strain recorded at failure in EBS-S1 (1,860 $\mu\text{strains}$) represented 56% of its yield stress (3,300 $\mu\text{strains}$), whereas that of EBL-S1 measured at 6 million cycles (1,620 $\mu\text{strains}$) represented 49% of its yield value. For comparison, the current ACI 440.2R-08 guidelines state in this context that the stress in longitudinal steel reinforcement under fatigue service load should be limited to 80% of the yield stress. No specific limits were provided for steel stirrups; however, research seems to indicate that the fatigue service life of

reinforcement is similar whether it is longitudinal or transverse (Barnes and Mays 1999). Note that no yielding of steel stirrup was observed in any specimens during the fatigue tests.

(b) Strain in longitudinal steel: The strain response in longitudinal steel reinforcement versus the number of loading cycles is illustrated in Figure 6.6b. The curves represent the strains measured at the position under the load application point and correspond to the maximum applied load (P_{max}). In all test specimens and up to failure in some, there was no significant increase in longitudinal steel strains as the number of cycles increased, and the strain remained quasi constant during the fatigue tests. This occurred because of the relatively high flexural capacity of the specimens compared to their shear capacity. However, as can be seen in Figure 6.6b, EBS specimens with steel stirrups failed in flexure fatigue and exhibited a sudden increase in strain just before failure, where the longitudinal steel in EBS-S1 and EBS-S3 yielded at 4.35 million and 5.47 million cycles respectively.

The highest measured strains in longitudinal steel were recorded in specimens of series S1 for both strengthening schemes: EBS-S1 (first cycle: $\varepsilon_s = 1,710 \mu\text{strains}$, strain range $\Delta\varepsilon_s = 770 \mu\text{strains}$ and corresponding stress range $\Delta\sigma_s = 151 \text{ MPa}$; last cycle before failure: $\varepsilon_s = 4,320 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_s = 1,130 \mu\text{strains}$ and $\Delta\sigma_s = 221 \text{ MPa}$) and EBL-S1 (first cycle: $\varepsilon_s = 1,880 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_s = 860 \mu\text{strains}$ and $\Delta\sigma_s = 168 \text{ MPa}$; last cycle: $\varepsilon_s = 2,020 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_s = 830 \mu\text{strains}$, $\Delta\sigma_s = 163 \text{ MPa}$). The stress ranges in the first cycle of both strengthening schemes appear to be high: EBS-S1 reached a 151 MPa stress range and exhibited flexure fatigue failure. This value exceeded the upper limits of 125 MPa and 138 MPa for (unstrengthened) RC members specified respectively by CSA-S6-06 and ACI 215R-74, but was within the upper limit of 162 MPa for fatigue limit-state design specified by AASHTO LRFD (2010). In comparison, EBL-S1 reached a 168 MPa stress range and sustained 6 million cycles without failure, a value which exceeded the upper limits recommended by current codes. Specimens of series S3 behaved similarly. Specimen EBS-S3 reached 133 MPa and exhibited flexure fatigue failure, compared to a 137 MPa stress range in EBL-S3 with no sign of fatigue failure. This may indicate that the code stress limit on longitudinal steel reinforcement of

unstrengthened structures under fatigue limit-state design may also be applied to RC beams shear-strengthened using EB CFRP sheets. Moreover, despite the higher stress ranges in longitudinal steel experienced by EBL specimens, they did not fail in fatigue and sustained 6 million cycles, confirming the feasibility and potential of shear strengthening using L-shaped laminates in extending the service life and enhancing the fatigue performance of existing RC structures. Nevertheless, despite their flexure fatigue failure, the EBS specimens resisted more than 5 million cycles in a very high stress range, which still demonstrates the efficiency of U-wrapped sheets for such applications.

Note that for EBS-S1, the ratio of maximum longitudinal steel strain to yield strength (2400 μ strains) increased from 71% (1710 μ strains) in the first cycle to 82% (1959 μ strains) at 4.2 million cycles, just before the abrupt strain increase due to yielding of the longitudinal steel, as shown in the curves (see Figure 6.6b). In comparison, specimen EBL-S1 exhibited an increase in strain ratio from 78% in the first cycle to 84% at 6 million cycles without fatigue failure. For specimens of series S3, the strain ratio in EBS-S3 increased from 63% in the first cycle to 70% (1683 μ strains) at 5.3 million cycles just before steel yielding, compared to EBL-S3 which showed an increase from 65% to 68% without any failure. The ACI 440.2R-08 guidelines state in this context that the stress in longitudinal steel reinforcement under fatigue service load should be limited to 80% of the yield stress.

(c) Strain in CFRP: The strain response in CFRP for maximum applied load P_{\max} versus number of cycles is illustrated in Figure 6.6c. The curves represent the highest strains measured by crack gauges along the shear span. For all specimens, the CFRP response exhibited a trend similar to that obtained in the deflection response, which was characterized by a rapid increase in strain during the early cycles, followed by a stable region in which the strain progressed gradually as the number of cycles increased. The fact that no failure occurred by FRP debonding during the fatigue tests clearly demonstrates the effectiveness of the EB FRP technique (whether U-wrapped sheets or L-shaped laminates) in strengthening RC T-beams subjected to fatigue loading.

For the EBS specimens, the maximum CFRP strain in the first cycle was measured in CG1 for EBS-S0 ($\varepsilon_{frp} = 160 \mu\text{strains}$, strain range $\Delta\varepsilon_{frp} = 20 \mu\text{strains}$), in CG1 for EBS-S1 ($\varepsilon_{frp} = 1,030 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 360 \mu\text{strains}$), and in CG2 for EBS-S3 ($\varepsilon_{frp} = 450 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 160 \mu\text{strains}$); whereas in the last cycle, the maximum strains remained in CG1 for EBS-S0 ($\varepsilon_f = 1,470 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 310 \mu\text{strains}$) and EBS-S1 ($\varepsilon_{frp} = 2,430 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 570 \mu\text{strains}$), but shifted to CG3 for EBS-S3 ($\varepsilon_{frp} = 1,570 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 420 \mu\text{strains}$) because a measurement of CG2 could not be obtained due to local debonding. For all EBL specimens, the maximum CFRP strain in the first cycle was achieved by laminate L3 (located in the same position as stirrup ST2): EBL-S0 ($\varepsilon_{frp} = 80 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 20 \mu\text{strains}$), EBL-S1 ($\varepsilon_{frp} = 1,090 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 420 \mu\text{strains}$) and EBL-S3 ($\varepsilon_{frp} = 1,020 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 350 \mu\text{strains}$); whereas in the last cycle, the maximum recorded strains remained in laminate L3 for EBL-S0 ($\varepsilon_{frp} = 640 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 130 \mu\text{strains}$) and EBL-S3 ($\varepsilon_{frp} = 2,690 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 690 \mu\text{strains}$), but shifted to laminate L4 for EBL-S1 ($\varepsilon_{frp} = 2,050 \mu\text{strains}$, $\Delta\varepsilon_{frp} = 570 \mu\text{strains}$) (see Figure 6.1 and 6.2 for crack gauge locations). Comparing EBL to EBS specimens, a 58% increase in CFRP strain range between the first and last cycles was obtained for EBS-S1, compared to a 36% increase for EBL-S1. However, for specimens of the S3 series, a 163% increase in CFRP strain range was obtained for EBS-S3, compared to a 97% increase for EBL-S3. This clearly reflects severe degradation of the beams during the fatigue tests; as well, it reflects a reduction in fatigue damage accumulation for those specimens strengthened with L-shaped laminates. Comparing the S1 and S3 series, despite the higher applied loads experienced by series S1 specimens, a substantial reduction in the rate of increase in the CFRP strain range was obtained with a decrease in stirrup spacing (from 163% for EBS-S3 to 58% for EBS-S1, and from 97% for EBL-S3 to 36% for EBL-S1). Moreover, in terms of the presence of steel stirrups (S0 versus S1 and S3), specimens with no steel stirrups (S0) exhibited much higher rates of increase in CFRP strain range compared to those with steel stirrups (S1 and S3). This confirms the existence of an interaction and hence of a beneficial stress redistribution between internal shear reinforcement and EB-FRP under fatigue loading.

The highest CFRP strains attained in the last cycle for P_{\max} in both U-wrapped sheets (2430 μ strains) and L-shaped laminates (2690 μ strains) represented 18% and 14% of their ultimate strains, or 1.33% and 1.9% respectively. For comparison, the ACI 440.2R-08 guidelines state in this context that the strain in CFRP for flexural strengthening under fatigue service load should be limited to 55% of its ultimate strength. No specific recommendations were provided for FRP fatigue stress limits with respect to shear strengthening. Moreover, the maximum strain and strain range measured in CFRP for both strengthening schemes were in agreement with the maximum threshold values of 0.2% and 0.04% (i.e., corresponding to the first cycle) respectively, as suggested by Czaderski and Motavalli (2004) in their study of the behavior of shear strengthening with L-shaped laminates.

Cumulative fatigue degradation

The evolution of stiffness degradation or the rate of damage accumulation as service life progresses is important because it impacts the serviceability of the strengthened beams. The cumulative fatigue degradation of the specimens is illustrated in Figure 6.7, in which the loops represent the cyclic deflection response at regular 0.5 million cycle intervals.

An examination of successive loops reveals that most of the damage accumulation for all specimens took place during the early cycles (between the first and 0.5 million cycles), in the first interval between the first and second loops, and also in the last interval before failure for specimens that failed in fatigue (EBS-S1 and EBS-S3). This way of presenting cumulative degradation can therefore be an interesting tool to predict imminent fatigue failure. Comparing the S1 and S3 series, for both strengthening techniques, it is obvious that the specimens with smaller stirrup spacing (S1) exhibited more cumulative damage than those with larger spacing (S3). This can be attributed to the higher shear capacity of series S1 specimens and hence the higher applied cyclic loading. Comparing EBS to EBL specimens, under the same loading conditions, specimens EBS-S1 and EBS-S3 featured a broader cyclic response and hence greater cumulative damage than specimens EBL-S1 and EBL-S3. This explains why EBS specimens failed in fatigue before their corresponding EBL specimens and confirms thereby the superior performance under cyclic loading of RC T-beams shear-strengthened using L-shaped laminates.

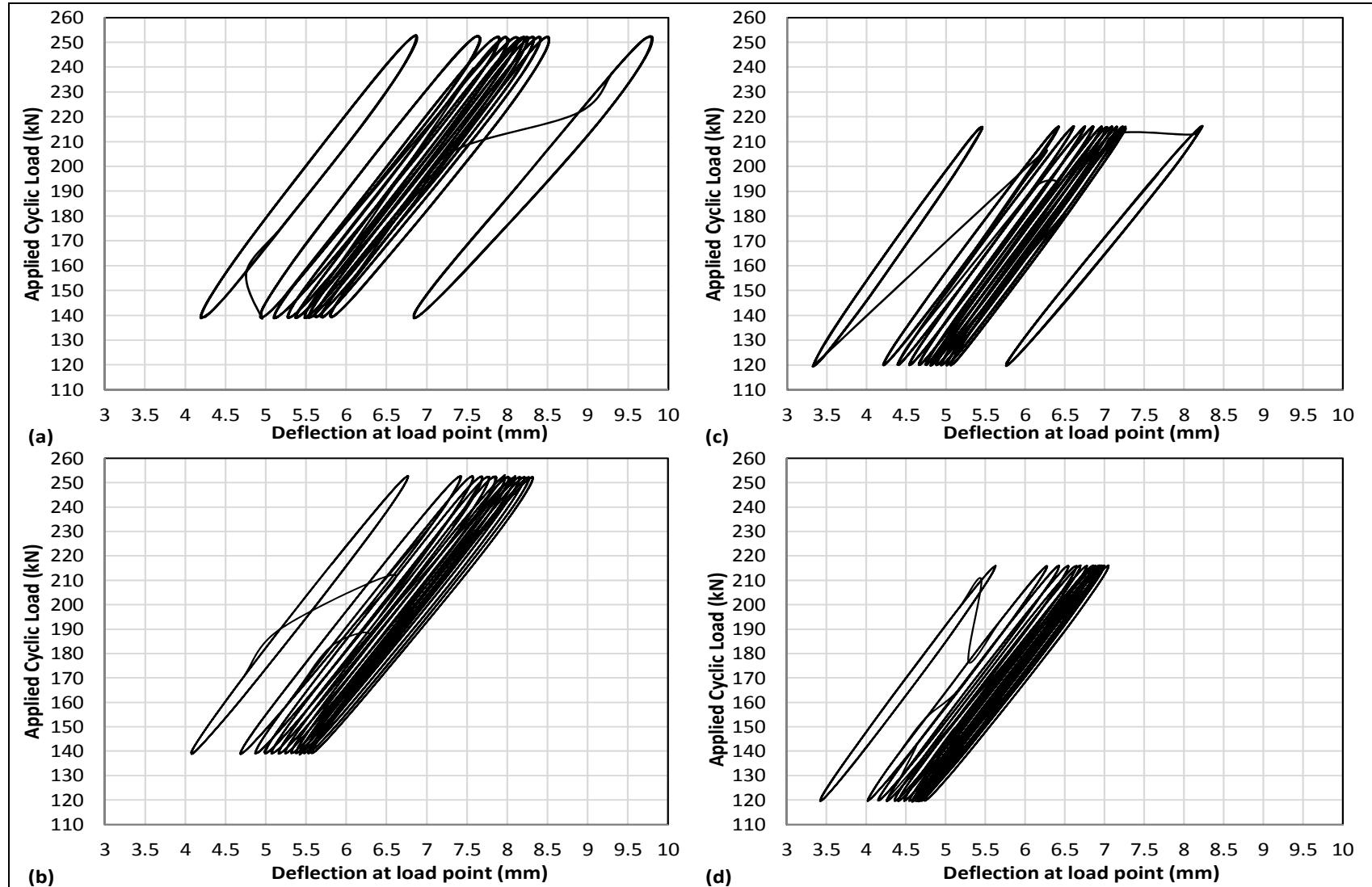


Figure 6.7 Deflection response at each 0.5 million cycles for specimens: (a) EBS-S1; (b) EBL-S1; (c) EBS-S3; (d) EBL-S3

6.4.3 Post-fatigue behavior under monotonic loading

The experimental results obtained from post-fatigue tests under static loading are presented in Table 6.9. This table includes the ultimate loads reached at failure, the shear resistance due to concrete, steel stirrups and CFRP contributions, the deflections at ultimate load, and the efficiency of CFRP. The shear resistance was derived experimentally from the ultimate load of the specimen measured at failure on the basis of accepted assumptions; that is, the concrete and steel stirrup contributions remained unchanged whether the beam was reinforced with transverse steel or strengthened with EB-CFRP. The shear resistance due to CFRP was then calculated by subtracting the total shear resistance of the strengthened specimens from that of their unstrengthened counterparts.

A comparison of strengthened specimens without steel stirrups (S0) with those with steel stirrups (S3 or S1) revealed a substantial gain reduction in shear resistance due to CFRP with the presence of transverse steel reinforcement. As shown in Table 6.9, the gain in shear due to CFRP decreased from 138% for EBL-S0 to 59% for EBL-S3 to 25% for EBL-S1. This confirms the findings of other researchers on the inverse interaction between internal shear reinforcement and EB FRP under static loading (e.g., Bousselham and Chaallal 2004; Chaallal et al. 2002; Pellegrino and Modena 2002).

Table 6.9 Post-fatigue static test results

	Load at rupture (kN)	Total shear resistance (kN)	Resistance due to concrete ^a (kN)	Resistance due to stirrups ^a (kN)	Resistance due to CFRP (kN)	Gain due to CFRP (%)	Deflection at ultimate load (mm)	CFRP Efficiency ψ_{frp} (%)
EBS-S0	209	138	91	0	47	52	5.8	6.6
EBL-S0	328	217	91	0	126	138	13.1	16.7
EBL-S1	456	302	91	151	60	25	33.4	7.9
EBL-S3	468	310	91	104	115	59	50.8	15.2

^a Shear resistance due to concrete, V_c , and stirrups, V_s , are taken from corresponding unstrengthened specimens tested only under static loading (because post-fatigue static tests for control specimens were not performed)

Deflection response

The load-deflection behavior under static loading for the specimens that underwent fatigue tests is illustrated in Figure 6.8. The curves show that all specimens exhibited a quasi-linear trend which is typical of shear failure mode. It can be observed that EBL specimens with steel stirrups (i.e., EBL-S1 and EBL-S3) experienced ductile behavior due to yielding of the longitudinal steel before ultimate failure by shear, which is evidenced by the significant yield plateau exhibited by the specimens. The specimens of series S0 with no steel stirrups (i.e., EBS-S0 and EBL-S0) failed in shear by concrete-strut crushing before reaching their flexural elastic limit (yielding of longitudinal steel was not reached).

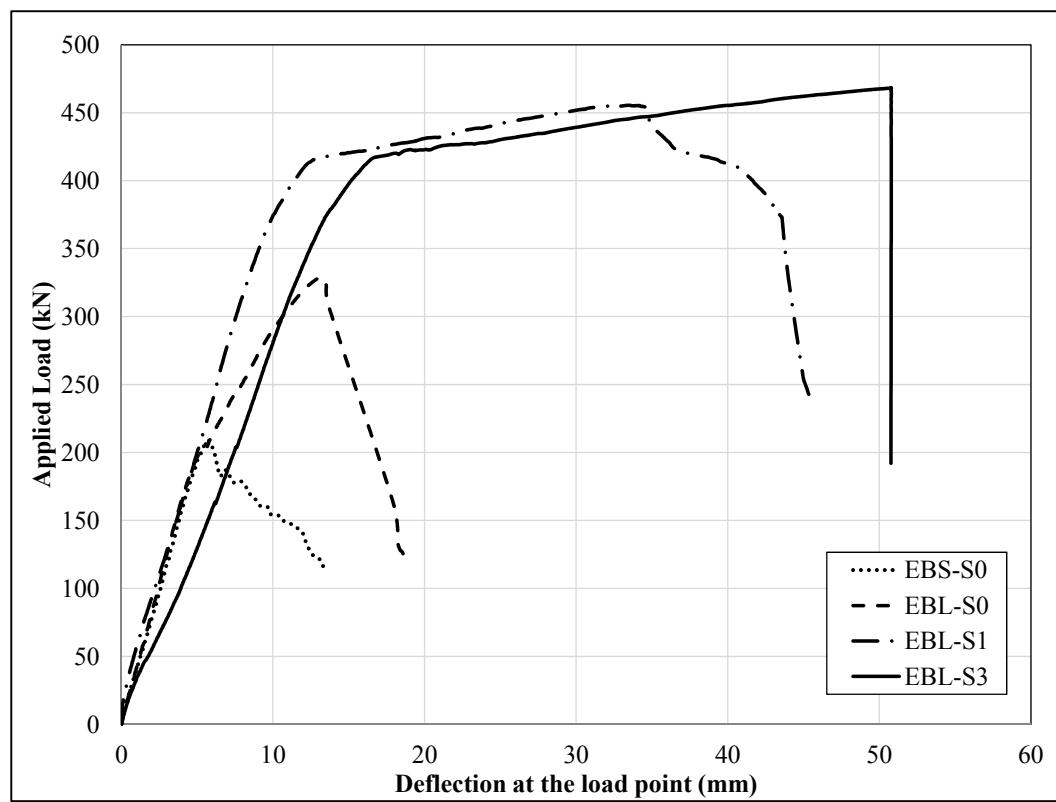


Figure 6.8 Load-Deflection relationship under static loading

Strain responses

Figure 6.9a illustrated the strain response in steel stirrups versus applied load for EBL-S1 and EBL-S3. It is apparent that the stirrups crossing the diagonal shear crack in both specimens reached yielding. Thereafter, the strain continued to increase rapidly with increasing applied load until ultimate failure occurred. For specimen EBL-S3, the maximum strain in stirrup ST2 just before rupture attained $11,350 \mu\text{strains}$ at 450 kN. No similar rupture was observed in any steel stirrup of EBL-S1 before failure, but the maximum strain continued to increase after the stirrup yielded and reached $5,400 \mu\text{strains}$ at ultimate load (456 kN). Moreover, given the applied load, the maximum stirrup strains were higher in EBL-S3 than in EBL-S1, which held true during the whole course of the static test. This could have occurred because of the larger number of steel stirrups installed along the shear span of series S1 specimens.

Figure 6.9b illustrates CFRP strain response versus applied load for the strengthened specimens that underwent fatigue failure. The curves shown correspond to the highest strains recorded in the crack gauges along the shear span of the beam. It is apparent that the CFRP strain increased drastically after yielding of steel stirrups in specimens EBL-S3 and EBL-S1 (the corresponding yield loads were respectively 365 kN and 440 kN) or after reaching the concrete carrying capacity (137 kN) in specimens of series S0. The CFRP strain continued to increase rapidly until ultimate failure occurred. In specimen EBL-S3, for instance, the increase in CFRP strain was about $4,650 \mu\text{strains}$ after yielding of steel stirrups and before reaching ultimate failure (i.e., for loadings between 365 kN and 468 kN). However, in specimens without steel stirrups (S0), the increase in CFRP strain after the concrete aggregates lost their integrity was about $6,700 \mu\text{strains}$ for EBL-S0 (for loadings between 137 kN and 328 kN), compared to the $3,400 \mu\text{strain}$ increase for EBS-S0 before debonding of CFRP sheets (for loadings between 137 kN and 180 kN). This demonstrates the superior performance of L-shaped laminates for shear strengthening over U-wrapped sheets. It also reveals a reduced CFRP shear contribution with the presence of steel stirrups under static loading. Note that the maximum CFRP strain reached at ultimate load just before failure was $7,350 \mu\text{strains}$, that is, 39% of ultimate strain.

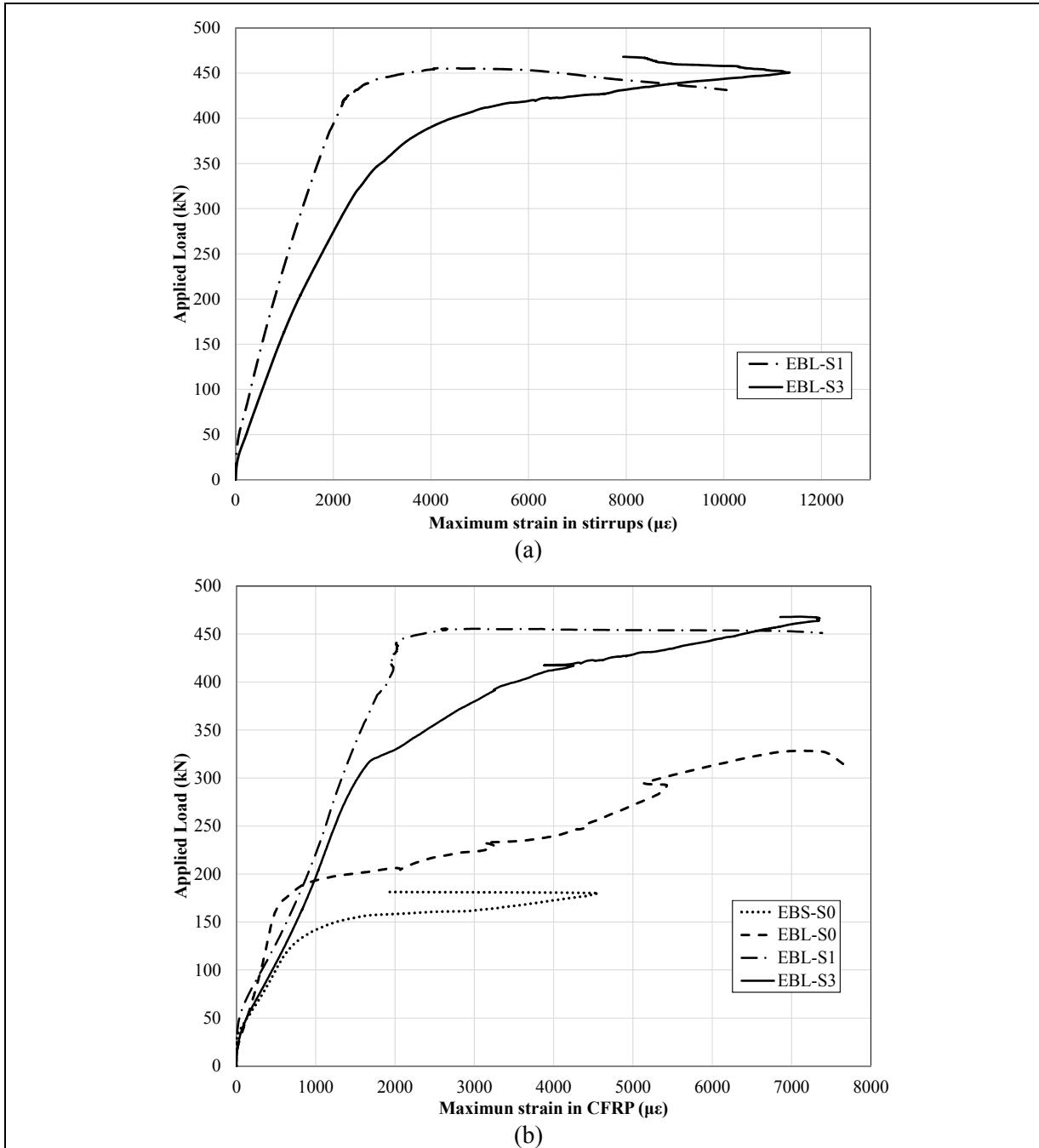


Figure 6.9 Strain response under static loading: (a) in steel stirrups; (b) in CFRP. As a result, when FRP debonding was prevented and the yield point of the steel stirrups (or the concrete carrying capacity for the specimens without transverse steel) was reached, the

CFRP L-shaped laminates contributed considerably to the shear resistance of RC T-beams under static loading, regardless of the number of steel stirrups along the shear span.

Efficiency of CFRP strengthening systems

As described earlier, strengthening of RC T-beams with CFRP L-shaped laminates resulted in a significant increase in shear capacity over U-wrapped sheets. To confirm this, the efficiency of the FRP strengthening system, ψ_{frp} , which is the shear resistance due to FRP contribution over its ultimate tensile strength per unit length, was evaluated.

The CFRP sectional area along the shear span (1,050 mm) for both sides of the beam was 800 mm² for sheets and 336 mm² for laminates (six per specimen). Therefore, the CFRP ultimate strength per unit length was 715 kN for EBS specimens compared to 756 kN for EBL specimens. The FRP efficiency ratio was then calculated as 6.6%, 16.7%, 15.2% and 7.9% respectively for specimens EBS-S0, EBL-S0, EBL-S3 and EBL-S1 (Table 6.9). This confirms that using L-shaped laminates in shear strengthening was more efficient than using U-wrapped sheets, about three times more so for specimens of series S0. In addition, the results indicated that the FRP efficiency ratio decreased with the presence and spacing of steel stirrups in EBL specimens for the same strengthening method.

Effect of CFRP rigidity

The CFRP rigidity ratio, $R_{frp} = \rho_{frp} * E_{frp}$, was used to evaluate the increase in shear-carrying capacity due to FRP contribution. It is a function of the amount of applied FRP (or shear-strengthening area), $\rho_{frp} = 2 (t_{frp} / b_w) * (w_{frp} / s_{frp})$, and of the FRP modulus of elasticity, E_{frp} .

The CFRP-to-concrete width ratio w_{frp} / s_{frp} was 1.0 for the specimens strengthened with continuous U-wrapped sheets and 0.114 for those strengthened with L-shaped laminates. This gave a CFRP shear-strengthening area, ρ_{frp} , of 0.50% for EBS specimens and 0.21% for

EBL specimens. The CFRP rigidity ratio was then calculated as 0.33 GPa for sheets and 0.25 GPa for laminates.

It is well known that an increase in the FRP-to-concrete width ratio produces a uniform and greater transfer between FRP and concrete, thereby leading to an increase in the shear capacity of specimens. Moreover, higher shear capacity can be also attributed to higher rigidity due to the FRP strengthening system used. Nevertheless, the results in this study revealed that despite the smaller CFRP rigidity ratio and CFRP-to-concrete width ratio attributed to the L-shaped laminates, the gain in shear resistance was higher for EBL specimens than for EBS specimens, assuming that the CFRP ultimate strength per unit length was equivalent for both strengthening schemes. For instance, the gain in shear resistance due to CFRP was 138% for EBL-S0, compared to a gain of 52% for EBS-S0 (Table 6.9). This demonstrates the superior potential of L-shaped laminates over U-wrapped sheets in enhancing the shear performance of RC T-beams. However, the test results confirmed the feasibility of both EB-CFRP techniques (whether U-wrapped sheets or L-shaped laminates) in increasing the load-carrying capacity of RC T-beams shear-strengthened under static loading.

6.5 Conclusions

This paper presents the results of an experimental investigation that compared the fatigue and post-fatigue (static) behavior of two EB CFRP techniques (sheets vs. laminates) for shear retrofit of RC T-beams. On the basis of the findings, the following conclusions can be drawn:

1. The overall response was typical of RC beams under fatigue. All specimens exhibited a typical trend of cumulative fatigue degradation, which was characterized by an accelerated rate of damage propagation during early cycles, followed by a stable phase in which the damage accumulation slowed significantly;

2. Shear strengthening with L-shaped laminates of RC T-beams under cyclic loading has been shown to be potentially more effective than use of U-wrapped sheets in extending the fatigue life of RC structures. This was demonstrated in terms of number of cycles, deflection response, level of strain in steel stirrups, gain in shear resistance, and fatigue damage accumulation;
3. Despite the flexure fatigue failure experienced by EBS specimens, they still behaved well because longitudinal steel rupture occurred only after 5 million cycles in a very high stress range. However, for RC beams shear-strengthened using U-wrapped sheets, the longitudinal steel may be the weakest link and should be looked at with caution, particularly for extending service life, where it may govern the upper limit of the projected capacity. This may indicate that code specifications for fatigue limit-state design of unstrengthened structures may also be used for RC beams shear-strengthened using EB CFRP sheets;
4. The ratio of maximum longitudinal steel stress over its yield strength reached 82% before yielding of longitudinal reinforcing bars in EBS-S1, whereas it reached 84% at 6 million cycles in EBL-S1 without any failure. The ACI 440.2R-08 guidelines state in this context that the stress in longitudinal steel reinforcement under fatigue service load should be limited to 80% of the yield stress;
5. The fact that no failure by FRP debonding occurred during the fatigue test clearly demonstrates the effectiveness of the EB FRP technique (whether U-wrapped sheets or L-shaped laminates) in strengthening RC T-beams under cyclic loading;
6. The highest recorded strains in CFRP represented about 18% (U-wrapped sheets) and 14% (L-shaped laminates) of their ultimate strength. The maximum measured strain and strain ranges in CFRP were in agreement with the maximum threshold values of 0.2% and 0.04% (i.e., corresponding to the first cycle) suggested by Czaderski and Motavalli (2004). Note that the ACI 440.2R-08 guidelines state in this context that the strain in CFRP for flexural strengthening under fatigue service load should be limited to 55% of its ultimate strength;
7. The presence of steel stirrups in the strengthened specimens resulted in a substantial reduction in the gain in shear resistance due to CFRP under cyclic (fatigue) and static

(post-fatigue) loadings, confirming the inverse interaction between presence of internal shear reinforcement and EB FRP documented earlier by researchers, but for static loading.

6.6 Acknowledgments

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), and the Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT Research Team Project) through operating grants is gratefully acknowledged. The authors thank Sika Canada Inc. (Pointe Claire, Quebec) for contributing to the cost of the materials. The efficient collaboration of John Lescelleur (senior technician) and Juan Mauricio Rios (technician) at ETS in conducting the tests is acknowledged.

CHAPITRE 7

NEW ANCHORAGE TECHNIQUE FOR FRP SHEAR-STRENGTHENED RC T-BEAMS USING CFRP ROPE

Georges El-Saikaly¹, Ahmed Godat² and Omar Chaallal³

Department of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, QC, Canada H3C 1K3

Article Published in Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers (ASCE), available online in ASCE web; DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000530, 04014064, September 2014.

7.1 Abstract

This study investigates the effectiveness of a new anchorage technique for fiber-reinforced polymer (FRP) shear-strengthened reinforced concrete T-beams using carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) ropes. The rope is a bundle of flexible CFRP strands held together using a thin tissue net. In this technique, holes are drilled through the web at the web-flange intersection, where the CFRP ropes are inserted and flared onto the two free ends of the U-wrap scheme. This converts the U-wrap scheme to a full-wrap scheme. The experimental program includes three series based on the number of steel stirrups. No steel stirrups are provided in the first series, whereas the spacing between steel stirrups is 260 and 175 mm in the second and the third series, respectively. Each series includes a control specimen, with no external CFRP for shear strengthening, a specimen strengthened with CFRP sheets, a specimen strengthened with CFRP L-strips, and a specimen strengthened with CFRP L-strips and anchored with CFRP ropes. Two strengthening procedures are used in this study to investigate the effect of the FRP-width to concrete-width ratio. In the anchored specimens, the CFRP rope covers half the depth of the L-strips. The results of this

¹ Ph.D. Candidate, École de Technologie Supérieure. E-mail: georges.el-saikaly.1@ens.etsmtl.ca

² Research Associate, École de Technologie Supérieure. E-mail: Ahmed.godat@etsmtl.ca

³ Professor of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure. E-mail: omar.chaallal@etsmtl.ca

study reveal that the beams anchored with CFRP ropes achieve an enhanced contribution to the shear resistance compared to the beams with CFRP sheets and CFRP L-strips with no rope. In addition, the method eliminates CFRP debonding and achieves rupture of steel stirrups.

Keywords: Reinforced concrete beam; Fiber-reinforced polymers; Strengthening; Shear; Anchorage; CFRP rope.

7.2 Introduction

The use of epoxy-bonded fiber-reinforced polymers (FRPs) for shear strengthening is an effective technique for restoring and upgrading the capacity of existing reinforced-concrete (RC) beams. However, with this technique, there is often a concern that premature failures may occur as a result of FRP debonding from concrete. Such failure occurs in a brittle manner and prevents the beam from attaining its full capacity. In FRP shear-strengthened beams, experimental tests have shown that the debonding failure mode is related to the strengthening scheme utilized. Based on available experimental data, side-bonded plates are the most vulnerable to premature failure. Full wrapping is the most effective technique; however, most RC beams are cast monolithically with slabs, and therefore the technique is rarely adopted in the field. The U-wrapping scheme is commonly used in practice to strengthen such beams in shear; however, debonding remains its governing failure mode. Therefore, anchorage of the U-wrap strengthening scheme to prevent debonding and thereby increase the FRP contribution to shear resistance is deemed one of the most important challenges facing the research community.

Several anchorage systems have been proposed in the literature to delay or prevent the debonding failure mode of externally bonded (EB) FRP shear-strengthened RC beams. Recently, Kalfat et al. (2013) summarized the various devices used to anchor FRP shear-strengthened beams. Steel plates and bolts were used as an anchorage solution by Sato et al. (1997). The steel plates were placed at the FRP end and held in place by bolting the plates into the concrete. However, corrosion of the steel anchorage remains a possibility in the long

term. The anchorage system proposed by Khalifa and Nanni (2000) was intended to eliminate the corrosion issue. It was installed by grooving the concrete at the web-flange corner along the entire length of the strengthened portion. The FRP sheets were then bonded to the concrete surface and to the walls of the groove using FRP rods. Melo et al. (2003) studied the anchoring of U-wrapped FRP sheets with horizontal FRP plates. The plates were applied beneath the flange, on top of the FRP plies. However, the proposed anchorage system was not able to prevent debonding. Deniaud (2000) investigated the FRP shear contribution when the U-wrap was extended to the underside of the flange. The anchored beams were characterized by FRP debonding failure. Lee (2003) and Mofidi et al. (2014b) investigated an anchorage system involving L-strips embedded into the flange. This method is difficult to use since drilling the slab requires previous knowledge of the slab reinforcement. In addition, it is practically difficult to make a longitudinal groove using available drilling instruments. Galal and Mofidi (2010) investigated the performance of an unbonded CFRP U-jacket anchored to RC T-beams with two steel rods. The steel rods were fixed to the corners of the web-flange intersection of the T-beam with mechanical bolts. Eshwar et al. (2008) and Koutas and Triantafillou (2013) examined the performance of spike anchors in FRP shear-strengthened beams. One end of the spikes was shaped as a fan, while the other end was inserted and bonded into a hole drilled at the web-flange intersection. In the research study of Eshwar et al. (2008), many of the spike anchors failed prematurely and did not add to FRP/concrete bond resistance. Mofidi et al. (2012b) compared the effectiveness of various anchorage systems proposed in the literature. Among the systems considered, beams strengthened with a double-plate mechanical end-anchorage system and an embedded CFRP laminate end-anchorage system showed the highest FRP shear contribution. Some design guidelines recommend the use of anchorage systems for FRP shear-strengthened beams. The FIB-International Federation for Structural Concrete 2001 (*fib TG9.3-01*) recommends anchorage for shear strengthening of RC beams either using FRP strips anchored with bolts or bonding the ends of the strips into core holes drilled through the flange of a T-beam. The Canadian bridge design code CSA/S6-06 (2006) specifies bonding of additional longitudinal FRP strips

over the extremities of the U-wrap scheme near the compression flange as an effective anchoring system.

Based on the research studies and design guidelines summarized above, use of end-anchorage systems for FRP shear-strengthened beams to enhance the FRP shear-resistance contribution is essential. However, the effectiveness of the various proposed systems remains controversial. Therefore, there is a need to develop a new anchorage technique to prevent premature debonding failure and to reach the full ductile capacity of RC beams. The main impetus for the present study is to investigate a new anchorage technique for FRP shear-strengthened beams using CFRP rope. As shown in Figure 7.1, the FRP rope is a bundle of flexible CFRP strands held together using a thin tissue net. In this technique, holes are drilled through the web at the web-flange intersection, where the CFRP ropes are inserted and flared onto the CFRP L-strips to anchor the two free ends of the U-wrap scheme. Using this technique, the U-wrap strengthening scheme is converted into a more effective full-wrap scheme. The new anchorage system aims to achieve the full FRP capacity by avoiding premature debonding failure. The new system does not use mechanical anchors and is fast and easy to apply, providing a cost-effective solution. Experimental tests are conducted to examine the effectiveness of the proposed technique in increasing FRP shear contribution.

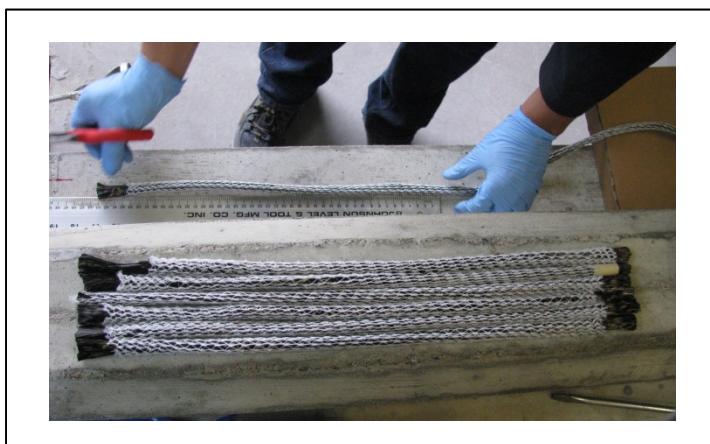


Figure 7.1 Preparation of CFRP ropes into desired lengths

7.3 Experimental program

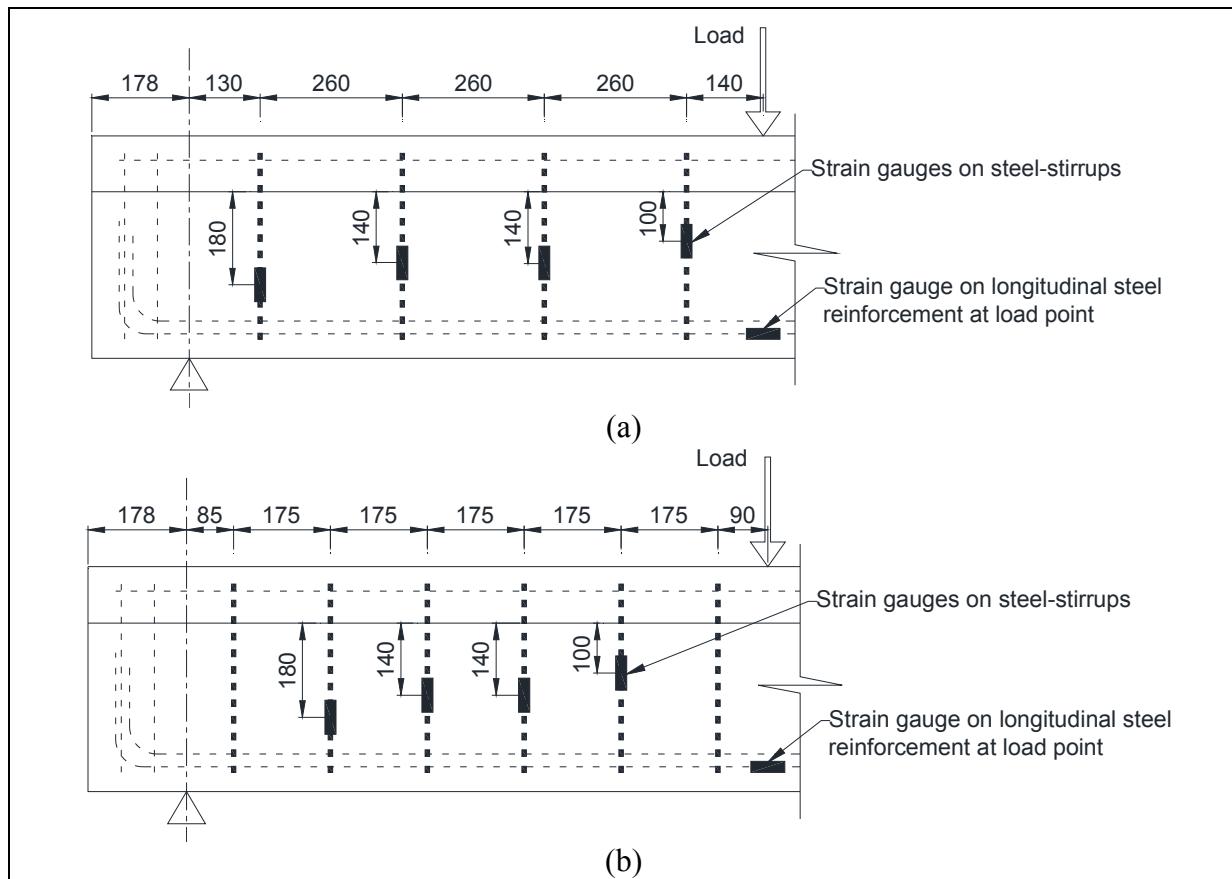
Overall, twelve specimens were tested to validate the feasibility of using CFRP ropes to anchor the U-wrap strengthening scheme for CFRP shear-strengthened beams. The specimens were medium-scale RC T-beams and were grouped based on the number of steel stirrups. In this study, three parameters were investigated: (1) the number of steel stirrups; (2) the strengthening procedure (CFRP sheets versus L-strips plates), and (3) the orientation of CFRP ropes to anchor the L-strips. Note that the CFRP rope was only used for specimens strengthened with CFRP L-strips. In the following sections, detailed descriptions of the test specimens, materials, strengthening procedure, and test setup are presented.

7.3.1 Test specimens

In this study, the T-beam specimens were simply supported and were tested in three-point load flexure. The beams had a total length of 4,520 mm and a total depth of 406 mm. The shear span and cross section of the test beams were identical and are shown in Figure 7.2. The web width was 152 mm and the flange depth was 102 mm. The width of the flange and the depth of the web were 508 and 304 mm respectively. The specimens were grouped into three series based on the number of steel stirrups. In the first series, no steel stirrups were provided (S0 series). As shown in Figure 7.2(a and b), the spacing between steel stirrups was 260 mm ($= 3d/4$) and 175 mm ($= d/2$) in the second (S3) and the third (S1) series, respectively, where $d = 350$ mm and represents the effective depth of the beam cross section. Each series included a specimen with no external strengthening (control), a specimen strengthened with CFRP sheets, a specimen strengthened with CFRP L-strip plates, and a specimen strengthened with CFRP L-strips and anchored with CFRP rope. The CFRP was wrapped in a U-wrap scheme around the specimen web and applied along the shear span length of the beam (defined as the distance from the applied load to the center of the nearest support), as shown in Figure 7.2(c and d). The nominal shear span-to-effective depth ratio (a/d) was 3.0 for the beams. All specimens had the same flexural reinforcement. The longitudinal-steel reinforcement consisted of four 25-M bars (diameter 25.2 mm, area 500

mm²) laid in two layers at the bottom and six 10M bars (diameter 11.3 mm, area 100 mm²) laid in one layer in the flange (Figure 7.2e). The internal steel stirrups were 8 mm in diameter (area 50 mm² per leg). The specimens were chamfered at the outer soffit corners to ease the high stress concentrations in the CFRP at these sharp corner locations. Furthermore, all specimens were heavily reinforced in bending to ensure that they would fail in shear.

Table 7.1 presents the designations of the test specimens. The first part of the nomenclature indicates the number of steel stirrups. The control specimens with no CFRP are indicated by CON, whereas the specimens strengthened with CFRP sheets and with L-strips plates are labeled as EB and LS respectively. The label “Rope” stands for the specimens anchored with the CFRP rope. For example, “S3-LS-Rope” identifies a specimen with steel stirrups spaced at 260 mm center-to-center, U-wrapped with CFRP L-strips, and anchored with CFRP rope.



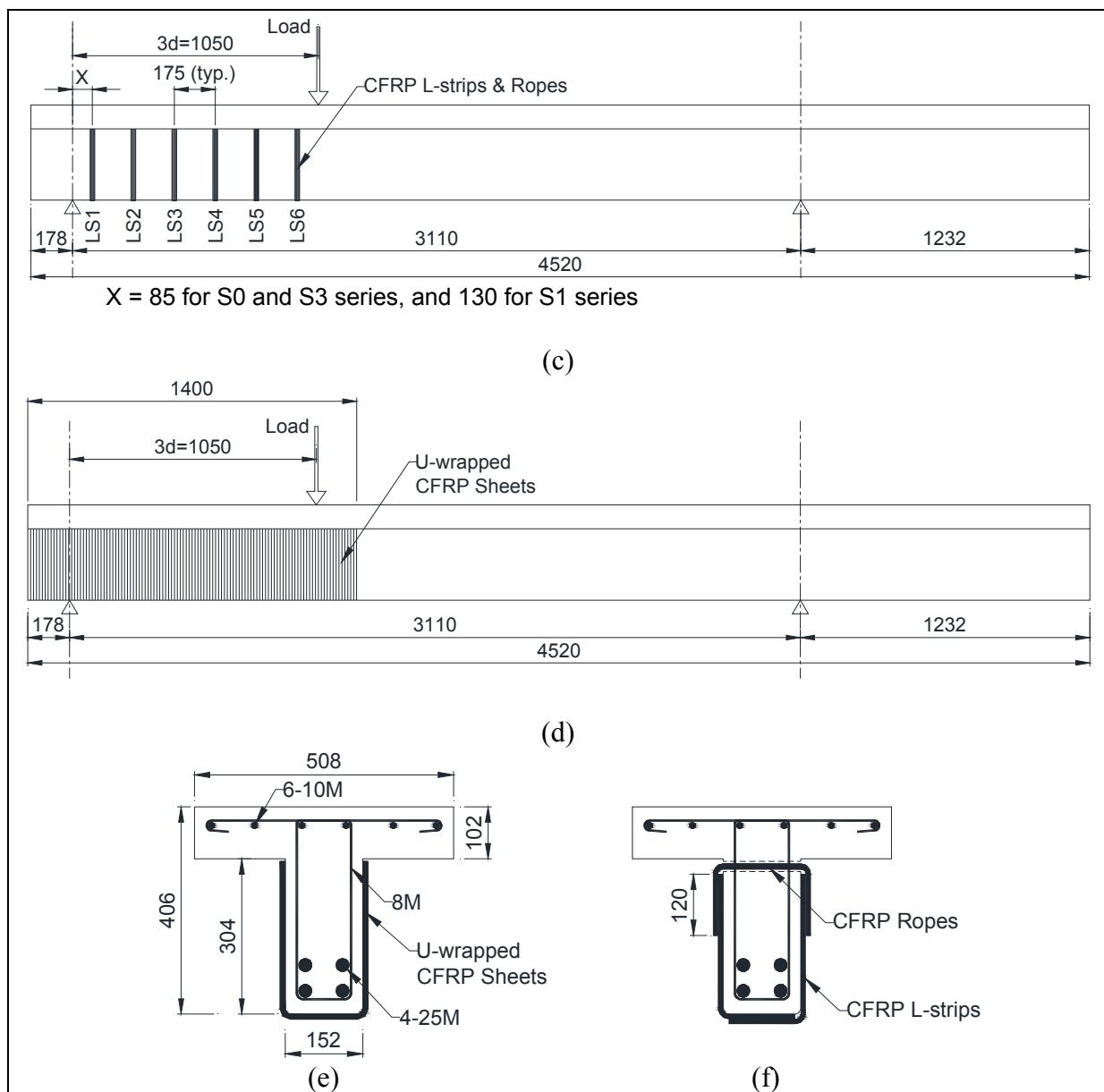


Figure 7.2 Specimen dimension and test setup: (a) arrangement of steel stirrups and location of strain gauges for the S3 series; (b) arrangement of steel stirrups and location of strain gauges for the S1 series; (c) specimen configuration with CFRP L-strips; (d) specimen configuration with CFRP sheet; (e) cross section; (f) cross-section of specimen strengthened with CFRP L-strips and anchored with CFRP rope (dimensions in mm)

Table 7.1 Experimental Results

Specimen	Ultimate load (kN)	Total shear resistance (kN)	Resistance due to Concrete (kN)	Resistance due to steel stirrups (kN)	Resistance due to CFRP (kN)	Gain due to CFRP %	Maximum deflection (mm)	Failure mode	Maximum CFRP strain ^a (με)	Percentage of max. CFRP strain to ultimate strain
S0 Series										
S0-CON	127	84	84	0	0	0	2.6	Concrete crushing	-	-
S0-EB	186	123	84	0	39	47	4.2	Debonding	2500	19
S0-LS	145	96	84	0	12	14	3.2	Debonding	4300	23
S0-LS-Rope	248	164	84	0	80	96	8.2	Concrete crushing	6400	34
S3 Series										
S3-CON	284	188	84	104	0	0	11.3	Concrete crushing	-	-
S3-EB	325	215	84	104	27	14	12.1	Debonding	2800	21
S3-LS	306	203	84	104	15	8	10.9	Debonding	3200	17
S3-LS-Rope	382	253	84	104	65	35	14.2	Concrete crushing	6000	32
S1 Series										
S1-CON	355	235	84	151	0	0	11.9	Concrete crushing	-	-
S1-EB	383	254	84	151	19	8	15.3	Debonding	3900	29
S1-LS	363	240	84	151	5	3	12.4	Debonding	2700	14
S1-LS-Rope	422	280	84	151	45	19	23.2	Concrete crushing	6000	32

^a Maximum strain corresponds to the maximum applied loads

7.3.2 Materials

All beams were cast in a plywood mold from a single batch of concrete and were cured under the same conditions for six days before the mold was stripped. A commercially available concrete delivered by a local supplier was used. The 28-day concrete compressive strength for 101 mm-diameter by 202 mm-long concrete cylinders achieved an average value of 28 MPa. The scatter of the compression test results was negligible. The yield strength achieved by the 25M and 10M bars was 470 MPa and 540 MPa, respectively, whereas it was 580 MPa for the steel stirrups. Table 7.2 provides a summary of the mechanical properties of the CFRP L-strip plate, sheet and rope used in this study.

Unidirectional continuous CFRP sheets impregnated with an epoxy resin with 0.38 mm thickness were used in this investigation. The CFRP sheets were characterized by high strength and high elastic modulus. The manufacturer reported an ultimate tensile strength of 894 MPa, an elastic modulus of 65 GPa, and an elongation of 1.33%. The properties of the carbon fibers before saturation are also provided in Table 7.2. The stress-strain relationship was essentially linear up to failure. The CFRP was applied continuously over the test zone in a U-wrap scheme up to the top end of the web. To achieve the maximum bonding, an adhesive made with a two-component epoxy paste (a resin and a hardener) was used. The mechanical properties of the epoxy paste as specified by the manufacturer were 30 MPa tensile strength, 1.5% elongation at break, and 3.8 GPa flexural modulus of elasticity.

The CFRP L-strips and plates used to shear-strengthen the beams were unidirectional. The L-strips originally consisted of 500 mm × 200 mm legs and had a 90° bend with a 25-mm inner radius. The legs of the L-strips were shortened to properly fit the web dimensions. In this study, the dimensions of the L-strips were 270 mm × 125 mm. The cross section of the L-strips plates was 20 mm wide × 1.4 mm thick. According to the manufacturer's data sheet, the modulus of elasticity of the plates was 120 GPa, and the ultimate tensile strength and the ultimate strain were 2,250 MPa and 1.9% respectively. The L-strips plates were epoxy-

bonded to the test zone in a U-shaped envelope around the web, as shown in Figure 7.2f. In these experiments, the two short legs of the L-strip plates were overlapped onto the soffit of the specimen. The L-strips plates were bonded to the beam surface with a two-component adhesive made of a resin and a hardener, both of which are mainly engineered for structural applications. The epoxy's mechanical properties were characterized by 24.8 MPa bond strength, 1% elongation at break, and 4.5 GPa tensile modulus of elasticity.

The rope used for anchorage was made from a bundle of CFRP flexible strands held together by a thin tissue net. A 10-m-long CFRP rope was delivered by the manufacturer with an actual carbon fiber cross section area of 25.3 mm² before saturation (apparent diameter of 10 mm before saturation). As shown in Figure 7.1, the CFRP ropes were prepared as a number of segments with a length of 430 mm to match the required anchorage length. Based on the manufacturer's data sheet, the CFRP rope had a modulus of elasticity of 215 GPa, an ultimate tensile strength of 1590 MPa, and an ultimate strain of 0.74%. The CFRP rope was impregnated in a commercial low-viscosity adhesive with a tensile strength of 55 MPa, an elastic modulus of 1724 MPa and a maximum elongation of 3%. The epoxy used to fill the holes, where the CFRP ropes were inserted to anchor the L-strips plates, was characterized by a tensile strength of 23.5 MPa, an elastic modulus of 5500 MPa and a maximum elongation of 5.9%.

Table 7.2 Mechanical and Elastic Properties of CFRP L-Strips, Sheets and Rope

Property	L-shaped CFRP plate	Carbon fiber used for sheet	Impregnated CFRP sheet	Carbon fiber used for rope
Modulus elasticity (GPa)	120	230	65	215
Ultimate elongation (%)	1.90	1.50	1.33	0.74
Ultimate stress (MPa)	2,250	3,450	894	1,590
Thickness (mm)	1.4	0.13	0.38	25.3mm ² (cross section area of fibers)

7.3.3 Strengthening procedure

Two types of strengthening procedures were used in this study: (1) strengthening with CFRP sheets continuously applied along the shear span, and (2) strengthening with CFRP L-strips plates. Before bonding the CFRP sheets, special attention was given to the surface preparation. Sandblasting was used to roughen the concrete surface until the aggregates were exposed. This was followed by cleaning with compressed air to remove dust and loose particles. Once the surface had been prepared to the required standard, the epoxy resin was mixed in accordance with the manufacturer's instructions and set to the concrete surface. Then the CFRP sheets were placed in a U-wrap shape against the epoxy-resin coating, and the resin was squeezed through the roving of the sheets with a plastic roller. Large entrapped air bubbles at the epoxy/concrete or epoxy/CFRP sheet interfaces were avoided. During epoxy hardening, a uniform pressure was applied by a paint roller on the CFRP sheet surface to ensure proper contact between the two adjacent surfaces. Preparation was carried out at room temperature with no anchorage. The CFRP sheets covered the entire web depth up to the intersection with the flange.

To install the CFRP L-strips plates with no anchorage, the locations of the plates along the shear span were first marked using plastic tapes (Figure 7.3a). Sandblasting was performed at these locations to remove any external cement paste. The bond area was smoothed to achieve a proper bond surface, and residues were removed by compressed air. CFRP L-strips plates were bonded to the bottom and lateral faces of the web using a two-component epoxy resin, as shown in Figure 7.3b. Note that two L-strips plates were used to form a U-strip jacket. The bottom legs of the L-strips plates were overlapped onto the soffit face of the T-beam.

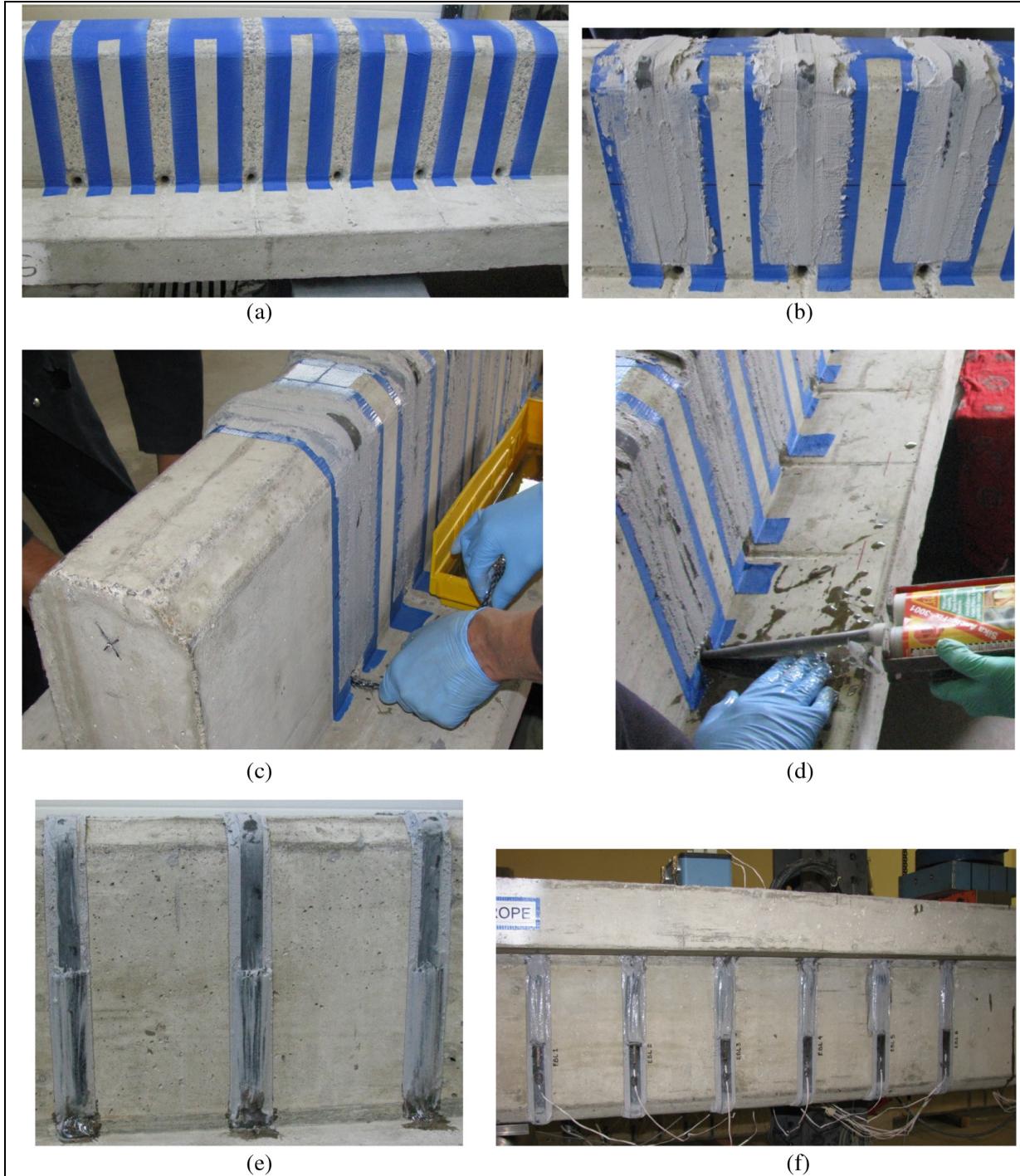


Figure 7.3 Specimens anchored with CFRP rope: (a) surface preparation; (b) attachment of L-strips; (c) insertion of CFRP rope; (d) injection of epoxy inside the holes; (e) L-strips with CFRP rope; (f) instrumentation of an anchored specimen

To apply the CFRP rope for anchorage, the locations of the holes were determined at the midpoints of the width of the CFRP L-strips plates. Then holes with a diameter of 15 mm were drilled at the web/flange intersection before applying the L-strips (Figure 7.3a). A commonly used drilling procedure was carried out in accordance with CSA/S806-12 (CSA 2012). Neither local cracking nor local damage to the concrete was observed around the hole. After all the holes were drilled through the web of the beams, they were cleaned using compressed air and water to prevent bonding of the rope along the plug. All CFRP ropes were impregnated for 30 minutes in a low-viscosity epoxy before inserting them into the holes to enhance the bonding performance. After the CFRP L-strips plates were bonded (Figure 7.3b), a CFRP rope was inserted inside each hole and was extended out the two sides of the hole, as shown in Figure 7.3c. Note that for each L-strip, the CFRP rope was adjusted to a length that overlapped the L-strip depth by 120 mm. The hole was partially filled with an epoxy adhesive using a beaker with a narrow spout, starting from the far end. The spout was gradually pulled out of the hole as the process was completed, as shown in Figure 7.3d. Then the thin tissue netting was removed from the rope, and the two ends of the rope were flared onto the L-strips. Care was taken to avoid leaving any air pockets inside the hole; to ensure this, epoxy adhesive was again injected into the hole, and the excess epoxy at the hole surface was removed. The flared CFRP strands were gently pressed onto the L-strips to ensure proper bond between the two adjacent surfaces (Figure 7.3e). The specimens were left at room temperature for two weeks before the test.

7.3.4 Test setup

All test specimens were subjected to three-point loading, as shown in Figure 7.2. The load was applied at a shear span of 1050 mm ($a = 3d$) from the support under displacement-control conditions in incremental steps of 2 mm/min until failure by means of a hydraulic jack. As shown in Figure 7.2, each side of the specimen was subjected to a three-point test. It is worth mentioning that the failure occurred at the region between the load and the support, and the other overhung side was unaffected as planned. The load was monitored using a

combination of load cells on the beam and digital pressure gauges on the hydraulic lines. Deflections were measured at the load point and at mid-span using linear voltage displacement transducers (LVDTs). The vertical displacement was measured at the applied-load point and at mid-span. Comprehensive and carefully engineered strain gauges were used. Transverse strains in the CFRP laminates were measured at various locations along the shear span, as shown in Figure 7.3f. The longitudinal-steel reinforcement was instrumented with strain gauges at the location of the applied load. Strain gauges were also affixed to the steel stirrups located along the shear span at the expected shear-cracking locations. The locations of strain gauges are presented in Figure 7.2(a and b) for the S3 and S1 series, respectively.

7.4 Results and discussion

The results presented in the following sections are expressed in terms of ultimate load-carrying capacities, failure modes, and load-deflection relationships. The load versus strain relationships for the longitudinal steel, steel stirrups and CFRP are also presented in this study. This study highlights the difference between the two strengthening procedures: CFRP sheets, and L-strips plates. The CFRP to concrete width ratio was 1.0 for the CFRP sheets and 0.11 for the L-strips. The shear-strengthening area, $\rho_{frp} = 2(t_{frp}/b_w) * (w_{frp}/s_{frp})$, was about 0.50% for the impregnated CFRP sheets and 0.21% for the CFRP L-strip laminates. The CFRP rigidity ratio, $R_{frp} = \rho_{frp} * E_{frp}$, was thereby 0.33 GPa for the sheets and 0.25 GPa for the L-strips. The CFRP ultimate tensile strength along the shear span (1050 mm), based on the manufacturer's FRP properties, was about 715 kN for the sheets compared to 756 kN for the L-strip laminates.

7.4.1 Ultimate load-carrying capacities and failure modes

Failure modes

As for the failure mode of the control specimen of the S0 series (S0-CON), onset of a main shear crack located close to the mid-depth was observed at a load of approximately 80 kN.

With increasing the applied load, the shear crack propagated towards the bottom and top edges of the beam and widened until failure. The mode of failure was brittle shear crushing of concrete under the applied load. Note that the beam failed with one principal diagonal crack. For the control specimens of the other series (S3-CON and S1-CON), the failure occurred in the same manner. The load corresponding to initiation and propagation of the shear crack was similar to that observed in the control specimen of the S0 series. However, distributed shear cracks formed around the main shear crack in the control specimens with steel stirrups. The number of distributed cracks increased with the number of steel stirrups along the shear span. This agrees with the findings of other researchers, who stated that reinforced-concrete beams with transverse steel fail with a diagonal cracked area consisting of one major shear crack and few minor shear cracks, whereas those without steel stirrups fail with one principal diagonal crack (Pellegrino and Modena 2002).

For the specimens strengthened with CFRP sheets, it was not possible during the test to observe cracks on the sides of the beam because of the presence of the bonded sheets. However, during loading, clicking sounds occasionally emitted from the beam. The sounds increased in frequency as the beam was loaded closer to its maximum load. Other than these sounds, no significant warning signals preceded the sudden failure of the specimen. As the load increased, the major shear crack propagated upward through the flange towards the loading point. The governing failure mode was rapid delamination of the CFRP sheets from the sides of the specimen, followed by shear crushing of concrete under the applied load. The debonding initiated at the region near the applied load and propagated to the support while peeling off a thin layer of concrete. Immediately after the test, the CFRP sheets were removed to observe the crack distribution along the shear span. The formation of the major shear cracks was similar to those reported for the control specimens. Distributed shear cracks were seen in the wrapped specimens of the S3 and S1 series, whereas one major shear crack was observed in the strengthened specimen of the S0 series. This appears to be the only difference in failure mode between the CFRP sheet-strengthened specimens in the three series.

While the specimens strengthened with CFRP L-strips were being loaded, failure initiated by debonding of the strips subsequent to formation of shear cracks along the shear span. The debonding started in the strip near the applied load and continued towards the support. The available literature asserts that the load cannot increase beyond the first peak, and therefore ultimate capacity is reached at failure of the first strip. In other cases, the maximum load may occur after a few strips have already failed. Consequently, failure of the first strip does not necessarily correspond to ultimate shear capacity. In this study, after debonding of the first three strips near the loading point, the splitting failure propagated toward the support, while the loading values descended progressively until crushing of the concrete.

When CFRP rope was used to anchor the L-strips, the abrupt debonding failure mode was successfully ceased to occur. Therefore, the failure mode was rather associated to CFRP tensile failure since the FRP L-strips remained well attached to the concrete surface until the end of the test (Figure 7.4a) or to concrete crushing. The latter was observed in the specimens anchored with CFRP ropes due to the relatively low concrete strength. A slight slippage between the CFRP rope and the L-strips was observed where the L-strips crossed the crack close to the edge of the CFRP rope, as shown in Figure 7.4b. After the test, the pulverized concrete was removed along with the CFRP L-strips plates. An interesting failure in the anchored beam of the S3 series (S3-LS-Rope) was that the use of the CFRP rope induced rupture in the steel stirrup bridging the crack at the center of the shear span, as shown in Figure 7.4c. This indicates that when FRP debonding is prevented, more effective utilization of the strengthening material and the steel stirrups can be achieved, which resulted in higher shear capacity. The L-strips overlapped onto the soffit of the beam were debonded when the shear crack crossed the strip near the support (Figure 7.4b). According to these results, the failure mode obtained in the specimens anchored with FRP rope emphasized the hypothesis that the use of CFRP rope converts the strengthening scheme from a U-wrap to a fully wrapped strengthening scheme, since the debonding failure mode was prevented.

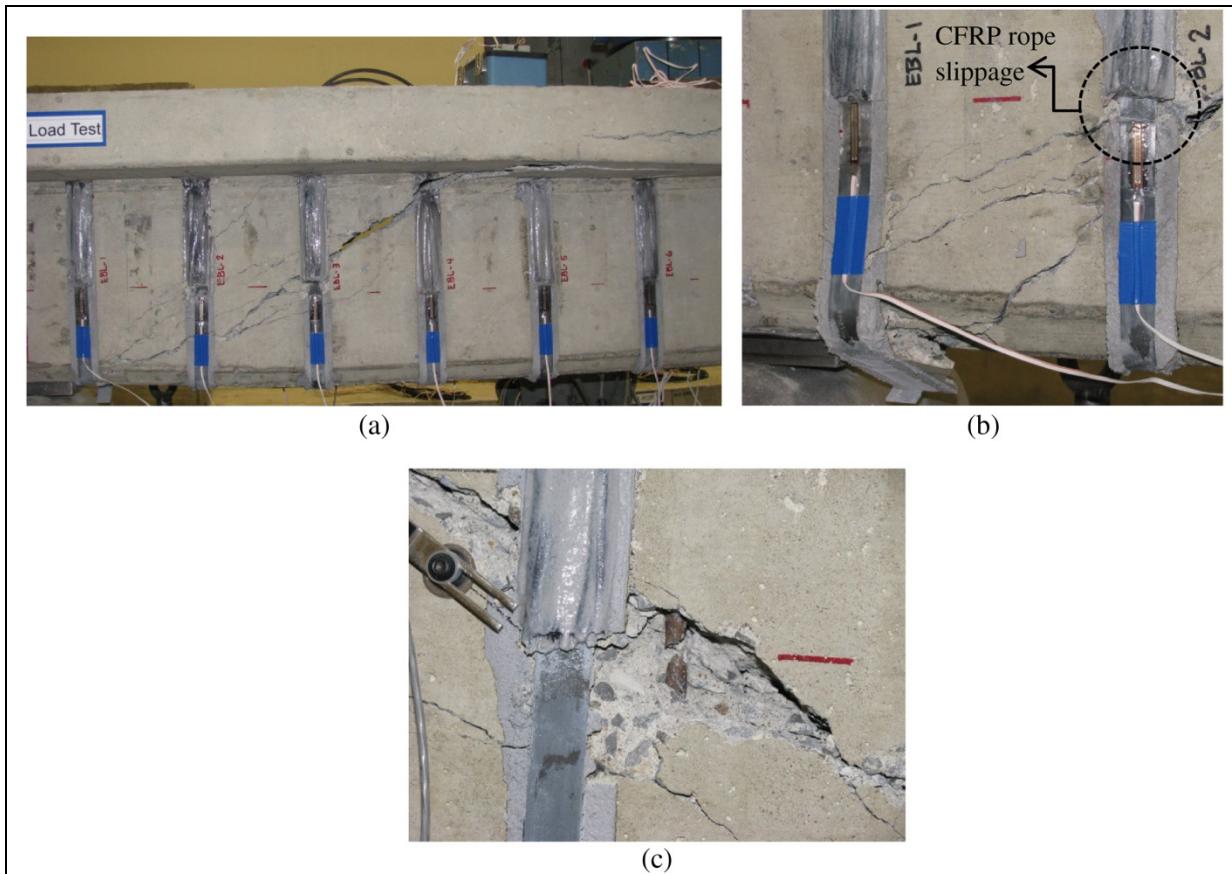


Figure 7.4 Failure mode of strengthened specimens: (a) concrete crushing of anchored specimen; (b) debonding of overlapped L-strips legs and slippage of CFRP rope; (c) rupture of steel stirrups

The shear-crack angle of the three test series was observed during the test. Knowing the crack angle along the shear span helps to achieve a better understanding of the performance of FRP shear-strengthened beams. In this study, a relation has been established between the number of steel stirrups and the shear-crack angles. In specimens of the S0 series, the shear-crack angle was flat and approximately connected the loading point and the support. However, this did not hold true for specimens of the same series anchored with CFRP rope. For these specimens (S0-LS-Rope), a single diagonal crack formed between the first and the fourth L-strips from the support. Afterwards, the crack continued longitudinally along the flange and propagated towards the applied load (see Figure 7.4a). Similar behavior was

observed in the specimens with steel stirrups. With steel stirrups or CFRP rope, the crack angle became steeper. In specimens of the S3 and S1 series, the crack propagated along the flange for a longer distance compared to specimens of the S0 series. This can be attributed to the fact that the crack exerts the minimum energy and bridges less number of steel stirrups to induce the failure.

Ultimate load-carrying capacities

The experimental results obtained from the tests for all series are summarized in Table 7.1, which shows the maximum load capacity attained. The table presents in particular the shear contributions due to concrete (V_c), steel stirrups (V_s), and CFRP (V_{frp}) and the shear-capacity percentage due to CFRP. Note that the CFRP contribution was obtained by subtracting the total shear capacity from that of the control specimen (no wrap), which represents the contribution of concrete and steel stirrups. The gain in shear resistance due to CFRP wrap was calculated as a percentage of the shear capacity of the control specimen. As well, the concrete contribution was calculated based on the results achieved for the control test specimens of the S0 series, whereas the steel-stirrup contribution was determined from the S3 and S1 series. It was assumed that these contributions were identical whether the beam was reinforced with steel stirrups or strengthened with CFRP, as assumed implicitly by the design guidelines.

For beams of the S0 series (specimens without steel stirrups), the shear-capacity gain due to CFRP sheet (specimen S0-EB) was 47% compared to 14% for the specimen strengthened with CFRP L-strips. This result clearly illustrates the effectiveness of the two strengthening procedures used to cover the shear span since the CFRP ultimate tensile strength of the L-strips was approximately equal to that of the sheets. An increase in FRP width proportionally leads to uniform and greater transfer between FRP and concrete, which consequently increases the shear capacity of strengthened beams, as revealed in previous studies (Teng et al. 2002; Mofidi and Chaallal 2011b). The higher shear-capacity gain of the CFRP sheet strengthened specimens can also be attributed to its larger rigidity ratio, which is about 30%

greater than that of the L-strips. The maximum recorded shear capacity achieved by the specimen anchored with CFRP rope was 164 kN, which represented a 96% increase in ultimate capacity compared to the control specimen. This result confirmed the effectiveness of the CFRP rope-anchorage technique in eliminating debonding at the early stage of loading. This indicates that if debonding can be prevented, more effective utilization of the strengthening material and higher shear capacity can be attained.

In the S3 series, with four steel stirrups provided along the shear span, contributions of 14% and 8% were achieved by the CFRP sheet and the L-strip specimens respectively compared to the control. Compared to the other specimens of the same series, use of the proposed anchorage technique resulted in a significant increase in the shear capacity in specimen S3-LS-Rope. The load-carrying capacity of the specimen was 382 kN, which represents an increase of 35% over the control specimen of the same series. As shown in Table 7.1, load-carrying capacity increased with the presence of steel stirrups. However, this presence also influenced the CFRP shear contribution. This inverse relation between the presence of steel stirrups and CFRP shear contribution has been well documented in several research studies (Bousselham and Chaallal 2004). The authors attributed it to the fact that the crack width increases with the absence of steel stirrups. Opening of a shear crack along the depth of the beam induces tension in the FRP bridging the crack. The resistance forces in the FRP tend to provide constraint to prevent further crack opening. The stresses in the FRP are proportional to the crack width due to the elastic nature of the FRP. Therefore, a wider shear crack induces a greater contribution of FRP to the shear capacity.

For the S1 series, six steel stirrups provided along the shear span, the control specimen (S1-CON) failed at an ultimate load of 355 kN. The shear strength of the beam strengthened with CFRP sheet was higher than the one strengthened with L-strips. Specimen S1-LS-Rope attained a failure load of 422 kN, representing a gain in the load-carrying capacity of 19% over the control specimen and 10% over the specimen strengthened with CFRP sheets. This increase is attributed to the anchorage provided by the CFRP rope, which prevented

premature debonding failure. The results obtained in this study indicate clearly that the CFRP rope-anchorage technique considerably increases the shear capacity of strengthened beams. It provided an increase in shear capacity more than twice that obtained by the CFRP sheets. In addition, the technique is highly effective to overcome the drawback of the small width ratio of L-strips compared to CFRP sheets. Note that the presence of steel stirrups in the beams resulted in a substantial reduction in the CFRP gain in shear resistance.

7.4.2 Load-deflection behavior

The load-deflection relationships at the load application point are presented in Figure 7.5(a-c) for the S0, S3, and S1 series respectively. The maximum deflections corresponding to the maximum applied loads are reported in Table 7.1. Prior to cracking, the load-deflection relationships and the shear force corresponding to crack initiation for all specimens were essentially similar for all series. This indicates that applying CFRP for shear strengthening does not change the initial stiffness of the specimen. In addition, the locations where cracks occurred were identical regardless of the presence of the CFRP. Discrepancies in the load-deflection curves were observed in the cracking zone. The maximum loading capacity and maximum deflection increased in the specimens strengthened with CFRP sheets compared to those strengthened with L-strips (not anchored), which implies that the presence of CFRP sheets increases the loading capacity of the strengthened specimens. In the three series, the deflection of the specimens strengthened with CFRP sheets was higher than that of the specimens strengthened by non-anchored L-strips. However, neither specimen in the S0 series exhibited a yield plateau, despite the considerable increase in the loading capacity and the deflection achieved by the CFRP rope-anchored specimen. For specimens of the S3 series, the maximum deflection of the beams increased with the presence of steel stirrups. Specimen S3-LS-Rope exhibited a short yield plateau. There was no significant difference in the maximum deflection among the specimens of the S3 series. Overall, an increase in the number of steel stirrups in the S1 series greatly enhanced the ductility performance of the beams. The control specimen and the CFRP L-strip-strengthened specimen failed before reaching their flexural elastic limit. The specimen strengthened with CFRP sheets (S1-EB) reached its flexural capacity limit. Therefore, the failure of this specimen was more ductile

compared to the other strengthened unanchored specimens. Note that specimen S1-LS-Rope also exhibited a considerable yield plateau and failed at a higher deflection compared to the other specimens, which is a favorable failure scenario. The longitudinal steel in the specimen yielded before the ultimate shear failure.

From the results presented, it is clear that the maximum shear force and the ultimate deflection at the loading point are mainly affected by the number of steel stirrups along the shear span (Table 7.1). In order to figure out the effect of steel stirrups, a ductility factor was used only for the specimens that experienced yielding. The ductility factor is defined as the ratio between the maximum deflection to the deflection corresponding to the yielding of the longitudinal steel. This factor was 1.4, 1.4, and 2.0 for the S3-LS-Rope, S1-EB, and S1-LS-Rope specimens respectively. Based on these results, it can be summarized that use of CFRP rope as an anchorage system increases both the load-carrying capacity and the ductility of beams.

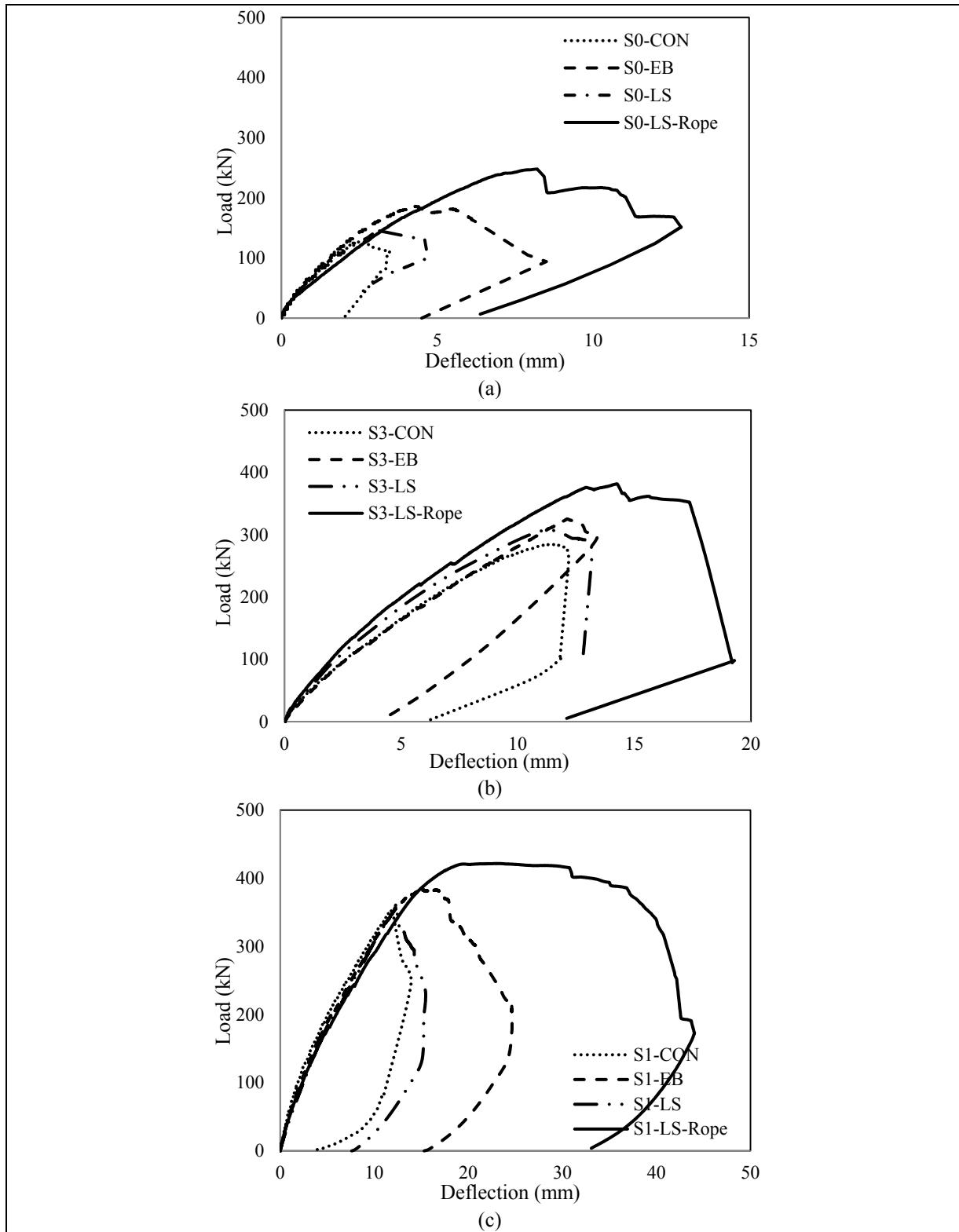


Figure 7.5 Load versus deflection relationships: (a) S0 series; (b) S3 series; (c) S1 series

7.4.3 Strain response

To gain insight into the influence of the CFRP rope-anchorage technique on the behavior of FRP shear-strengthened beams, the strain readings in longitudinal steel, steel stirrups, and CFRP were analyzed. The use of a comprehensive measuring device enabled the collection of valuable data that are needed for better understanding the behavior.

Longitudinal steel strain

Figure 7.6 presents the applied load versus strain curves for longitudinal tensile reinforcement at the load application point for the three CFRP rope-anchored specimens. The results represent the average of two strain gauges. It is clear that the applied load versus strain curves for longitudinal steel in the three specimens followed the same track of behavior until failure regardless of the number of steel stirrups. Overall, the longitudinal-steel reinforcement reached yielding under applied loads of about 330 kN. The longitudinal steel in the S0 series did not experience yielding in all specimens. With the presence of steel stirrups along the shear span, the loading capacity of the beams increased, and the strain in the longitudinal steel also increased. Yielding was reached for specimen S1-EB and the two anchored specimens in the S3 and S1 series. A short yield plateau was observed for the anchored specimen in the S3 series and the CFRP sheet-strengthened specimen in the S1 series. The results obtained in this study indicate that although an increase in the number of steel stirrups along the shear span reduced the FRP contribution to shear resistance, it nevertheless produced yielding in the longitudinal steel, which is a favorable behavior at ultimate capacity. Therefore, the FRP contribution is inversely proportional to the number of steel stirrups as well as to the strain in longitudinal steel. The result obtained here is similar to those reported by Bousselham and Chaallal (2004) and Dirar et al. (2012).

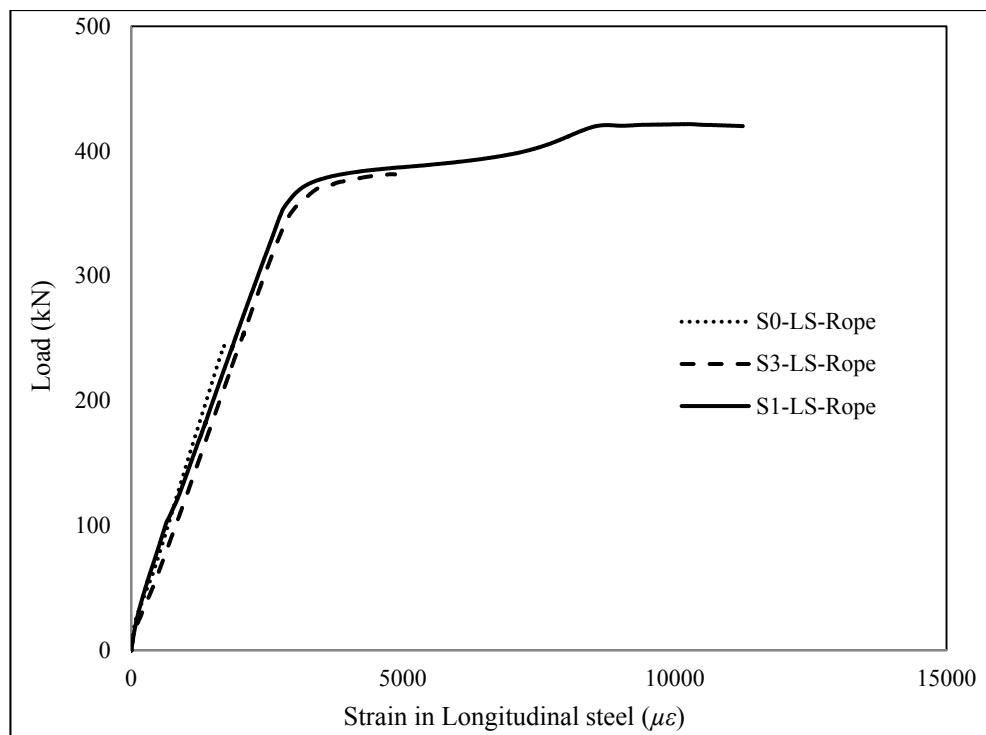


Figure 7.6 Load versus strain in longitudinal steel reinforcement at load point for the anchored specimens

Strain in steel stirrups

Applied load versus strain curves for steel stirrups are provided in Figure 7.7(a and b) for the S3 and S1 series. For all specimens, the results are presented for the steel stirrup that exhibited the highest strain along the shear span. It is clear that the strain in the steel stirrups initiated its contribution to the shear resistance at the onset of diagonal cracks. For all test specimens, the steel-stirrup contribution initiated at an applied load of approximately 80 kN. The strain in the steel stirrups continued to increase rapidly with the increase of the applied load until failure. Note that in all specimens, the steel stirrups crossing the shear crack reached yielding (2,900 μ strains). In the S3 series, given the applied load, the strain in the control specimens was the highest, followed by the L-strips, the CFRP sheets, and the CFRP rope-anchored specimens. No significant difference was observed in the strain in the steel stirrups for the S1 series. Figure 7.7a shows that for specimen S3-LS-Rope, the applied load versus strain curve for the steel stirrup that experienced rupture. The maximum strain reached

in this stirrup was 12,500 μ strains. No similar rupture in any steel stirrup was observed in the anchored specimens of the other series. This can be attributed to the greater number of steel stirrups provided along the shear span of the anchored specimen in the S1 series (S1-LS-Rope).

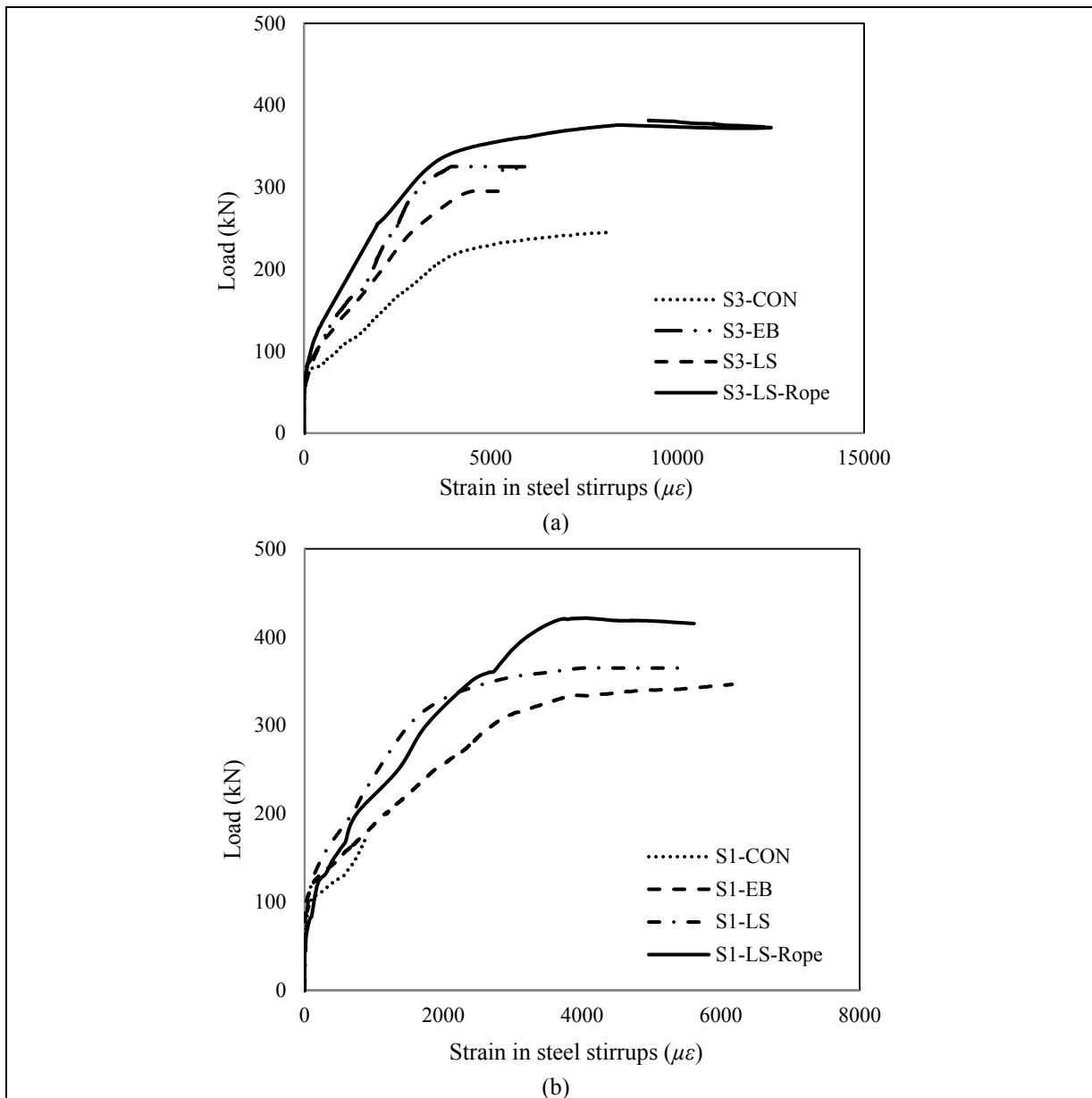


Figure 7.7 Load versus strain in steel stirrups: (a) S3 series; (b) S1 series

CFRP strain

To investigate the influence of steel-stirrup spacing and the CFRP rope on the CFRP contribution to ultimate shear resistance, the CFRP strains of the strengthened beams were measured. The plots of the applied load versus the CFRP strains are presented in Figure 7.8(a-c). Plots are shown for the strain gauge that exhibited the highest strain along the shear span. This corresponds to the CFRP crossing the shear crack near the mid-depth. The maximum CFRP strain values along with their percentage to the ultimate strain are provided in Table 7.1. It should be noted that the ultimate strain of the CFRP sheet and the L-strip is 1.33% and 1.9%, respectively.

Prior to the onset of the diagonal crack, little strain in the CFRP laminates was observed, indicating that the CFRP did not participate in resisting shear. The CFRP contribution was triggered at an applied load of approximately 80 kN, regardless of the strengthening scheme, which is similar to the behavior observed for steel stirrups. With the load increase, the contribution of the CFRP to the loading capacity of the beam increased rapidly with the increase of the shear-crack width until failure. As the crack widened, it became evident that the stiffness of the curves differed based on the strengthening procedure. For a given applied load, the strain in the CFRP L-strips was higher than that in the CFRP sheets. However, with a wider CFRP width, CFRP sheets tended to contribute more to shear resistance. In some cases, the strain in the CFRP L-strips in the anchored and unanchored specimens followed essentially the same path. However, higher CFRP strains were recorded in the anchored specimens. It should be emphasized that the strain in the CFRP sheets and L-strips increased considerably when the concrete aggregates lost its integrity, hence its shear contribution is greatly decreased, and when the yielding of the steel stirrups was reached. This phenomenon was very obvious in the anchored specimens. Figure 7.8(b and c) show that the CFRP strain in the anchored specimens increased drastically after the corresponding yield loads of the steel stirrups were reached (310 kN for specimen S3-LS-Rope and 385 kN for S1-LS-Rope). In these specimens, the CFRP L-strips engaged effectively to contribute to the shear resistance of the beam after the steel stirrups yielded. The rapid increase in CFRP strain

continued until ultimate failure occurred. In specimen S1-LS-Rope, the increase in CFRP strain was large (approximately 2,500 μ strains) for loadings between 385 and 422 kN. It is noteworthy that the considerable increase in CFRP strain was related to the difference between the yield load of the steel stirrups and the maximum load attained.

Several research studies have noted that the maximum strain in the FRP laminate decreased with the increase of the number of steel stirrups along the shear span. In other words, the strain in the FRP laminates decreased as the spacing between steel stirrups decreased. In the present study, to assess the relation between the strain in the FRP laminates and the number of steel stirrups, the maximum CFRP strain was investigated. The specimens strengthened with L-strips and with no anchorage in Figure 7.8(a-c) show that the maximum strain in the L-strip laminate decreased with the increase of the number of steel stirrups along the shear span. This tendency was true when the FRP debonding was the governing failure mode for the L-strips. For the CFRP sheets, when the steel stirrups yielded and the sheets still attached to the concrete, an interesting result was observed that can highlight the difference between the two strengthening procedures. The strain in the CFRP sheets increased rapidly under approximately the same loading before the debonding failure. This can be explained by noting that the CFRP strain increased considerably while the CFRP sheets hold the two cracked pieces of concrete until the FRP debonding failure. When FRP debonding was prevented and the yielding of the steel stirrups was reached, as exemplified by the CFRP rope-anchored specimens (as discussed in the previous paragraph), the CFRP strain was observed to increase rapidly regardless of the number of steel stirrups along the shear span. In this case, the anchored L-strips greatly contributed to shear strength. This tendency was demonstrated by the CFRP strains measured in specimens S3-LS-Rope and S1-LS-Rope compared to that measured in specimen S0-LS-Rope.

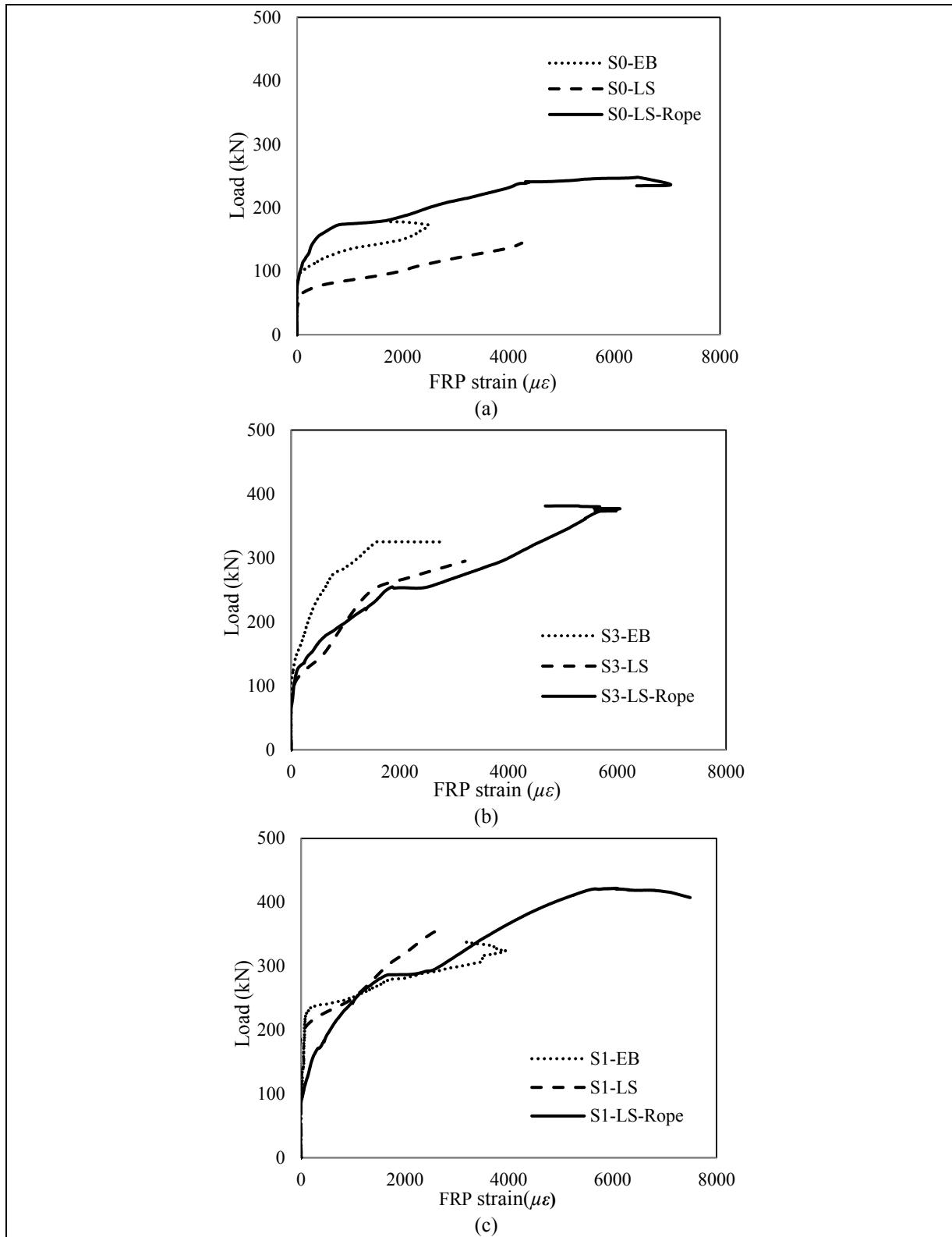


Figure 7.8 Load versus FRP strain: (a) S0 series; (b) S3 series; (c) S1 series

7.5 Conclusions

The present experimental study was conducted to investigate the effectiveness of a new anchoring technique for RC T-beams shear-strengthened with EB CFRP U-wrap L-strips. The technique consists of inserting CFRP ropes through holes that were drilled at the web-flange intersection and flaring their ends onto the two free ends of the U-wrap CFRP L-strips. Thus, the method theoretically converts the U-wrap scheme to a full-wrap scheme. Within the scope of this investigation, the following conclusions can be drawn:

1. The CFRP rope proved to be an effective anchorage technique. It significantly enhanced the shear capacity of CFRP shear-strengthened beams using the privilege of the full-wrap scheme;
2. The strengthening procedure was found to affect the contribution of FRP laminates. Shear-strengthening of beams with CFRP sheets, which is characterized by a larger FRP to concrete-width ratio, increased considerably the shear capacity of the beams compared to the L-strips shear-strengthening procedure. However, the use of CFRP rope increased the gain contribution of the CFRP L-strips to the shear resistance by more than twice that due to CFRP sheets. Therefore, the technique is highly effective in overcoming the drawback of the small width ratio of L-strips compared to CFRP sheets;
3. The technique eliminated the debonding failure mode of the L-strips and resulted in better utilization of the full capacity of the strengthening material. The specimens anchored using CFRP ropes failed by concrete crushing. In addition, the ductility of the anchored specimens was substantially improved;
4. A relation was established between the number of steel stirrups and the shear-crack angle. The presence of steel stirrups or CFRP ropes produced a steeper shear-crack angle;
5. When debonding of FRP laminates was prevented and the steel stirrups yielded, FRP greatly contributed to the shear strength. In this case, the FRP strain increased rapidly regardless of the number of steel stirrups along the shear span.

The results obtained in this study have demonstrated that the proposed method is promising and can make FRP shear-strengthening more attractive. In addition, the method is potentially cost-effective for the anchorage of FRP shear-strengthened RC beams.

7.6 Acknowledgments

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT), and the Ministère des Transports du Québec (MTQ) through operating grants is gratefully acknowledged. The authors thank Sika Canada Inc. (Pointe Claire, Quebec) for their contribution towards the cost of CFRP materials. The efficient collaboration of John Lescelleur (senior technician) and Andres Barco (technician) of the École de Technologie Supérieure in conducting the tests is also acknowledged.

CONCLUSION

Les études sur le renforcement des poutres en BA à l'aide de PRF sous charges statiques sont nombreuses et bien documentées, que ce soit en flexion ou en cisaillement. Par contre, peu de recherches à ce jour ont été effectuées sur la performance des poutres en béton renforcées à l'aide de PRF sous chargement cyclique de fatigue. De plus, la majorité de ces études portent sur le renforcement en flexion, à l'exception de quelques recherches qui traitent exclusivement du renforcement en cisaillement des poutres en BA.

L'objectif de la présente thèse consiste à élucider le comportement en fatigue des poutres en béton renforcées à l'aide de PRF collés en surface. Il s'agit spécifiquement d'examiner la faisabilité du renforcement en cisaillement sous chargement cyclique, de mettre en évidence les paramètres d'étude en fatigue et leurs effets sur la performance des poutres renforcées, ainsi que d'évaluer les limites supérieures recommandées à l'ÉLF par les normes et guides de conception en vigueur.

La réalisation de ces objectifs repose sur des investigations théoriques, incluant une revue synthèse de la littérature, et des investigations expérimentales, conduites par un vaste programme d'essais en trois phases (I, II et III). Ceci ne pouvait être accompli qu'en élaborant une approche méthodologique qui permet de dévoiler les lacunes et identifier les besoins en recherche dans le domaine du renforcement des structures en béton à l'aide de PRF.

Pour ce faire, un état exhaustif des connaissances sur l'utilisation des PRF pour le renforcement externe sous chargement cyclique a été entrepris. L'analyse de cette documentation consacrée au comportement en fatigue nous a amenés à dresser un tableau sommaire des recherches expérimentales antérieures et une base de données de plus de 300 poutres en béton renforcées à l'aide de PRF collés en surface. Toutes les données pertinentes y sont répertoriées. On peut citer : les caractéristiques techniques, les propriétés des matériaux, les systèmes de renforcement et d'ancrage, les conditions de chargement de

fatigue, les modes de rupture ainsi que les différentes variables examinées des essais. L'accent est mis notamment sur le renforcement en cisaillement où une description détaillée des études effectuées a été fournie. Enrichie de manière significative par les nombreux essais conduits dans le cadre de la présente thèse, cette base constitue une importante source de données pour l'industrie de la construction afin d'outiller l'ingénieur dans la prise de décisions quant à la réhabilitation des ponts existants.

Plusieurs paramètres d'influence majeure entrent en jeu pour évaluer la durée de service en fatigue des poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface, paramètres complexes et difficiles à estimer. La présente recherche se veut une réponse à quelques-uns de ces besoins, notamment (i) les conditions de chargement cyclique appliquée; (ii) les contributions et interactions que développent en cisaillement les divers constituants durant le chargement de fatigue, à savoir : le béton, l'armature transversale, l'armature longitudinale, et le renfort en PRFC ; ainsi que (iii) le système de renforcement et d'ancrage appliquée.

Trois différents taux d'armature transversale ont été considérés pour tous les systèmes de renforcement examinés. Les poutres des phases I et II d'essais étaient soumises à des charges cycliques jusqu'à 6 millions de cycles de contraintes à une fréquence de 3 Hz. Les poutres qui endurent les 6 millions de cycles sont alors testées à la rupture sous charges statiques pour mesurer leur résistance résiduelle. Une comparaison avec les limites en fatigue recommandées par les normes et guides de conception a été établie. Les résultats ont été présentés en termes de modes de rupture, charges ultimes et gains en résistance dus aux PRF, relations contrainte-déformation, déformations subies par les divers constituants, ainsi que résistance résiduelle et dégradation accumulée par fatigue.

Phase I: Dans cette phase le comportement en fatigue des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de tissus continus en PRFC en forme de U a été évalué. Outre la présence et la variation du taux d'armature transversale, deux options de réhabilitation ont été investiguées : (i) renforcement des poutres existantes en BA (spécimens de catégorie A) dans le but d'augmenter leurs capacités initiales dû à une augmentation des surcharges de service (ceci

se traduit par une augmentation du chargement appliqué pour tenir compte de la contribution à la résistance en cisaillement des PRF); et (ii) réhabilitation des poutres (spécimens de catégorie B) à leurs capacités initiales afin de prolonger la durée de service en fatigue sans aucune augmentation des surcharges (ceci traduit par un même chargement cyclique pour les poutres renforcées et non-renforcées, donc sans tenir compte de la contribution des PRF).

Phase II : Cette phase évalue le comportement en fatigue des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de lamelles préfabriquées en PRFC en forme de L. Ceci constitue une contribution importante puisque la littérature ne reporte qu'un seul spécimen renforcé selon cette technique et soumis à un chargement cyclique. Deux lamelles en L ont été placées de façon opposée sur les faces latérales de l'âme et superposées sur la face en tension pour former un renforcement en forme de U. Les lamelles ont été ancrées dans la semelle de la section en Té sur presque toute la hauteur de la dalle.

Une comparaison des deux techniques de renforcement en cisaillement à l'aide de PRFC collés en surface (tissus en U versus lamelles en L) sous chargement cyclique (fatigue) et statique (post-fatigue) a été ensuite entreprise.

Les résultats des essais des phases I et II ont montré une augmentation de la résistance en cisaillement des poutres renforcées et une prolongation de la durée de service en fatigue des poutres réhabilitées. Ils démontrent ainsi l'efficacité du renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de FRP collés en surface sous chargement cyclique. Plus spécifiquement les conclusions suivantes relatives aux phases I et II peuvent être énoncées:

1. Le comportement en fatigue des poutres renforcées en cisaillement a montré une réponse typique de la dégradation accumulée par fatigue, qui est caractérisée par une augmentation significative du taux de dégradation pendant les premiers cycles de contraintes, suivie par une phase quasi-constante, où le taux de dégradation ralentit

considérablement avec l'augmentation du nombre de cycles. Une dégradation brusque peut se produire juste avant la rupture imminente de la structure;

2. Les spécimens de catégorie A (phase I) ont subi une rupture en flexion par fatigue. L'armature longitudinale peut être le point faible et devrait être examinée avec précaution, notamment pour la prolongation de la durée de service, où elle peut régir la capacité ultime prévue de la poutre et donc le mode de rupture. L'amplitude des contraintes dans les barres d'armature était dans l'intervalle des limites supérieures recommandées par les normes. Ceci peut indiquer que les recommandations des normes en vigueur pour la conception à l'ÉLF des poutres en BA non-renforcées peuvent également être utilisées pour les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface;
3. Une comparaison des poutres renforcées avec celles non-renforcées révèle une réduction du niveau des déformations dans les armatures transversales après le renforcement, et ce malgré le chargement cyclique plus élevé. Ceci confirme l'efficacité du renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF sous chargement de fatigue;
4. Une comparaison des déformations dans les armatures transversales des poutres non-renforcées peut fournir une ligne directrice pour une limite supérieure de l'amplitude des contraintes, afin d'éviter une rupture des étriers sous chargement de fatigue. D'autres investigations doivent être effectuées puisqu'aucune limite n'a encore été recommandée par les normes en vigueur à ce sujet;
5. Le niveau des déformations dans les composites PRF a augmenté avec le taux d'armature transversale. Cependant, les résultats ont montré une amélioration de la performance en fatigue des PRFC avec la présence des étriers. Ceci démontre la redistribution des contraintes grâce au composite et confirme l'existence d'une interaction entre les étriers d'acier internes et les PRF collés en surface sous chargement cyclique;
6. Le fait qu'aucun indice de rupture par décollement n'a été observé pendant les essais de fatigue démontre clairement la faisabilité des deux systèmes de renforcement en cisaillement sous charges cycliques (enrobement à l'état liquide des tissus en U et collage des lamelles préfabriquées en L);

7. Le renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de lamelles préfabriquées en PRFC en L a été plus efficace que le renforcement à l'aide de tissus continus en U dans la prolongation de la durée de service en fatigue. Ceci a été confirmé en termes du nombre de cycles de contraintes, modes de rupture, niveau des déformations dans les divers constituants, gain en résistance au cisaillement dû aux PRF, ainsi que la dégradation accumulée par fatigue;
8. Le renforcement en cisaillement des poutres à l'aide de lamelles préfabriquées en L a changé le mode de rupture de la poutre, passant d'un comportement fragile avant renforcement à un autre plus ductile après renforcement;
9. La présence et l'augmentation du taux d'armature transversale dans les poutres renforcées ont entraîné une réduction substantielle du gain en résistance à l'effort tranchant dû aux PRFC, ce qui confirme l'existence d'une interaction entre les étriers d'acier internes et les PRF collés en surface sous chargement statique.

Phase III : Cette phase évalue la faisabilité d'un nouveau système d'ancrage pour le renforcement en cisaillement sous chargement statique. Des poutres en BA ont été renforcées en cisaillement à l'aide des lamelles préfabriquées en PRFC en forme de L et ancrées ensuite en utilisant des cordages en PRFC. La technique de renforcement consiste à insérer des cordages à travers des trous perforés horizontalement à l'intersection de l'âme et de la semelle de la section en Té, et les coller ensuite aux extrémités des lamelles en L déjà installées sur les faces latérales de l'âme pour former un étrier fermé donc un renforcement en enveloppe complète. La méthode proposée semble être prometteuse et peut rendre le renforcement en cisaillement plus efficace et donc populaire, notamment pour des structures soumises à des charges cycliques. Les résultats obtenus ont démontré que ce système d'ancrage est d'une efficacité remarquable, et plus spécifiquement :

1. L'utilisation des cordages en PRFC a considérablement amélioré la résistance en cisaillement des poutres renforcées en agissant comme un renfort en enveloppe complète.

La contribution à la résistance en cisaillement dû aux lamelles ancrées avec cordages est plus que le double du gain attribué aux tissus continus en U;

2. Les cordages ont éliminé le mode de rupture prématué par décollement des lamelles, qui s'est produit pour les poutres renforcées sans ancrage, et ont ainsi permis l'utilisation de la pleine capacité du système de renforcement. De plus, la ductilité des poutres renforcées à l'aide des lamelles en L et ancrées avec des cordages en PRFC a été améliorée de façon significative;
3. Lorsque le décollement des lamelles est empêché et la plastification des armatures transversales atteinte, les renforts PRFC contribuent substantiellement à la capacité en cisaillement de la poutre. Dans ce cas, la déformation dans les PRFC augmente rapidement avant la rupture finale de la poutre, indépendamment du taux ou du nombre d'étriers le long de la zone de cisaillement.

RECOMMANDATIONS

Bien que les résultats obtenus à partir des investigations théoriques et expérimentales menées dans le cadre de cette thèse ont enrichi, on ose le croire, la base de données existante et constitué un outil indispensable au développement des méthodes de réhabilitation en cisaillement, le nombre d'essais réalisé, bien qu'important, demeure insuffisant pour : (i) pouvoir développer des procédures de vérification et des modèles analytiques rationnels, permettant de mettre à la disposition des ingénieurs des règles de calcul aisément utilisables pour la conception à l'ÉLF; (ii) élucider les mécanismes mis en jeu dans la répartition des efforts et l'interaction qui existe entre les armatures transversales internes et les renforts PRF collés en surface; (iii) fournir des lignes directrices définitives pour les limites supérieures de l'amplitude des contraintes dans les armatures transversales sous chargement de fatigue, limites qui font défaut présentement.

Chacun de ces aspects mentionnés constitue, à lui seul, toute une thématique de recherche et nécessite davantage d'investigations, dont les objectifs ne peuvent être atteints qu'à travers un effort soutenu, afin d'optimiser la technique de renforcement en cisaillement des poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface.

Les résultats pertinents obtenus des essais conduits dans cette recherche nous incitent à proposer de nouveaux projets de recherche plus ciblés. Plus spécifiquement :

1. Évaluer l'efficacité du système d'ancrage en utilisant les cordages en PRF pour le renforcement en cisaillement sous chargement cyclique (fatigue). Ceci semble être un sujet incontournable, notamment pour la réhabilitation sismique des poutres de ponts en béton existants, en utilisant l'avantage du renfort en enveloppe complète, ce qui peut s'avérer utile pour l'industrie de la construction afin d'outiller l'ingénieur aux prises avec des projets de réhabilitation en vue d'une mise en conformité sismique;

2. Examiner le comportement en fatigue des poutres en béton précontraint renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface. Ce sujet est très peu documenté;
3. Étudier l'influence de l'effet d'échelle sur la performance des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface. Les spécimens utilisés dans le cadre de cette étude sont certes de grandeur nature, mais ils demeurent néanmoins en deçà des poutres de ponts existants, d'où l'importance d'un tel projet.

ANNEXE I

BASE DE DONNÉES DES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES ANTÉRIEURES SUR LE COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF COLLÉS EN SURFACE

Tableau-A I-1 Base de données des recherches expérimentales sous chargement de fatigue

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties					Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture							
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{tip} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (kN)	Min applied load (kN)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Barnes and Mays (1999)	Beam #3	2.3	2.1	920	230	-	125	4.5	1.3	3T12	R6	150	90	1.2	-	1	1226	135	-	CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	40 x 90 mm steel plate bolted to the CFRP laminate at both ends by 2 steel bolt anchors	1	10	44 ^{a, b}	49 kN	5 kN	0.508	SR→D
	Beam #4	2.3	2.1	920	230	-	125	4.5	1.3	3T12	R6	150	90	1.2	-	1	1226	135				1	10	36 ^{b, c}	40 kN	4 kN	1.889	SR→D
	Beam #5	2.3	2.1	920	230	-	125	4.5	1.3	3T12	R6	150	90	1.2	-	1	1226	135				1	10	29 ^c	32 kN	3 kN	RO	NF
Shahawy and Beitelmal (1999)	C-2L5-FB	-	5.8	1930	445	89	120	5.6	2.76	1135 mm ²	Tack-welded stirrups to the main reinforcing bars	-	2	-	2	3650	231	Preloaded up to half fatigue life of the control beam	CFRP sheets bonded longitudinally to the full web (sides and tensile face)	-	1	-	25 ^c	50	25	2.000	SR→R	
	F-2L5-A	-	5.8	1930	445	89	120	5.6	2.76	1135		-	2	-	2	3650	231	1			-	25 ^c	50	25	1.800	SR→R		
	F-2L5-B	-	5.8	1930	445	89	120	5.6	2.76	1135		-	2	-	2	3650	231	1			-	25 ^c	50	25	1.756	SR→R		
	F-3L5-A	-	5.8	1930	445	89	120	5.6	2.76	1135		-	2	-	3	3650	231	1			-	25 ^c	50	25	3.000	SR→R		
	F-3L5-B	-	5.8	1930	445	89	120	5.6	2.76	1135		-	2	-	3	3650	231	1			-	25 ^c	50	25	3.215	SR→R		
Masoud et al. (2001)	TIF	2	1.8	650	175	-	120	4.5	1.2	2-M10	φ6	80	-	1	-	1	385	25	9% mass loss due to corrosion of the tensile reinforcing steel	Continuous U-wrapped CFRP sheets bonded transversely along the beam	CFRP sheet (50 mm-wide) bonded longitudinally to the top edge of the U-wrapped sheets on both sides	3	-	70 ^c	80	10	0.217	SR
	SIF	2	1.8	650	175	-	120	4.5	1.2	2-M10	φ6	80	-	1	-	1	960	73				3	-	70 ^c	80	10	0.327	SR
	TIIF	2	1.8	650	175	-	120	4.5	1.2	2-M10	φ6	80	100	1	-	1	385	25				3	-	70 ^c	80	10	0.518	SR
Papakonstantinou et al. (2001)	S-11	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72	-	GFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	The GFRP sheet was extended to within 50 mm of the supports	3	7	46 ^a	50	4	6.000	SR→D
	S-10	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				3	2	51 ^a	55	4	0.685	SR→D
	S-2	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				3	2	55 ^a	58	3	0.880	SR→D
	S-5	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				3	2	56 ^a	61	5	0.800	SR→D
	S-7	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				3	2	63 ^a	67	4	0.570	SR→D
	S-9	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				2	2	68 ^a	72	4	0.235	SR→D
	S-6	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				2	2	76 ^a	81	5	0.126	SR→D
	S-8	1.3	1.2	407	152	-	152	3.7	1.5	2#4	#3	50	152.4	0.2	-	1	1730	72				2	2	95 ^a	100	5	0.030	SR→D
Aidoo et al. (2004)	RS1	6.1	5.6	2820	508	102	209	6.7	1	3#5, 6 & 7	#3	100 to 305	102	1.9	-	1	5.3 kN/mm-ply	294 kN/mm-ply	-	CFRP laminate bonded longitudinally to the web's tensile face	-	1	10	66 ^c	80	14	0.309	SR→D
	RS2	6.1	5.6	2820	508	102	209	6.7	1	3#5, 6 & 7	#3		102	1.9	-	1	0.87 kN/mm-ply	72 kN/mm-ply				1	10	53 ^c	63	10	1.602	SR→D
	RF1	6.1	5.6	2820	508	102	209	6.7	1	3#5, 6 & 7	#3		203	-	-	2	0.87 kN/mm-ply	72 kN/mm-ply	-	CFRP sheet bonded longitudinally to the web's tensile face	-	1	10	66 ^c	80	14	0.221	SR→D
	RF2	6.1	5.6	2820	508	102	209	6.7	1	3#5, 6 & 7	#3		203	-	-	2	0.87 kN/mm-ply	72 kN/mm-ply				1	10	53 ^c	63	10	1.383	SR→D

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties												Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure				Fatigue loading parameters			Rupture	
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{tip} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{u} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode	
Gheorghiu et al. (2004)	Czaderski and Motavalli (2004)	S6	4	3.5	1250	500	120	150	2.9	3.3	4-M25	φ8	150	40	1.4	300	1	2250	120	Precracked by static loading applied up to P_{max}	Intermittent L-shaped CFRP laminates bonded transversely on both sides along the shear span and overlapped at the web's tensile face	The CFRP L-plates were fully embedded into the flange of the T-beam	4.4	5	20 ^a	59	39	RO	NF
		C1 & C2	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155	-	CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face, leaving 260mm-long unbonded portion at mid-span	U-wrapped GFRP sheet (130mm-wide) bonded transversely to the CFRP sheet at both ends	2	0.4	16 ^a	28	12	RO	NF
	CW	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155	wet-dry cycles	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	CW-S	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155	salted wet-dry cycles	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	CI	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155	water immersion	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	CI-S	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155	salted water immersion	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	R1 & R2	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	0.11	-	1	3400	230	-	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	RW	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	0.11	-	1	3400	230	wet-dry cycles	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	RW-S	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	0.11	-	1	3400	230	salted wet-dry cycles	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	RI	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	0.11	-	1	3400	230	water immersion	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
	RI-S	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	0.11	-	1	3400	230	salted water immersion	2		0.4	16 ^a	28	12	RO	NF		
Heffernan and Erki (2004)	H-Cfa	3	2.9	1100	300	-	150	4.2	1.8	2M20+1M10	M10	90	125	0.1	-	7	-	233	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	3	1	60 ^b	80	20	0.340	SR→D		
	H-CFb	3	2.9	1100	300	-	150	4.2	1.8	2M20+1M10	M10	90	125	0.1	-	7	-	233			3	1	60 ^b	80	20	0.390	SR→D		
	M-Cfa	3	2.9	1100	300	-	150	4.2	1.8	2M20+1M10	M10	90	125	0.1	-	7	-	233			3	1	50 ^b	70	20	0.900	SR→D		
	M-CFb	3	2.9	1100	300	-	150	4.2	1.8	2M20+1M10	M10	90	125	0.1	-	7	-	233			3	1	50 ^b	70	20	0.890	SR→D		
	L-Cfa	3	2.9	1100	300	-	150	4.2	1.8	2M20+1M10	M10	90	125	0.1	-	7	-	233			3	10	40 ^b	60	20	4.890	SR→D		
	L-CFb	3	2.9	1100	300	-	150	4.2	1.8	2M20+1M10	M10	90	125	0.1	-	7	-	233			3	10	40 ^b	60	20	6.440	SR→D		
	CF-2	5	4.8	1600	574	-	300	3.2	1	3-M25	M10	250	275	0.11	-	2	-	325			1.5	1	50 ^b	70	20	0.312	SR→D		
	CF-4	5	4.8	1600	574	-	300	3.2	1	3-M25	M10	250	275	0.11	-	4	-	325			1.5	1	50 ^b	70	20	0.627	SR→D		
	CF-6	5	4.8	1600	574	-	300	3.2	1	3-M25	M10	250	275	0.11	-	6	-	325			1.5	1	50 ^b	70	20	1.049	SR→D		

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties						Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture						
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, $A_{t,s}$	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{hp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Brena et al. (2005)	AF-1	2.9	2.7	1067	356	-	203	3.4	0.6	2#5	D6 wire	102	50	0.17	-	2	3800	228	-	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	Four intermittent U-wrapped CFRP sheets (50 mm-wide) bonded transversely to the CFRP strips within the shear span	2	0.01	31 ^a	35	4	RO	NF
	AF-2	2.9	2.7	1067	356	-	203	3.4	0.6	2#5	D6	102	50	0.17	-	2	3800	228				2	1	31 ^a	35	4	RO	NF
	AF-3	2.9	2.7	1067	356	-	203	3.4	0.6	2#5	D6	102	50	0.17	-	2	3800	228				2	1	50 ^a	54	4	RO	NF
	AF-4	2.9	2.7	1067	356	-	203	3.4	0.6	2#5	D6	102	50	0.17	-	2	3800	228				2	1	83 ^a	87	4	0.156	SR
	BF-1	3.2	3	1219	406	-	203	3.3	0.5	2#5	D6	102	50	1.2	-	1	2400	155				2	1	38 ^a	40	2	RO	NF
	BF-2	3.2	3	1219	406	-	203	3.3	0.5	2#5	D6	102	50	1.2	-	1	2400	155				2	1	54 ^a	56	2	RO	NF
	BF-3	3.2	3	1219	406	-	203	3.3	0.5	2#5	D6	102	50	1.2	-	1	2400	155				2	1	90 ^a	92	2	0.055	D
	BF-4	3.2	3	1219	406	-	203	3.3	0.5	2#5	D6	102	50	1.2	-	1	2400	155				2	1	105 ^a	107	2	0.009	D
Gussenhoven and Brena (2005)	A-1-4-80	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4 wire	51	89	0.17	-	1	3800	260	-	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	4	2	70 ^b	80	10	0.132	CS
	A-1-4-70	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	89	0.17	-	1	3800	260				4	2	60 ^b	70	10	0.288	SR→D
	A-1-4-60	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	89	0.17	-	1	3800	260				4	2	50 ^b	60	10	0.779	SR, CS
	B-1-2-80	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	1	3800	260				4	2	70 ^b	80	10	0.290	SR→D
	B-1-2-70	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	1	3800	260				4	2	60 ^b	70	10	0.337	SR→D
	B-1-2-60	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	1	3800	260				4	4	50 ^b	60	10	RO	NF
	B-2-2-70	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	2	3800	260				4	2	60 ^b	70	10	0.150	CS
	B-2-2-60	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	2	3800	260				4	2	50 ^b	60	10	RO	NF
	C-1-2-80S	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	1	3800	260		Pre-fatigued to 0.5M cycles to generate a steel stress equal to 50% of its yield value	-	4	2	70 ^b	80	10	0.327	SR→D
	C-1-2-70S	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	1	3800	260				4	2	60 ^b	70	10	0.440	SR→D
	C-1-2-60S	0.9	0.9	357	102	-	102	4.5	2.5	2-M10	D4	51	51	0.17	-	1	3800	260				4	4	50 ^b	60	10	RO	NF
Larson et al. (2005)	Beam 3	5	4.9	1830	356	102	102	6.5	2x9.5mm steel strands with 62% prestressing level		D6 wire	102	216	0.17	-	1	3185	228	Pre-fatigued to initiate cracks at the locations of embedded crack-formers	CFRP sheet bonded longitudinally to the web's tensile face	Intermittent U-wrapped CFRP sheets (140mm-wide) bonded transversely to the CFRP sheets @ 305mm	3	1	30.8 ^d	33 kN	2.2 kN	RO	NF
	Beam 5	5	4.9	1830	356	102	102	6.5			D6 wire	102	254	0.17	-	2	3185	228				3	3	41.8 ^d	44 kN	2.2 kN	RO	NF

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties								Reinforcing steel properties				FRP properties				FRP strengthening procedure				Fatigue loading parameters				Rupture		
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{frp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Masoud et al. (2005)	11-RI	3.2	3	1000	254	-	152	4.7	1.2	2-M15	φ8	80	100	1	150	1	600	26	5, 10 and 15% mass loss due to corrosion of the tensile reinforcing steel in flexural zone	Intermittent U-wrapped GFRP sheets bonded transversely along the beam 120mm-wide CFRP sheet bonded longitudinally to the tensile face followed by the U-wrapped GFRP sheets	GFRP sheet (75 mm wide) bonded longitudinally to the top edge of the U-wrapped sheets on both sides	1.7	-	74 ^b	83	9	0.118	SR
	12-RI	3.2	3	1000	254	-	152	4.7	1.2	2-M15	φ8	80	100	1	150	1	600	26				1.7	-	74 ^b	83	9	0.095	SR
	13-RI	3.2	3	1000	254	-	152	4.7	1.2	2-M15	φ8	80	100	1	150	1	600	26				1.7	-	74 ^b	83	9	0.101	SR
	11-RII	3.2	3	1000	254	-	152	4.7	1.2	2-M15	φ8	80	120	1	-	1	960	73				1.7	-	74 ^b	83	9	0.232	SR→R
	12-RII	3.2	3	1000	254	-	152	4.7	1.2	2-M15	φ8	80	120	1	-	1	960	73				1.7	-	74 ^b	83	9	0.209	SR→R
	13-RII	3.2	3	1000	254	-	152	4.7	1.2	2-M15	φ8	80	120	1	-	1	960	73				1.7	-	74 ^b	83	9	0.216	SR→R
Quattlebaum et al. (2005)	C-L(a) then C-L(b)	4.8	4.6	2286	254	-	152	10	1	3#4	0	0	51	1.4	-	1	2800	155	- - - - - 42-year-old decommissioned bridge girders	CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face CFRP NSM-strips mounted longitudinally in 2 grooves within the beam's tensile face Hybrid laminate fixed longitudinally to the beam's tensile face using PAF system CFRP laminates bonded longitudinally to the web's tensile face CFRP NSM-strips mounted longitudinally in 4 grooves within the web's tensile face Hybrid laminate fixed longitudinally to the web's tensile face using PAF system	The hybrid laminate was anchored by powder actuated fasteners (PAF)	1.3	2 then 2	35 ^b then 47 ^b	45 then 64	10 then 17	RO then 0.600	NF then SR→D
	C-H	4.8	4.6	2286	254	-	152	10	1	3#4	0	0	51	1.4	-	1	2800	155				1.3	2	47 ^b	64	17	0.600	SR→D
	N-L(a) then N-L(b)	4.8	4.6	2286	254	-	152	10	1	3#4	0	0	25	1.4	-	1	2800	155				1.3	2 then 2	47 ^b then 56 ^b	64 then 77	17 then 21	RO then 1.480	NF then SR
	N-H	4.8	4.6	2286	254	-	152	10	1	3#4	0	0	25	1.4	-	1	2800	155				1.3	2	56 ^b	77	21	0.829	SR
	P-L	4.8	4.6	2286	254	-	152	10	1	3#4	0	0	84	3.2	-	1	844	61				1.3	2	38 ^b	51	13	1.320	SR
	P-H	4.8	4.6	2286	254	-	152	10	1	3#4	0	0	84	3.2	-	1	844	61				1.3	2	56 ^b	77	21	1.237	SR
Aidoo et al. (2006)	CF	-	8	4012	825	165	343	5.5	2.5	3#8, 10&11	#4	115, 150, 230 & 340	2x 102	1.4	102	1	2800	155	- - - - - 42-year-old decommissioned bridge girders	CFRP laminates bonded longitudinally to the web's tensile face CFRP NSM-strips mounted longitudinally in 4 grooves within the web's tensile face Hybrid laminate fixed longitudinally to the web's tensile face using PAF system	The hybrid laminate was anchored by powder actuated fasteners (PAF)	1.3	2	326 ^e kN	359 kN	32.5 kN	RO	NF
	NF	-	8	4012	825	165	343	5.5	2.5	3#8, 10&11	#4		25	1.4	-	2	2800	155				1.3	2	325 ^e kN	359 kN	33.8 kN	RO	NF
	PF	-	8	4012	825	165	343	5.5	2.5	3#8, 10&11	#4		102	3.2	-	2	844	61				1.3	2	326 ^e kN	359 kN	33.4 kN	RO	NF

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties								Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture				
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{fp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{hu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Ekenel et al. (2006)	S-1F	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	203	0.17	-	1	3800	228	Pre-cracked by static loading applied beyond the cracking load	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
	S-2F	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	203	0.17	-	1	3800	228		The CFRP sheet was anchored at both ends by glass fiber spikes		2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
	S-3F	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	102	3.18	-	1	835	62		CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
	S-4F	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	102	3.18	-	1	835	62				2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
Gheorghiu et al. (2006)	L400A, B	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155	-	CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face, leaving 260mm-long unbonded portion at mid-span	-	2, 3	0.4	16 ^a	28	12	RO	NF
	L800A, B & C	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2, 3	0.8	16 ^a	28	12	RO	NF
	L2000A, B	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	2	16 ^a	28	12	RO	NF
	H400A	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	0.4	33 ^a	61	28	RO	NF
	H400B	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	0.4	33 ^a	61	28	0.24	D
	H800A	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	0.8	33 ^a	61	28	RO	NF
	H800B	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	0.8	33 ^a	61	28	0.20	D
	H2000A	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	2	33 ^a	61	28	0.71	D
	H2000B	1.2	1.1	400	150	-	100	2.7	0.5	2#2	#2	76	50	1.2	-	1	2400	155				2	2	33 ^a	61	28	RO	NF
	NSM1F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	10 x 7-wire strands		$\phi 12$	330	9.1mm rod		-	-	2068	124		Decommissioned C-channel bridge girders built in the 1960's	CFRP NSM-rod mounted longitudinally in a single groove within both tensile faces	-	2	2	48.7 ^f	57.6 kN	8.9 kN	RO
Rosenboom and Rizkalla (2006)	NSM2F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	10 x 7-wire strands		$\phi 12$	330	16	2	-	2	2130	115				2	2	48.7 ^f	57.6 kN	8.9 kN	RO	NF
	EB1F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	10 x 7-wire strands		$\phi 12$	330	51	1.3	-	1	2758	160				2	2	48.7 ^f	57.6 kN	8.9 kN	0.63	PSR →D
	EB2F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	10 x 7-wire strands		$\phi 12$	330	102	2.4	-	4	338	46				2	2	63.8 ^f	72.7 kN	8.9 kN	RO	NF
	EB3F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	8 x 7-wire strands		$\phi 12$	330	102	1	-	3	600	45				2	2	63.8 ^f	72.7 kN	8.9 kN	1.08	PSR →D
	EB4F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	8 x 7-wire strands		$\phi 12$	330	127	1	-	5	138	76				2	2	48.7 ^f	57.8 kN	8.9 kN	RO	NF

Wang et al. (2007)	Soudki et al. (2007)	Author (Year)	Specimen designation		Beams properties						Reinforcing steel properties			FRP properties			FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters			Rupture							
					Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{fp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Toutanji et al. (2006)	Harries et al. (2007)	Author (Year)	3FI5 to 3FI8	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228	Three intermittent CFRP sheets (50 mm wide) bonded diagonally at 45 degree orientation to both sides along the shear span	The CFRP laminate was extended to within 100mm of the supports	1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.401	SR→D	
			3FI9	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.424	SR→D	
			3FI10	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.315	SR→R	
			3FI11	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.200	SR→R	
			3FI12 & 3FI13	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.075	SR→R	
			3FI14 & 3FI15	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.002	SR→R	
			3FI16 & 3FI17	1.8	1.5	560	158	-	108	4.4	1	2#3	0	0	102	0.17	-	3	3838	228			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.004	SR→R	
			L1F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	25	1.4	-	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.401	SR→D	
			H1F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	25	1.4	-	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.424	SR→D	
			L2F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	51	1.4	-	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.315	SR→R	
Harries et al. (2007)	Toutanji et al. (2006)	Author (Year)	H2F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	51	1.4	-	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	1.128	SR→D	
			L2x1F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	2x25	1.4	76	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.448	SR→D	
			H2x1F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	2x25	1.4	76	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.401	SR→D	
			L4F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	102	1.4	-	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.424	SR→D	
			H4F	4.9	4.5	2270	254	-	152	10	1	3#4	0	0	102	1.4	-	1	2800	155			1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.315	SR→R	
			F-CR-72	2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.3	2-M15	φ8	100 & 250	150	1.02	-	1	717	65	5% mass loss due to corrosion of the tensile reinforcing steel in flexural zone	CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.115	SR→R
			F-CR-57	2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.3	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65			-	1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.387	SR→R
			F-CR-47	2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.3	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65			-	1.2-1.7	2	17.8 ^g	22.2 kN	4.45 kN	0.828	SR→R
Wang et al. (2007)	Soudki et al. (2007)	Author (Year)	F6	5.3	5	1000	500	50	150	2.2	0.92	8-M10	φ6	175 & 200	120	1	-	3	658	65	CFRP laminate bonded longitudinally to the web's tensile face	CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	0.2	0.01	105 ^h	125 kN	20 kN	RO	NF
			C1	5.3	5	1000	500	50	150	2.2	0.92	8-M10	φ6		120	1	-	3	658	65			-	0.2	0.01	105 ^h	125 kN	20 kN	RO	NF
			C2	5.3	5	1000	500	50	150	2.2	0.92	8-M10	φ6		120	1	-	3	658	65			-	0.2	1	100 ^h	140 kN	40 kN	RO	NF

	Author (Year)	Specimen designation	Beams properties							Reinforcing steel properties			FRP properties			FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters			Rupture							
			Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{fp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{hu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Badawi and Soudki (2008)	Yost et al. (2007)	BF1 & BF2	-	2.7	1220	184	-	229	8.8	0.2	2#2	-	-	6.4mm rod	-	-	1725	150	Pre-cracked by loading the beam at four locations to simulate a truck traveling	CFRP NSM-rods mounted longitudinally in 2 grooves within the beam's tensile face	- Anchorage system	2.5	2	45 ^c	50	5	RO	NF	
			-	2.7	1220	184	-	229	8.8	0.2	2#2	-	-	16	0.3	-	1	1650	138										
Elrefai et al. (2008)		Group B - 40% prestressed beams	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136	- Anchorage system	40% prestressed CFRP NSM-rod mounted longitudinally in a single groove within the beam's tensile face	- Anchorage system	1.5	1	44.3 ^a	50	5.7	0.340	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	54.3 ^a	60	5.7	0.150	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	59.3 ^a	65	5.7	0.140	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	59.3 ^a	65	5.7	0.045	D	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	69.3 ^a	75	5.7	0.028	SR	
		Group C - 60% prestressed beams	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136		60% prestressed CFRP NSM-rod mounted longitudinally in a single groove within the beam's tensile face	- Anchorage system	1.5	1	44.2 ^a	50	5.8	RO	NF	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	49.2 ^a	55	5.8	0.580	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	59.2 ^a	65	5.8	0.240	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	63 ^a	68.8	5.8	0.180	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	66.7 ^a	72.5	5.8	0.002	R	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136				1.5	1	71.7 ^a	77.5	5.8	0.006	D	
		OL15-F57	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm tendons	-	-	2162	144	Preloaded up to 150-200% of yield capacity of the control beam	40% prestressed 9.5 mm CFRP tendons externally post-tensioned on both sides of the beam	- Anchorage system	1.5	1	39 ^a	53	14	RO	NF	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	39 ^a	53	14	RO	NF	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	48 ^a & 53 ^a	62 & 67	14	0.663 & 0.44	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	56 ^a & 62 ^a	70 & 76	14	0.139 & 0.10	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	68 ^a	82	14	0.087	SR	
		SL15-F61	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144	Preloaded up to 50% of yield capacity of the control beam		- Anchorage system	1.5	1	43 ^a	57	14	RO	NF	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	47 ^a & 49 ^a	61 & 63	14	0.645 & 0.36	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	53 ^a & 62 ^a	67 & 76	14	0.211 & 0.14	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	68 ^a & 71 ^a	82 & 85	14	0.117 & 0.10	SR	
			3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.23	2-M15	φ8	75	2x9.5mm	-	-	2162	144				1.5	1	76 ^a	90	14	0.037	SR	

Katakalos and Papakonstantinou (2009)	Ekenel and Myers (2009)	Badawi and Soudki (2009)	Williams and Higgins (2008)	Author (Year)	Specimen designation	Beams properties								Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture		
						Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{frp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fr} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Intermittent U-wrapped CFRP sheets bonded transversely along the beam	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)
		2T03	7.9	7.3	3658	1219	152	356	3.2	1.5	6#11	#4	300 to 500	254	1.51	356	1	848	54	Pre-cracked by loading applied incrementally to induce diagonal cracking	- -	- -	- -	1.2	1	445 ^j	490 kN	45 kN	RO	NF
		3IT05	7.9	7.3	3658	1219	152	356	3.2	1.5	6#11	#4	400 to 150	305	0.98	356	1	717	39					1	1	800 ^j	845 kN	45 kN	RO	NF
		3IT06	7.9	7.3	3658	1219	152	356	3.2	1.5	6#11	#4	305	0.98	356	1	717	39	1.2				1	490 ^j	579 kN	90 kN	RO	NF		
		SF7-45	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136	1.5				-	38 ^a	45	7	1.005	SR		
		SF7-50	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136	4 & 8 environmental cycles of interior conditioning under sustained loading paired with and without induced FRP delamination	- -	- -	- -	1.5	-	43 ^a	50	7	0.630	SR	
		SF7-60	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136					1.5	-	53 ^a	60	7	0.210	SR	
		SF7-65	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.3	1.3	2-M15	φ8	75	9.5mm rod	-	-	1970	136					1.5	-	58 ^a	65	7	0.130	SR	
		S2	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	203	0.17	-	1	3800	228				1.5	-	38 ^a	45	7	1.005	SR	
		S3	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	203	0.17	-	1	3800	228	The CFRP sheet was anchored at both ends by glass fiber spikes	- -	- -	- -	2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
		S4 to S7	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	203	0.17	-	1	3800	228					2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
		S8 & S9	2	1.8	762	165	-	254	6.2	0.73	3#3	#2	152	203	0.17	-	1	3800	228					2	2	30 ^a	63	33	RO	NF
		R-3	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1	24.6 kN/mm-ply	210	- -	- -	- -	2	2	45 ^a	47	2	RO	NF	
		R-4	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1		210				2	2	48 ^a	50	2	1.575	SR→D	
		R-5	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1		210				2	2	51 ^a	53	2	0.870	SR→D	
		R-6	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1		210				2	2	57 ^a	59	2	0.192	SR→D	
		R-7	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1		210				2	2	63 ^a	65	2	0.104	SR→D	
		R-8	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1		210				2	2	69 ^a	71	2	0.065	SR→D	
		R-9	1.2	1	330	150	-	100	2.7	0.5	2φ6	φ6	63	100	-	-	1		210				2	2	81 ^a	83	2	0.005	SR→D	

Ref.	Author (Year)	Specimen designation	Beams properties				Reinforcing steel properties				FRP properties				FRP strengthening procedure				Fatigue loading parameters				Rupture						
			Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{fp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{ju} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Minnaugh and Harries (2009)	S4F	S4F	4.9	4.5	2260	254	-	152	8.9	1	3#4	0	0	121	1.2	-	1	1140	76	-	SFRP (steel fibers) laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	The SFRP laminate was extended to within 100mm of the supports	1.2-1.7	2	17.5 ^k	22.1 kN	4.6 kN	RO	NF
			4.9	4.5	2260	254	-	152	8.9	1	3#4	0	0	121	1.2	-	1	1140	76				1.2-1.7	2	20.8 ^k	25.4 kN	4.6 kN	0.690	SR
			4.9	4.5	2260	254	-	152	8.9	1	3#4	0	0	121	1.2	-	1	1140	76				1.2-1.7	2	24 ^k	28.6 kN	4.6 kN	0.286	SR
Rosenboom et al. (2009)	EB5F	EB5F	9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	10 x 7-wire strands		φ12	330	127	1.17	-	2	631	65	Decommissioned C-channel bridge girders built in the 1960's	CFRP sheet and SFRP laminate bonded longitudinally to both web's tensile faces	Intermittent U-wrapped CFRP sheets (150mm-wide) bonded transversely @ 900mm	2	2	45.1 ^l	54 kN	8.9 kN	RO	NF
			9.1	8.9	4460	430	125	2x60	-	10 x 7-wire strands		φ12	330	152	1.93	-	1	465	47				2	2	45.1 ^l	54 kN	8.9 kN	RO	NF
Chaallal et al. (2010)	S0-1L	S0-1L	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	0	0	-	0.38	-	1	894	65	-	Continuous U-wrapped CFRP sheets bonded transversely along the shear span	-	2	5	30 ^a	65	35	RO	NF
			4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	0	0	-	0.38	-	2	894	65				2	5	30 ^a	65	35	0.7	CC→D
			4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	175	-	0.38	-	1	894	65				2	5	30 ^a	65	35	RO	NF
			4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	175	-	0.38	-	2	894	65				2	5	30 ^a	65	35	2.100	SY→D→CC
Al-Hammoud et al. (2011)	F-R-72-m & h	F-R-72-m & h	2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8	100 & 250	150	1.02	-	1	717	65	From 7 to 14.3% mass loss due to corrosion (medium to high levels) of the tensile reinforcing steel in flexural zone	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	Intermittent U-wrapped CFRP sheets (100 and 150 mm wide) bonded transversely to the CFRP sheet @ 100mm c/c	3	1	72 ^c	80	8	0.12 & 0.11	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65				3	1	57 ^c	65	8	0.39 & 0.18	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65				3	1	47 ^c	55	8	0.30 & 0.49	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65				3	1	72 ^c	80	8	0.087	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65				3	1	57 ^c	65	8	0.201	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	1	717	65				3	1	47 ^c	55	8	0.385	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	2	717	65				3	1	72 ^c	80	8	0.158	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	2	717	65				3	1	57 ^c	65	8	0.331	SR→R
			2	1.8	600	254	-	152	2.9	1.2	2-M15	φ8		150	1.02	-	2	717	65				3	1	47 ^c	55	8	0.439	SR→R
			No. 1	2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3	3#4	#2	75	150	0.17	-	1	3790	228			4	2	10 ^b	35	25	RO	NF
Al-Rousan and Issa (2011)	No. 2	No. 2	2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3	3#4	#2	75	150	0.17	-	1	3790	228	-	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	4	2	20 ^b	65	45	RO	NF
			2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3	3#4	#2	75	150	0.17	-	2	3790	228				4	2	then 25 ^b	then 90	then 65	RO	NF
			2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3	3#4	#2	75	150	0.17	-	1	3790	228				1	2	25 ^b	90	65	RO	NF
			2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3	3#4	#2	75	2x50	0.17	100	1	3790	228				4	2	25 ^b	90	65	RO	NF
			2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3	3#4	#2	75	2x50	0.17	100	2	3790	228				4	2	45 ^b	90	45	1.115	SR
			2.3	2.3	840	230	-	150	4.3	1.3																			

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties								Reinforcing steel properties		FRP properties				FRP strengthening procedure		Fatigue loading parameters				Rupture							
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{frp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	CFRP sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	Strengthening system	Anchorage system	Load frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Dong Y. et al. (2011)	F4-14	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73	-	-	-	-	1	2	24 ^a	34	10	RO	NF
	F4-20A & B	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	38 ^a	48	10	0.34	SR
	F4-26A & B	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	52 ^a	62	10	0.176	SR
	F4-28	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	57 ^a	67	10	0.099	SR
	F4-32	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	66 ^a	76	10	0.043	SR
	F4-34	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	71 ^a	81	10	0.048	SR
	F4-36A	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	76 ^a	86	10	0.0004	D
	F4-36B	3	2.9	990	305	-	152	3.7	1	2φ16	φ6	102	152.4	2	-	1	960	73					1	2	76 ^a	86	10	0.0003	CC
Ferrier et al. (2011)	Beam 1	1.2	1	350	170	-	100	2.5	0.7	2φ8	φ6	-	80 mm ²	-	1	560	43	-	-	-	-	1	1	25 ^a	30	5	RO	NF	
	Beam 2	1.2	1	350	170	-	100	2.5	0.7	2φ8	φ6	-	80 mm ²	-	1	560	43					1	1	50 ^a	55	5	RO	NF	
	Beam 3	1.2	1	350	170	-	100	2.5	0.7	2φ8	φ6	-	80 mm ²	-	1	560	43					1	1	70 ^a	75	5	0.02	SR	
	Beam 5	2	2	700	250	-	150	3.4	0.9	2φ14	φ6	-	120 mm ²	-	3	560	43					1	1	60 ^b	67	7	RO	NF	
	Beam 6	2	2	700	250	-	150	3.4	0.9	2φ14	φ6	-	120 mm ²	-	3	560	43					1	1	60 ^b	67	7	RO	NF	
Wahab et al. (2011)	NS-SW-65	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136	-	-	-	-	1	1	55 ^a	65	10	0.015	D	
	NS-SW-60 & 54	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1.5	1	50 ^a & 44 ^a	60 & 54	10	0.008 & 0.24	D	
	NS-SW-47 & 44	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1.5	1	37.6 ^a & 34 ^a	47.6 & 44	10	0.767 & 0.52	D	
	S-SW-81.6 & 75	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1	1	71.6 ^a & 65 ^a	81.6 & 75	10	0.0004	D	
	S-SW-71.4	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1	1	61.4 ^a	71.4	10	580x10 ⁻⁶	D	
	S-SW-68.75	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1	1	58.7 ^a	68.7	10	0.0056	D	
	S-SW-50	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1.5	1	40 ^a	50	10	0.101	SR→D	
	S-SW-55 & 40	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136					1.5	1	45 ^a & 30 ^a	55 & 40	10	0.093 & 0.51	SR	
	NS-SB-70	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130					1	1	60 ^a	70	10	0.044	D	
	NS-SB-62.5 & 60	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130					1 & 1.5	1	52.5 ^a & 50 ^a	62.5 & 60	10	0.257 & 0.48	D	
	NS-SB-57.5	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130					1.5	1	47.5 ^a	57.5	10	0.915	CC	
	NS-SB-50	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130					1.5	1	40 ^a then 55 ^a	50 then 65	10 then 10	RO then 0.010	NF then D	
	NS-SB-65 & 62	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0	0	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130					1	1	55 ^a & 52 ^a	65 & 62	10	0.165 & 0.74	CC	
	S-SB-85 & 81	2.2	2	600	250																								

	Author (Year)	Specimen designation	Beams properties							Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture					
			Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_t	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{frp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max applied load (%)	Min applied load (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Oudah and El-Hacha (2012a, 2012b)	Yu et al. (2011)	LJP-1	2.5	2.3	750	250	-	150	3.6		2#4	$\phi 6$	150	150	1.3	-	2	643	30	-	Glass-fiber composite (GFC) sheet bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	6- 10	2	20 ^a	27	7	RO	NF
		LJP-2	2.5	2.3	750	250	-	150	3.6		2#4	$\phi 6$	150	150	1.3	-	2	643	30				6- 10	2	33 ^a	40	7	1.780	SR→D
		LJP-3	2.5	2.3	750	250	-	150	3.6		2#4	$\phi 6$	150	150	1.3	-	2	643	30				6- 10	2	44 ^a	51	7	0.421	SR→D
		LJP-4	2.5	2.3	750	250	-	150	3.6		2#4	$\phi 6$	150	150	1.3	-	2	643	30				6- 10	2	55 ^a	62	7	0.130	SR→D
		LJP-5	2.5	2.3	750	250	-	150	3.6		2#4	$\phi 6$	150	150	1.3	-	2	643	30				6- 10	2	68 ^a	75	7	0.054	SR→D
Elrefai et al. (2012)	Dong J.F et al. (2012)	FB30-2	1.7	1.5	500	300	-	150	2	0.82	2φ14	$\phi 6$	150	50	0.11	100	1	4103	242	-	Intermittent U-wrapped CFRP sheets bonded transversely along the shear span	FRP sheet (50 mm wide) bonded longitudinally to the top edge of the U-wrapped sheets on both sides	5	1	25 ^c	40	15	RO	NF
		FB30-3	1.7	1.5	500	300	-	150	2	0.82	2φ14	$\phi 6$	150	50	0.27	100	1	3400	73	-	Intermittent U-wrapped GFRP sheets bonded transversely along the shear span		5	1	25 ^c	40	15	RO	NF
		FB30-4	1.7	1.5	500	300	-	150	2	0.82	2φ14	$\phi 6$	150	50	0.27	100	1	3400	73	-	Intermittent U-wrapped GFRP sheets bonded diagonally at 45 degree orientation along the shear span		5	1	25 ^c	40	15	RO	NF
Elrefai et al. (2012)	Elrefai et al. (2012)	SL20-F79	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.85	2-M20	$\phi 8$	75	2x9.5mm tendons	-	-	2162	144	Preloaded up to 50% of yield capacity of the control beam	40% prestressed CFRP tendons externally post-tensioned on both sides of the beam	-	1.5	1	47 ^a	64	17	RO	NF	
		SL20-F83	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.85	2-M20	$\phi 8$	75	2x9.5mm tendons	-	-	2162	144				1.5	1	50 ^a	67	17	0.707	SR	
		SL20-F87	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.85	2-M20	$\phi 8$	75	2x9.5mm tendons	-	-	2162	144				1.5	1	53 ^a	70	17	0.399	SR	
		SL20-F100	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.85	2-M20	$\phi 8$	75	2x9.5mm tendons	-	-	2162	144				1.5	1	64 ^a	81	17	0.269	SR	
		SL20-F110	3.5	3.3	1100	254	-	152	5.1	1.85	2-M20	$\phi 8$	75	2x9.5mm tendons	-	-	2162	144				1.5	1	72 ^a	89	17	0.139	SR	
Oudah and El-Hacha (2012a, 2012b)	F1 to F4	F1 to F4	5.2	5	2000	400	-	200	5.8	0.87	3-M15	M10	200	9.5mm rod	-	-	1896	124	-	0%, 20.8%, 45.3% and 63.8% prestressed CFRP NSM-rod mounted longitudinally in a single groove within the beam's tensile face	Steel anchors bonded to the CFRP NSM-rod (or strip) at both ends and attached to the tensile face of the beam by steel bolts	2	3	28 ^b	70	42	RO	NF	
		B1-00, 20, 40 & 60	5.2	5	2000	400	-	200	5.8	0.87	3-M15	M10	200	16	2	-	2068	124	-	0%, 20%, 40% and 60% prestressed CFRP NSM-strip mounted longitudinally in a single groove within the beam's tensile face		2	3	28 ^b	70	42	RO	NF	

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties								Reinforcing steel properties				FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture			
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_v	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{fp} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{fu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max load applied (%)	Min load applied (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
Sena-Cruz et al. (2012)	EBR	2.2	2	900	300	-	200	3.3	0.44	3φ10	φ6	100	2x30	1.41	80	1	2435	158	-	CFRP laminates bonded longitudinally to the tensile face	-	2	1	30 ^a	55	25	RO	NF
	MF-EBR	2.2	2	900	300	-	200	3.3	0.44	3φ10	φ6	100	2x30	2.07	80	1	1866	118	-	Multidirectional CFRP laminates fixed to the tensile face using fasteners	The CFRP laminate was mechanically fastened by concrete wedge anchors @ 100mm	2	1	30 ^a	55	25	RO	NF
	NSM	2.2	2	900	300	-	200	3.3	0.44	3φ10	φ6	100	15	1.41	-	1	2435	158	-	CFRP NSM-strips mounted longitudinally in 4 grooves within the tensile face	-	2	1	30 ^a	55	25	RO	NF
Wahab et al. (2012)	SW-45-70	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136	-	45% prestressed spirally-wound CFRP NSM-rod mounted longitudinally in a single groove within the tensile face	-	1	1	60 ^a	70	10	0.066	D	
	SW-45-65	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136				1	1	55 ^a	65	10	0.154	D→SR	
	SW-45-60	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136				1	1 then 1	50 ^a then 52.5 ^a	60 then 62.5	10 then 10	RO then 0.386	NF then SR	
	SW-45-63	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9mm rod	-	-	1970	136				1	1	53 ^a	63	10	0.996	SR	
	SC-40-63	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130	-	40% prestressed sand-coated CFRP NSM-rod mounted longitudinally in a single groove within the beam's tensile face	-	1	1	53 ^a	63	10	0.001	D	
	SC-40-58	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130				1	1	48 ^a	58	10	0.024	D	
	SC-40-53	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130				1	1 then 1	43 ^a then 50 ^a	53 then 60	10 then 10	RO then 0.040	NF then SR	
	SC-40-56	2.2	2	600	250	-	150	3.3	0.7	2-M10	M10	100	9.5mm rod	-	-	2166	130				1	1	46 ^a	56	10	0.375	SR→D	
Xie et al. (2012)	PL1	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240	-	10% prestressed CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	10	2	54 ^a	60	6	RO	NF
	PL2	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240				10	-	54 ^a	60	6	4.061	SR→D
	PM1	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240				10	-	54 ^a	60	6	1.137	SR→D
	PM2	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240				10	-	54 ^a	60	6	1.507	SR→D
	PM3	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240	-	6% prestressed CFRP laminate bonded longitudinally to the beam's tensile face	-	10	-	54 ^a	60	6	0.8	SR→D
	PH1	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240				10	-	54 ^a	60	6	0.227	SR→D
	PH2	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240				10	-	54 ^a	60	6	0.25	SR→D
	PH3	1.9	1.6	800	200	-	100	5.1	1	2φ10	φ8	100	100	0.23	-	1	2830	240				10	-	54 ^a	60	6	0.378	SR→D
Bae et al. (2013)	Str-Ftg	13	10	2743	934	178	457	3.3	3.1	12-M35	M10	305	254	0.17	380	1	3792	228	-	Intermittent U-wrapped CFRP sheets bonded transversely along the shear span	-	1	2	30 ^a	60	30	RO	NF

Author (Year)	Specimen designation	Beams properties						Reinforcing steel properties			FRP properties				FRP strengthening procedure			Fatigue loading parameters				Rupture						
		Total length, L (m)	Beam span (m)	Shear span, a (mm)	Total height, h (mm)	Flange thickness, h_f (mm)	Width, b_w (mm)	shear-span-to-depth ratio, a/d	Longitudinal steel ratio, ρ_s (%)	Longitudinal steel, A_s	Transverse steel, A_t	Stirrup spacing, s (mm)	Width, w_{tip} (mm)	Thickness, t_f (mm)	Spacing between FRP strips (mm)	Number of layers	f_{tu} (Mpa)	E_f (Gpa)	Pre-damage prior to strengthening	Strengthening system	Anchorage system	Loading frequency (Hz)	Number of loading cycles ($\times 10^6$)	Load range (%)	Max load applied (%)	Min load applied (%)	Number of cycles to failure ($\times 10^6$)	Failure mode
El-Saikaly and Chaallal (2015a, 2015b)	CR.1	2.3	2	700	320	70	150	2.5	2.4	4φ18	0	0	100	0.13	200	1	3500	230	-	Intermittent CFRP sheets bonded transversely on both sides along the shear span	-	4.2	1	44 ^a	50	6	RO	NF
	DR.1	2.3	2	700	320	70	150	2.5	2.4	4φ18	φ6	140	100	0.13	200	1	3500	230				4.2	1	44 ^a	50	6	RO	NF
	CR.2	2.3	2	700	320	70	150	2.5	2.4	4φ18	0	0	100	0.13	200	1	3500	230				4.2	1	44 ^a	50	6	RO	NF
	DR.2	2.3	2	700	320	70	150	2.5	2.4	4φ18	φ6	140	100	0.13	200	1	3500	230				4.2	1	44 ^a	50	6	RO	NF
	EBS-S0-A	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	0	0	-	0.38	-	1	894	65		Continuous U-wrapped CFRP sheets bonded transversely along the shear span	-	3	6	30 ^a	65	35	RO	NF
	EBS-S1-A	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	175	-	0.38	-	1	894	65				3	6	30 ^a	65	35	5.026	SR
	EBS-S3-A	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	260	-	0.38	-	1	894	65				3	6	30 ^a	65	35	5.621	SR
	EBS-S0-B	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	0	0	-	0.38	-	1	894	65				3	6	30 ^a	65	35	RO	NF
	EBS-S1-B	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	175	-	0.38	-	1	894	65				3	6	30 ^a	65	35	RO	NF
	EBS-S3-B	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	260	-	0.38	-	1	894	65				3	6	30 ^a	65	35	RO	NF
	EBL-S0	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	0	0	20	1.4	175	1	2250	120	-	Intermittent L-shaped CFRP laminates bonded transversely on both sides along the shear span and overlapped at the flange of the T-beam	The CFRP laminates were fully embedded into the flange of the T-beam	3	6	30 ^a	65	35	RO	NF
	EBL-S1	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	175	20	1.4	175	1	2250	120				3	6	30 ^a	65	35	RO	NF
	EBL-S3	4.5	3.1	1050	406	102	152	3	3.8	4-M25	M8	260	20	1.4	175	1	2250	120				3	6	30 ^a	65	35	RO	NF

a : Percentage of the ultimate static load capacity of each beam (taking into consideration the increase in capacity due to FRP strengthening)

b : Percentage of the yield strength of steel to give a required level of the stress range in reinforcing bars (same stress range in both unstrengthened and strengthened beams)

c : Percentage of the ultimate static load capacity of the control beam (same loads applied to both un-strengthened and strengthened beams)

d: Larson et al. (2005) selected the loading range to result in two stress levels of prestressing strands: low stress range of 124 Mpa and high stress range of 248 Mpa

e: Aidoo et al. (2006) selected the cyclic loads ranging from DL (dead load) to DL + LL (live load of AASHTO-HS25 vehicle)+IM (impact factor of 30%)

f: Rosenboom and Rizkalla (2006) selected the cyclic loads ranging from DL to DL + 20%, 40% and 60% increase in live load that consists of AASHTO-HS15 vehicle

g: Harries et al. (2007) selected the same cyclic loading for all specimens to ensure a fatigue life of 0.5M cycles of the unstrengthened control beam

h: Wang et al. (2007) selected the cyclic loading to result in steel stress ranging from 40 to 240 MPa and from 80 to 280 MPa

j: Williams and Higgins (2008) selected the cyclic loads to ensure a fatigue life of about 1M cycles and to provide a stress range in the reinforcing bars below 165 Mpa

k: Minnaugh and Harries (2009) selected the cyclic loads ranging from service dead load to an extreme load level that results in fatigue failure of the tensile reinforcing steel

l: Rosenboom and Rizkalla (2009) selected the same cyclic loading ranging from DL to DL + 30% increase in live load that consists of AASHTO-HS13 vehicle

Failure modes: SR = tensile reinforcing steel rupture; D = FRP debonding; R = FRP rupture; CC = shear failure by concrete strut crushing; CS = concrete cover bond splitting (peel off);

PSR = prestressing strand rupture; SY = stirrup yielding; NF = no failure under fatigue loading; RO = run out; → = followed by

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. 2010. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition*. AASHTO LRFD, Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI 215R. 1974. *Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading*. ACI 215R-74 (Revised 1992/Reapproved 1997), Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 215.
- ACI 440.1R. 2001. *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*. ACI 440.1R-01, Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 440.
- ACI 440.2R. 2002. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. ACI 440.2R-02, Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 440.
- ACI 440.2R. 2008. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. ACI 440.2R-08, Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 440.
- ACI 440R. 1996. *State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures*. ACI 440R-96, Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 440.
- ACI 440R. 2007. *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*. ACI 440R-07, Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 440, 100 p.
- Aidoo, J., Harries, K. A., Petrou, M. F. 2004. « Fatigue behavior of carbon fiber reinforced polymer-strengthened reinforced concrete bridge girders ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, No. 6, p. 501-509.
- Aidoo, J., Harries, K. A., Petrou, M. F. 2006. « Full-scale experimental investigation of repair of reinforced concrete interstate bridge using CFRP materials ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 11, No. 3, p. 350-358.
- Al-Hammoud, R., Soudki, K., Topper, T. H. 2011. « Fatigue flexural behavior of corroded reinforced concrete beams repaired with CFRP sheets ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, No. 1, p. 42-51.

- Al-Rousan, R., Issa, M. 2011. « Fatigue performance of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets ». *Construction and Building Materials*, vol. 25, No. 8, p. 3520-3529.
- ASCE. 2013. *Report Card for America's Infrastructure - Bridges*. American Society of Civil Engineers. <<http://www.infrastructurereportcard.org/bridges/>>.
- ASTM. 1997. *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. ASTM A370-97a*, West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials.
- Badawi, M., Soudki, K. 2008. "Fatigue of RC beams strengthened with prestressed NSM CFRP rods.". In *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*. (Zurich, Switzerland).
- Badawi, M., Soudki, K. 2009. « Fatigue behavior of RC beams strengthened with NSM CFRP rods ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 13, No. 5, p. 415-421.
- Bae, S. W., Murphy, M., Mirmiran, A., Belarbi, A. 2013. « Behavior of RC T-beams strengthened in shear with CFRP under cyclic loading ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, No. 2, p. 99-109.
- Bank, L. C. 2006. « Materials and manufacturing ». In *Composites for construction: structural design with FRP materials*. p. 40-77. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Barnes, R., Garden, H. N. 1999. « Time-dependent behaviour and fatigue ». In *Strengthening of Reinforced Concrete Structures - Using Externally-Bonded FRP Composites in Structural and Civil Engineering*, sous la dir. de Hollaway L. C. and Leeming M. B., p. 183-221. Cambridge, UK: Woodhead Publishing Limited.
- Barnes, R. A., Mays, G. C. 1999. « Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 3, No. 2, p. 63-72.
- Bathias, C. 2009. *Matériaux composites*, 2ème édition. Paris: Dunod, 512p.
- Bizindavyi, L., Neale, K., Erki, M. 2003. « Experimental investigation of bonded fiber reinforced polymer-concrete joints under cyclic loading ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 7, No. 2, p. 127-134.
- Bonacci, J., Maalej, M. 2000. « Externally bonded FRP for service-life extension of RC infrastructure ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 6, No. 1, p. 41-51.

- Bousselham, A., Chaallal, O. 2004. « Shear strengthening reinforced concrete beams with fiber-reinforced polymer: Assessment of influencing parameters and required research ». *ACI Structural Journal*, vol. 101, No. 2, p. 219-227.
- Bousselham, A., Chaallal, O. 2006. « Effect of transverse steel and shear span on the performance of RC beams strengthened in shear with CFRP ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 37, No. 1, p. 37-46.
- Bousselham, A., Chaallal, O. 2008. « Mechanisms of shear resistance of concrete beams strengthened in shear with externally bonded FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, No. 5, p. 499-512.
- Bousselham, A., Chaallal, O. 2013. « Experimental investigations on the influence of size on the performance of RC T-beams retrofitted in shear with CFRP fabrics ». *Engineering Structures*, vol. 56, No. 0, p. 1070-1079.
- Brand, A., Sutterlin, R. 1980. *Calcul des pieces a la fatigue : methode du gradient*. Senlis, France: Centre technique des industries mécaniques, 157 p.
- Brena, S. F., Benouaich, M. A., Kreger, M. E., Wood, S. L. 2005. « Fatigue tests of reinforced concrete beams strengthened using carbon fiber-reinforced polymer composites ». *ACI Structural Journal*, vol. 102, No. 2, p. 305-313.
- Cao, S. Y., Chen, J. F., Teng, J. G., Hao, Z., Chen, J. 2005. « Debonding in RC beams shear strengthened with complete FRP wraps ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 9, No. 5, p. 417-428.
- Carolin, A. 2003. « Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements ». Doctoral thesis, Lulea University of Technology, 194 p.
- CEB. 1988. *Fatigue of concrete structures, state-of-the-art report*. CEB Bulletin 188, Paris: Comité Euro-International du Béton.
- Chaallal, O., Boussaha, F., Bousselham, A. 2010. « Fatigue performance of RC beams strengthened in shear with CFRP fabrics ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, No. 4, p. 415-423.
- Chaallal, O., Mofidi, A., Benmokrane, B., Neale, K. 2011. « Embedded through-section FRP rod method for shear strengthening of RC beams: Performance and comparison with existing techniques ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, No. 3, p. 374-383.

- Chaallal, O., Nollet, M. J., Perraton, D. 1998. « Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: Design guidelines for shear and flexure ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 25, No. 4, p. 692-704.
- Chaallal, O., Shahawy, M., Hassan, M. 2002. « Performance of reinforced concrete T-girders strengthened in shear with carbon fiber-reinforced polymer fabric ». *ACI Structural Journal*, vol. 99, No. 3, p. 335-343.
- Chajes, M. J., Januszka, T. F., Mertz, D. R., Thomson Jr, T. A., Finch Jr, W. W. 1995. « Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics ». *ACI Structural Journal*, vol. 92, No. 3, p. 295-303.
- Chen, H. J., Liu, T. H., Tang, C. W. 2010. « Pre-failure deflection and residual load capacity of reinforced lightweight aggregate concrete beams under high-cycle fatigue ». *Advanced Materials Research*, vol. 146-147, p. 926-936.
- Chen, J., Robertson, I. N. 2004. *Test of cracked pre-stressed concrete T-beam retrofitted for shear using CFRP L-shaped plates*. Research Report UHM/CEE/04-06. Manoa, HI University of Hawaii-Department of Civil and Environmental Engineering, 188 p.
- Chen, J. F., Teng, J. G. 2003a. « Shear capacity of fiber-reinforced polymer-strengthened reinforced concrete beams: Fiber reinforced polymer rupture ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, No. 5, p. 615-625.
- Chen, J. F., Teng, J. G. 2003b. « Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding ». *Construction and Building Materials*, vol. 17, No. 1, p. 27-41.
- CIDAR. 2006. *Design guideline for RC structures retrofitted with FRP and metal plates : Beams and slabs*. CIDAR-06, University of Adelaide, Australia: Center for Infrastructure Diagnosis, Assessment and Rehabilitation.
- CNR DT200. 2004. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*. CNR-DT 200/2004, Rome, Italy: Council National Research.
- CNR DT204. 2006. *Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures*. CNR-DT 204/2006, Rome, Italy: Council National Research.
- CSA S6. 2000. *Canadian Highway Bridge Design Code*. CAN/CSA-S6-00, Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association Committee S6.
- CSA S6. 2006. *Canadian Highway Bridge Design Code*. CAN/CSA-S6-06 (Reprinted 2011), Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association Committee S6.

- CSA S806. 2002. *Design and construction of building components with fiber reinforced polymers*. CAN/CSA-S806-02, Rexdale, Ontario: Canadian Standards Association Committee S806.
- CSA S806. 2012. *Règles de calcul et de construction des structures de bâtiment contenant des polymères renforcés de fibres*. CAN/CSA-S806-12, Mississauga, Ontario: Association canadienne de normalisation Comité S806.
- Curtis, P. 1989. « The fatigue behaviour of fibrous composite materials ». *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, vol. 24, No. 4, p. 235-244.
- Czaderski, C. 2002. *Shear strengthening with prefabricated CFRP L-shaped plates: test beams S1 to S6*. EMPA Report No. 116/7. Switzerland: Eidgenössische Materialprüfungs und Forschungsanstalt, 79 p.
- Czaderski, C., Motavalli, M. 2004. « Fatigue behaviour of CFRP L-shaped plates for shear strengthening of RC T-beams ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 35, No. 4, p. 279-290.
- D'Antino, T., Pellegrino, C. 2014. « Bond between FRP composites and concrete: Assessment of design procedures and analytical models ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 60, No. 0, p. 440-456.
- Dai, J., Saito, Y., Ueda, T., Sato, Y. 2005. « Static and fatigue bond characteristics of interfaces between CFRP sheets and frost damage experienced concrete ». *ACI Special Publication*, vol. 230, No. 86, p. 1515-1530.
- De Lorenzis, L., Nanni, A. 2001. « Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods ». *ACI Structural Journal*, vol. 98, No. 1, p. 60-68.
- De Lorenzis, L., Teng, J. G. 2007. « Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 38, No. 2, p. 119-143.
- Deniaud, C. 2000. « Behaviour of reinforced concrete beams strengthened in shear with FRP sheets ». Doctoral thesis, Univ. of Alberta, Edmonton, AB, Canada.
- Dias, S. J. E., Barros, J. A. O. 2012. « NSM shear strengthening technique with CFRP laminates applied in high-strength concrete beams with or without pre-cracking ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 43, No. 2, p. 290-301.

- Dirar, S., Lees, J., Morley, C. 2012. « Precracked reinforced concrete T-beams repaired in shear with bonded carbon fiber-reinforced polymer sheets ». *ACI Struct. J.*, vol. 109, No. 2, p. 215–224.
- Dong, J. F., Wang, Q. Y., Guan, Z. W. 2012. « Structural behaviour of RC beams externally strengthened with FRP sheets under fatigue and monotonic loading ». *Engineering Structures*, vol. 41, No. 0, p. 24-33.
- Dong, Y., Ansari, F., Karbhari, V. M. 2011. « Fatigue performance of reinforced concrete beams with externally bonded CFRP reinforcement ». *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 7, No. 3, p. 229-241.
- Ekenel, M., Myers, J. J. 2009. « Fatigue Performance of CFRP Strengthened RC Beams under Environmental Conditioning and Sustained Load ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 13, No. 2, p. 93-102.
- Ekenel, M., Rizzo, A., Myers, J. J., Nanni, A. 2006. « Flexural fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP fabric and precured laminate systems ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 10, No. 5, p. 433-442.
- El-Saikaly, G., Chaallal, O. 2015a. « Extending the fatigue life of reinforced concrete T-beams strengthened in shear with externally bonded FRP: Upgrading versus repairing ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 19, No. 1, p. 04014027.
- El-Saikaly, G., Chaallal, O. 2015b. « Fatigue behavior of RC T-beams strengthened in shear with EB CFRP L-shaped laminates ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 68, p. 100-112.
- El-Tawil, S., Ogunc, C., Okeil, A., Shahawy, M. 2001. « Static and fatigue analyses of RC beams strengthened with CFRP laminates ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 5, No. 4, p. 258-267.
- Elrefai, A., West, J. S., Soudki, K. A. 2012. « Fatigue of reinforced concrete beams strengthened with externally post-tensioned CFRP tendons ». *Construction and Building Materials*, vol. 29, p. 246-256.
- Elrefai, A., West, J. S., Soudki, K. A. 2008. « Effect of overloading on fatigue performance of reinforced concrete beams strengthened with externally post-tensioned carbon-fibre-reinforced polymer tendons ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 35, No. 11, p. 1294-1307.
- Emberson, N. K., Mays, G. C. 1996. « Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 3: Reinforced concrete members in flexure ». *Magazine of Concrete Research*. p. 45-57.

- Eshwar, N., Nanni, A., Ibello, T. J. 2008. « Performance of two anchor systems of externally bonded fiber-reinforced polymer laminates ». *ACI Mater. J.*, vol. 105, No.1, p. 72–80.
- Farghal, O. A. 2014. « Fatigue behavior of RC T-beams strengthened in shear with CFRP sheets ». *Ain Shams Engineering Journal*, vol. 5, No. 3, p. 667-680.
- Ferrier, E., Bigaud, D., Clément, J. C., Hamelin, P. 2011. « Fatigue-loading effect on RC beams strengthened with externally bonded FRP ». *Construction and Building Materials*, vol. 25, No. 2, p. 539-546.
- Ferrier, E., Bigaud, D., Hamelin, P., Bizindavvi, L., Neale, K. 2005. « Fatigue of CFRPs externally bonded to concrete ». *Materials and Structures*, vol. 38, No. 1, p. 39-46.
- FHWA. 2013. *2006, 2008, 2010 and 2013 Status of the Nation's Highways, Bridges, and Transit: Conditions & Performance* Federal Highway Administration – U.S. department of transportation.
 <http://www.fta.dot.gov/about/about_FTA_5208.html>.
- FIB TG9.3. 2001. *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. FIB TG9.3-01, Lausanne, Switzerland: Fédération Internationale du Béton Bulletin 14 Task Group 9.3.
- Galal, K., Mofidi, A. 2010. « Shear strengthening of RC T-beams using mechanically anchored unbonded dry carbon fiber sheets ». *J. Perform. Constr. Facil.*, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000067, p. 31–39.
- Gheorghiu, C., Labossière, P., Proulx, J. 2006. « Fatigue and monotonic strength of RC beams strengthened with CFRPs ». *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 37, No. 8, p. 1111-1118.
- Gheorghiu, C., Labossière, P., Raîche, A. 2004. « Environmental Fatigue and Static Behavior of RC Beams Strengthened with Carbon-Fiber-Reinforced Polymer ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, No. 3, p. 211-218.
- Gussenhoven, R., Brena, S. F. 2005. « Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with different FRP laminate configurations ». *Fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement for concrete structures (SP-230)*, vol. 230, p. 613-630.
- Harries, K. A. 2005. "Fatigue behaviour of bonded FRP used for flexural retrofit." In *Proceedings of international symposium on bond behaviour of FRP in structures (BBFS 2005)*. p. 547-552.

- Harries, K. A., Aidoo, J. 2006. « Debonding- and fatigue-related strain limits for externally bonded FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 10, No. 1, p. 87-90.
- Harries, K. A., Reeve, B., Zorn, A. 2007. « Experimental evaluation of factors affecting monotonic and fatigue behavior of fiber-reinforced polymer-to-concrete bond in reinforced concrete beams ». *ACI Structural Journal*, vol. 104, No. 6, p. 667-674.
- Heffernan, P. J., Erki, M. A. 2004. « Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced plastic laminates ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, No. 2, p. 132-140.
- Helgason, T., Hanson, J. 1974. « Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars-statistical analysis ». *ACI Special Publication*, vol. 41, p. 107-138.
- Higgins, C., Farrow, W., Nicholas, B., Potisuk, T. 2006. « High-cycle fatigue of diagonally cracked reinforced concrete bridge girders: Field tests ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 11, No. 6, p. 699-706.
- Higgins, C., Lee, A., Potisuk, T., Forrest, R. 2007. « High-cycle fatigue of diagonally cracked RC bridge girders: Laboratory tests ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 12, No. 2, p. 226-236.
- Hollaway, L. C., Head, P. R. 2001. *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure*, first edition. Oxford, UK: Elsevier, 336p.
- ISIS Canada. 2001. *Strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fiber reinforced polymer*. ISIS, Winnipeg, Manitoba: The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing of Innovative Structures.
- ISIS Canada. 2006. *ISIS Canada Educational Modules 2, 4, 6 and 8 on Fibre Reinforced Polymers and Structural Health Monitoring*. ISIS, Winnipeg Manitoba, Canada: The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures. <<http://www.isiscanada.com/publications/educational-modules/>>.
- ISIS Canada. 2008. *FRP Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures - Design Manual 4 Version 2*,. ISIS Winnipeg Manitoba, Canada: The Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures.
- Japan Society of Civil Engineers. 1986a. *Standard specification for design and construction of concrete structures. part 1 (design)*. JSCE-86, Tokyo: SP1.
- Japan Society of Civil Engineers. 1986b. *Standard specification for design and construction of concrete structures. part 2 (construction)*. JSCE-86, Tokyo: SP2.

- Kalfat, R., Al-Mahaidi, R., Smith, S. T. 2013. « Anchorage devices used to improve the performance of reinforced concrete beams retrofitted with FRP composites: State-of-the-art review ». *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000276, p. 14–33.
- Katakalos, K., Papakonstantinou, C. 2009. « Fatigue of reinforced concrete beams strengthened with steel-reinforced inorganic polymers ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 13, No. 2, p. 103-112.
- Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., M.I, A. A. 1998. « Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 2, No. 4, p. 195-202.
- Khalifa, A., Nanni, A. 2000. « Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 22, No. 3, p. 165-174.
- Kim, Y. J., Heffernan, P. J. 2008. « Fatigue behavior of externally strengthened concrete beams with fiber-reinforced polymers: State of the art ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, No. 3, p. 246-256.
- Koutas, L., Triantafillou, T. C. 2013. « Use of anchors in shear strengthening of reinforced concrete T-beams with FRP ». *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000316, 101-107.
- Larson, K. H., Peterman, R. J., Rasheed, H. A. 2005. « Strength-fatigue behavior of fiber reinforced polymer strengthened prestressed concrete T-beams ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 9, No. 4, p. 313-326.
- Lee, T. 2003. « Shear strengthening of reinforced concrete T-beams strengthened using carbon fibre reinforced polymer (CFRP) laminates ». Doctoral thesis, Monash Univ., Melbourne, VIC, Australia.
- Li, A., Diagana, C., Delmas, Y. 2002. « Shear strengthening effect by bonded composite fabrics on RC beams ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 33, No. 3, p. 225-239.
- Mallet, G. P. 1991. *Fatigue of reinforced concrete*, 2, State-of-the-art review / TRRL. H.M. Stationery Office, London: Transport Road Research Laboratory, 166 p.
- Masoud, S., Soudki, K., Topper, T. 2001. « CFRP-strengthened and corroded RC beams under monotonic and fatigue loads ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 5, No. 4, p. 228-236.

- Masoud, S., Soudki, K., Topper, T. 2005. « Postrepair fatigue performance of FRP-repaired corroded RC beams: Experimental and Analytical Investigation ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 9, No. 5, p. 441-449.
- Mays, G. C., Tilly, G. P. 1982. « Long endurance fatigue performance of bonded structural joints ». *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 2, No. 2, p. 109-113.
- Meier, H. 1998. « CFK-Schubverstärkungselemente ». *Schweizer Ingenieur und Architekt (SI + A)*, No. 43, p. 819-821 (in German).
- Melo, G., Araujo, A., Nagato, Y. 2003. « Strengthening of RC beams in shear with carbon sheet laminates (CFRP) ». *Proc. 6th Int. Symp., FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6)*, National University of Singapore (NUS), Singapore, p. 477-486.
- Minnaugh, P., Harries, K. 2009. « Fatigue behavior of externally bonded steel fiber reinforced polymer (SFRP) for retrofit of reinforced concrete ». *Materials and Structures*, vol. 42, No. 2, p. 271-278.
- Mofidi, A., Chaallal, O. 2011a. « Shear strengthening of RC beams with EB FRP: Influencing factors and conceptual debonding model ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, No. 1, p. 62-74.
- Mofidi, A., Chaallal, O. 2011b. « Shear strengthening of RC beams with externally bonded FRP composites: Effect of strip-width-to-strip-spacing ratio ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, No. 5, p. 732-742.
- Mofidi, A., Chaallal, O. 2014. « Tests and design provisions for reinforced-concrete beams strengthened in shear using FRP sheets and strips ». *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 8, No. 2, p. 117-128.
- Mofidi, A., Chaallal, O., Benmokrane, B., Neale, K. 2012a. « Experimental tests and design model for RC beams strengthened in shear using the embedded through-section FRP method ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, No. 5, p. 540-550.
- Mofidi, A., Chaallal, O., Benmokrane, B., Neale, K. 2012b. « Performance of end-anchorage systems for RC beams strengthened in shear with epoxy-bonded FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, No. 3, p. 322-331.
- Mofidi, A., Chaallal, O., Shao, Y. 2014a. « Analytical design model for reinforced-concrete beams strengthened in shear using L-shaped CFRP plates ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 18, No. 1, p. 04013024.

- Mofidi, A., Thivierge, S., Chaallal, O., Shao, Y. 2014b. « Behavior of reinforced concrete beams strengthened in shear using L-shaped CFRP plates: Experimental investigation ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 18, No. 2, p. 04013033.
- Monti, G., Liotta, M., Santinelli, F. 2004. « Shear strengthening of beams with composite materials ». In *FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004*. p. 569-577. Taylor & Francis.
- Monti, G., Liotta, M. A. 2007. « Tests and design equations for FRP-strengthening in shear ». *Construction and Building Materials*, vol. 21, No. 4, p. 799-809.
- Mosallam, A. S., Banerjee, S. 2007. « Shear enhancement of reinforced concrete beams strengthened with FRP composite laminates ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 38, No. 5-6, p. 781-793.
- Moss, D. S. 1982. *Bending fatigue of high-yield reinforcing bars in concrete*. TRRL Supplementary Rep. 748. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, U.K., 8 p.
- MTQ. 2011. *Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur (RRS)*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec: Gouvernement du Québec, Ministère des Transports du Québec.
[<https://www.ceic.gouv.qc.ca/fileadmin/Fichiers_client/centre_documentaire/Piece_3_P-42.pdf>](https://www.ceic.gouv.qc.ca/fileadmin/Fichiers_client/centre_documentaire/Piece_3_P-42.pdf).
- MTQ. 2014. *Rapport annuel de gestion de 1999 à 2014*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec: Gouvernement du Québec, Ministère des Transports du Québec.
[<http://www.mtq.gouv.qc.ca/ministere/Pages/rapport-annuel-gestion.aspx>](http://www.mtq.gouv.qc.ca/ministere/Pages/rapport-annuel-gestion.aspx).
- MTQ. 2015. *Investissements routiers 2015-2017 : Faits saillants*. Gouvernement du Québec, Ministère des Transports du Québec.
[<http://www.mtq.gouv.qc.ca/centredocumentation/Documents/Infrastructures/Investissements/2015-2017/national/faits-saillants-national.pdf>](http://www.mtq.gouv.qc.ca/centredocumentation/Documents/Infrastructures/Investissements/2015-2017/national/faits-saillants-national.pdf).
- Nakaba, K., Kanakubo, T., Furuta, T., Yoshizawa, H. 2001. « Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete ». *Structural Journal*, vol. 98, No. 3, p. 1-9.
- Oudah, F., El-Hacha, R. 2012a. « Fatigue behavior of RC beams strengthened with prestressed NSM CFRP rods ». *Composite Structures*, vol. 94, No. 4, p. 1333-1342.

- Oudah, F., El-Hacha, R. 2012b. « Performance of RC beams strengthened using prestressed NSM-CFRP strips subjected to fatigue loading ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, No. 3, p. 300-307.
- Oudah, F., El-Hacha, R. 2013. « Research progress on the fatigue performance of RC beams strengthened in flexure using Fiber Reinforced Polymers ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 47, No. 0, p. 82-95.
- Papakonstantinou, C. G., Petrou, M. F., Harries, K. A. 2001. « Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 5, No. 4, p. 246-253.
- Pellegrino, C., Modena, C. 2002. « Fiber reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams with transverse steel reinforcement ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 6, No. 2, p. 104-111.
- Pellegrino, C., Vasic, M. 2013. « Assessment of design procedures for the use of externally bonded FRP composites in shear strengthening of reinforced concrete beams ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 45, No. 1, p. 727-741.
- Quattlebaum, J., Harries, K., Petrou, M. 2005. « Comparison of three flexural retrofit systems under monotonic and fatigue loads ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 10, No. 6, p. 731-740.
- Rosenboom, O., Rizkalla, S. 2006. « Behavior of prestressed concrete strengthened with various CFRP systems subjected to fatigue loading ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 10, No. 6, p. 492-502.
- Rosenboom, O., Walter, C., Rizkalla, S. 2009. « Strengthening of prestressed concrete girders with composites: Installation, design and inspection ». *Construction and Building Materials*, vol. 23, No. 4, p. 1495-1507.
- Sas, G. 2008. « FRP shear strengthening of RC beams and walls ». Licentiate thesis LTU-LIC-0839-SE, Sweden, Luleå University of Technology, 107 p.
- Sato, Y., Katsumata, H., Kobatake, Y. 1997. « Shear strengthening of existing reinforced concrete beams by CFRP sheet ». *Proc. 3rd Int. Symp., Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3)*, Japan Concrete Institute (JCI), Tokyo, 507-514.
- Sena-Cruz, J. M., Barros, J. A. O., Coelho, M. R. F., Silva, L. F. F. T. 2012. « Efficiency of different techniques in flexural strengthening of RC beams under monotonic and fatigue loading ». *Construction and Building Materials*, vol. 29, No. 0, p. 175-182.

- Shahawy, M., Beitelman, T. 1999. « Static and fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP laminates ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, No. 6, p. 613-621.
- Soudki, K. A., Rteil, A. A., Al-Hammoud, R., Topper, T. H. 2007. « Fatigue strength of fibre-reinforced-polymer-repaired beams subjected to mild corrosion ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 34, No. 3, p. 414-421.
- Täljsten, B. 2003. « Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets ». *Construction and Building Materials*, vol. 17, No. 1, p. 15-26.
- Täljsten, B. 2006. *FRP strengthening of existing concrete structures-design guideline*, fourth edition. Sweden: Luleå University of Technology, 228 p.
- Täljsten, B., Elfgren, L. 2000. « Strengthening concrete beams for shear using CFRP-materials: evaluation of different application methods ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 31, No. 2, p. 87-96.
- Teng, J. G., Chen, G. M., Chen, J. F., Rosenboom, O. A., Lam, L. 2009. « Behavior of RC beams shear strengthened with bonded or unbonded FRP wraps ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 13, No. 5, p. 394-404.
- Teng, J., Chen, J., Smith, S., Lam, L. 2002. *FRP-strengthened RC structures*, first edition. UK: Wiley, 266p.
- Tilly, G. P., Moss, D. S. 1982. « Long endurance fatigue of steel reinforcement ». *Fatigue of Steel and Concrete Structures*, p. 229-238.
- Toutanji, H., Zhao, L., Deng, Y., Zhang, Y., Balaguru, P. 2006. « Cyclic behavior of RC beams strengthened with carbon fiber sheets bonded by inorganic matrix ». *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 18, No. 1, p. 28-35.
- TR55. 2004. *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials* TR55-04, Crowthorne, UK: Britich Concrete Society Concrete Society Technical Report 55.
- Triantafillou, T. C., Antonopoulos, C. P. 2000. « Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 4, No. 4, p. 198-205.
- Uji, K. 1992. « Improving shear capacity of existing reinforced concrete members by applying carbon fiber sheets ». *Transactions of the Japan Concrete Institute*, vol. 14, p. 253-266.

- Wahab, N., Soudki, K. A., Topper, T. 2011. « Mechanics of bond fatigue behavior of concrete beams strengthened with NSM CFRP rods ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, No. 6, p. 934-942.
- Wahab, N., Soudki, K. A., Topper, T. 2012. « Experimental investigation of bond fatigue behavior of concrete beams strengthened with NSM prestressed CFRP rods ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, No. 6, p. 684-692.
- Wang, Y. C., Lee, M. G., Chen, B. C. 2007. « Experimental study of FRP-strengthened RC bridge girders subjected to fatigue loading ». *Composite Structures*, vol. 81, No. 4, p. 491-498.
- Williams, G., Higgins, C. 2008. « Fatigue of diagonally cracked RC girders repaired with CFRP ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 13, No. 1, p. 24-33.
- Wu, Z. Y. 2004. « Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue ». Doctoral thesis, France, Ecole des Ponts ParisTech, 242 p.
- Xie, J. H., Huang, P. Y., Guo, Y. C. 2012. « Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with prestressed fiber reinforced polymer ». *Construction and Building Materials*, vol. 27, No. 1, p. 149-157.
- Yost, J. R., Gross, S. P., Deitch, M. J. 2007. "Fatigue behavior of concrete beams strengthened in flexure with near surface mounted CFRP." In *Proceedings of the 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS8)*, University of Patras, Patras, Greece. p. 16-18.
- Yu, T., Li, C., Lei, J., Zhang, H. 2011. « Fatigue of concrete beams strengthened with glass-fiber composite under flexure ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, No. 4, p. 557-564.
- Zhao, L. 2005. « Characterizations of RC beams strengthened with carbon fiber sheets : a dissertation ». PhD thesis, University of Alabama, Tuscaloosa, AL, USA, 197 p.
- Zorn, A. V. 2006. « Effect of adhesive stiffness and CFRP geometry on the behavior of externally bonded CFRP retrofit measures subject to fatigue loads ». Master of Science thesis, United States, University of Pittsburgh, 93 p.