

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE  
PRÉSENTÉ À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DE LA  
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M.Eng.

PAR  
BOUSSAHA, Fateh

COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES  
EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS

MONTRÉAL, LE 29 AVRIL 2008

© Fateh Boussaha, 2008

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Omar Chaallal, directeur de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Saad Bennis, président du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Munzer Hassan, membre du jury  
CIMA+

## REMERCIEMENTS

En premier lieu, j'adresse mes remerciements et ma reconnaissance à mon directeur de mémoire, le professeur Omar Chaallal, de m'avoir confié le présent sujet de recherche. Ses conseils pertinents, son dynamisme et ses encouragements continus m'ont aidé à mener à bien ce travail.

À Abdelhak Bousselham, ancien post-doctorant au département de génie de la construction à l'ÉTS, j'exprime ma profonde gratitude pour ses nombreux apports et conseils avisés.

J'adresse mes sincères remerciements aux membres du jury qui me font l'honneur d'évaluer ce mémoire.

À John Lescelleur, technicien senior au laboratoire de structures lourdes de l'ÉTS, j'adresse mes remerciements pour son implication totale dans la conduite du programme expérimental. Sa compétence supérieure a donné une marque de qualité aux différents travaux réalisés au laboratoire.

À mon épouse Malika, j'exprime affectueusement mes remerciements pour son soutien et sa présence tout simplement. Enfin, à mes parents Abdelhak et Hanifa et à mes frères Samir, Faouzi et Tarek, je leur exprime toute ma gratitude pour leur soutien moral.

# COMPORTEMENT EN FATIGUE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS

BOUSSAHA, Fateh

## RÉSUMÉ

Le renforcement externe d'éléments en béton armé (BA) à l'aide de matériaux composites avancés (MCA) est une technique éprouvée. Les différentes normes et codes, traitant du renforcement externe, fournissent des outils de calcul pour la conception de systèmes de renforts destinés au confinement des colonnes et le renforcement des poutres en flexion et en cisaillement. Cependant, le comportement des poutres en BA renforcées en cisaillement a fait l'objet d'un plus faible effort de recherche si bien que des aspects importants, comme le comportement en fatigue, restent encore à être explorés. L'objectif de la présente étude est de contribuer au développement des connaissances entourant le comportement en cisaillement des poutres en BA renforcées à l'aide de MCA vis-à-vis des sollicitations de fatigue. À partir des deux paramètres de l'étude que sont le taux de l'armature transversale et le taux du renfort, un plan d'expérience factoriel  $2^2$  a été élaboré. Les quatre poutres en T – de tailles réelles d'une longueur de 4 520 mm – ont été conçues de manière à ce que la rupture se produise en cisaillement plutôt qu'en flexion. La préparation de la surface du béton devant recevoir le renfort, en forme de U à base de carbone, Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP), a fait l'objet d'une attention particulière pour assurer une bonne adhérence Béton-Renfort et éviter ainsi une rupture prématurée par décollement. Tous les spécimens ont été sollicités sous charges cycliques: des tests statiques jusqu'à la rupture ont suivi les essais de fatigue. Sollicités à des niveaux de chargement élevés, les spécimens n'ont pas subi de rupture lors des essais de fatigue après 5 millions de cycles. Il en ressort de l'analyse des résultats que le renfort soulage les contraintes au niveau des étriers et retarde ainsi, à l'ultime, leur plastification. Le renfort ne semble pas influencer le comportement de la bielle de béton interne. Cependant, il limite les déformations du béton en surface et de ce fait aide à réduire les ouvertures des fissures à l'interface Béton-FRP. Les déformations du béton à l'intérieur (dans les bielles) augmentent continuellement avec les cycles de chargement. Ceci suggère que le béton d'éléments structuraux devant recevoir un renfort en FRP doit au préalable avoir des propriétés mécaniques suffisantes pour éviter l'écrasement du béton. Au moment du décollement localisé du renfort, le renfort enregistre des niveaux de déformations plus faibles que celles prédites par les différentes normes et codes. Ceci est dû à l'effet cyclique du chargement combiné à une absence d'un système d'ancrage. Aussi, le renfort modifie le comportement non linéaire et ductile des poutres en un comportement linéaire et fragile et donc non souhaitable.

**Mots-clés :** renforcement externe, cisaillement, poutre, béton armé, MCA, fatigue

# FATIGUE BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH ADVANCED COMPOSITE MATERIALS

BOUSSAHA, Fatch

## ABSTRACT

External bonding of high-strength Fiber Reinforced Polymer (FRP) to structural concrete members is an effective method for increasing their structural capacity. Different codes that deal with external strengthening provide tools to design circular columns through confinement and strengthened beams in flexure and shear. However, fewer studies have been devoted to shear strengthening. Therefore, important aspects such as fatigue behaviour, need to be investigated. This has been the main impetus to carry out this experimental study, which focuses on the performance under fatigue loading of large scale RC T-beams strengthened with CFRP U-shape carbon FRP (CFRP) fabrics. The main parameters of the study are the transverse steel reinforcement as well as the CFRP ratios. The influences and contributions of these two parameters on the shear resistance are studied separately, as well as interactively. To this end, an experimental plan with a  $2^2$  factorial design is used. The 4,520mm-length T-beams considered are designed so that flexural failure does not occur before shear failure. Also, the preparation of bonding surface received special attention to avoid premature debonding. The main findings attained from this experimental work are as follows: Subjected to high levels of loading, specimens did not experience any damage during the 5 million load cycles fatigue test; static tests followed until failure. It emerges from the results that the reinforcement relieves stress of stirrups and postpones their yielding. The reinforcement does not seem to influence the behaviour of the internal concrete. However, it restricts concrete's strain on surface and this fact helps to reduce crack's openings. The strains in concrete increased continuously due to the fatigue stresses, suggesting thereby that structural beams that need to be strengthened should have a concrete with sufficient resistance to avoid concrete crushing. At the time of the reinforcement debonding, the strains are less than those predicted by codes. This is due to the cyclic loading combined to a lack of an anchorage system. Also, the strengthening changes the ductile and non linear behaviour of beams in a linear and fragile type of behaviour, which is not desirable.

**Keywords:** external strengthening, shear, beam, reinforced concrete, FRP, fatigue

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
<b>CHAPITRE 1 COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ – REVUE DE LA LITTÉRATURE .....</b>	<b>8</b>
1.1 Fissuration .....	8
1.2 Modes de rupture .....	10
1.2.1 Poutres très profondes, $a/d < 1$ .....	11
1.2.2 Poutres profondes, $1 \leq a/d < 2.5$ .....	11
1.2.3 Poutres élancées, $2.5 \leq a/d < 6$ .....	12
1.2.4 Poutres très élancées, $a/d \geq 6$ .....	12
1.3 Paramètres d'influence majeure .....	12
1.3.1 Le rapport $a/d$ .....	12
1.3.2 Le taux d'armature longitudinale .....	13
1.3.3 L'effort axial .....	14
1.3.4 L'effet d'échelle .....	14
1.4 Modèles de calcul en cisaillement .....	15
1.4.1 Modèle du treillis à $45^\circ$ .....	16
1.4.2 Modèle du treillis à angle variable .....	18
1.4.3 Théorie du champ de compression .....	20
1.4.4 Théorie modifiée du champ de compression .....	22
1.5 Calcul en cisaillement selon les normes et codes .....	24
1.5.1 CSA A23.3-04 .....	24
1.5.2 ACI 318-05 .....	25
1.5.3 Eurocode2-05 .....	26
<b>CHAPITRE 2 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE FRP SOUS CHARGES STATIQUES ET DE FATIGUE – SYNTHÈSE DES TRAVAUX .....</b>	<b>27</b>
2.1 Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP sous charges statiques .....	27
2.1.1 Modes de rupture .....	28
2.1.2 Paramètres d'influence majeure .....	28
2.1.2.1 Le rapport $a/d$ .....	29
2.1.2.2 Les taux d'armature transversale et longitudinale .....	29
2.1.2.3 Le taux du renfort FRP .....	30
2.1.2.4 L'effet d'échelle .....	30
2.1.3 Règles et modèles de calcul en cisaillement selon les normes et codes .....	30
2.1.3.1 CSA S806-02 .....	31
2.1.3.2 ACI 440.2R-02 .....	31

	2.1.3.3	CSA S6-06 .....	32
	2.1.3.4	<i>fib</i> -TG9.3-01 .....	33
2.2	Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP sous sollicitations de fatigue .....		34
	2.2.1	Fatigue du béton .....	36
	2.2.2	Fatigue de l'acier d'armature .....	37
	2.2.3	Fatigue du béton armé .....	37
	2.2.4	Fatigue des colles .....	38
	2.2.5	Fatigue des matériaux composites FRP .....	38
	2.2.6	Fatigue des poutres en béton armé renforcées à l'aide de composites FRP .....	40
	2.2.7	Prise en compte de la fatigue dans les codes et normes .....	43
2.3	Conclusion partielle .....		43
CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....			45
3.1	Paramètres d'étude .....		45
3.2	Détails expérimentaux .....		47
	3.2.1	Description du programme expérimental .....	47
	3.2.2	Description des spécimens mis à l'essai .....	47
3.3	Procédure expérimentale .....		49
	3.3.1	Chargement appliqué .....	49
		3.3.1.1 Niveau de chargement .....	49
		3.3.1.2 Fréquence de chargement .....	52
	3.3.2	Instrumentation .....	52
	3.3.3	Mise à l'essai et acquisition des données .....	52
CHAPITRE 4 CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX .....			56
4.1	Béton .....		56
4.2	Acier d'armature .....		57
4.3	Renfort CFRP .....		61
4.4	Colle .....		61
4.5	Préparation de surface et collage du tissu CFRP .....		62
CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX .....			63
5.1	Analyse des résultats expérimentaux sous charges de fatigue .....		63
	5.1.1	Spécimen S0-0L .....	65
		5.1.1.1 Comportement de la bielle de béton .....	66
		5.1.1.2 Comportement de l'armature longitudinale .....	67
		5.1.1.3 Évolution de la flèche de la poutre .....	68
	5.1.2	Spécimen S0-1L .....	69
		5.1.2.1 Comportement de la bielle de béton .....	72
		5.1.2.2 Comportement de l'armature longitudinale .....	73
		5.1.2.3 Évolution de la flèche de la poutre .....	74
		5.1.2.4 Comportement du renfort CFRP .....	76
	5.1.3	Spécimen S1-0L .....	77

	5.1.3.1	Comportement de la bielle de béton.....	79
	5.1.3.2	Comportement de l'armature longitudinale .....	80
	5.1.3.3	Évolution de la flèche de la poutre.....	81
	5.1.3.4	Comportement de l'armature transversale .....	82
5.1.4		Spécimen S1-1L.....	83
	5.1.4.1	Comportement de la bielle de béton.....	87
	5.1.4.2	Comportement de l'armature longitudinale .....	88
	5.1.4.3	Évolution de la flèche de la poutre.....	89
	5.1.4.4	Comportement de l'armature transversale .....	90
	5.1.4.5	Comportement du renfort CFRP.....	91
5.2		Analyse des résultats expérimentaux sous charges statiques.....	94
	5.2.1	Spécimen S0-0L.....	94
	5.2.2	Spécimen S0-1L.....	96
	5.2.3	Spécimen S1-0L.....	98
	5.2.4	Spécimen S1-1L.....	101
CONCLUSION.....			105
RECOMMANDATIONS.....			109
ANNEXE I	CARACTÉRISATION DE L'ACIER D'ARMATURE LONGITUDINALE COMPRIMÉE 10M : ESSAIS EN TRACTION SIMPLE.....		110
ANNEXE II	FICHE TECHNIQUE DU RENFORT CFRP .....		111
ANNEXE III	FICHE TECHNIQUE DE LA COLLE.....		114
ANNEXE IV	CALCUL DE LA CHARGE ULTIME $P_U$ SELON LES NORMES ET CODES.....		116
LISTE DE RÉFÉRENCES .....			119



## LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 3.1 Paramètres d'étude .....	47
Tableau 3.2 Programme expérimental .....	48
Tableau 3.3 Chargement appliqué durant les essais de fatigue .....	51
Tableau 4.1 Composition et propriétés du béton .....	56
Tableau 4.2 Propriétés mécaniques de l'acier d'armature .....	58
Tableau 4.3 Propriétés mécaniques du renfort CFRP .....	61
Tableau 5.1 Fréquences de chargement ajustées et nombre de cycles final .....	64
Tableau 5.2 Déformations dans la bielle de béton et dans l'armature longitudinale et la flèche de la poutre – Specimen S0-0L .....	66
Tableau 5.3 Déformations dans la jauge JBB-surface et dans l'armature longitudinale et la flèche de la poutre – Specimen S0-1L .....	71
Tableau 5.4 Déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Specimen S0-1L .....	72
Tableau 5.5 Déformations dans la bielle de béton et dans l'armature longitudinale et la flèche de la poutre – Specimen S1-0L .....	78
Tableau 5.6 Déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Specimen S1-0L .....	79
Tableau 5.7 Déformations dans la bielle de béton et dans l'armature longitudinale et la flèche de la poutre – Specimen S1-1L .....	85
Tableau 5.8 Déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Specimen S1-1L .....	86
Tableau 5.9 Déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Specimen S1-1L .....	87
Tableau 5.10 Résultats du test statique – Specimen S0-0L .....	94

Tableau 5.11	Résultats du test statique – Spécimen S0-1L .....	96
Tableau 5.12	Résultats du test statique et séquence de rupture – Spécimen S1-0L.....	99
Tableau 5.13	Résultats du test statique et séquence de rupture – Spécimen S1-1L .....	102
Tableau 5.14	Déformations dans le renfort CFRP correspondantes à la séquence de rupture – Spécimen S1-1L .....	102

## LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	État de contraintes et contraintes principales dans une poutre non fissurée.....	9
Figure 1.2	Direction des contraintes principales de compression.....	9
Figure 1.3	Types de fissures dans une poutre en béton armé .....	10
Figure 1.4	Modes de rupture dans une poutre très profonde, $a/d < 1$ .....	11
Figure 1.5	Modes de rupture dans une poutre profonde, $1 \leq a/d < 2,5$ .....	11
Figure 1.6	Modes de rupture dans une poutre élancée, $2,5 \leq a/d < 6$ .....	12
Figure 1.7	Évolution de la résistance ultime en cisaillement en fonction du taux d'armature longitudinale pour différents types d'acier .....	13
Figure 1.8	Influence de l'effort axial sur la résistance en cisaillement du béton.....	14
Figure 1.9	Influence de la taille des spécimens sur la résistance en cisaillement.....	15
Figure 1.10	Modèle du treillis à $45^\circ$ .....	16
Figure 1.11	Équilibre des forces dans le modèle du treillis à $45^\circ$ .....	17
Figure 1.12	Représentation en éventail et en champ de compression des diagonales dans le modèle du treillis à angle variable.....	18
Figure 1.13	Simplification par Marti du modèle du treillis à angle variable.....	19
Figure 1.14	Équilibre des forces dans le modèle du treillis à angle variable.....	19
Figure 1.15	Les déformations dans un élément fissuré.....	20
Figure 1.16	Relation contrainte-déformation dans un élément fissuré .....	21
Figure 1.17	Distribution des contraintes de tension dans les bielles comprimées.....	22
Figure 1.18	Équilibre des forces dans la théorie modifiée du champ de compression .....	23

Figure 2.1	Formes et dimensions du FRP pour le renforcement en cisaillement .....	32
Figure 2.2	Cycle de contrainte et définition des différents niveaux .....	35
Figure 2.3	Courbe <i>S-N</i> ou courbe de Wöhler.....	36
Figure 2.4	Mécanismes de rupture des composites unidirectionnels.....	39
Figure 3.1	Caractéristiques des poutres mises à l'essai .....	48
Figure 3.2	Position de la charge de sollicitation.....	49
Figure 3.3	Instrumentation.....	54
Figure 3.4	Système d'acquisition des données .....	55
Figure 4.1	Courbes contrainte-déformation du béton .....	57
Figure 4.2	Courbe contrainte-déformation de l'armature transversale 8M .....	59
Figure 4.3	Courbe contrainte-déformation de l'armature longitudinale tendue 25M.....	60
Figure 4.4	Préparation de surface du béton et collage du renfort CFRP .....	62
Figure 5.1	Évolution du chargement durant les essais de fatigue.....	64
Figure 5.2	Spécimen S0-0L .....	65
Figure 5.3	Évolution de la déformation dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-0L.....	67
Figure 5.4	Évolution de la déformation dans l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-0L.....	68
Figure 5.5	Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-0L .....	69
Figure 5.6	Spécimen S0-1L .....	70
Figure 5.7	Jauge de déformation collée en surface ( <i>JBB-surface</i> ) – Spécimen S0-1L.....	70
Figure 5.8	Évolution de la déformation de la jauge <i>JBB-Surface</i> durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-1L.....	73

Figure 5.9	Évolution de la déformation de l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-1L.....	74
Figure 5.10	Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-1L.....	75
Figure 5.11	Évolution des déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-1L.....	77
Figure 5.12	Spécimen S1-0L.....	78
Figure 5.13	Évolution de la déformation dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L.....	80
Figure 5.14	Évolution de la déformation dans l'armature longitudinale durant l'essai fatigue – Spécimen S1-0L.....	81
Figure 5.15	Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L.....	82
Figure 5.16	Évolution de la déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L.....	83
Figure 5.17	Spécimen S1-1L.....	84
Figure 5.18	Évolution de la déformation dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.....	88
Figure 5.19	Évolution de la déformation dans l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.....	89
Figure 5.20	Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.....	90
Figure 5.21	Évolution de la déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.....	91
Figure 5.22	Évolution des déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.....	93
Figure 5.23	Décollement localisé du renfort CFRP – Spécimen S1-1L.....	93
Figure 5.24	Modes de rupture – Spécimen S0-0L.....	95

Figure 5.25	Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S0-0L .....	95
Figure 5.26	Modes de rupture – Spécimen S0-1L .....	97
Figure 5.27	Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S0-1L .....	98
Figure 5.28	Modes de rupture – Spécimen S1-0L .....	100
Figure 5.29	Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S1-0L .....	101
Figure 5.30	Modes de rupture – Spécimen S1-1L .....	103
Figure 5.31	Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S1-1L .....	104

## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

BA	Béton armé
ELF	État limite de fatigue
ELS	État limite de service
ELU	État limite ultime
FRP	Fiber reinforced polymer
AFRP	Aramid fiber reinforced polymer
CFRP	Carbon fiber reinforced polymer
CFRP <sub>i</sub>	Position <i>i</i> du renfort
CMD	Coefficient de majoration dynamique
GFRP	Glass fiber reinforced polymer
JBB-surface	Jauge-Bielle-Béton installée en surface
LVDT	Linear Variable Displacement Transducers
MCA	Matériaux composites avancés
MCFT	Modified compression field theory
S0	Série de spécimens sans armature transversale
S1	Série de spécimens avec armature transversale espacée de $s=d/2$
S <sub>i</sub>	Étrier numéro <i>i</i>
S-N	Stress versus Number of cycles to failure
OL	Série de spécimens non renforcés
IL	Série de spécimens renforcés avec une nappe de FRP
<i>a</i>	Distance entre le point d'application de la charge et le nu de l'appui
<i>a/d</i>	Longueur de cisaillement

$b_w$	Largeur de l'âme de la poutre
$d$	Profondeur de la poutre (Hauteur utile)
$d_v = jd$	Distance entre le centre de gravité de l'armature longitudinale tendue et celui du bloc comprimé
$f'_c$	Résistance en compression du béton obtenu à partir d'un test standard
$f_{fu}$	Contrainte ultime du renfort
$f_{fe}$	Contrainte effective du renfort (Correspond à $\epsilon_{fe}$ )
$f_r$	Fréquence de chargement
$f_v$	Contrainte de traction dans l'armature transversale
$f_y$	Limite élastique de l'acier d'armature transversale (Contrainte) (Cette désignation peut également faire référence à l'acier d'armature longitudinale)
$f_1, f_2$	Contrainte principale de traction et de compression du béton
$h$	Hauteur de la poutre
$i$	Indice variant de 1 à 4
$s$	Espacement des étriers
$s_f$	Espacement entre axes de deux lamelles successives du renfort
$t_f$	Épaisseur du renfort (Fibre)
$t_t$	Épaisseur du renfort (Tissu)
$z$	Bras de levier des forces internes
$A_v$	Aire de l'armature transversale
$E$	Désignation générale du module élastique



$E_f$	Module élastique du renfort
$E_{fu}$	Module élastique du renfort à l'ultime
$E_s$	Module élastique de l'acier d'armature transversale
$E_{s,l}$	Module élastique de l'acier d'armature longitudinale
$L_c$	Longueur effective du renfort
$M_u$	Moment fléchissant ultime
$P_{max}$	Charge maximale dans un cycle de chargement
$P_{min}$	Charge minimale dans un cycle de chargement
$P_{moy}$	Charge moyenne dans un cycle de chargement
$P_u$	Charge ultime
$T_g$	Température de transition vitreuse
$V$	Effort tranchant total
$V_c$	Effort tranchant repris par le béton
$V_f$	Effort tranchant repris par le renfort
$V_{max}$	Effort tranchant correspondant à la charge $P_{max}$
$V_{min}$	Effort tranchant correspondant à la charge $P_{min}$
$V_s$	Effort tranchant repris par l'armature transversale
$V_u$	Effort tranchant ultime
$\alpha$	Angle d'inclinaison du renfort par rapport à l'axe de la poutre
$\alpha'$	Angle d'inclinaison des étriers par rapport à l'axe de la poutre

$\beta$	Coefficient indiquant l'endommagement du béton (Facteur qui tient compte de la traction du béton)
$\delta_{max}$	Déplacement vertical de la poutre (Flèche) correspondant à $P_{max}$
$\delta_{min}$	Déplacement vertical de la poutre (Flèche) correspondant à $P_{min}$
$\epsilon_{b,max}$	Déformation de la bielle de béton correspondant à la charge $P_{max}$
$\epsilon_{b,min}$	Déformation de la bielle de béton correspondant à la charge $P_{min}$
$\epsilon_{b-surf,max}$	Déformation du béton correspondant à $P_{max}$ mesurée à l'aide de la jauge collée en surface JBB-surface
$\epsilon_{b-surf,min}$	Déformation du béton correspondant à $P_{min}$ mesurée à l'aide de la jauge collée en surface JBB-surface
$\epsilon_{CFRP,max}$	Déformation du renfort à la position CFRP <sub>i</sub> correspondant $P_{max}$
$\epsilon_{CFRP,min}$	Déformation du renfort à la position CFRP <sub>i</sub> correspondant $P_{min}$
$\epsilon_{fe}$	Déformation effective du renfort
$\epsilon_{fu}$	Déformation ultime du renfort
$\epsilon_l$	Déformation de l'armature longitudinale
$\epsilon_{l,max}$	Déformation de l'armature longitudinale correspondant à la charge $P_{max}$
$\epsilon_{l,min}$	Déformation de l'armature longitudinale correspondant à la charge $P_{min}$
$\epsilon_{ly}$	Limite élastique de l'armature longitudinale (Déformation)
$\epsilon_{S,max}$	Déformation de l'étrier S <sub>i</sub> correspondant à la charge $P_{max}$
$\epsilon_{S,min}$	Déformation de l'étrier S <sub>i</sub> correspondant à la charge $P_{min}$
$\epsilon_{sy}$	Limite élastique de l'armature transversale (Déformation)

$\varepsilon_t$	Déformation transversale du béton par rapport à l'axe de la poutre
$\varepsilon_l$	Déformation longitudinale de la poutre
$\varepsilon_s$	Désignation générale de la limite élastique de l'acier d'armature (Déformation)
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	Déformation principale du béton
$\varepsilon_o$	Déformation limite du béton correspondante à $f'_c$
$\theta$	Angle d'inclinaison des fissures diagonales par rapport à l'axe de la poutre
$\kappa_r$	Coefficient qui tient compte de la longueur d'adhérence effective du renfort ( $L_r$ )
$\lambda$	Coefficient dépendant du type de béton
$\mu\varepsilon$	Microdéformation (Microstrain)
$\rho_s$	Taux de l'armature transversale
$\rho_f$	Taux du renfort dans un espacement $s_f$
$\rho_w$	Taux de l'armature longitudinale tendue
$\rho_l$	Taux d'armature longitudinale
$\Delta P$	Amplitude de charge $\Delta P = P_{max} - P_{min}$
$\Delta \delta$	Amplitude de la flèche de la poutre $\Delta \delta = \delta_{max} - \delta_{min}$
$\Delta \varepsilon$	Différence entre les déformations de deux points appartenant à la zone linéaire (élastique) d'une courbe contrainte-déformation
$\Delta \varepsilon_b$	Amplitude de déformation de la bielle de béton $\Delta \varepsilon_b = \varepsilon_{b,max} - \varepsilon_{b,min}$
$\Delta \varepsilon_{b-surf}$	Amplitude de déformation du béton $\Delta \varepsilon_{b-surf} = \varepsilon_{b-surf,max} - \varepsilon_{b-surf,min}$

$\Delta\epsilon_l$	Amplitude de déformation de l'armature longitudinale $\Delta\epsilon_l = \epsilon_{l,max} - \epsilon_{l,min}$
$\Delta\epsilon_{CFRP,i}$	Amplitude de déformation du renfort à la position i $\Delta\epsilon_{CFRP,i} = \epsilon_{CFRP,i,max} - \epsilon_{CFRP,i,min}$
$\Delta\epsilon_s$	Amplitude de déformation de l'étrier i. $\Delta\epsilon_s = \epsilon_{s,max} - \epsilon_{s,min}$
$\Delta\sigma$	Différence entre les contraintes de deux points appartenant à la zone linéaire (élastique) d'une courbe contrainte-déformation

## INTRODUCTION

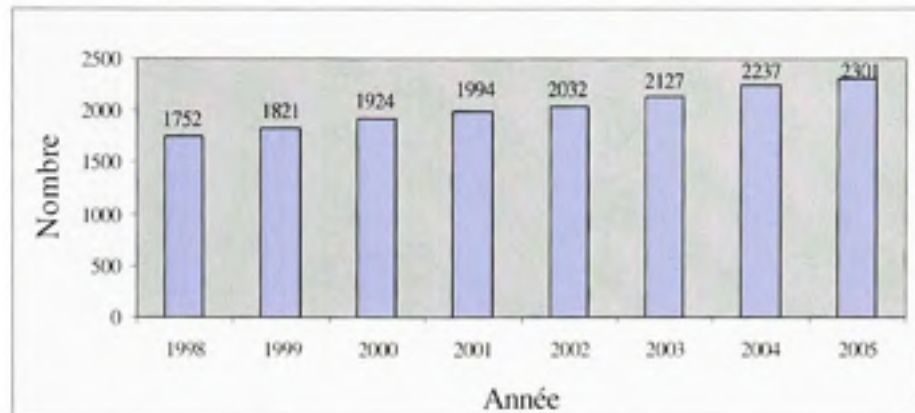
### **Problématique des ouvrages existants**

La réhabilitation et la maintenance des ponts existants sont devenues aujourd'hui une préoccupation croissante pour les maîtres d'ouvrages publics ou privés. En effet, ces infrastructures sont soumises à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes. Le trafic routier est en croissance permanente du fait de l'augmentation continue du nombre de véhicules et de leur poids. Ainsi, les charges de sollicitation effectives ne correspondent plus aux charges de calcul pour lesquelles les anciens ponts ont été conçus. Combiné à ceci, la détérioration des matériaux due au milieu environnant, telle que l'action des sels de deverglaçage, accélère le processus de dégradation et de vieillissement. La durée de vie utile d'un ouvrage devient alors hypothétique et se trouve sensiblement réduite dépendamment du niveau d'entretien qui lui est consacré. Face à cet état de fait, des travaux de plus en plus nombreux et coûteux doivent être réalisés pour renforcer ou réhabiliter ces structures afin d'assurer la sécurité des usagers.

### **État des lieux en chiffres**

- **Québec/Canada**

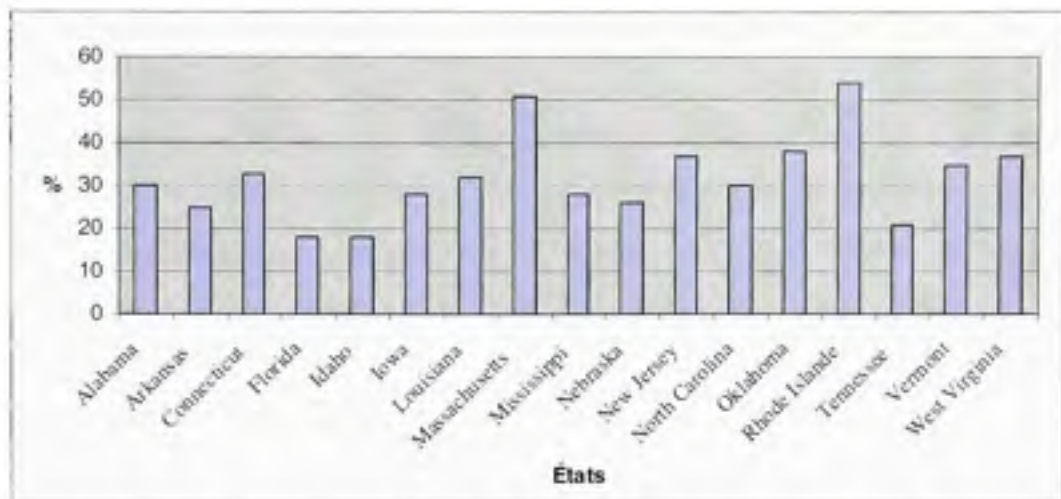
Selon les statistiques 2005 du Ministère des transports du Québec (MTQ), le réseau routier québécois compte 8 648 ponts. Parmi eux, le nombre de ponts nécessitant des interventions de réparation ou de réhabilitation ne cesse d'augmenter d'année en année (voir figure ci-dessous). En 2005, 2 301 ponts, soit 26,6 % du patrimoine, présentaient des déficiences structurelles.



*Évolution du nombre de ponts structurellement déficients au Québec.  
(Tirée de MTQ, 2005)*

#### ▪ États-Unis

Selon les données statistiques de 2003 fournies sur le site internet de l'ASCE, une moyenne nationale de 27,1 % des 590 750 ponts recensés aux États-Unis présentent des déficiences structurelles ou sont fonctionnellement désuets. La figure ci-dessous indique ce pourcentage relatif à quelques États. Une politique nationale initiée en 1992 pour diminuer ce taux affiche une projection de 25 % à l'horizon 2008. Cependant, il n'en restera pas moins d'un pont sur quatre devant faire l'objet de restrictions éventuelles de tonnage ou de fermeture, entraînant ainsi des coûts dans l'activité économique en plus de ceux consacrés directement à leur réhabilitation.



*Taux de ponts structurellement défectueux aux Etats-Unis.*  
(Tirée de U.S. Department of Transportation, 2003)

#### • Royaume-Uni

La majorité des ponts routiers et autoroutiers Britanniques ont été construits pendant les années 1960 et 1970. Nombre d'entre eux présentent des dégradations dues à l'altération des matériaux. En 1987, un vaste programme national a été lancé par le ministère des transports pour l'évaluation des quelques 14 600 ponts situés sur le réseau national. Cette campagne avait pour objectif la réhabilitation et le renforcement de ces infrastructures afin d'assurer la sécurité des usagers mais également de les préparer à supporter l'augmentation du tonnage des poids lourds en prévision de la croissance du marché économique européen.

#### • Japon

Près de 150 000 ponts routiers ont été recensés au Japon selon les données statistiques de 2006 recueillies sur le site internet du National Institute for Land and Infrastructure Management. Le site révèle que 34 % de ces infrastructures ont été construites entre 1955 et 1973; l'âge moyen actuel est alors de 37 ans. Les auteurs estiment qu'un programme de reconstruction ou de réhabilitation majeure de ces infrastructures, à cause de leur détérioration, est à envisager d'ici 20 ans.

## Renforcement externe de structures en béton armé

Le renforcement externe est une technique destinée à réhabiliter ou à augmenter la résistance de structures en béton armé (BA) lorsque celles-ci présentent des déficiences structurelles ou lorsqu'elles sont amenées à supporter des charges plus importantes que celles prévues lors de leur conception. Cette technique a recours le plus souvent à l'acier en tant que renfort externe, passif ou actif. Cependant, l'acier présente deux principales contraintes, à savoir : le poids élevé mais surtout la corrosion. C'est pourquoi l'utilisation des matériaux composites devient un moyen intéressant en remédiant à ces deux contraintes. Ces nouveaux matériaux présentent un bon potentiel de facilité de mise en œuvre, grâce à leur faible poids, et de durabilité, combinées à une haute résistance en traction.

Les différentes recherches menées sur l'utilisation des matériaux composites avancés (MCA) pour le renforcement externe d'éléments en BA, montrent que cette technique est désormais éprouvée. Le confinement des colonnes et le renforcement en flexion des poutres sont à présent bien documentés. Les normes, canadiennes CSA S6-06 et CSA S806-02, américaine ACI 440.2R-02 et européenne *fib*-TG9.3-01 proposent des outils de calcul permettant aux ingénieurs praticiens de concevoir des systèmes de renfort utilisant des *Fiber Reinforced Polymer* (FRP).

Bien qu'il existe une plus faible proportion de recherches consacrées au comportement en cisaillement de poutres en BA, les différentes normes disposent également d'outils de calcul afin de concevoir des renforts pour ce type d'éléments. Cependant, quelques aspects restent assujettis à d'avantage d'investigation tel que le comportement en fatigue.



## **Problématique du renforcement en cisaillement à l'aide de FRP**

Le cisaillement en soit est un phénomène dont les mécanismes ne sont pas tout à fait maîtrisés eu égard aux différents paramètres qui interviennent tels que : la résistance du béton, la limite élastique de l'acier d'armature, la section des barres d'armature longitudinale et transversale, l'espacement des étriers, la position du chargement, etc. (Diagana et al. 2003). À cela s'ajoutent d'autres paramètres liés au renfort : sa rigidité, sa configuration ainsi que des paramètres d'interaction renfort-béton et renfort-étriers. De ce fait, on constate des écarts entre les prédictions avancées par les normes et les résultats d'essais menés dans les laboratoires de recherche (Bousselham, 2005).

## **La tenue en fatigue des poutres en BA renforcées à l'aide de FRP**

Très peu d'études ont été consacrées au comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP sous sollicitations de fatigue, si bien que les normes ne fournissent pas d'outils pour vérifier l'état limite de fatigue.

## **Objectifs du projet de recherche**

L'objectif principal de ce projet de recherche est de contribuer, à travers des investigations théoriques et expérimentales, au développement des connaissances entourant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP vis-à-vis des sollicitations de fatigue.

Le volet théorique a pour but de mettre en évidence l'état de l'art concernant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées et non renforcées vis-à-vis des sollicitations statique et de fatigue.

À la lumière des résultats des investigations théoriques, le programme expérimental sera optimisé. Les objectifs spécifiques du volet expérimental consistent à définir :

- Les réactions mais aussi les interactions que développent en cisaillement les différents composants, à savoir : le béton, l'armature transversale et l'armature longitudinale et le renfort FRP vis-à-vis des sollicitations de fatigue.
- L'influence du renfort FRP dans le comportement en cisaillement des poutres en béton armé vis-à-vis des sollicitations de fatigue.

### **Méthodologie générale**

Afin de compléter méthodologiquement les objectifs de ce projet de recherche, il est nécessaire dans le cadre du volet théorique d'étudier les points suivants :

- Les mécanismes du comportement en cisaillement du béton, de l'acier d'armature longitudinale et transversale et du renfort FRP;
- les modes de rupture des poutres en BA renforcées et non renforcées;
- les paramètres d'influence majeure;
- les théories qui régissent le comportement en cisaillement des poutres en BA renforcées et non renforcées;
- les énoncés des différentes normes pour le calcul de l'effort tranchant;
- les récentes recherches concernant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcé à l'aide de FRP sous sollicitations de fatigue.

La structure du volet expérimental découle des investigations théoriques. Il s'agit alors de définir :

- Le choix des paramètres d'étude;
- le plan d'expérience.

L'analyse des résultats sera conduite de façon à satisfaire les objectifs fixés.

## **Présentation du mémoire**

Le mémoire est divisé en cinq chapitres :

- Les chapitre 1 et 2 sont consacrés à la revue de la littérature. Le chapitre 1 porte sur l'état de l'art du comportement en cisaillement, sous charges statiques, des poutres en béton armé non renforcées tandis que le chapitre 2 traite du comportement des poutres en béton armé renforcées et ce sous charges statiques et de fatigue.
- Les chapitres 3 et 4 portent sur la mise en place du programme expérimental. Dans le chapitre 3, est présenté les paramètres d'étude, le plan d'expérience ainsi que les caractéristiques des spécimens et du chargement appliqué. Dans le chapitre 4, est présenté les propriétés des matériaux.
- Le chapitre 5 expose enfin les résultats expérimentaux ainsi que leur analyse détaillée.

Enfin, une conclusion de la présente étude et des recommandations pour des travaux futurs sont exposées à la fin du mémoire.

## CHAPITRE 1

### COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ – REVUE DE LA LITTÉRATURE

Le comportement en cisaillement des poutres en béton armé est relativement complexe. Les propriétés du béton, le taux de l'armature transversale et longitudinale, le type de chargement, la géométrie des pièces, etc., sont des facteurs qui contribuent à cette complexité. Aussi, les mécanismes de transfert de l'effort tranchant du point d'application de la charge aux supports sont difficiles à cerner. Ce qui explique pourquoi il n'y a pas encore de théorie unifiée et complètement réaliste du comportement en cisaillement et que les méthodes de calcul adoptées par les codes et normes sont de type semi-empirique.

Dans ce qui suit, seront présentés les principes sur lesquels reposent les théories du comportement en cisaillement des poutres en béton armé.

#### 1.1 Fissuration

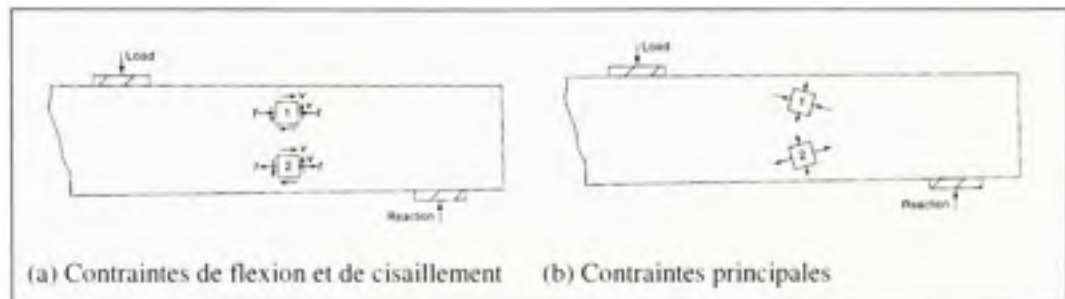
Dans une poutre en béton armé, le transfert de l'effort tranchant n'est pas identique s'il s'agit d'un élément fissuré ou non. Les fissures sont généralement présentes, à cause de la faible résistance en traction du béton. Les zones d'apparition des fissures et leur inclinaison diffèrent en fonction de la sollicitation dominante – flexion versus cisaillement – ainsi que les caractéristiques de la poutre telles que la géométrie et le type de support<sup>1</sup>.

Toute poutre soumise à une sollicitation de flexion est du fait même soumise à un effort tranchant; le moment fléchissant étant variable d'un point à un autre le long de la poutre. L'état de contrainte en tout point est alors composé de contraintes de compression et de cisaillement, ou de contraintes de traction et de cisaillement (Figure 1.1.a). Les contraintes principales qui en découlent sont indiquées à la figure 1.1.b. La contrainte principale de

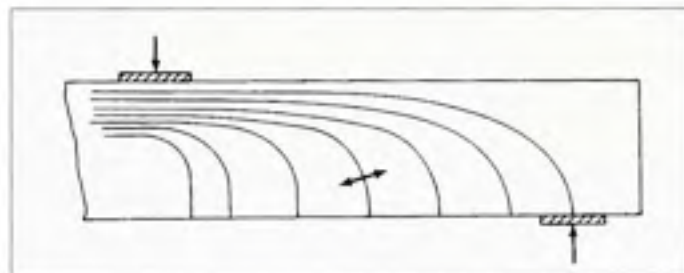
---

<sup>1</sup> Appui simple ou encastrement.

traction fissure le béton si elle excède sa résistance. La figure 1.2 montre les directions des contraintes principales de compression. Elles forment des trajectoires similaires à celles formées par les fissures (Figure 1.3). Ces fissures se présentent sous deux formes : des fissures verticales et des fissures diagonales.



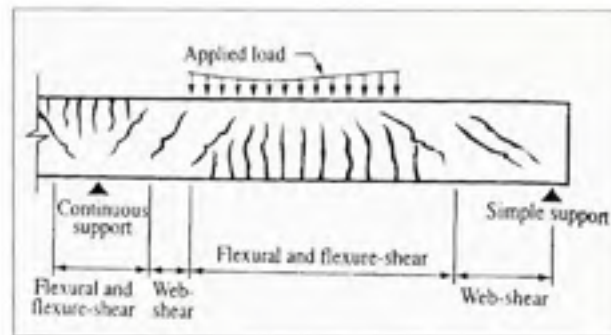
**Figure 1.1** *État de contraintes et contraintes principales dans une poutre non fissurée.*  
(Tirée de MacGregor et Bartlett, 2000)



**Figure 1.2** *Direction des contraintes principales de compression.*  
(Tirée de MacGregor et Bartlett, 2000)

Les fissures verticales sont dues à l'action du moment fléchissant agissant seul. Ainsi, elles apparaissent là où ce dernier est prépondérant, dans la zone des moments positifs mais aussi à l'endroit des appuis – zones des moments négatifs – dans les poutres continues (Figure 1.3).

Les fissures diagonales sont dues à l'effet combiné du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Elles sont davantage inclinées au fur et à mesure qu'on se rapproche des appuis et ce, en raison de l'augmentation de l'effort tranchant.



**Figure 1.3** *Types de fissures dans une poutre en béton armé.*  
(Tirée de ACI Committee 318, 2005)

## 1.2 Modes de rupture

La rupture d'une poutre en béton armé est atteinte lorsque les charges qui la sollicitent excèdent sa résistance. Le mode de rupture dépend de plusieurs paramètres dont (MacGregor et Bartlett, 2000) :

- Le type de chargement;
- les dimensions de la poutre et la géométrie de la section;
- les propriétés mécaniques des matériaux et leurs taux.

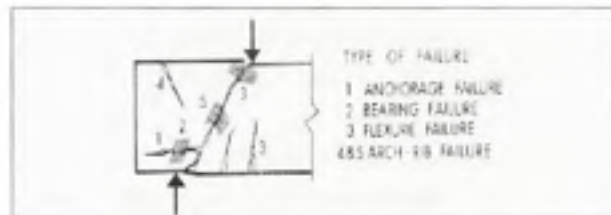
La variation de ces paramètres implique une variation dans le comportement d'une poutre et, dans le cas ultime, de son mode de rupture.

Conventionnellement, pour une poutre en béton armé soumise à des charges concentrées symétriquement disposées, ayant une géométrie, des dimensions et des propriétés donnés (quantité d'armature, type d'acier, interaction béton/acier, etc.), le comportement est fonction du rapport  $a/d$ , où  $a$  est la distance entre le point d'application de la charge et l'appui et  $d$  est la profondeur de la poutre (ASCE-ACI Task Committee 426, 1973).

La variation du ratio  $a/d$  distingue quatre types de poutres présentant ainsi des modes de ruptures différents (MacGregor et Bartlett, 2000) :

### 1.2.1 Poutres très profondes, $a/d < 1$

La perte d'encrage aux extrémités des barres d'armatures longitudinales tendues est généralement le mode de rupture dominant dans de telles poutres. D'autres modes de rupture peuvent être observés comme indiqué dans la figure 1.4.

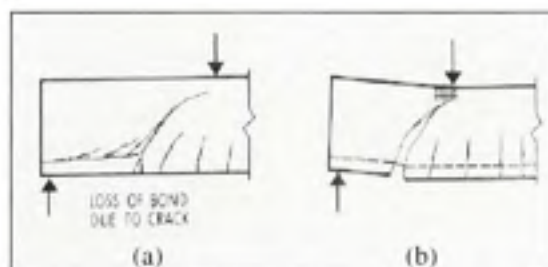


**Figure 1.4** Modes de rupture dans une poutre très profonde,  $a/d < 1$ .  
(Tirée de ASCE-ACI Task Committee 426, 1973)

### 1.2.2 Poutres profondes, $1 \leq a/d < 2.5$

Les modes de rupture possibles pour de telles poutres sont :

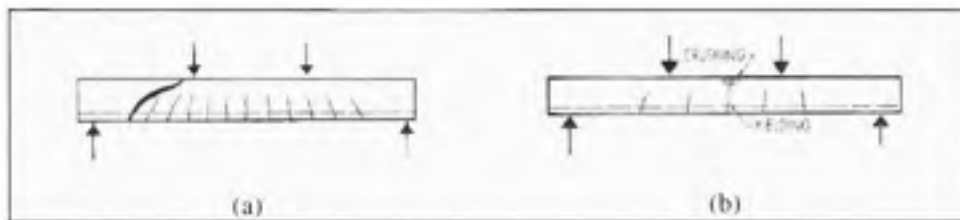
- La perte d'adhérence (Figure 1.5.a);
- le glissement des armatures longitudinales tendues (Figure 1.5.a);
- le cisaillement des barres d'armature longitudinales tendues (Effet goujon) (Figure 1.5.b);
- l'écrasement du béton entre la fibre la plus comprimée et le prolongement des fissures inclinées (Figure 1.5.b).



**Figure 1.5** Modes de rupture dans une poutre profonde,  $1 \leq a/d < 2,5$ .  
(Tirée de ASCE-ACI Task Committee 426, 1973)

### 1.2.3 Poutres élancées, $2,5 \leq a/d < 6$

La rupture se produit soit en cisaillement le long des fissures inclinées comme indiqué dans la figure 1.6.a ou bien par écrasement du béton en même temps que la plastification des aciers d'armature longitudinale comme indiqué dans la figure 1.6.b.



**Figure 1.6** Modes de rupture dans une poutre élancée,  $2,5 \leq a/d < 6$ .  
(Tirée de ASCE-ACI Task Committee 426, 1973)

### 1.2.4 Poutres très élancées, $a/d \geq 6$

Ce type de poutre présente un mode de rupture en flexion avant même l'apparition des fissures inclinées.

## 1.3 Paramètres d'influence majeure

Plusieurs paramètres influencent le comportement en cisaillement des poutres en béton armé. Les dimensions des poutres, la résistance en compression du béton, la limite élastique de l'acier d'armature transversale et longitudinale et leur taux, la géométrie de la poutre et le type de chargement sont parmi ceux rapportés par la littérature. Ci-dessous, sont présentés quelques paramètres d'influence majeure.

### 1.3.1 Le rapport $a/d$

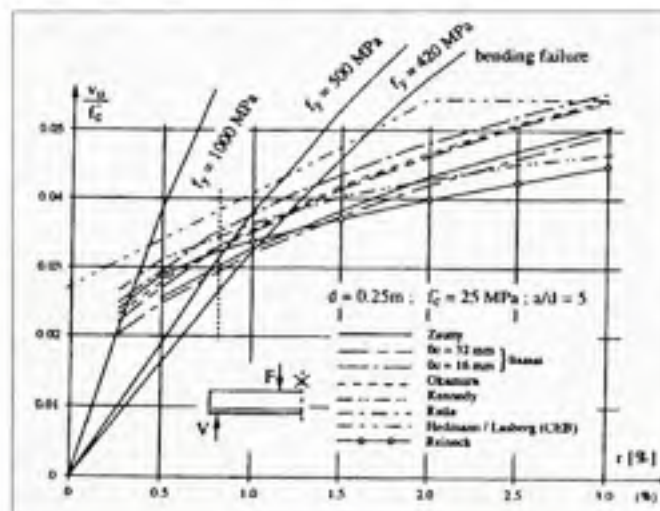
Comme indiqué dans le paragraphe §1.1.2, le rapport  $a/d$  influe grandement sur la manière dont une poutre se comporte. Les poutres profondes ( $a/d < 2,5$ ) ont un comportement assimilable à celui d'un arc à tirant alors que les poutres élancées ( $a/d \geq 2,5$ ) ont un



comportement régi par la théorie classique des poutres. Ainsi les poutres profondes présentent une résistance en cisaillement atteinte à la rupture nettement plus élevée, comparativement à celle des poutres élancées. Cette différence de résistance s'explique par le fait que plus la poutre est profonde, plus facile est la transmission des contraintes de cisaillement et ce, directement aux appuis par le biais des bielles comprimées (ASCE-ACI Task Committee 445, 1998).

### 1.3.2 Le taux d'armature longitudinale

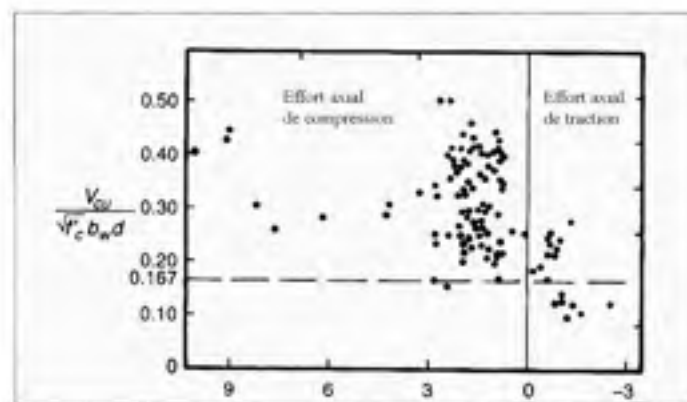
Les armatures longitudinales contribuent à la reprise de l'effort tranchant. Elles participent à transmettre les contraintes de cisaillement via l'effet goujon. L'accroissement de la quantité d'armature longitudinale, jusqu'à un certain seuil, a pour effet d'accroître la capacité à résister au cisaillement d'une poutre (Figure 1.7). L'armature longitudinale contribue à limiter l'ouverture des fissures, ce qui assure une meilleure transmission des contraintes de cisaillement (ASCE-ACI Task Committee 445, 1998).



**Figure 1.7** Évolution de la résistance ultime en cisaillement en fonction du taux d'armature longitudinale pour différents types d'acier.  
(Tirée de ASCE-ACI Task Committee 445, 1998)

### 1.3.3 L'effort axial

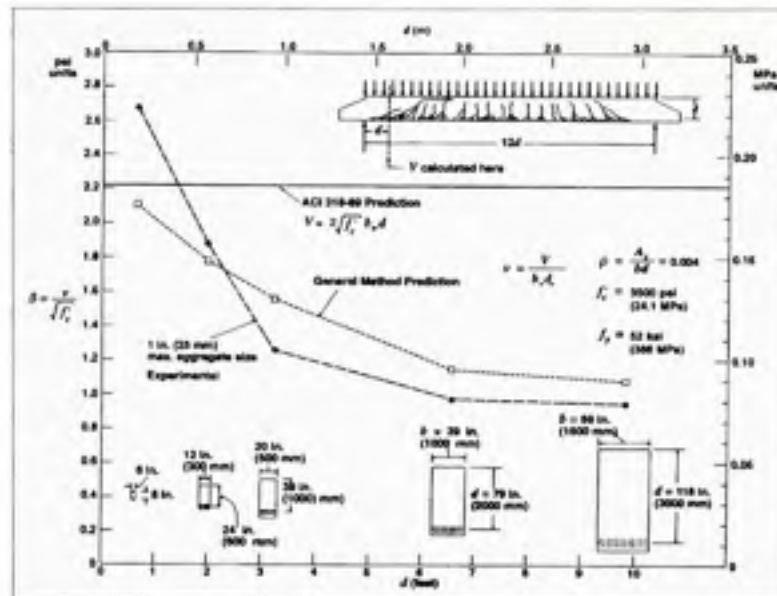
La figure 1.8 montre l'effet d'un effort axial de traction ou de compression sur la résistance ultime à l'effort tranchant du béton. On déduit que la résistance en cisaillement d'une poutre est plus élevée s'il s'agit d'une compression. Un effort normal de compression joue en quelque sorte un rôle de confinement, tandis qu'un effort normal de traction a pour effet de fragiliser la cohésion du béton, ce qui rend plus faible sa résistance en cisaillement.



**Figure 1.8** Influence de l'effort axial sur la résistance en cisaillement du béton.  
(Tirée de MacGregor et Bartlett, 2000)

### 1.3.4 L'effet d'échelle

Divers travaux de recherche ont démontré l'influence des dimensions des éléments sur le comportement structural communément appelé *Effet d'échelle*. Concernant le cisaillement, l'ASCE-ACI Task Committee 445 (1998) rapporte les études menées par Shioya et al. (1989) effectuées sur des poutres de différentes dimensions, représentées par leur profondeur  $d$  comme le montre la figure 1.9. La contrainte moyenne de cisaillement atteinte à la rupture d'éléments de plus grandes dimensions peut être égale au tiers de la valeur de celle des spécimens de dimensions réduites. Ceci est dû à une plus grande ouverture des fissures diagonales dans les poutres de plus grandes dimensions. La transmission des contraintes de cisaillement est ainsi affectée, ce qui rend plus faible la capacité résistante de la poutre (ASCE-ACI Task Committee 445, 1998).



**Figure 1.9** Influence de la taille des spécimens sur la résistance en cisaillement.  
(Tirée de ASCE-ACI Task Committee 445, 1998)

#### 1.4 Modèles de calcul en cisaillement

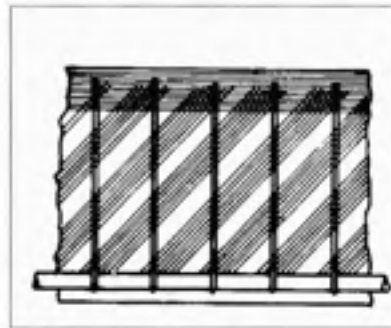
En 1955, un entrepôt de l'armée américaine s'est effondré par rupture en cisaillement, soulevant de graves lacunes quant à la compréhension des mécanismes de résistance à l'effort tranchant. Cet événement a permis de remettre en cause les méthodes de calcul proposées par le code américain à l'époque.

La rupture en cisaillement d'une poutre en béton armé est souvent sans signe précurseur; elle est soudaine et brutale, contrairement à son comportement en flexion. C'est pourquoi la conception devrait garantir une résistance en cisaillement supérieure à la résistance en flexion en tout point de la poutre (MacGregor et Bartlett, 2000). Il est alors essentiel de mieux comprendre les mécanismes du comportement en cisaillement afin de développer des modèles de calcul qui se veulent davantage rationnels.

### 1.4.1 Modèle du treillis à 45°

La première approche proposée pour la modélisation du comportement en cisaillement des poutres en béton armé consistait à assimiler une poutre fissurée en un système de treillis à 45°. Cette approche plus connue sous le nom *Analogie du treillis*, est due à l'ingénieur suisse Ritter (1899). L'ingénieur allemand Morsch en a apporté quelques modifications par la suite (ASCE-ACI Task Committee 445, 1998).

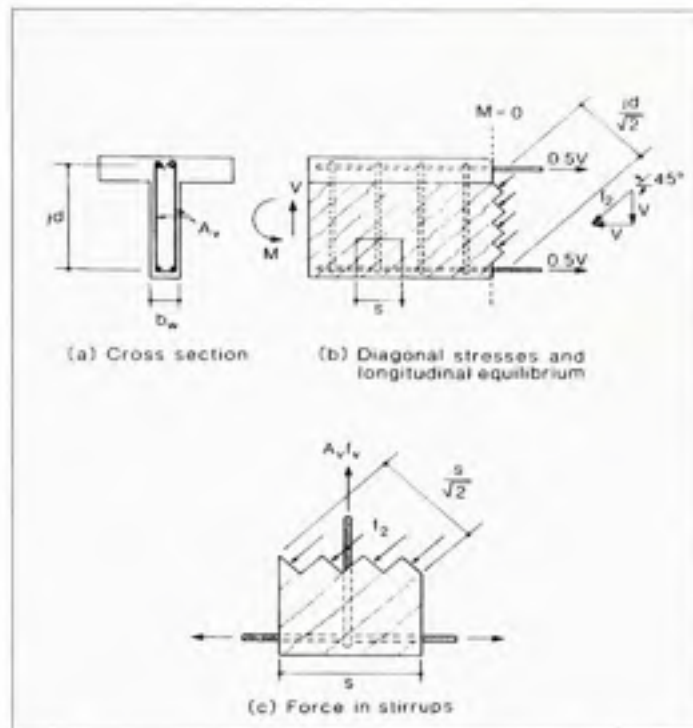
L'analogie consiste à représenter les bielles de béton situées entre les fissures et l'armature longitudinale supérieure comme étant les membrures comprimées du treillis; les étriers et l'armature longitudinale inférieure comme étant les membrures tendues du treillis (Figure 1.10).



**Figure 1.10** *Modèle du treillis à 45°.*  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

La résolution des équations d'équilibre des forces mises en jeu (Figure 1.11) permet de déterminer la quantité d'armature transversale  $A_v$ , à l'intérieur d'un espacement  $s$  ;

$$\frac{A_v f_y}{s} = \frac{V_s}{jd} \quad (1.1)$$



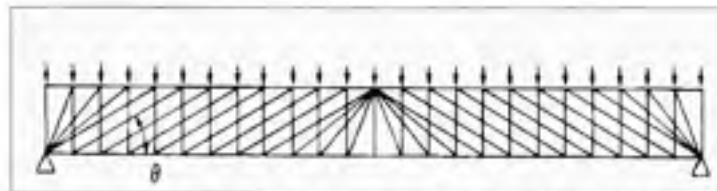
**Figure 1.11** *Équilibre des forces dans le modèle du treillis à 45°.*  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

L'avantage de ce modèle est que le système est statiquement déterminé. Le calcul des efforts dans les membrures du treillis ne requiert pas l'utilisation des conditions de compatibilité. Ainsi, les conditions d'équilibre suffisent. De plus, le modèle permet de prendre en compte l'effort axial induit par l'effort tranchant sur les membrures longitudinales.

Toutefois, cette approche présente principalement deux lacunes. La première concerne la négligence de la contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant. Ceci sous entend la reprise de l'effort tranchant par la seule contribution de l'armature transversale, ce qui revient à dire qu'elle est surdimensionnée. Selon Collins et Mitchell (1991), suite à des tests sur des poutres entreprises, entre autres, par Talbot (1904 - 1922), il a été démontré que le niveau de contrainte dans les étriers est inférieur à celui prédit par le modèle à 45°. La seconde lacune est l'inclinaison des fissures qui est prise égale à 45°. Celle-ci est en réalité variable.

### 1.4.2 Modèle du treillis à angle variable

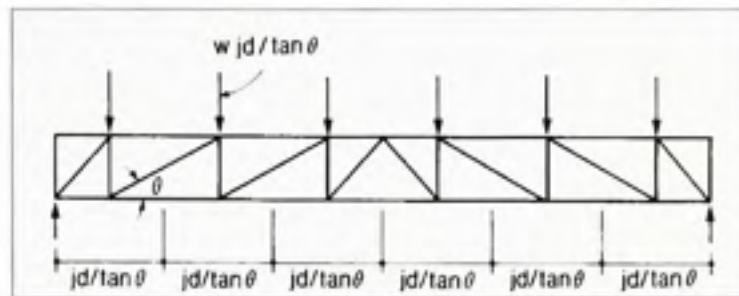
Pour rendre l'approche initiée par Ritter et Mörsch plus représentative du comportement des poutres en cisaillement, le modèle du treillis à angle variable a été introduit (Figure 1.12). L'angle d'inclinaison des fissures, et de ce fait l'inclinaison des membrures comprimées, est prise différente de  $45^\circ$ .



**Figure 1.12** Représentation en éventail et en champ de compression des diagonales dans le modèle du treillis à angle variable.  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

L'angle est constant sur une partie de la poutre formant un champ de compression (*Compression Field*). La tension induite par l'effort tranchant sur les armatures longitudinales, en plus de celle induite par la flexion, peuvent provoquer leur plastification, principalement au niveau des appuis là où l'effort tranchant est le plus important mais aussi à l'endroit du moment maximal. Les contraintes de cisaillement sont alors redistribuées vers le béton comprimé (Collins et Mitchell, 1991). Ainsi, ce phénomène physique est modélisé schématiquement par une représentation des bielles en forme d'un éventail (*compression fan*) avec un angle variable.

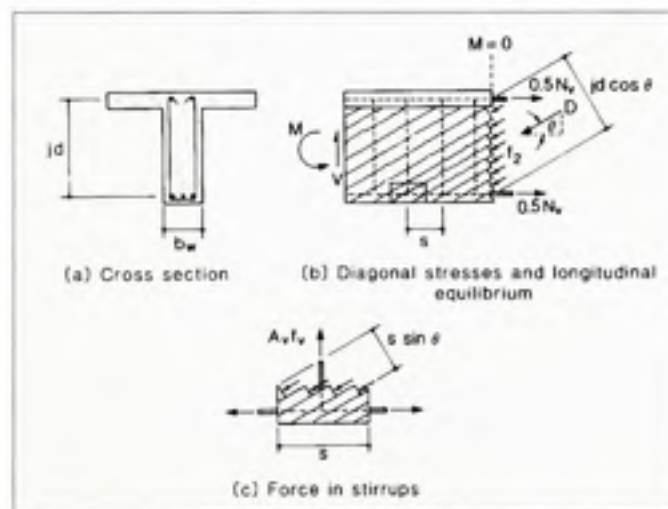
Cependant, cette nouvelle configuration apporte une problématique d'ordre pratique pour la résolution analytique du fait de l'hyperstaticité qu'elle présente. Collins et Mitchell (1991) rapporte le treillis simplifié de Marti (1986) (Figure 1.13). Chaque membrure verticale représente le groupe d'étriers sur une longueur  $jd \cot \theta$ . La force dans chaque élément vertical est égale alors à la somme des forces dans les étriers délimités par cette même distance.



**Figure 1.13** *Simplification par Marti du modèle du treillis à angle variable.*  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

La résolution des équations d'équilibre des forces mises en jeu (Figure 1.14) permet de déterminer la quantité d'armature transversale  $A_v$ , à l'intérieur d'un espacement  $s$  :

$$\frac{A_v f_y}{s} = \frac{V_s}{jd} \tan \theta \quad (1.2)$$



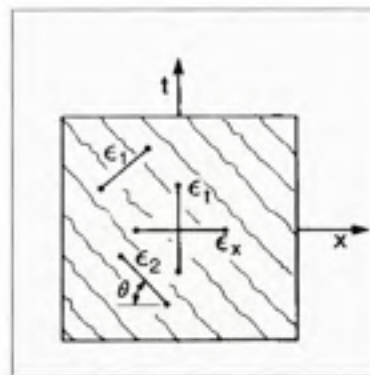
**Figure 1.14** *Équilibre des forces dans le modèle du treillis à angle variable.*  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

L'angle  $\theta$  est une inconnue dont la détermination ne s'effectue pas à travers la résolution des équations d'équilibre, car au nombre de trois elles sont insuffisantes. En effet, quatre inconnues coexistent : la contrainte principale de compression  $f_2$ , la tension induite

par l'effort tranchant dans les barres d'armatures longitudinales, les contraintes de tension dans les étriers  $f_v$  et donc l'angle  $\theta$ . Sur une base empirique, les différentes normes proposent des intervalles de valeurs pour la détermination de  $\theta$ .

### 1.4.3 Théorie du champ de compression

De nouveaux développements ont été proposés notamment pour le calcul de l'angle  $\theta$  et la contrainte principale de compression dans le béton  $f_2$ . En considérant un quantum de bielles comprimées inclinées d'un angle constant par rapport à l'horizontal afin d'y déterminer  $\theta$  et  $f_2$ , en considérant les déformations du système (Figure 1.15), Collins (1978), selon Collins et Mitchell (1991), a introduit *la théorie du champ de compression* (*Compression Field Theory*).



**Figure 1.15** *Les déformations dans un élément fissuré.*  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

En se servant des conditions de compatibilité,  $\theta$  est donné par:

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \quad (1.3)$$

Où :

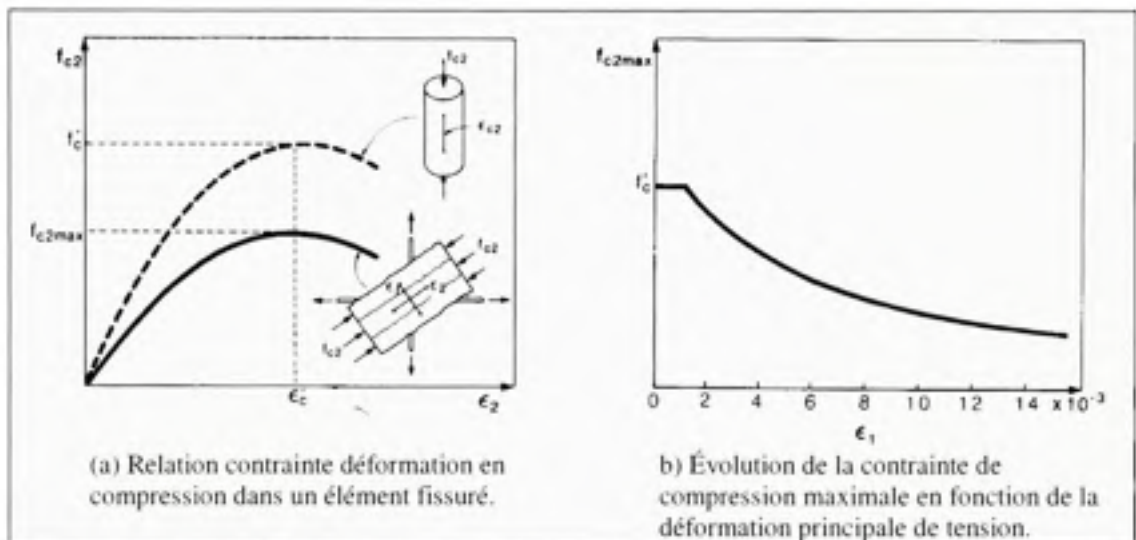
$\varepsilon_x$  est la déformation longitudinale dans le béton;



$\epsilon_1$  est la déformation transversale dans le béton;

$\epsilon_2$  est la déformation principale de compression dans la bielle.

Le béton comprimé situé entre deux fissures est plus fragile qu'un béton d'éprouvette auquel on applique un effort axial de compression (Figure 1.16.a). En effet, La déformation principale de traction  $\epsilon_1$  réduit la résistance en compression spécifiée du béton  $f'_c$  (Figure 1.16.b).



**Figure 1.16** Relation contrainte-déformation dans un élément fissuré.  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

La mise en équation de ce dernier point, en termes de relation contrainte-déformation du béton à l'état fissuré a été proposée par Vecchio et Collins (1986) :

$$f_{2max} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq f'_c \quad (1.4)$$

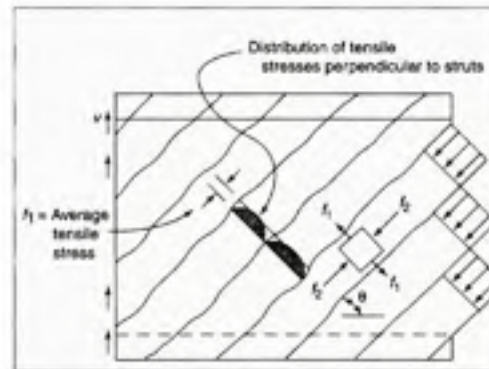
et

$$f_2 = f_{2max} \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_2}{0.002} \right) - \left( \frac{\epsilon_2}{0.002} \right)^2 \right] \quad (1.5)$$

En effet, plus la déformation principale de tension  $\varepsilon_1$  est importante, moins le béton est résistant en compression.

#### 1.4.4 Théorie modifiée du champ de compression

Le développement de la théorie du champ de compression a mené Vecchio et Collins (1986) à prendre en compte la contrainte de tension transmise des étriers au béton entre deux fissures, via l'adhérence béton-acier (Figure 1.17). La théorie est alors intitulée *théorie modifiée du champ de compression* (*Modified Compression Field Theory* ou *MCFT*).



**Figure 1.17** *Distribution des contraintes de tension dans les bielles comprimées.*  
(Tirée de MacGregor et Bartlett, 2000)

L'un des intérêts majeurs de cette approche est la formulation analytique de la contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant en prenant en compte la tension transférée aux bielles de béton. Les conditions d'équilibre des efforts mis en jeu, (Figure 1.18), les conditions de compatibilité ainsi que les lois de comportement du béton à l'état fissuré donnent les relations suivantes;

$$V_s = \frac{A_s f_s j d \cot \theta}{s} \quad (1.6)$$

$$V_c = f_1 b_w j d \cot \theta \quad (1.7)$$

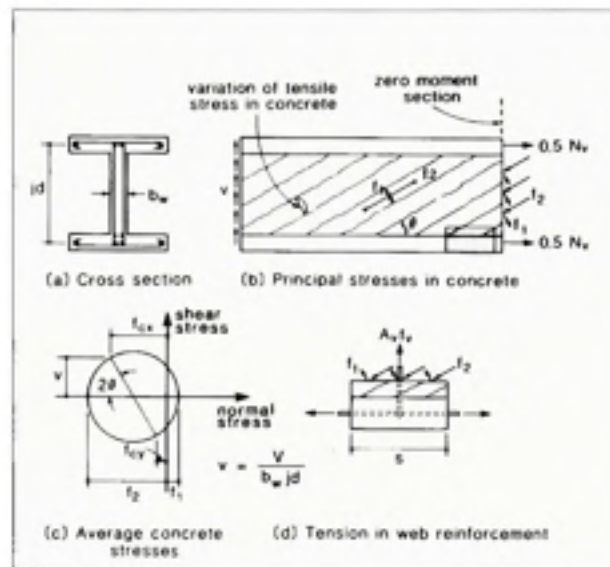
Où :

$$V = V_s + V_c$$

$V$  est l'effort tranchant

$V_s$  est l'effort tranchant repris par l'acier transversal

$V_c$  est l'effort tranchant repris par le béton



**Figure 1.18** *Équilibre des forces dans la théorie modifiée du champ de compression.*  
(Tirée de Collins et Mitchell, 1991)

L'effort tranchant repris par l'armature transversale, tel que présenté dans l'équation 1.6, est basé sur le modèle du treillis à angle variable.

Quant à la formulation de la contribution du béton, elle peut être réécrite comme suit :

$$V_c = \beta \sqrt{f'_c} b_w j d \quad (1.8)$$

Où :

$\beta$  est un facteur directement lié à la résistance en traction du béton.

## 1.5 Calcul en cisaillement selon les normes et codes

Dans l'ensemble des normes et codes, l'effort tranchant total est calculé en additionnant la contribution du béton et de l'armature transversale. Le but de ce paragraphe est de présenter la formulation analytique du calcul de l'effort tranchant dans le béton et dans l'armature transversale<sup>2</sup>. La façon dont les normes et codes considèrent le calcul des paramètres tels que  $\theta$  et  $\beta$  n'est pas abordée.

### 1.5.1 CSA A23.3-04

Les modifications apportées dans la norme CSA A23.3 dans sa version 2004 – comparativement à l'édition 1994 – concernent principalement l'expression de la contribution du béton à reprendre l'effort tranchant. Ainsi, une même expression est formulée pour  $V_c$  :

$$V_c = \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (1.9)$$

La contribution de l'armature transversale à reprendre l'effort tranchant a été mise en équation conformément au modèle du treillis à angle variable. Elle est donnée par les formules suivantes :

- Pour des étriers formant un angle droit avec l'horizontale :

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot \theta \quad (1.10)$$

- Pour des étriers inclinés d'un angle  $\alpha'$  par rapport à l'horizontale :

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha') \sin \alpha'}{s} \quad (1.11)$$

---

<sup>2</sup> Les formules seront présentées sous leur forme nominale.

### 1.5.2 ACI 318-05

La contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant est donnée par l'expression suivante :

- Pour des pièces assujetties à la flexion et au cisaillement uniquement;

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} b_w d \quad (1.12)$$

- Pour un calcul plus précis, la norme propose l'utilisation de l'équation suivante;

$$V_c = \left( 1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_w d}{M_w} \right) b_w d \quad (1.13)$$

Basée sur l'approche traditionnelle, la contribution de l'acier d'armature est fournie par le modèle du treillis à 45° :

- Pour des armatures transversales disposées suivant un angle droit :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (1.14)$$

- Dans le cas d'une disposition inclinée par rapport à l'axe longitudinal d'un angle  $\alpha'$  :

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha' + \cos \alpha') d}{s} \quad (1.15)$$

### 1.5.3 Eurocode2-05

L'expression de la contribution du béton à reprendre l'effort tranchant tient compte de l'effet d'échelle, de l'effet goujon et de l'effort normal agissant sur la section s'il y a lieu. La mise en équation de  $V_c$  est donnée comme suit :

$$V_c = \left[ 0.18k (100\rho_l f_c')^{1/3} + \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (1.16)$$

Où :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$\rho_l \leq 0.02$  est le taux d'armature longitudinale

$\sigma_{cp}$  est la contrainte normale due à un effort axial agissant sur la section;  $\sigma_{cp} > 0$  en compression et  $\sigma_{cp} < 0$  en traction

L'analogie du treillis à angle variable est le modèle qui fournit la mise en équation de la contribution de l'acier d'armature transversale à reprendre l'effort tranchant, elle s'exprime comme suit :

$$V_s = \frac{A_v z f_y}{s} \cot \theta \quad (1.17)$$

## CHAPITRE 2

### COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE FRP SOUS CHARGES STATIQUES ET DE FATIGUE – SYNTHÈSE DES TRAVAUX

#### 2.1 Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP sous charges statiques

Toutes les études confirment que l'utilisation des matériaux composites en FRP comme renfort externe est une technique qui augmente la capacité des éléments structuraux en béton armé à reprendre les sollicitations qui leurs sont appliquées.

Les recherches consacrées au comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP, depuis la première publication des travaux de Berset (1992), ont permis de produire des règles et normes de dimensionnement, parmi elles les normes canadiennes CSA S6 (2006) et CSA S806 (2002), le guide de dimensionnement américain ACI-440 (2002) et la norme européenne *fib-TG9.3-01*.

L'analogie adoptée pour modéliser les mécanismes de résistance en cisaillement développés par le FRP pour reprendre l'effort tranchant est celle du treillis, approche initiée d'ailleurs par Berset (1992) et inspirée donc de la modélisation faite pour les poutres en béton armé non renforcées. Contrairement à ces dernières, où les aciers sont supposés atteindre la plastification au moment de la rupture, le FRP n'atteint quasiment jamais sa pleine résistance. La déformation effective à la rupture du FRP  $\epsilon_k$  est alors estimée en calculant une fraction de sa déformation ultime. Plusieurs auteurs ont proposé des valeurs déduites empiriquement des résultats de leurs essais. Ainsi, l'expression de cette déformation diffère d'une norme à une autre.

Bousselham (2002) a passé en revue dix ans de travaux relatifs au comportement en cisaillement de poutres en BA renforcées et ce depuis la première étude de Berset (1992).

Cette synthèse porte sur les propriétés géométriques des spécimens mis à l'essai, les paramètres d'étude ainsi que les résultats obtenus. Ceci constitue une base de données à partir de laquelle les aspects saillants du comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites sont présentés ci-dessous.

### **2.1.1 Modes de rupture**

Les modes de rupture en cisaillement généralement observés sont l'écrasement du béton suivi de la fracture du renfort ou les deux en même temps. D'autres modes de rupture peuvent également survenir tels que (i) le décollement (incluant le délaminage) ou (ii) la fracture du renfort.

En l'absence d'armature transversale, les poutres subissent une rupture par décollement du tissu en FRP. Ce mode de rupture est aussi fonction de la longueur d'adhérence  $L_v$ . Les mécanismes d'adhérence dépendent de la rigidité du composite et se développent sur une partie de sa longueur seulement. Une longueur adéquate du renfort, la présence d'un système d'ancrage, la bonne qualité du collage et la forme adéquate du renfort améliorent la résistance à l'interface béton-FRP et de ce fait aident à prévenir le décollement. Lorsque l'interface béton-FRP présente une résistance suffisante au cisaillement, évitant ainsi le décollement, la rupture peut être initiée soit par la fracture du renfort soit par celle du béton. Le premier mode peut se produire lorsque le taux du renfort est faible. Le second se produit pour un taux élevé du renfort.

### **2.1.2 Paramètres d'influence majeure**

Les poutres en béton armé renforcées sont composées de quatre matériaux : le béton, les aciers, la colle et le composite. Chacun présente des caractéristiques différentes, tant physiques que mécaniques. Ceci met en évidence le nombre important de paramètres qui peuvent potentiellement être influents. Cependant, dans cette diversité, il existe des paramètres qui le sont moins. Bouselham et Chaallal (2004) ont analysé les résultats de



plus de cent tests<sup>3</sup>. Ils ont conclu que les paramètres liés aux propriétés des FRP et aux armatures transversales et longitudinales, le rapport  $a/d$  et la géométrie des spécimens sont des paramètres d'influence majeure.

### 2.1.2.1 Le rapport $a/d$

Le rapport  $a/d$  est un paramètre selon lequel les mécanismes de résistance développés par les poutres en béton armé, profondes ( $a/d < 2,5$ ) versus élancées ( $a/d \geq 2,5$ ), ne sont pas les mêmes. Ceci reste vrai pour le cas des poutres renforcées comme le confirment Chaallal et al. (2002). En effet, des poutres profondes ( $a/d=2$ ) renforcées à l'aide de tissus de fibre de carbone CFRP ont subi une ruine initiée par écrasement des bielles. Un tel comportement est très caractéristique des poutres profondes.

### 2.1.2.2 Les taux d'armature transversale et longitudinale

Khalifa et Nanni (1999) ont constaté qu'en présence de renforts FRP, l'acier transversal est moins sollicité. Ceci démontre clairement l'effet couplé entre le renfort et les armatures transversales. Dans cette logique d'effet couplé, Bousselham (2005) a étudié l'influence du taux des armatures transversales en exprimant la rigidité des aciers rapportée à celle du renfort en FRP,  $(E_s \rho_s / E_f \rho_f)$ . Il conclut également que plus ce rapport est grand, moins est le gain en résistance.

Afin d'étudier l'effet seul des armatures longitudinales sur le gain en résistance, Bousselham (2005) a exploité les données relatives aux spécimens de type élancés dépourvus d'armature transversale. Ainsi, plus le rapport de la rigidité de l'armature longitudinale rapportée à celle du FRP  $(E_s \rho_{s,l} / E_f \rho_f)$  augmente, plus le gain diminue.

---

<sup>3</sup> Réalisés et publiés par différents auteurs (1992-2002).

### 2.1.2.3 Le taux du renfort FRP

Khalifa et Nanni (1999) ont constaté qu'au delà d'un certain taux de renfort, l'amélioration de la capacité totale en cisaillement n'est plus significative. En effet, Bousselham (2005) constate que le gain en résistance au cisaillement apporté par le renfort ( $V_f / (V_{av} - V_f)$ ) croît avec l'augmentation de sa rigidité ( $E_f \rho_f / f_c'^{2/3}$ ). Cependant, ce gain tend à devenir constant lorsque cette rigidité atteint une valeur limite d'environ 0,05. Il est alors inutile d'accroître le taux du renfort au-delà d'un certain seuil.

### 2.1.2.4 L'effet d'échelle

L'effet d'échelle a bien été démontré pour les poutres en béton armé non renforcées (§1.1.3.4). Il est légitime de penser qu'il l'est aussi pour le cas des poutres renforcées. Bousselham (2005) apporte une réponse à cela tout en incitant à explorer davantage cet aspect car les données actuelles ne sont pas suffisantes pour tirer une conclusion toute faite. De ses investigations sur des spécimens ayant une hauteur utile  $d$  inférieure à 300 mm environ, le gain a tendance à diminuer quand la hauteur de la section augmente.

## 2.1.3 Règles et modèles de calcul en cisaillement selon les normes et codes

Conformément au calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé non renforcées, la sommation des contributions de chacun des matériaux reste l'approche utilisée pour le cas des poutres en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites. Ainsi la résistance à l'effort tranchant totale  $V$  est exprimée comme suit :

$$V = V_c + V_s + V_f \quad (2.1)$$

Où :

$V$  est l'effort tranchant total;

$V_c$  est la contribution du béton;

$V_s$  est la contribution de l'acier transversal;

$V_f$  est la contribution du renfort en FRP.

Les contributions du béton et de l'armature transversale restent les mêmes que dans le cas des poutres non renforcées.

La contribution du renfort en FRP est basée sur l'analogie du treillis. Dans ce modèle, la déformation effective  $\varepsilon_{fe}$  développée dans le composite est une fraction de sa déformation ultime. Le calcul de cette dernière diffère d'une norme à une autre.

### 2.1.3.1 CSA S806-02

L'effort tranchant repris par le composite est régi par le modèle du treillis à 45°, ainsi :

$$V_f = \frac{A_f E_f \varepsilon_{fe} d_f}{s_f} \quad (2.2)$$

À défaut d'une évaluation plus précise selon les cas, la norme recommande les déformations effectives  $\varepsilon_{fe}$  suivantes :

- Pour un renfort continu en forme de U :  $\varepsilon_{fe} = 4\,000\ \mu\varepsilon$ .
- Pour un renfort sur les deux cotés des parois (dans le cas où une longueur suffisante du renfort ne peut être appliquée) :  $\varepsilon_{fe} = 2\,000\ \mu\varepsilon$ .

### 2.1.3.2 ACI 440.2R-02

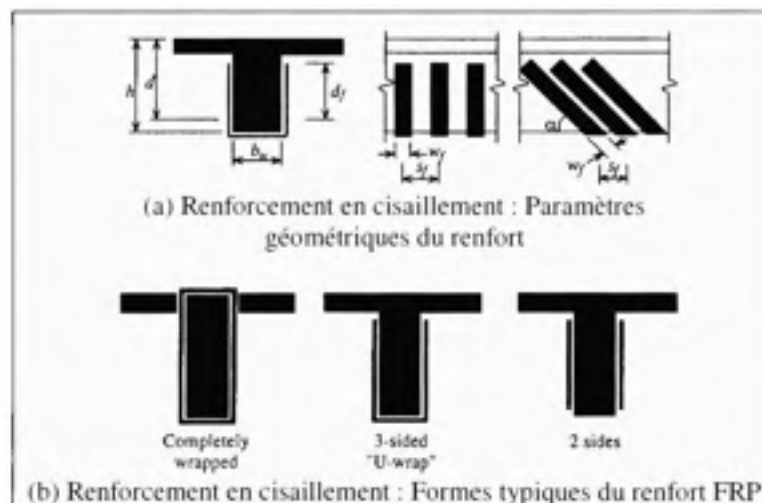
Selon le modèle du treillis à 45°, la part de la résistance à l'effort tranchant développée par le renfort en FRP qui forme un angle  $\alpha$  avec l'horizontale (Figure 2.1.a) est formulée comme suit :

$$V_f = \frac{A_f f_{fr} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f} \quad (2.3)$$

La déformation effective  $\varepsilon_{fr}$  est la déformation maximale qu'atteint le renfort à la ruine. Elle dépend de sa configuration (Figure 2.1.b) :

- Pour un renfort enveloppe :  $\varepsilon_{fr} = 0,004 \leq 0,75 \varepsilon_{fr}$ .
- Pour un renfort en forme de U ou collé sur les parois :  $\varepsilon_{fr} = \kappa_r \varepsilon_{fr} \leq 0,004$ .

Où  $\kappa_r$  est un coefficient réducteur qui tient compte de la longueur d'adhérence effective  $L_e$ , de la résistance en compression du béton  $f'_c$  et de la configuration du renfort.



**Figure 2.1** *Formes et dimensions du FRP pour le renforcement en cisaillement.*  
(Adoptée de l'ACI committee 440, 2002)

### 2.1.3.3 CSA S6-06

Dans sa nouvelle édition 2006, la norme canadienne CSA S6 introduit une nouvelle approche pour le calcul de la contribution du FRP à reprendre l'effort tranchant. Celle-ci est identique à celle proposée par la norme ACI 440.2R-02.

### 2.1.3.4 *fib-TG9.3-01*

La norme européenne traitant du renforcement externe de structures en béton armé avec des FRP, se base sur le modèle du treillis à angle variable pour le calcul de la contribution de ce dernier à reprendre l'effort tranchant. Ainsi :

$$V_f = 0,9 \varepsilon_{f,c} E_{fr} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2.4)$$

Où :

- $V_f$  est la résistance à l'effort tranchant développé par le FRP
- $\theta$  est l'angle que forment les fissures de cisaillement avec l'axe de la poutre
- $\alpha$  est l'angle que forme la direction des fibres par rapport à l'axe de la poutre
- $\varepsilon_{f,c}$  est la déformation effective développée par le FRP; elle est exprimée selon la forme du renfort, le type du renfort et le mode de rupture projeté :

- Forme enveloppe d'un renfort CFRP (ou adéquatement ancré) avec contrôle en fracture

$$\varepsilon_{f,c} = \left[ 0,17 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_{fr} \rho_f} \right)^{0,30} \right] \varepsilon_{fr} \quad (2.5)$$

- Sur les deux cotés ou forme en U d'un renfort CFRP

$$\varepsilon_{f,c} = \min \left[ 0,65 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_{fr} \rho_f} \right)^{0,56} 10^{-3} ; 0,17 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_{fr} \rho_f} \right)^{0,30} \varepsilon_{fr} \right] \quad (2.6)$$

- Forme enveloppe d'un renfort AFRP avec contrôle en fracture

$$\varepsilon_{f,c} = \left[ 0,048 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_{fr} \rho_f} \right)^{0,47} \right] \varepsilon_{fr} \quad (2.7)$$

## 2.2 Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP sous sollicitations de fatigue

Sous chargement cyclique, les matériaux et les structures présentent des résistances inférieures à celles développées sous chargement statique. Cette réduction de résistance dépend de plusieurs facteurs, tels que : le type de chargement et les propriétés des matériaux.

Dans le cas des ponts par exemple, les éléments structuraux sont soumis en service à des sollicitations de valeurs maximales généralement connues mais variables dans le temps. Elles se traduisent pour la plupart par des variations cycliques des contraintes induites. Pourtant conçus d'une manière réglementaire, ces ouvrages peuvent subir des ruptures parfois catastrophiques, malgré qu'elles ne sont soumises qu'à des contraintes dynamiques de valeurs maximales modestes. Le phénomène en cause à cela est l'endommagement par fatigue. Il est caractérisé par des déformations irréversibles sous forme de fissures qui se développent lentement dans le temps sans signes macroscopiques. En s'accumulant, celles-ci provoquent la rupture.

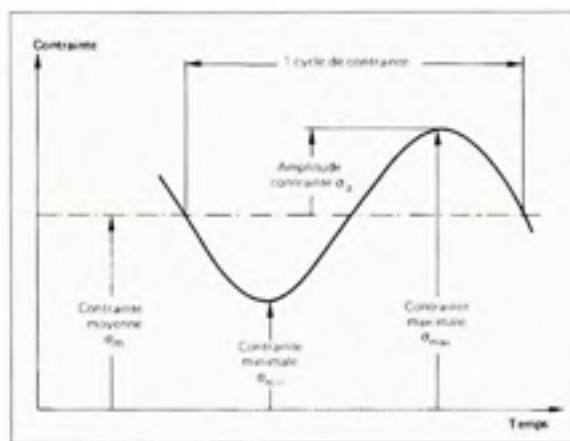
Il est opportun à ce niveau de présenter quelques rappels sous forme de définitions :

- Cycle de contrainte

Il y a cycle lorsqu'une contrainte d'amplitude variable dans le temps se répète périodiquement. Dans l'étude de la fatigue, le plus utilisé est le cycle sinusoïdal. La figure 2.2 montre ce cycle de contrainte et les différents niveaux. La contrainte moyenne  $\sigma_m$  est constante autour de laquelle évolue la contrainte de sollicitation dynamique  $\sigma_a$  passant par un minimum  $\sigma_{min}$  et un maximum  $\sigma_{max}$ .

- Résistance à la fatigue

La résistance à la fatigue est définie comme étant le nombre de cycles de contrainte ou de déformation qu'une éprouvette donnée supporte avant qu'une rupture de nature spécifiée survienne.



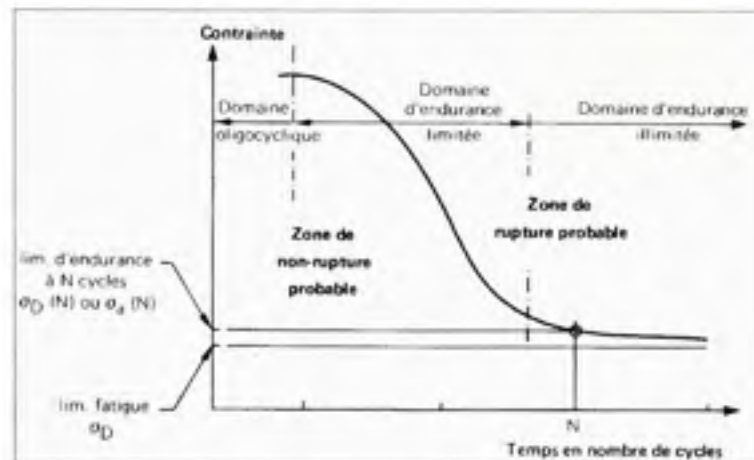
**Figure 2.2** Cycle de contrainte et définition des différents niveaux.  
(Tirée de Brand et Sutterlin, 1980)

- Limite de fatigue

La limite de fatigue est la plus grande amplitude de contrainte pour laquelle il n'est pas constaté de rupture après un nombre infini  $N$  de cycles de sollicitations.

- Diagrammes représentatifs

L'étude de la fatigue a conduit à la définition des courbes "S-N (*Stress versus Number of cycles to failure*)" ou dites courbes de Wöhler (Figure 2.3). Ces courbes représentent le point de rupture d'un élément soumis à une variation de la contrainte définie en ordonnée en fonction du nombre de cycles présentés en abscisse sur une échelle logarithmique.



**Figure 2.3** *Courbe S-N ou courbe de Wöhler.*  
(Tirée de Brand et Sutterlin, 1980)

Afin de mieux comprendre le comportement en cisaillement des poutres en BA renforcées de composites vis-à-vis des sollicitations de fatigue, il est important de définir en premier lieu le comportement en fatigue de chacun des matériaux, à savoir : le béton, les aciers, la colle et le renfort FRP.

### 2.2.1 Fatigue du béton

Papakonstantinou et al. (2001) rapportent que la résistance à la fatigue de pièces en béton<sup>4</sup>, correspondant à 10 millions de cycles, est supposée équivalente à 55 % de la résistance statique initiale. Selon ces mêmes auteurs, Hordijk et Reinhardt (1992) ont étudié le comportement en fatigue du béton non armé. Ils ont conclu que sous chargement cyclique, la propagation des fissures engendre la ruine. En effet, la fatigue du béton fait l'objet d'un processus progressif. Dans un premier temps, des microfissures apparaissent et se propagent. Ce premier phénomène provoque des macro-fissures; la diffusion de ces dernières achève le processus en provoquant une rupture brutale (Wu, 2004).

<sup>4</sup> Les auteurs ne précisent pas le type de pièces en béton (Cylindre, poutre, etc.) ni le type de chargement cyclique ( $P_{max} - P_{min}$ ) = (Traction-Traction) ou (Compression-Compression), etc.



### 2.2.2 Fatigue de l'acier d'armature

Comme pour le béton, sous chargement de fatigue, les dommages induits dans les barres d'armature se manifestent par l'apparition de microfissures dites : fissures de fatigues (Heffernan et Erki, 2004). Les microfissures sont initiées par une concentration de contraintes sur la surface des barres (Papakonstantinou et al., 2001). Leur propagation continue avec les cycles de contrainte. La rupture soudaine survient lorsque les fissures atteignent une longueur critique où la propagation devient instable. Ainsi, la résistance en fatigue des aciers d'armature est égale au nombre de cycles à partir duquel les premières fissures apparaissent, plus la durée au cours de laquelle ces fissures se développent jusqu'à la rupture.

La complexité des mécanismes liés au comportement et aux propriétés de l'acier entraîne une sensibilité de leur résistance en fatigue à de nombreux paramètres. La classe de l'acier, la forme des barres, la corrosion, le type de chargement, etc., sont parmi ceux dont cette résistance est dépendante (Heffernan et Erki, 2004). Selon ces mêmes auteurs, Tilly (1979) indique que la géométrie des barres d'armature influe grandement sur leur tenue en fatigue. Les différentes formes de façonnage<sup>5</sup> induisent des concentrations de contraintes qui sont les principales causes de rupture prématurée. Aussi, cette résistance diminue lorsque le diamètre des barres augmente. La probabilité qu'il y ait défaut (entailles) sur une section est plus grande lorsque celle-ci est plus importante. La soudure, la corrosion et le crantage des armatures diminuent également leur résistance à la fatigue.

### 2.2.3 Fatigue du béton armé

La performance du béton armé dépend de l'action composée du béton et de l'acier d'armature. Cependant, selon Bizindavyi et al. (2003), Heffernan (1997) rapporte que la résistance à la fatigue d'une poutre en béton armé dépend principalement de la fatigue de l'acier d'armature. Papakonstantinou et al. (2001) indiquent également que les pièces ayant

---

<sup>5</sup> Forme en coudé, etc.

un faible taux d'armature présentent une performance à la fatigue en flexion dominée par la performance de l'armature.

#### **2.2.4 Fatigue des colles**

La tenue en fatigue des colles, résine d'époxy ou de phénoliques, est sensible à la température. Leur résistance est plus faible à de hautes températures (Hollaway et Leeming, 2001). Aussi, au-dessus de la température de transition vitreuse  $T_g$ , la colle devient caoutchouteuse. Les mécanismes de rupture sous chargement cyclique diffèrent selon que la température est supérieure ou inférieure à cette valeur. Au-dessous de  $T_g$ , les mécanismes de rupture sont associés à la propagation des fissures. Au-dessus de cette température, les mécanismes de rupture sont plutôt régis par la fréquence de chargement (Hollaway et leeming, 2001). Ces mêmes auteurs rapportent que la limite de fatigue des résines d'époxy ou de phénoliques est d'environ 15 % de leur résistance statique. Leur charge limite, à partir de laquelle le cycle de contraintes cause une expansion des microfissures (entailles) présentes dans la colle, est d'environ 35 % de leur résistance statique.

#### **2.2.5 Fatigue des matériaux composites FRP**

L'un des avantages parmi lesquels les matériaux composites se distinguent des métaux est leur performance supérieure en fatigue.

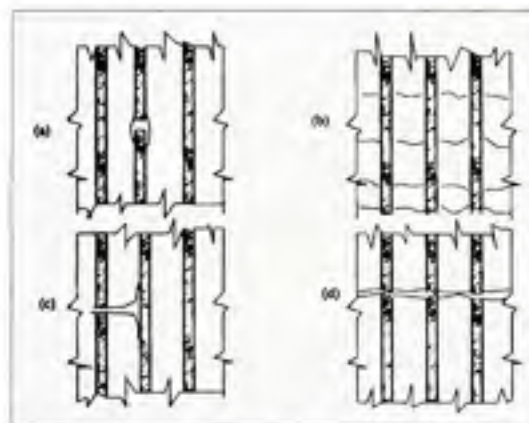
La rupture de l'acier fait généralement suite à une propagation soudaine d'une fissure unique lorsque sa résistance à la fatigue est atteinte. En revanche, les composites de polymères présentent des dégradations de fatigue dues à l'accumulation progressive de celles des fibres, de la matrice et de l'interface fibre/matrice (Ellyin et Kujawski, 1992 selon Hollaway et leeming, 2001).

Les fibres reprennent la majorité du chargement. Leur grande résistance en traction procure alors au composite une excellente résistance à la fatigue (Curtis, 1989 selon Hollaway et

leeming, 2001). Cependant, leur performance est dépendante de la direction d'application du chargement. Elles sont performantes lorsque les sollicitations sont orientées parallèlement à la direction des fibres (Wu, 2004).

Sous une sollicitation cyclique parallèle aux fibres, on distingue quatre mécanismes de rupture (Figure 2.4) : (a) un décollement provenant de la rupture à l'interface des fibres, (b) la fissuration de la matrice, (c) la rupture des interfaces suivie de l'arrachement des fibres, et (d) la rupture brutale.

Généralement, la rupture par fatigue est gouvernée par les dommages induits dans la matrice et l'interface fibre/matrice. Cependant, les entailles (défauts) peuvent provoquer la rupture des fibres avant l'apparition des dommages dans la matrice; la propagation des fissures atteindra alors la résine avec l'augmentation des cycles de chargement. Le chemin pris par les fissures dépendra de l'adhérence fibre/matrice. Une grande résistance de celle-ci cause l'extension des fissures au niveau de la résine alors qu'une faible adhérence provoque un décollement entre les fibres et la résine (Hollaway, 1993 selon Hollaway et leeming, 2001).



**Figure 2.4 Mécanismes de rupture des composites unidirectionnels.**  
(Tirée de Hollaway et Head, 2001 selon Wu, 2004)

La résistance en fatigue des composites avec une matrice d'époxy est légèrement supérieure comparativement à d'autres types de résine. Ceci est dû : (a) à sa grande résistance, (b) à la grande résistance de l'interface fibre/matrice qu'elle procure, (c) à un plus grand pouvoir de

déformation avant rupture et (d) au faible retrait pendant sa cure, procurant de faibles contraintes résiduelles avant chargement (Dew-Hughes et Way, 1973 selon Hollaway et leeming, 2001).

### **2.2.6 Fatigue des poutres en béton armé renforcées à l'aide de composites FRP**

Barnes et Mays (1999) ont mené un programme expérimental pour étudier le comportement en flexion de poutres en BA renforcées à l'aide de FRP sous sollicitations de fatigue. Le renfort utilisé, collé sur la face inférieure de la poutre, est un tissu de composite unidirectionnel à base de fibres de carbone (CFRP). Un ancrage mécanique a été prévu aux extrémités de la longueur du tissu pour éviter une éventuelle rupture prématurée par décollement avant d'atteindre la limite de fatigue.

La rupture des poutres renforcées a été dominée par celle des aciers d'armature. L'analyse des résultats a conduit les auteurs aux conclusions suivantes :

- Un même chargement appliqué aux poutres non renforcées et renforcées indique que celles renforcées présentent une plus longue résistance à la fatigue. Le niveau de contrainte dans les aciers d'armature est plus faible en présence du renfort.
- L'application de chargement induisant un même niveau de contrainte dans les aciers d'armature indique également une résistance à la fatigue plus importante dans le cas des poutres renforcées.
- Un même taux de chargement, niveau de chargement divisé par la capacité ultime de la poutre, indique que la poutre renforcée présente une tenue en fatigue légèrement inférieure à celle de la poutre non renforcée. Ceci est dû au niveau plus élevé de la contrainte des aciers d'armature dans le cas des poutres renforcées.

Papakonstantinou et al. (2001) ont également conduit des tests pour examiner le comportement en flexion de poutres en BA renforcées à l'aide d'un tissu de fibre de verre (GFRP) vis-à-vis de la fatigue. Ils ont relevé les constatations suivantes :

- La totalité des poutres renforcées et non renforcées ont subi une rupture par plastification des aciers d'armature. Le décollement du tissu de GFRP est le deuxième mode de rupture.
- Toutes les poutres renforcées ont développé des fissures de cisaillement juste avant leur rupture.
- L'évolution de la flèche à mi-portée des poutres renforcées et non renforcées présente une augmentation rapide suivie d'un palier relativement constant durant plusieurs cycles avant qu'elle ne croît rapidement juste avant la rupture.

Ils présentent également leurs conclusions comme suit :

- La rupture première est due à la plastification des aciers. Le décollement du tissu de composite est un mode de rupture secondaire. La rupture est dans tous les cas soudaine, signe d'un endommagement excessif juste avant la rupture.
- Le rôle du renfort en FRP est d'accroître la résistance et la rigidité de la poutre, induisant une diminution du niveau de contrainte dans les aciers. Ainsi, pour un même chargement, la résistance à la fatigue des poutres renforcées est améliorée.
- Pour un même niveau de contrainte dans l'armature longitudinale des poutres renforcées et non renforcée, la plastification des aciers survient à un nombre de cycles relativement proche. Cependant, la présence du renfort procure une marge de résistance avant la ruine totale de la poutre.

Czaderski et Motavalli (2004) se sont intéressés au comportement en cisaillement de poutres en T en BA renforcées à l'aide de plaques de composites CFRP vis-à-vis des sollicitations de fatigue. La configuration retenue pour le renforcement est la forme enveloppe afin d'éviter une rupture prématurée par décollement du renfort. Deux poutres identiques ont été testées, la première S4 a été sollicitée statiquement jusqu'à la rupture. La deuxième S6 a été testée en fatigue jusqu'à 5 millions de cycles sous un niveau de chargement élevé. Les

charges minimale et maximale sont respectivement égales à 39 % et 59 % de la capacité ultime de la poutre. Un test statique jusqu'à la rupture a suivi l'essai de fatigue.

Les auteurs présentent les observations suivantes :

- Au terme de l'essai de fatigue, les plaques de composites n'ont pas subi de dommages significatifs<sup>6</sup>. L'efficacité du renfort en cisaillement est ainsi démontrée.
- Le mode de rupture observé est le même pour les deux poutres, soit l'écrasement du béton en même temps que la plastification des armatures longitudinales.
- Les déformations dans le béton et dans le renfort augmentent rapidement durant les premières heures de l'essai de fatigue.
- À la rupture, les flèches de la poutre S6 et les déformations du composites sont les mêmes que ceux de la poutre S4.
- La charge atteinte à la rupture est la même pour les deux poutres.

Des résultats obtenus, les auteurs fournissent les conclusions suivantes :

- En plus des vérifications habituelles : l'état limite ultime (ELU), l'état limite de service (ELS) et l'état limite accidentel (ELA), il est recommandé de vérifier l'état limite de fatigue (ELF) à partir des équations 2.8 et 2.9.  
Dans la plupart des cas, l'historique du chargement est inconnu. Ainsi la résistance à la fatigue résiduelle des aciers est inconnue. Pour cela, les auteurs proposent de vérifier l'ELF sans prendre en compte la contribution des aciers pouvant éventuellement subir une rupture prématurée.
- La déformation de fatigue  $\varepsilon_{f,bot}$  et l'amplitude de déformation  $\Delta\varepsilon_{f,bot}$  du composite devraient être limitées pour éviter une rupture prématurée du renfort tel que proposé respectivement dans les équations 2.10 et 2.11.

---

<sup>6</sup> Un décollement localisé du renfort a été constaté sur une seule plaque durant l'essai de fatigue.

- Le composite est un matériau purement élastique, aucune redistribution des contraintes n'est alors possible. Par conséquent, la limite inférieure de l'angle que forment les membrures inclinées du treillis est prise égale à  $45^\circ$ , tel qu'indiqué dans l'équation (2.12).

$$V_{tot} = V_c + A_f \varepsilon_{f,tot} E_f \frac{z_f}{s_f} \cot \theta_{tot} \quad (2.8)$$

$$\Delta V_{tot} = A_f \Delta \varepsilon_{f,tot} E_f \frac{z_f}{s_f} \cot \theta_{tot} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{f,tot} = 2\,000 \mu\varepsilon \quad (2.10)$$

$$\Delta \varepsilon_{f,tot} = 400 \mu\varepsilon \quad (2.11)$$

$$\alpha_{tot} \geq 45^\circ \quad (2.12)$$

### 2.2.7 Prise en compte de la fatigue dans les codes et normes

Dans les codes et normes, il n'est pas fait état de la tenue en fatigue des poutres en béton armé renforcées de matériaux composites.

## 2.3 Conclusion partielle

- Le renforcement en cisaillement des poutres en béton armé par pose externe de plaques ou de tissus de matériaux composites FRP est une technologie éprouvée.
- Le composite procure une rigidité, une résistance statique et une tenue à la fatigue accrue. Ainsi, la durée de vie d'éléments devant recevoir cette armature externe est significativement améliorée.
- La résistance en cisaillement développée par les poutres renforcées sous chargement statique dépend de plusieurs facteurs. Cependant, les plus influents sont : le rapport  $a/d$ , les taux d'armature transversale et longitudinale et l'effet d'échelle.
- Les modes de rupture généralement observés sous sollicitation statique sont l'écrasement du béton suivi de la fracture du renfort ou les deux en même temps. Le

décollement (incluant le délaminage) ou la fracture du renfort peuvent être des modes de rupture secondaires.

- Le calcul de la résistance à l'effort tranchant adoptée par les codes et normes consiste à additionner les résistances développées par le béton  $V_c$ , l'acier d'armature transversale  $V_s$  et le renfort  $V_f$ . Ces deux dernières,  $V_s$  et  $V_f$ , sont calculées sur la base de l'analogie du treillis.
- Des quelques études conduites, généralement en flexion, sur la tenue en fatigue des poutres en BA renforcées, l'amplitude des contraintes dans les aciers d'armatures et le renfort constituent des paramètres influents sur le comportement.
- Sous sollicitations de fatigue, le mode de rupture premier observé est celui des aciers. Le second mode de rupture est le décollement du renfort si aucun ancrage à ses extrémités n'est prévu.
- La présence du renfort FRP permet de diminuer l'amplitude des contraintes dans les aciers d'armature, ceci se traduit par une plus grande durée de vie.
- Les codes et normes ne font pas état de la tenue en fatigue des poutres en béton armé renforcées de matériaux composites, aussi bien en cisaillement qu'en flexion.
- L'étude du comportement en cisaillement de poutres en BA renforcées à l'aide de composites FRP vis-à-vis de la fatigue est un domaine très peu exploité. Parmi les rares études faites à ce sujet est celle de Czaderski et Motavalli (2004). Des propositions ont été présentées pour vérifier l'état limite de fatigue. Les auteurs suggèrent de calculer l'effort tranchant sans prendre en compte la contribution de l'armature transversale dans le cas de poutres en service structurellement déficientes devant recevoir un renfort par pose externe de matériaux composites. Ceci est justifié d'une part par le premier mode de rupture que représente la rupture des aciers et d'autre part du fait que ceux-ci ont déjà subi un historique de chargement, impliquant une durée de vie résiduelle inconnue et éventuellement faible.



## CHAPITRE 3

### PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le présent programme expérimental est optimisé afin de reproduire les conditions réelles des ouvrages en exploitation, tant la forme géométrique et les caractéristiques mécaniques des spécimens que le type de chargement appliqué.

La revue de la littérature a permis d'identifier les divers paramètres qui influencent le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP. Ceux dont l'influence est majeure sont : la longueur de cisaillement ( $a/d$ ), le taux d'armature transversale, le taux du renfort en composite et l'effet d'échelle.

En plus des paramètres cités ci-dessus, sous chargement de fatigue, les niveaux de contraintes dans les aciers et à l'interface béton/FRP sont également des paramètres influents.

#### 3.1 Paramètres d'étude

Selon la revue de la littérature, la fatigue des aciers d'armature présente le mode de rupture premier souvent observé à partir des résultats des essais de chargements cycliques impliquant des poutres en BA non renforcées et renforcées<sup>7</sup>. Il en ressort également le rôle du composite à réduire le niveau des contraintes dans les aciers d'armature en prolongeant la durée de vie des poutres mises à l'essai. Ainsi, deux paramètres d'étude ont été sélectionnés :

- Taux de l'armature transversale défini par l'espacement des étriers ( $s$ ).
- Taux du composite défini par le nombre de nappes.

---

<sup>7</sup> Selon la littérature, cette conclusion concerne en majorité des tests en flexion.

La variabilité de ces deux paramètres permettra de projeter leurs effets sur le comportement, particulièrement : (a) le mode de rupture, (b) les déformations et contraintes des aciers d'armatures transversales et longitudinales, du composite FRP et du béton notamment des bielles de compression, (c) le nombre de cycles à la rupture s'il y a lieu et (d) les flèches des poutres.

Les autres paramètres sont maintenus fixes, à savoir :

- Tous les spécimens ont une même longueur de cisaillement  $a/d=3$ , ils sont de type élancé noté  $SB^8$ . Les mécanismes développés en résistance sont alors les mêmes pour toutes les poutres.
- Tous les spécimens ont les mêmes dimensions géométriques. La profondeur  $d = 350$  mm. De ce fait, aucune variabilité reliée à l'effet d'échelle n'est à considérer lors de l'analyse des résultats.
- Le taux d'armature longitudinale est fixe,  $\rho_v = 3,76 \%$ . Ce taux favorise une rupture en cisaillement plutôt qu'en flexion. L'effet goujon à travers lequel les barres d'armature longitudinale contribuent à la résistance en cisaillement, est identique pour tous les spécimens.
- Les mêmes matériaux sont utilisés dans la confection des poutres. Les propriétés, mécanique et physique, du béton, de l'acier, du composite FRP et de la colle sont identiques pour l'ensemble des poutres.

Un résumé des paramètres d'étude ainsi que leurs niveaux est présenté au tableau 3.1.

---

<sup>8</sup> De l'anglais *Slender Beam*.

Tableau 3.1  
Paramètres d'étude

Paramètre		Niveaux	
Désignation	Statut	1	2
Espacement des étriers, $s$ (mm)	Variable	Sans (S0)	$s=d/2=175$ (S1)
Nappes en FRP	Variable	Sans (0L)	1 nappe (1L)
Longueur de cisaillement, $a/d$	Fixe	3	n/a
Taux d'armature longitudinale, $\rho_s$ (%)	Fixe	3.76	n/a
Profondeur, $d$ (mm)	Fixe	350	n/a

## 3.2 Détails expérimentaux

### 3.2.1 Description du programme expérimental

Le programme expérimental regroupe 4 poutres (Tableau 3.2). Il s'agit d'un plan d'expérience factoriel complet ayant deux niveaux pour le paramètre "Espacement des étriers" et deux niveaux pour le paramètre "Nappes en FRP". Les spécimens sont renforcés puis sollicités en fatigue et ce jusqu'à la rupture ou jusqu'à 5 millions de cycles<sup>9</sup>.

### 3.2.2 Description des spécimens mis à l'essai

La figure 3.1 montre les caractéristiques des spécimens. La section en T est celle retenue. En effet, la plupart des ponts routiers en béton armé sont constitués de poutres en T à âme pleine. Les spécimens sont en béton ordinaire à base de ciment Portland ordinaire et de granulats. L'armature transversale est constituée d'une série d'étriers en acier formant un angle droit. Le matériau composite est un tissu unidirectionnel à base d'une matrice d'époxy renforcée de fibres de carbone (CFRP). La forme du composite en U, plus performante, est celle adoptée. Elle se distingue des autres dispositions<sup>10</sup> par une meilleure prévention contre le décollement; la résistance à l'interface béton-FRP est supérieure.

<sup>9</sup> Si un spécimen ne subit pas de rupture à environ 5 millions de cycles, on juge que le chargement appliqué induit un niveau de contrainte ou de déformation inférieur à la limite de fatigue du spécimen en question.

<sup>10</sup> Tel que collé uniquement sur les parois.

Tableau 3.2

## Programme expérimental

Spécimen $X^a$ - $Y^b$	Essai
S0-0L	✓
S0-1L	✓
S1-0L	✓
S1-1L	✓

(a) Espacement des étriers : S0 (sans armature), S1 ( $d/2$ )

(b) Nombre de nappes FRP : 0L (non renforcé), 1L (1 nappe)

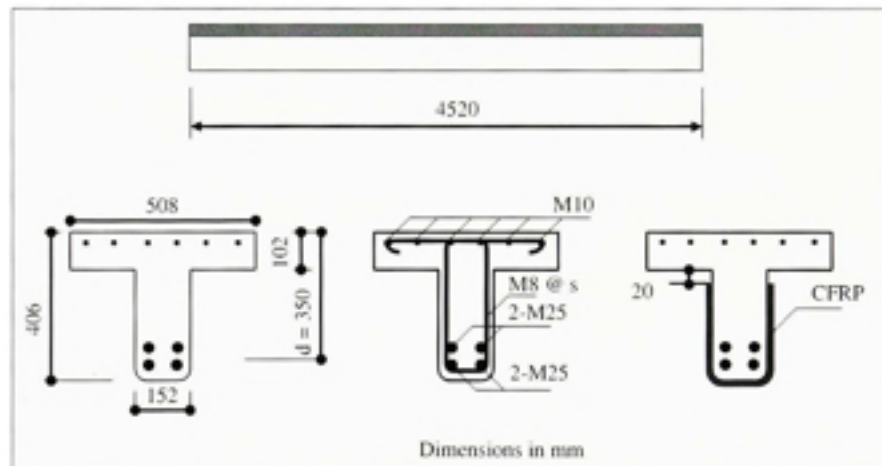


Figure 3.1 *Caractéristiques des poutres mises à l'essai.*

### 3.3 Procédure expérimentale

#### 3.3.1 Chargement appliqué

Les spécimens sont testés en flexion trois points. La charge est appliquée à une distance  $a=3d$  de l'appui le plus proche comme l'indique la figure 3.2.

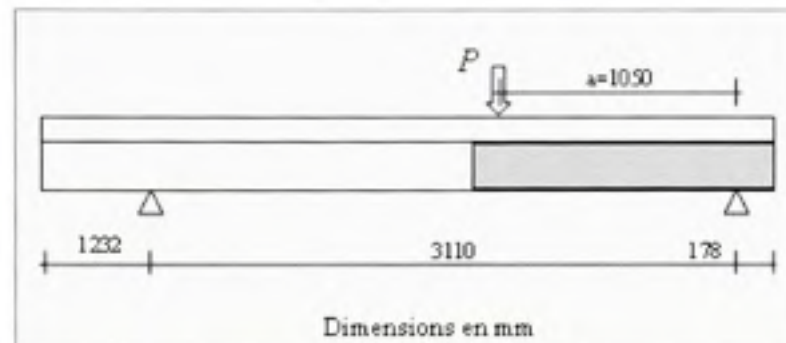


Figure 3.2 Position de la charge de sollicitation.

Les paramètres liés au chargement cyclique sont :

- Les niveaux de chargement, à savoir : la charge maximale  $P_{max}$  et la charge minimale  $P_{min}$  ;
- la fréquence de chargement  $f_r$ .

##### 3.3.1.1 Niveau de chargement

Au cours d'un cycle de chargement, les charges  $P_{max}$  et  $P_{min}$  évoluent autour d'une charge moyenne  $P_{moy}$ . Les charges  $P_{max}$ ,  $P_{min}$  et  $P_{moy}$  sont une fraction de la charge ultime estimée  $P_n$ . Celle-ci est calculée selon les normes suivantes : CSA A23.3-04<sup>11</sup>/CSA S6-06<sup>12</sup>, ACI 318-05<sup>11</sup>/ACI 440.2R-02<sup>12</sup> et l'Eurocode2-05<sup>11</sup>/fib-TG9.3-01<sup>12</sup>.

<sup>11</sup> Fournit le calcul des contributions du béton  $V_c$  et de l'acier d'armature transversale  $V_s$ .

La charge  $P_{\text{stat}}$  représente la charge statique que produit le passage d'un véhicule sur un pont ayant une vitesse faible (Pseudo-statique), ne provoquant pas de mouvement dynamique;  $P_{\text{stat}}$  est alors la charge de service estimée à 50 % de la charge ultime :

$$P_{\text{stat}} = 0,5 \times P_u \quad (3.1)$$

Le passage à une vitesse supérieure d'un camion muni de suspensions, couplé à l'état de la chaussée, provoque un mouvement dynamique par déplacement vertical du châssis autour de son point d'équilibre<sup>13</sup>. Selon les codes et normes pour le calcul des ponts, cet effet dynamique est pris en compte en majorant la charge statique de calcul. Le coefficient de majoration dynamique  $CMD$ <sup>14</sup> est utilisé dans la présente étude pour déterminer la charge maximale  $P_{\text{max}}$  et la charge minimale  $P_{\text{min}}$  comme suit :

$$P_{\text{max}} = (1 + CMD) \times P_{\text{stat}} \quad (3.2)$$

$$P_{\text{min}} = (1 - CMD) \times P_{\text{stat}} \quad (3.3)$$

La norme CSA S6-00 recommande des valeurs de "l'amplification dynamique" situées entre 0,25 et 0,40, selon le type de l'élément structural considéré. L'AASHTO dans son édition de 1992 préconise un "impact allowance or increment", qui majore la charge vive statique pour tenir compte de l'effet dynamique, d'au plus égal à 0,3. L'Eurocode2-05 exprime "le coefficient dynamique  $\phi$ " en fonction de la qualité de l'entretien des voies et de la longueur

<sup>12</sup> Fournit le calcul de la contribution du FRP  $V_f$ .

<sup>13</sup> L'effet dynamique du trafic sur les ponts est complexe. Il dépend de divers paramètres répertoriés en deux principales catégories : celle liée aux véhicules (vitesse, poids, état des suspensions, nombre d'essieux, etc.) et celle liée aux ouvrages (état de la chaussée, type de l'élément structural considéré, amortissement de l'ensemble de l'ouvrage, etc.).

<sup>14</sup> La désignation "coefficient de majoration dynamique (CMD)" est utilisée dans le présent mémoire pour faire référence aux différentes autres désignations utilisées dans les différentes normes.

déterminante"<sup>15</sup>. La norme indique des intervalles de valeurs; pour une voie soigneusement entretenue  $0 \leq \phi \leq 0,67$  et pour une voie normalement entretenue  $0 \leq \phi \leq 1$ .

Le CMD retenu ici est 0,3, soit une majoration de la charge statique de 30 %. En remplaçant sa valeur ainsi que celle de  $P_{max}$ , les équations (2.2) et (2.3) sont réécrites comme suit :

$$P_{max} = 0,65 \times P_u \quad (3.4)$$

$$P_{min} = 0,35 \times P_u \quad (3.5)$$

À l'annexe IV est présentée la valeur du chargement ultime  $P_u$  pour chaque spécimen, calculée selon les normes CSA A23.3-04/S6-06, l'ACI 318-05/440.2R-02 et l'Eurocode2-05/fib-TG9.3-01.

Selon les résultats expérimentaux de l'étude du comportement en cisaillement sous charges statiques (Bousselham 2005), il en ressort que les valeurs prédites par la norme européenne se rapprochent davantage des valeurs expérimentales. De ce fait, les charges  $P_{max}$  et  $P_{min}$  qui seront appliquées sont celles fournies par les normes Eurocode2-05/fib-TG9.3-01<sup>16</sup>. Le tableau 3.3 présente les niveaux de chargement appliqués pour chaque spécimen.

Tableau 3.3

Chargement appliqué durant les essais de fatigue

	$P_u$ (kN)	$P_{min} = 0,35 \times P_u$ (kN)	$P_{max} = 0,65 \times P_u$ (kN)
S0-0L	102	36	67
S0-1L	207	73	135
S1-0L	218	77	142
S1-1L	324	114	211

<sup>15</sup> La longueur déterminante tient compte de plusieurs paramètres selon le type de l'élément structural considéré.

<sup>16</sup> La norme Eurocode2-05 fournit les équations pour le calcul de  $V_r$  (éq. 1.16) et  $V_s$  (éq. 1.17). La norme fib TG9.3-01 fournit l'équation pour le calcul de  $V_f$  (éq 2.4).

### 3.3.1.2 Fréquence de chargement

Mays et Tilly (1982), selon Barnes et Mays (1999), indiquent qu'une fréquence de 1Hz est représentative de la fréquence des sollicitations dynamiques lors du passage des véhicules sur les ponts. Dans cette présente étude, afin d'accélérer la fatigue des spécimens, celle-ci a été fixée à 3 Hz.

### 3.3.2 Instrumentation

Le dispositif de mesure mis en place comprend :

- Des capteurs de déplacement : ils sont de type LVDT (*Linear Variable Displacement Transducers*) d'une course de 50mm. Ils sont destinés à mesurer la flèche au droit de la charge. La figure 3.3.a montre un capteur de déplacement tel que positionné afin de mesurer les déplacements verticaux de la poutre.
- Des jauges de déformation : un premier type sert à mesurer les déformations des aciers transversale et longitudinale. Elles sont collées en surface comme l'indiquent les figures 3.3.b et 3.3.c. Un second type sert à mesurer les déformations du béton. La jauge est noyée dans le corps du béton à l'endroit de la bielle comprimée (Figure 3.3.d).
- Des jauges de déplacement : elles sont classées selon la longueur de mesure : 100 mm, 150 mm ou 200 mm respectivement *PI-100*, *PI-150* et *PI-200*. Ces jauges servent à mesurer les déformations du renfort. Elles sont collées sur la paroi verticale de la poutre selon le sens de la fibre du CFRP (Figures 3.3.e et 3.3.f).

### 3.3.3 Mise à l'essai et acquisition des données

Le vérin hydraulique qui sert à produire les charges visées est de type *MTS ASSY-243.5* d'une capacité de 500 kN. Les essais de fatigue menés en contrôle de force, débutent par une augmentation graduelle et continue de la charge jusqu'au point de consigne



correspondant à  $P_{moy}$ . Une amplitude de charge fait varier  $P_{moy}$  entre la charge maximale  $P_{max}$  et la charge minimale  $P_{min}$ . Des tests statiques sont envisagés suite aux essais de fatigue pour les spécimens n'ayant pas subi de rupture. Ces tests statiques sont pilotés en contrôle de déplacement suivant une vitesse de 2 mm/min.

Les différents points instrumentés de la poutre sont reliés à un système d'acquisition des données de type System 5000 (Figure 3.4).



**Figure 3.3** *Instrumentation.*



**Figure 3.4** *Système d'acquisition des données.*

## CHAPITRE 4

### CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

#### 4.1 Béton

Le béton est produit par une entreprise spécialisée et livré au laboratoire de structures lourdes de l'ÉTS. Les poutres ont été fabriquées en une seule coulée, ce qui assure les mêmes propriétés du béton pour tous les spécimens. La résistance en compression spécifique visée était de 20 MPa. La composition du béton est montrée au tableau 4.1. La cure des spécimens et des éprouvettes de contrôle a été faite dans un local fermé à température ambiante. Les tests de compression réalisés au laboratoire de l'ETS selon la norme ASTM C39-96 indiquent une résistance en compression moyenne à 28 jours égale à 29 MPa.

Tableau 4.1

Composition et propriétés du béton  
(Valeurs fournies par le manufacturier)

Ciment - type 10 (kg/m <sup>3</sup> )	255
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	185
Gravier - 14mm (kg/m <sup>3</sup> )	875
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1 040
Rapport eau/ciment	0,70
Teneur en air (%)	2,5
Adjuvant réducteur d'eau (ml/100kg)	250

La figure 4.1 présente les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais de compression simple réalisés sur 3 éprouvettes. La résistance en compression, la déformation limite ( $\epsilon_0$ ) et la déformation ultime ( $\epsilon_{cu}$ ) sont également présentées dans cette même figure.

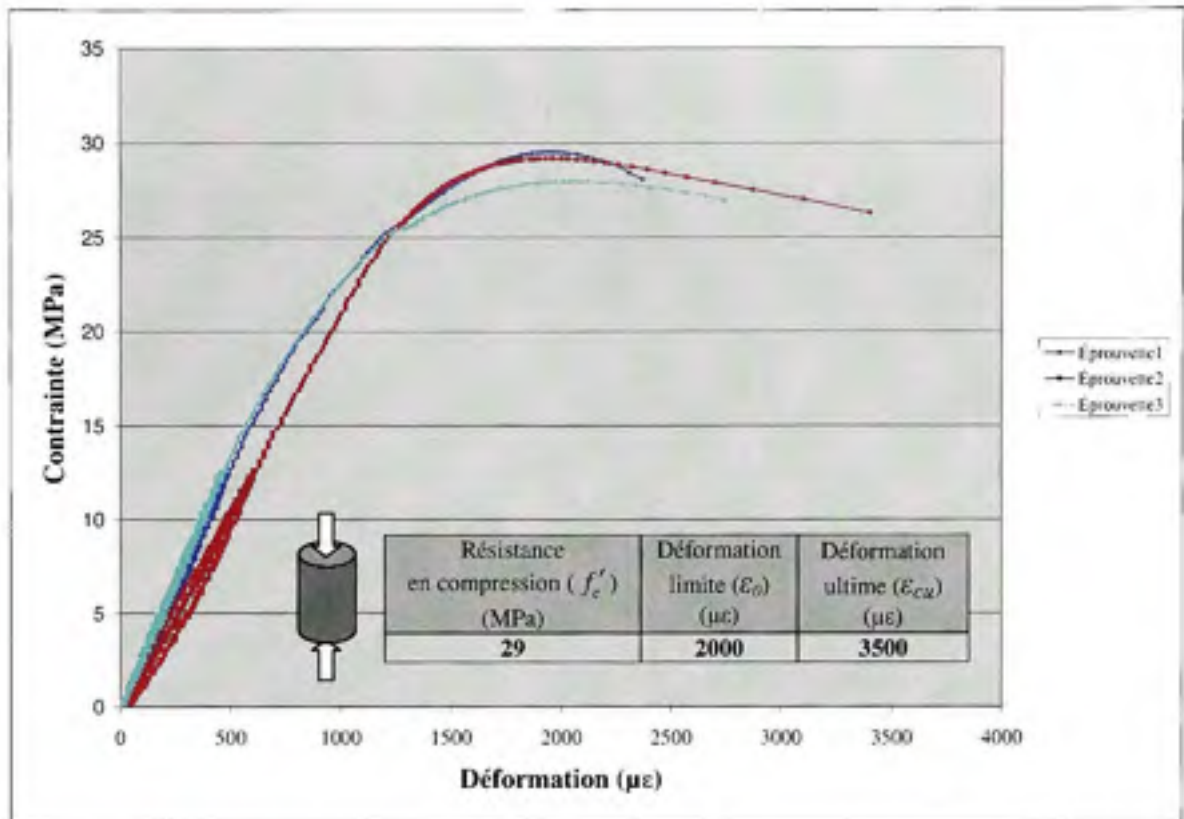


Figure 4.1 Courbes contrainte-déformation du béton.

## 4.2 Acier d'armature

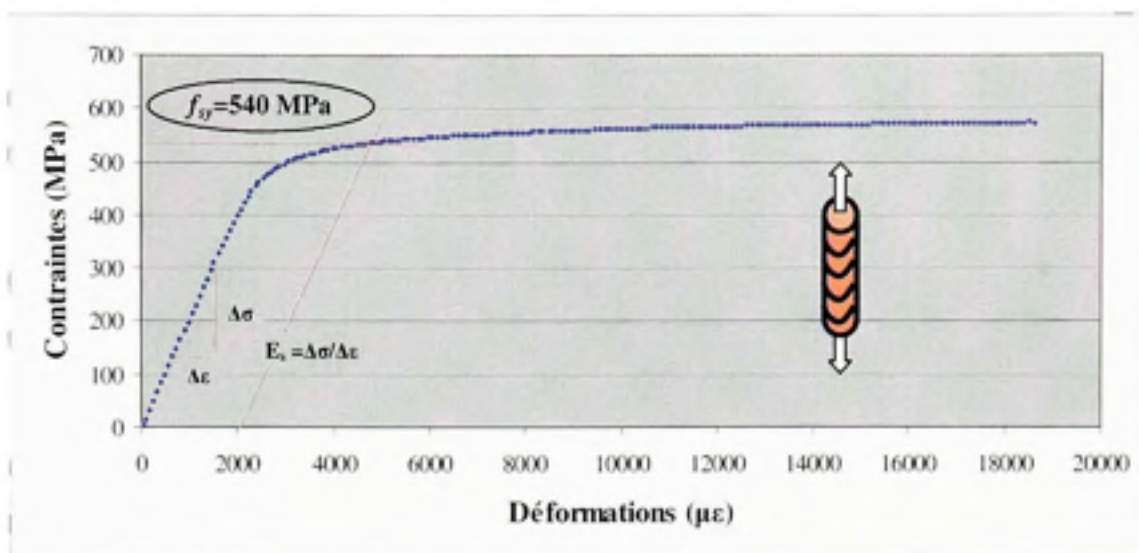
Les propriétés mécaniques de l'acier d'armature utilisé pour la confection des spécimens sont indiquées au tableau 4.2. L'armature transversale est constituée de barres 8M. L'armature longitudinale tendue est constituée de barres 25M et de barres 10M pour l'armature longitudinale comprimée. Cette dernière est utilisée uniquement pour des raisons de disposition constructive.

Les tests de caractérisation en traction ont été effectués au laboratoire de l'ETS selon la norme ASTM A370. Les courbes contrainte-déformation de l'acier d'armature transversale et longitudinale tendue sont montrées respectivement aux figures 4.2 et 4.3. Les courbes contrainte-déformation des aciers d'armature longitudinale comprimée sont indiquées à l'annexe I.

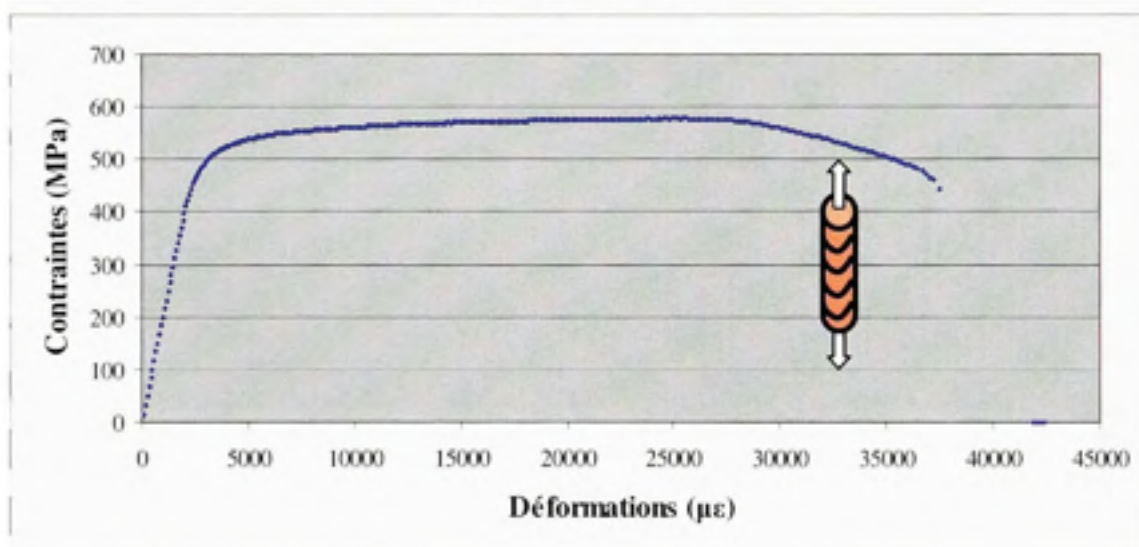
Tableau 4.2

## Propriétés mécaniques de l'acier d'armature

Désignation	Module de Young ( $E$ ) (GPa)	Limite élastique ( $f_y$ ) (MPa)	Déformation élastique ( $\epsilon_y$ ) ( $\mu\epsilon$ )
8M	206	540	2 600
25M	187	500	2 500
10M	197	480	2 500

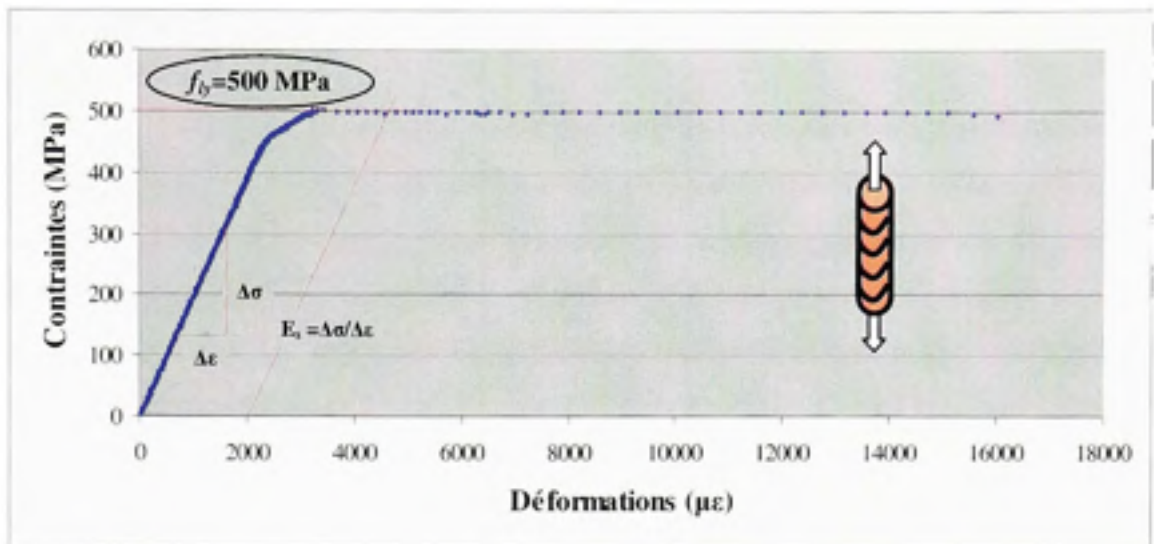


(a) Jusqu'à la plastification

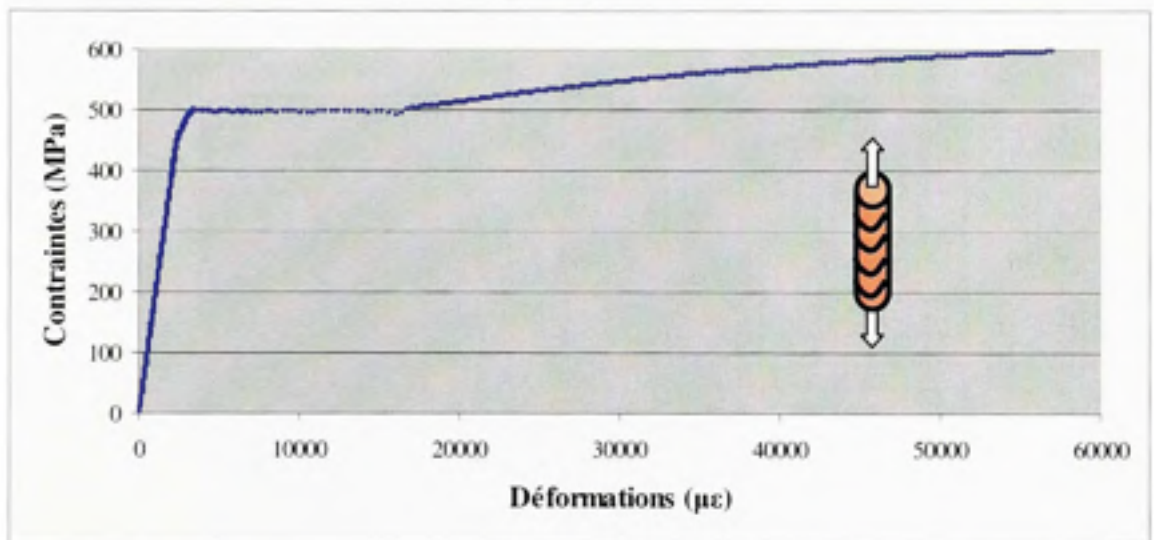


(b) Jusqu'à la rupture

**Figure 4.2** Courbe contrainte-déformation de l'armature transversale 8M.



(a) Jusqu'à la plastification



(b) Jusqu'à la rupture

**Figure 4.3** *Courbe contrainte-déformation de l'armature longitudinale tendue 25M.*



### 4.3 Renfort CFRP

Le renfort en composite utilisé est un tissu composé de fibres de carbone unidirectionnelles à 0°. De type Carbon Fiber T-300, le tissu est produit par Sika® sous la référence SikaWrap Hex 230C. Les propriétés mécaniques du renfort, de la fibre mais également du tissu, sont présentées au tableau 4.3. À l'annexe II est présentée la fiche technique complète du renfort. À noter que ce sont les propriétés de la fibre qui ont servi au calcul de l'effort tranchant repris par le renfort ( $V_f$ ).

Tableau 4.3

Propriétés mécaniques du renfort CFRP  
(Valeurs fournies par le fabricant)

Désignation		Une nappe
Fibre	Module de Young, $E_f$ (GPa)	230
	Déformation ultime, $\varepsilon_{fu}$ ( $\mu\varepsilon$ )	15 000
	Résistance en traction (MPa)	3 450
	Épaisseur $t_f$ (mm)	0,1
Tissu	Module de Young, $E_f$ (GPa)	65,4
	Résistance en traction (MPa)	894
	Épaisseur $t_f$ (mm)	0,381

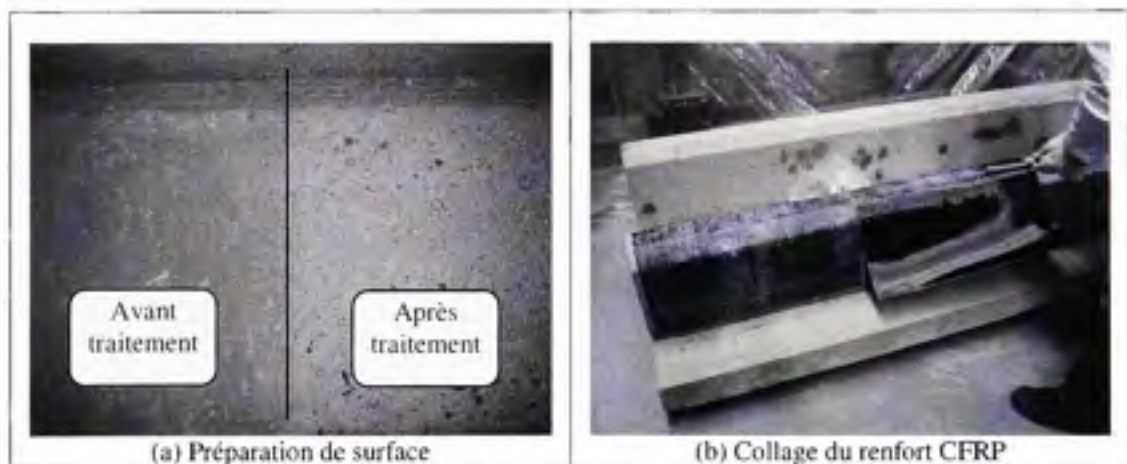
### 4.4 Colle

La colle utilisée est une résine époxyde d'imprégnation pour les tissus de renforcement également fournie par Sika® et produite sous la référence Sikadur 330. À l'annexe III est présentée la fiche technique complète de la colle.

#### 4.5 Préparation de surface et collage du tissu CFRP

Le traitement de la surface devant recevoir le renfort en CFRP a fait l'objet d'une attention particulière, eu égard aux éventuels problèmes de décollement, particulièrement le fait qu'il s'agit d'un chargement dynamique. L'opération consiste à rendre l'état de surface rugueuse de telle sorte que le film d'époxy, qui assure l'adhérence Béton-CFRP, procure un parfait ancrage avec le béton. L'état de surface visé a été obtenu au moyen d'un jet, de sable grossier et d'eau, projeté sous pression. Le résultat de ce traitement est indiqué à la figure 4.4.a. De plus, au moyen d'une meule, les angles droits formés entre l'âme et la face inférieure de la poutre ont été arrondis afin d'éliminer les concentrations de contraintes.

Le collage du tissu du renfort consiste à appliquer une couche de colle époxy sur la surface rugueuse du béton de sorte qu'elle s'imbibe complètement. Au moyen d'un rouleau, une pression est appliquée sur le tissu préalablement posé de sorte qu'il épouse la forme de la poutre et libère d'éventuelles bulles d'air emprisonnées (Figure 4.4.b).



**Figure 4.4** Préparation de surface du béton et collage du renfort CFRP.

## CHAPITRE 5

### ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre vise l'analyse du comportement en cisaillement des différents composants, à savoir : le béton, l'acier transversal et longitudinal et le renfort externe en CFRP. Pour un même spécimen, l'analyse portera sur les réactions mais aussi les interactions que développent les différents composants. Pour le groupe de spécimens, il s'agira de définir l'apport du renfort externe sur le comportement en fatigue – comparativement à un spécimen non renforcé – et ce en présence ou non de l'armature de cisaillement.

La première partie sera consacrée à l'analyse des résultats des essais de fatigue alors que la seconde partie portera sur l'analyse des résultats des tests statiques jusqu'à la rupture, entrepris à la fin des essais de fatigue.

#### 5.1 Analyse des résultats expérimentaux sous charges de fatigue

Les fréquences de chargement et le nombre de cycles atteint pour chaque spécimen sont présentés au tableau 5.1. La fréquence de chargement a été ajustée en tenant compte de la performance de la pompe hydraulique utilisée et le niveau de chargement ciblé<sup>17</sup>.

---

<sup>17</sup> Pour les spécimens nécessitant un niveau de chargement élevé, l'utilisation d'une fréquence de 3Hz – fréquence fixée au départ pour l'ensemble des essais – a conduit à de grands mouvements des tuyaux amenant l'huile de la pompe hydraulique vers le vérin. C'est pourquoi, les spécimens S1-0L et S1-1L ont été testés à 2Hz pour assurer une stabilité du système.

Tableau 5.1

Fréquences de chargement ajustées et nombre de cycles final

	Spécimen			
	S0-0L	S0-1L	S1-0L	S1-1L
Fréquence (Hz)	3	3	2	2
Nombre de cycles à la fin de l'essai (millions)	5	5	5	5
Observations	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture

Le chargement est resté constant durant les essais de fatigue et ce pour les quatre spécimens (Figure 5.1). À noter que des suites d'une panne électrique du système d'acquisition des données durant les premières 24 heures de l'essai du spécimen S0-0L, les données relatives à cette période, qui s'échelonne approximativement sur 250 000 cycles, n'ont pas pu être enregistrées comme l'indique la figure 5.1.

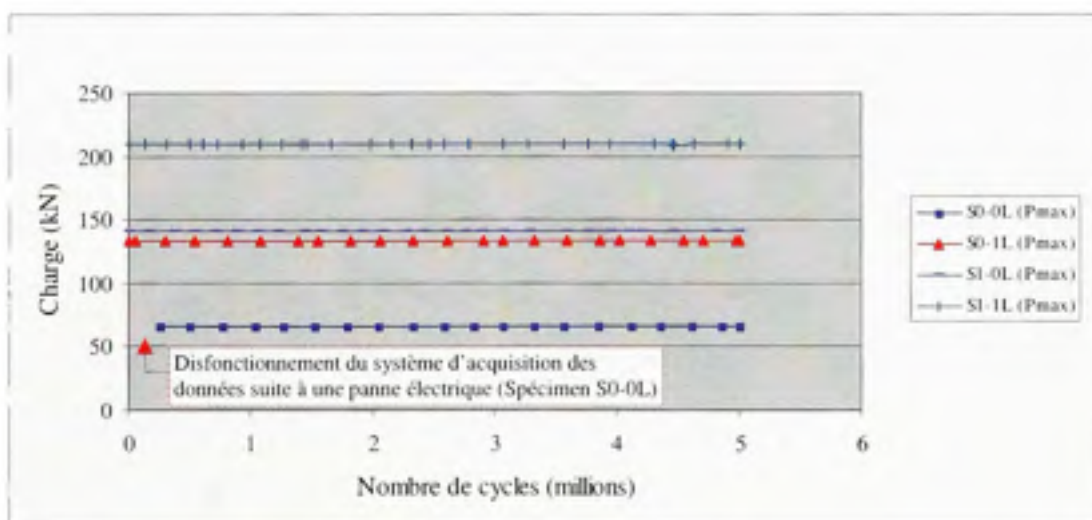
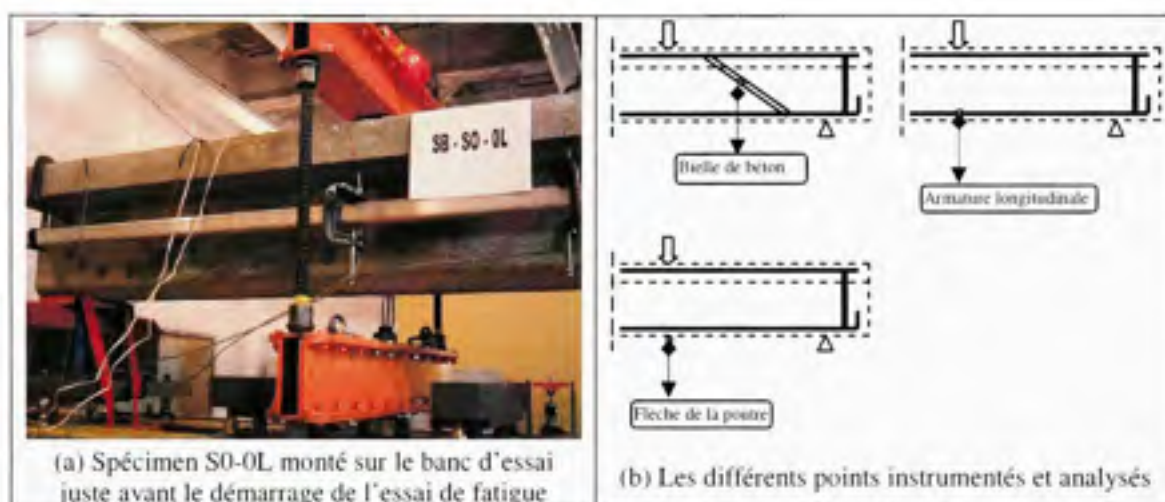


Figure 5.1 Évolution du chargement durant les essais de fatigue.

### 5.1.1 Spécimen S0-0L

Ce spécimen de contrôle est dépourvu d'armature transversale et de renfort CFRP. La figure 5.2.a montre le spécimen S0-0L monté sur le banc d'essai juste avant le démarrage de l'essai de fatigue. La figure 5.2.b indique les différents points instrumentés et analysés.



**Figure 5.2** Spécimen S0-0L.

Au tableau 5.2 sont indiquées les déformations dans la bielle de béton ( $\varepsilon_b$ ) et dans l'armature longitudinale ( $\varepsilon_l$ ), ainsi que le déplacement vertical de la poutre (Flèche  $\delta$ ). Les déformations  $\varepsilon_{b,max}$  et  $\varepsilon_{l,max}$  et la flèche  $\delta_{max}$  correspondent à la charge maximale  $P_{max}$  du cycle de chargement. Les amplitudes de déformation  $\Delta\varepsilon_b$  et  $\Delta\varepsilon_l$  et l'amplitude de la flèche  $\Delta\delta$  correspondent à l'amplitude de la charge  $\Delta P = P_{max} - P_{min}$ <sup>18</sup>.

<sup>18</sup> Les amplitudes de déformation et de la flèche sont présentées uniquement à titre indicatif. Elles ne feront pas l'objet de commentaire lors de l'analyse des résultats et ce pour l'ensemble des spécimens.

Tableau 5.2

Déformations dans la bielle de béton et dans l'armature longitudinale et la flèche de la poutre – Spécimen S0-0L

	Déformations				Flèche	
	Bielle de béton ( $\mu\epsilon$ )		Armature longitudinale ( $\mu\epsilon$ )		(mm)	
	$\epsilon_{b,max}$	$\Delta\epsilon_b$	$\epsilon_{l,max}$	$\Delta\epsilon_l$	$\delta_{max}$	$\Delta\delta$
Valeur au premier cycle	16 <sup>a</sup>	10	329 <sup>a</sup>	142	1,06 <sup>a</sup>	0,47
Valeur maximale atteinte	37 <sup>b</sup>	6	359 <sup>b</sup>	146	1,29 <sup>b</sup>	0,49
Nombre de cycles* (millions)	4		5		5	
Accroissement maximal (%)	(b-a)/a					
	131	-	9	-	18	-
Taux de déformation maximal (%)	$b/\epsilon_b$	-	$b/\epsilon_b$	-	-	-
	2	-	14	-	-	-

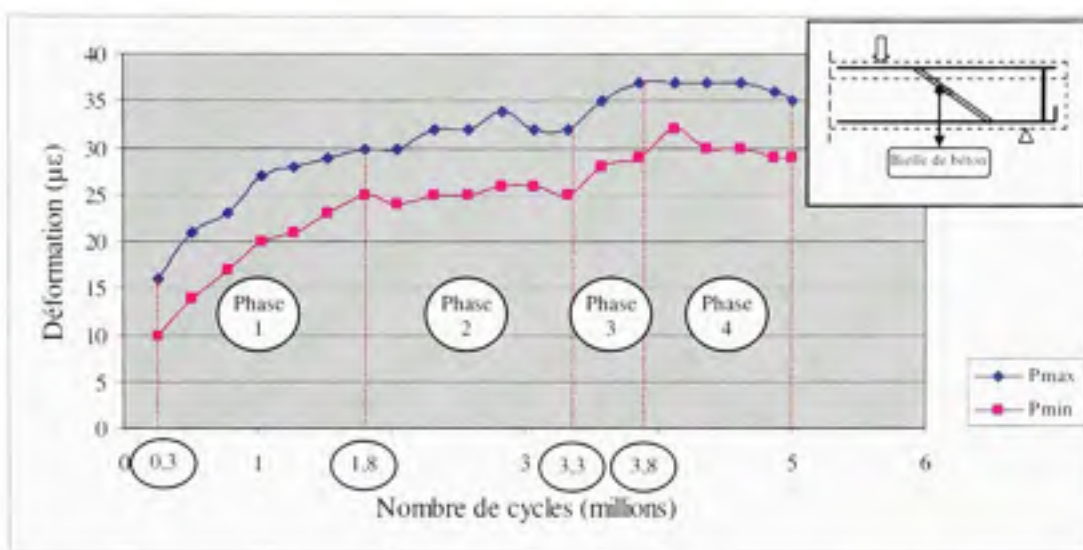
(\*)Correspond à la valeur maximale atteinte  
 $\epsilon_b$ : Compression limite du béton.  $\epsilon_b$ : Limite élastique de l'acier d'armature longitudinale

### 5.1.1.1 Comportement de la bielle de béton

La figure 5.3 montre l'évolution de la compression dans la bielle de béton. Celle-ci passe par quatre phases d'évolution. Durant la phase 1, la déformation enregistre une augmentation rapide et importante. Elle se stabilise à la phase 2 avant de subir une autre augmentation rapide durant la phase 3. S'en suit une deuxième période de stabilisation marquée par un léger repli à la fin de l'essai durant la phase 4. La variation de la déformation durant chaque phase est respectivement de 88 %, 7 %, 16 % et -5 %<sup>19</sup>.

<sup>19</sup> La variation de la déformation est calculée en fonction de la valeur de début et de fin de chaque phase.

La déformation maximale atteinte est égale à  $37 \mu\epsilon$  (Tableau 5.2). Celle-ci représente un accroissement de 131 % et un taux de déformation faible qui représente 2 % de la déformation limite du béton  $\epsilon_o = 2\,000 \mu\epsilon$ .

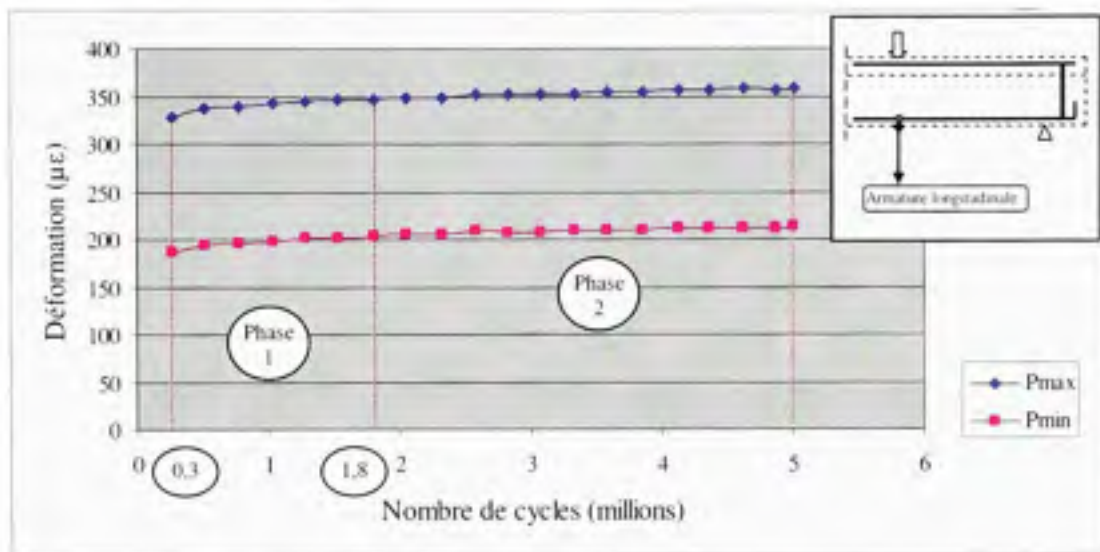


**Figure 5.3** Évolution de la déformation dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-0L.

### 5.1.1.2 Comportement de l'armature longitudinale

L'évolution de la déformation de traction dans l'armature longitudinale est montrée à la figure 5.4. Globalement, cette évolution passe par deux phases. L'accroissement le plus rapide s'est produit durant la phase 1 où l'augmentation est continue avec les cycles de chargement. Cette période coïncide avec l'augmentation rapide de la compression dans la bielle de béton (Figure 5.3). Au début de la phase 2, la déformation de l'armature longitudinale s'est stabilisée avant qu'elle n'enregistre une succession de périodes de légers accroissements et des périodes de stabilisation. La variation de la déformation durant chaque phase est respectivement de 6 % et 3 %.

La déformation maximale est égale à  $359 \mu\epsilon$  (Tableau 5.2). Celle-ci représente un accroissement de 9 % et un taux de déformation relativement faible qui représente 14 % de la limite élastique de l'acier d'armature longitudinale  $\epsilon_{ly} = 2\,500 \mu\epsilon$ .



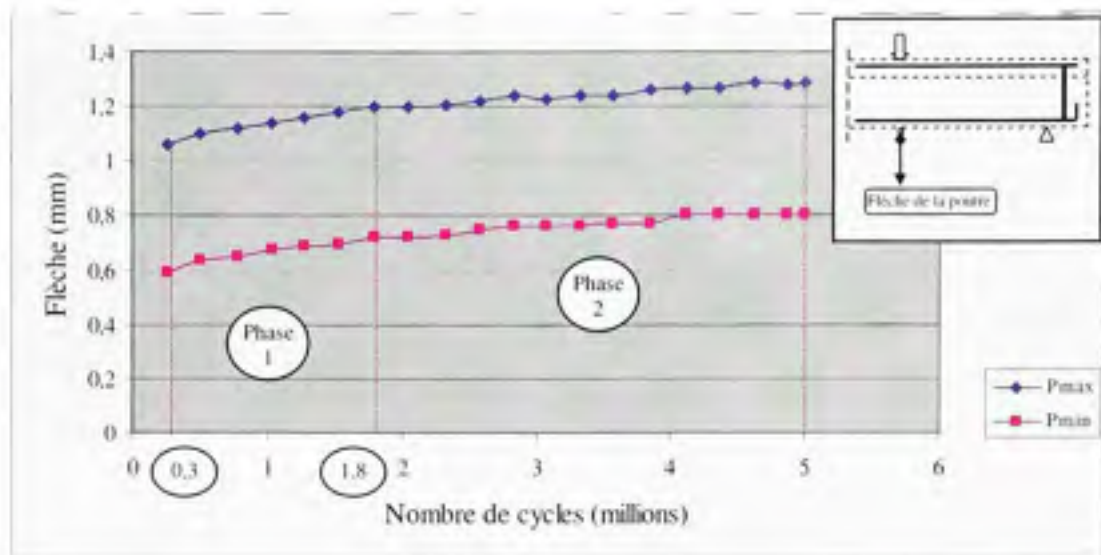
**Figure 5.4** *Évolution de la déformation dans l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-0L.*

### 5.1.1.3 Évolution de la flèche de la poutre

La figure 5.5 montre l'évolution de la flèche durant l'essai de fatigue. Globalement, cette évolution passe par deux phases. L'accroissement le plus rapide est survenu pendant la phase 1. Comme pour l'armature longitudinale (Figure 5.4), cette période coïncide avec le moment où la bielle de béton comprimée enregistre une augmentation rapide de sa déformation (Figure 5.3). Durant la phase 2, initiée par une courte période stable, la flèche de la poutre continue de croître mais à un rythme plus faible que celui enregistré durant la phase 1. La variation de la flèche durant chaque phase est respectivement de 13 % et 8 %.

La flèche maximale est égale à 1,29 mm (Tableau 5.2). Celle-ci représente un accroissement de 18 %.



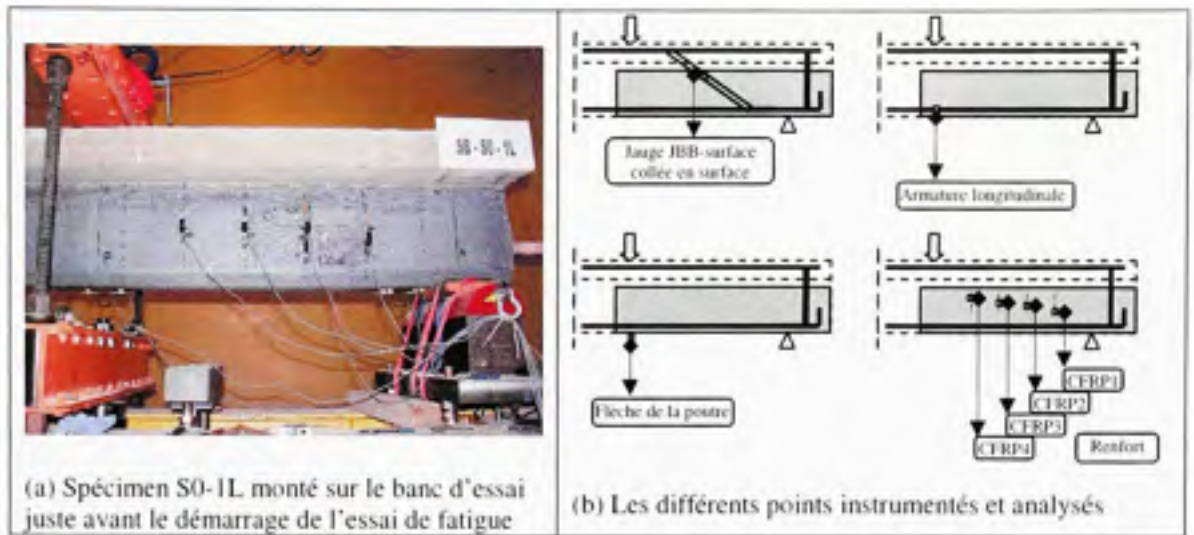


**Figure 5.5** *Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Specimen S0-0L.*

### 5.1.2 Spécimen S0-1L

Le spécimen de contrôle S0-1L est montré à la figure 5.6.a. Il est dépourvu d'armature transversale mais renforcé avec une nappe de renfort CFRP. La figure 5.6.b montre les différents points instrumentés et analysés. Les positions CFRP1 à CFRP4 correspondent aux positions des étriers 1 à 4 des spécimens ayant de l'armature transversale, à savoir : S1-0L et S1-1L.

Les résultats de la déformation de la bielle de béton comprimée ne sont malheureusement pas exploitables pour le spécimen S0-1L, du fait que les enregistrements indiquent une traction de ladite bielle au lieu d'une compression. Sachant que la jauge de déformation a été noyée dans le béton, les mesures de traction enregistrées sont soit dues au repositionnement par accident et aléatoire de la jauge lors de la coulée du spécimen soit que celle-ci se trouve dans la trajectoire d'une fissure. Cependant, face à la position initiale de la jauge interne, une autre jauge a été collée en surface du spécimen selon une inclinaison de 35° (Figure 5.7). Ces enregistrements externes nous serviront à déduire le comportement de la bielle de béton interne.



**Figure 5.6** Spécimen S0-1L.



**Figure 5.7** Jauge de déformation collée en surface (JBB-surface) – Spécimen S0-1L.

Le tableau 5.3 regroupe les déformations à l'endroit de la jauge *JBB-Surface* et dans l'armature longitudinale ainsi que la flèche de la poutre. Le tableau 5.4 présente les déformations dans le renfort. Les déformations  $\epsilon_{CFRP_1, max}$  à  $\epsilon_{CFRP_4, max}$  correspondent à la charge  $P_{max}$ . Les amplitudes de déformations  $\Delta\epsilon_{CFRP_1}$  à  $\Delta\epsilon_{CFRP_4}$  correspondent à l'amplitude de la charge  $\Delta P = P_{max} - P_{min}$ .

Tableau 5.3

Déformations dans la jauge *JBB-surface* et dans l'armature longitudinale et la flèche de la poutre – Spécimen S0-1L

	Déformations				Flèche	
	JBB-surface ( $\mu\epsilon$ )		Armature longitudinale ( $\mu\epsilon$ )		(mm)	
	$\epsilon_{b-surf,max}$	$\Delta\epsilon_{b-surf}$	$\epsilon_{l,max}$	$\Delta\epsilon_l$	$\delta_{max}$	$\Delta\delta$
Valeur au premier cycle	124 <sup>a</sup>	34	903 <sup>a</sup>	324	3,81 <sup>a</sup>	1,39
Valeur maximale atteinte	219 <sup>b</sup>	43	989 <sup>b</sup>	357	4,46 <sup>b</sup>	1,43
Nombre de cycles (Millions)	5		5		5	

(\*) Correspond à la valeur maximale atteinte

Accroissement maximal (%)	(b-a)/a					
	77	-	10	-	17	-

Taux de déformation maximal (%)	$b/\epsilon_0$	-	$b/\epsilon_y$	-	-	-
	11	-	40	-	-	-

$\epsilon_0$ : Compression limite du béton.  $\epsilon_y$ : Limite élastique de l'acier d'armature longitudinale

Tableau 5.4

Déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-1L

	CFRP <sub>1</sub>		CFRP <sub>2</sub>		CFRP <sub>3</sub>		CFRP <sub>4</sub>	
	$\epsilon_{CFRP_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP_i}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP_i}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP_i}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP_i}$ ( $\mu\epsilon$ )
Valeur au premier cycle	624 <sup>a</sup>	149	214 <sup>a</sup>	44	340 <sup>a</sup>	77	75 <sup>a</sup>	17
Valeur maximale atteinte	1 619 <sup>b</sup>	348	301 <sup>b</sup>	64	380 <sup>b</sup>	65	242 <sup>b</sup>	29
Nombre de cycles* (Millions)	5		5		5		0,5	

(\*) Correspond à la valeur maximale atteinte

Accroissement maximal (%)	(b-a)/a							
		159	-	29	-	12	-	223

Taux de déformation maximal (%)	b/ $\epsilon_{el}$							
		11	-	2	-	3	-	2

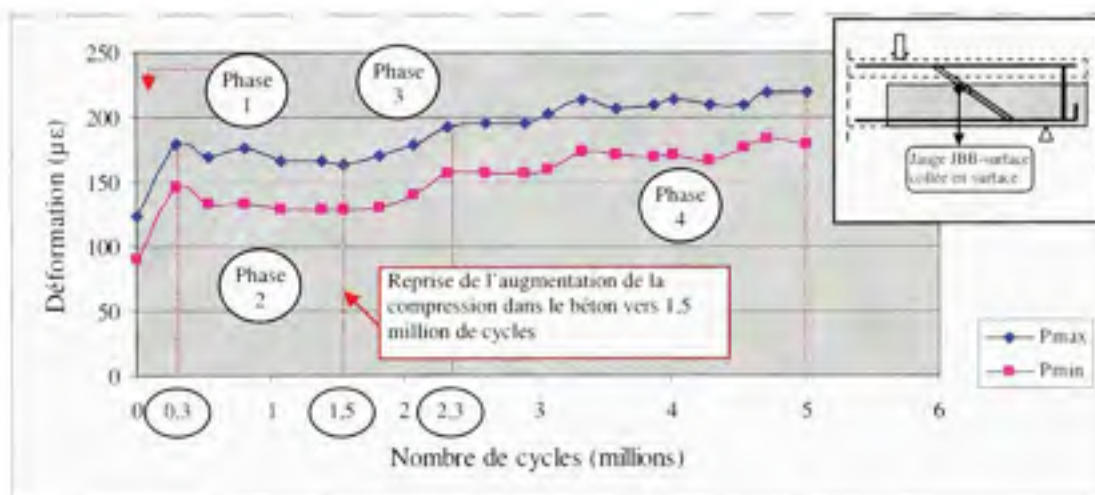
 $\epsilon_{el}$ : Limite élastique du renfort CFRP

### 5.1.2.1 Comportement de la bielle de béton

L'évolution de la compression enregistrée par la jauge *JBB-surface* est montrée à la figure 5.8. Globalement, quatre phases distinguent cette évolution. Pendant la première phase, la déformation a augmenté rapidement mais durant une courte période avant que celle-ci ne soit arrêtée soudainement au début de la phase 2 où l'on constate un léger repli. À partir de 1,5 million de cycles, la phase 3 est caractérisée par une autre période d'augmentation mais moins importante que celle de la phase 1. À la phase 4, initiée par une période longue et stable, l'évolution de la déformation est marquée par une suite d'accroissement et de stabilisation jusqu'à la fin de l'essai. La variation de la compression de la jauge *JBB-surface* durant chaque phase est respectivement de 44 %, -8 %, 18 % et 15 %.

La déformation maximale est égale à  $219 \mu\epsilon$  (Tableau 5.3). Celle-ci représente un accroissement de 77 % et un taux de déformation relativement faible égale à 11 %.

À partir de ces constatations, on déduit que la bielle comprimée interne a subi un accroissement de déformation important ( $>77\%$ ). Cependant, il est difficile de se prononcer concernant son taux de déformation étant donné que la valeur de la déformation réelle de la bielle est inconnue.

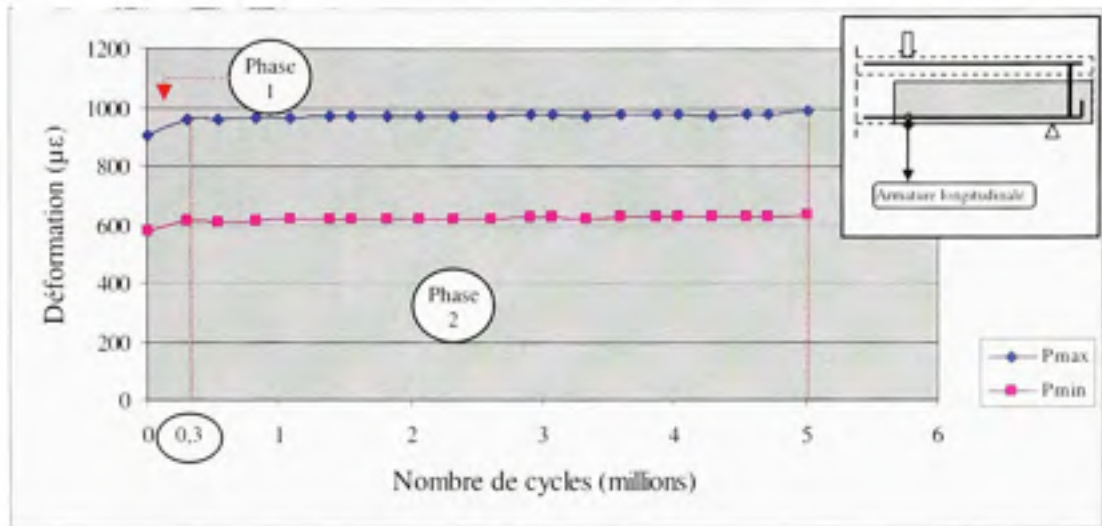


**Figure 5.8** Évolution de la déformation de la jauge JBB-Surface durant l'essai de fatigue - Spécimen S0-1L.

### 5.1.2.2 Comportement de l'armature longitudinale

L'évolution de la déformation de traction dans l'armature longitudinale est montrée à la figure 5.9. Deux phases principales distinguent cette évolution. Durant la phase 1, la déformation a enregistré un accroissement rapide coïncidant avec l'augmentation également rapide de la compression de la jauge JBB-surface (Figure 5.8). À la phase 2, initiée par une période stable, la traction dans l'armature longitudinale enregistre une succession de périodes de légers accroissements et de périodes stables jusqu'à la fin de l'essai. La variation de la déformation dans l'armature longitudinale durant les deux phases est respectivement de 6 % et 3 %.

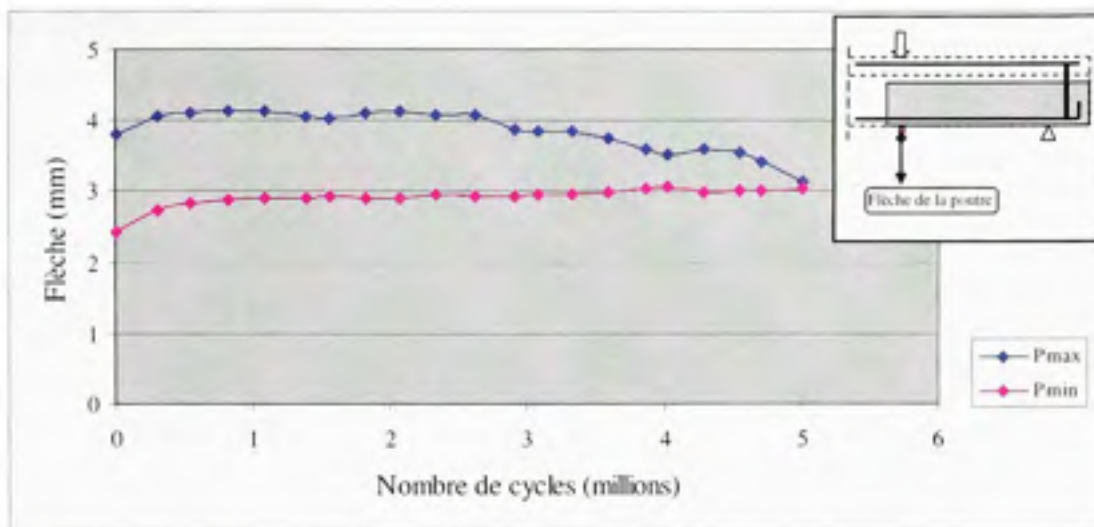
La déformation maximale est égale à  $989 \mu\epsilon$  (Tableau 5.3). Celle-ci représente un accroissement de 10 % et un taux de déformation relativement élevé égale à 40 %.



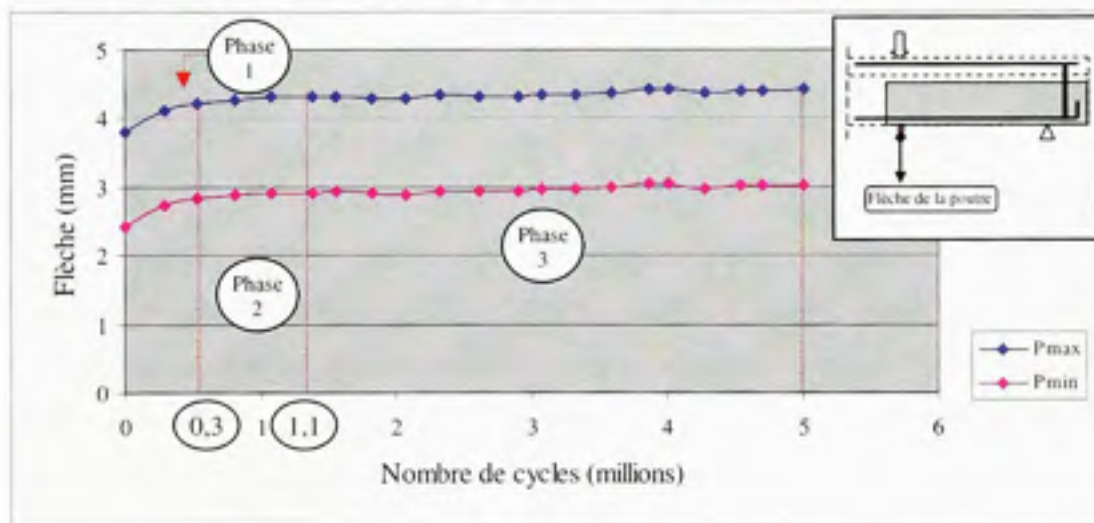
**Figure 5.9** *Évolution de la déformation de l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue - Spécimen S0-1L.*

### 5.1.2.3 Évolution de la flèche de la poutre

La figure 5.10.a montre l'évolution de la flèche obtenue à partir des enregistrements recueillis lors de l'essai de fatigue. Les données mesurées sous  $P_{max}$  indiquent que l'instrument de mesure a mal fonctionné alors que sous la charge minimale  $P_{min}$ , les données semblent être représentatives de la réalité. Sur la base du comportement de la flèche sous  $P_{min}$  le comportement de la flèche sous  $P_{max}$  a été reconstitué. La figure 5.10.b montre l'évolution de la flèche en tenant compte des correctifs apportés.



(a) Courbes tracées à partir des données d'enregistrement



(b) Courbes reconstituées

**Figure 5.10** *Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Specimen S0-1L.*

La figure 5.10.b montre les trois phases d'évolution de la flèche durant l'essai de fatigue. L'accroissement le plus important est survenu durant la phase 1, coïncidant avec une augmentation également importante des déformations de la bielle comprimée (Figure 5.8) et de l'armature longitudinale (Figure 5.9). À la phase 2, la flèche continue à augmenter mais à un rythme plus faible. Au début de la phase 3, initiée par une période stable, la flèche de la

poutre affiche une succession de périodes stables et de périodes d'accroissement et ce jusqu'à la fin de l'essai. La variation de la flèche durant les trois phases est respectivement de 8 %, 5 % et 3 %.

La valeur maximale atteinte est égale à 4,46 mm (Tableau 5.3). Elle représente un accroissement maximal égal à 17 %.

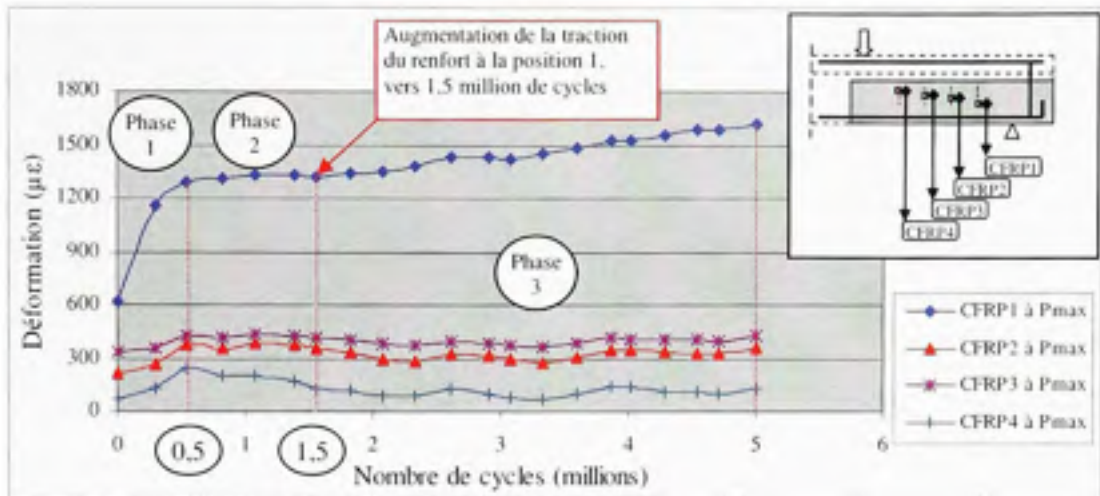
#### 5.1.2.4 Comportement du renfort CFRP

La figure 5.11 montre l'évolution des déformations dans les quatre positions instrumentées du renfort durant l'essai de fatigue. Trois phases principales distinguent cette évolution. À la phase 1, la présence d'une fissure interceptant la position 1 – zone plus sollicitée – implique une déformation nettement plus grande du renfort à cet endroit comparativement aux positions 2, 3 et 4<sup>20</sup>. L'augmentation de la déformation est rapide et continue avec les cycles de chargement, signe d'une augmentation de l'ouverture de la fissure. À la phase 2, l'ensemble des points instrumentés du renfort enregistrent une stabilisation et même un repli marqué à la position 4. À la phase 3, à partir du cycle 1,5 million, seule la position 1 du renfort continue à subir un accroissement de la déformation jusqu'à la fin de l'essai, signe d'une augmentation à nouveau de l'ouverture de la fissure. Cette dernière évolution coïncide avec la nouvelle augmentation qu'a connue la déformation de compression dans la bielle de béton (Figure 5.10). Au droit de la position 1, la variation de la déformation durant les trois phases est respectivement de 107 %, 3 % et 22 %.

La valeur maximale atteinte est égale à 1 619  $\mu\epsilon$  (Tableau 5.4). Elle représente un accroissement de 159 % et un taux de déformation qui représente 11 % de la déformation ultime du renfort  $\epsilon_{fu} = 15\,000 \mu\epsilon$ .

<sup>20</sup> La présence de la fissure est déduite à partir du comportement du renfort montré dans la figure 5.11.





**Figure 5.11** *Évolution des déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Spécimen S0-1L.*

### 5.1.3 Spécimen S1-0L

Le spécimen S1-0L est présenté à la figure 5.12.a. Il contient de l'armature transversale mais n'est pas renforcé. Les différents points instrumentés et analysés sont présentés à la figure 5.12.b.

Le tableau 5.5 regroupe les déformations dans l'armature longitudinale et dans la bielle de béton ainsi que la flèche de la poutre. Le tableau 5.6 présente les déformations des étriers instrumentés S1 à S4. Les déformations  $\varepsilon_{S_1, \max}$  à  $\varepsilon_{S_4, \max}$  correspondent à la charge  $P_{\max}$ . Les amplitudes de déformations  $\Delta\varepsilon_{S_1}$  à  $\Delta\varepsilon_{S_4}$  correspondent à l'amplitude de la charge  $\Delta P = P_{\max} - P_{\min}$ .

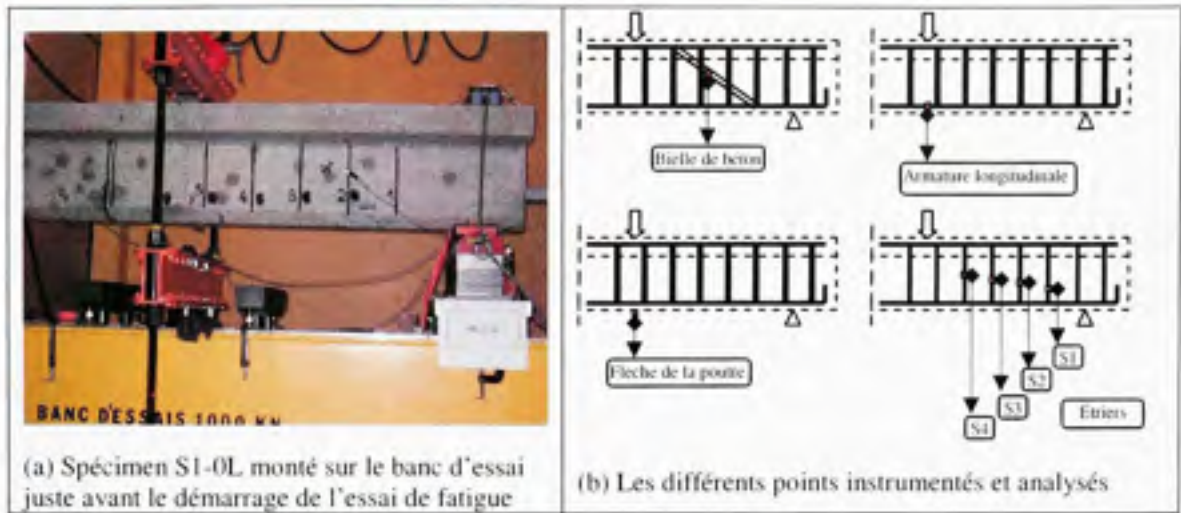


Figure 5.12 Spécimen S1-0L.

Tableau 5.5

Déformations dans la bielle de béton et dans l'armature longitudinale et flèche de la poutre – Spécimen S1-0L

	Déformations				Flèche	
	Bielle de béton ( $\mu\epsilon$ )		Armature longitudinale ( $\mu\epsilon$ )		(mm)	
	$\epsilon_{b,max}$	$\Delta\epsilon_b$	$\epsilon_{l,max}$	$\Delta\epsilon_l$	$\delta_{max}$	$\Delta\delta$
Valeur au premier cycle	256 <sup>a</sup>	63 <sup>a</sup>	1049 <sup>a</sup>	380	3,67 <sup>a</sup>	1,26
Valeur maximale atteinte	376 <sup>b</sup>	78	1142 <sup>b</sup>	403	4,69 <sup>b</sup>	1,38
Nombre de cycles <sup>a</sup> (millions)	5		5		5	

(\*) Correspond à la valeur maximale atteinte

Accroissement maximal (%)	(b-a)/a					
	47	-	9	-	28	-

Taux de déformation maximal (%)	$b/\epsilon_{c0}$	-	$b/\epsilon_{ly}$	-	-	-
	19	-	46	-	-	-

$\epsilon_{c0}$ : Compression limite du béton.  $\epsilon_{ly}$ : Limite élastique de l'acier d'armature longitudinale

Tableau 5.6

Déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L

	S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>	
	$\epsilon_{S_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_i}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{S_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_i}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{S_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_i}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{S_i, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_i}$ ( $\mu\epsilon$ )
Valeur au premier cycle	1 137 <sup>a</sup>	357	987 <sup>a</sup>	177	483 <sup>a</sup>	89	905 <sup>a</sup>	246
Valeur maximale atteinte	1 598 <sup>b</sup>	523	1 127 <sup>b</sup>	160	1 695 <sup>b</sup>	501	1 273 <sup>b</sup>	315
Nombre de cycles (Millions)	5		5		5		5	

(\*) Correspond à la valeur maximale atteinte

Accroissement maximal (%)	(b-a)/a							
		41	-	14	-	251	-	41

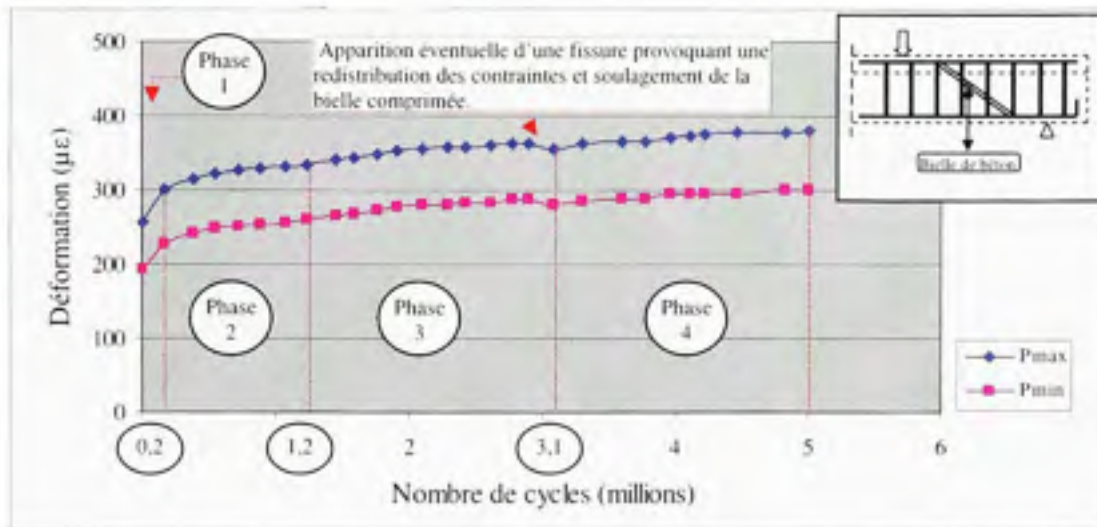
Taux de déformation maximal (%)	b/ $\epsilon_{sy}$							
		62	-	43	-	65	-	49

 $\epsilon_{sy}$  : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

### 5.1.3.1 Comportement de la bielle de béton

La figure 5.13 montre l'évolution de la compression dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue. Cette évolution s'est déroulée en 4 phases. Durant la phase 1, la déformation a enregistré un accroissement important et rapide avec un rythme soutenu. Pendant les phases restantes 2, 3 et 4, le comportement de la bielle est similaire. Il est caractérisé par une augmentation de la déformation au début de chaque phase, mais à un rythme moins important que durant la phase 1, avec une tendance à la stabilité à la fin de chacune de ces phases, excepté la fin de la phase 3 où l'on constate un léger repli. Ce dernier événement est éventuellement attribuable à une apparition d'une fissure où s'est opéré une redistribution des contraintes soulageant ainsi la bielle de béton comprimée. La variation enregistrée durant les quatre phases est respectivement de 17 %, 12 %, 7 % et 7 %.

La compression maximale atteinte est égale à 376  $\mu\epsilon$  (Tableau 5.5). Elle représente un accroissement de 47 % et un taux de déformation égal à 19 %.

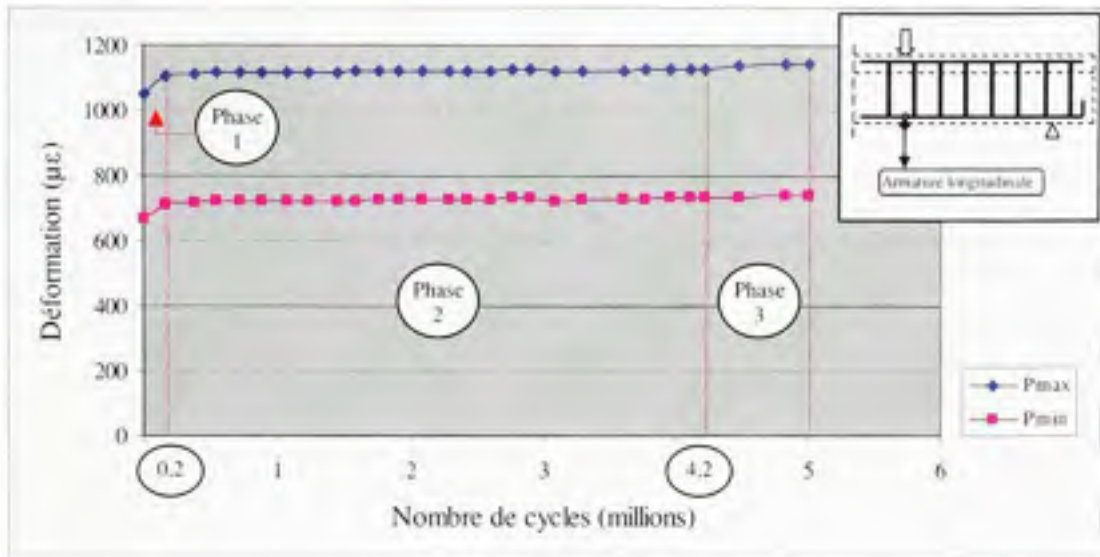


**Figure 5.13** *Évolution de la déformation dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L.*

### 5.1.3.2 Comportement de l'armature longitudinale

L'évolution de la déformation de traction dans l'armature longitudinale est montrée à la figure 5.14. Celle-ci passe par trois phases. Durant la phase 1, la déformation a crû significativement, au même moment où la bielle comprimée a également subi une augmentation importante de sa déformation (Figure 5.13). Par la suite, la phase 2 a été initiée par un palier stable avant d'enregistrer une succession de périodes de légères augmentations et de stabilisation. Au début de la phase 3, la déformation a subi une autre augmentation rapide avant de se stabiliser à nouveau à la fin de l'essai. La variation de la déformation durant les trois phases est respectivement de 5 %, 2 % et 1 %.

La déformation maximale atteint 1 140  $\mu\epsilon$  (Tableau 5.5). Elle représente un accroissement de 9 % et un taux de déformation égal à 46 %.

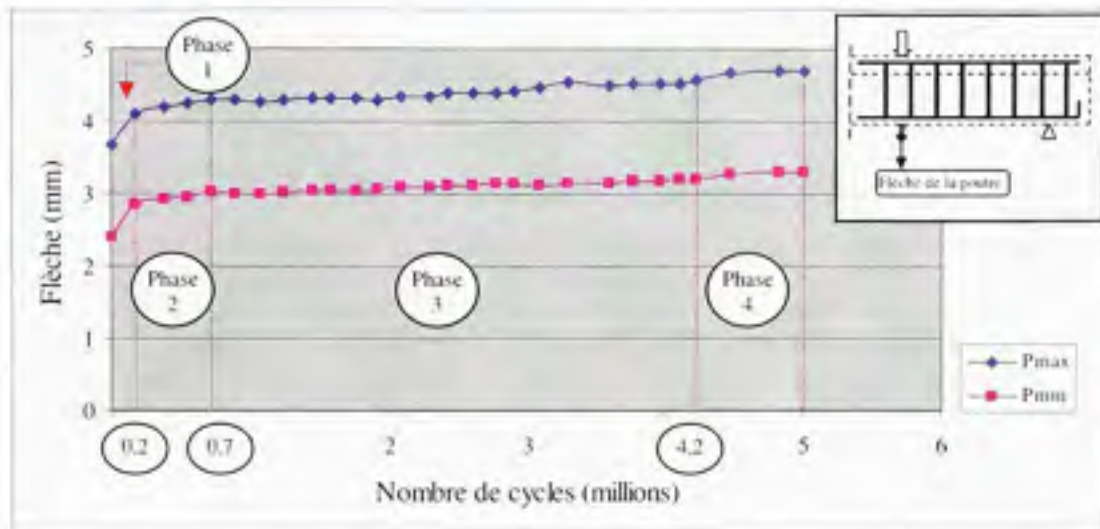


**Figure 5.14** *Évolution de la déformation dans l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L.*

### 5.1.3.3 Évolution de la flèche de la poutre

À la figure 5.15 est montrée l'évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue. Globalement, cette évolution passe par quatre phases. La phase 1 débute par une augmentation rapide et importante de la flèche, au même moment où la bielle de béton (Figure 5.13) et l'armature longitudinale (Figure 5.14) enregistrent également le même comportement. À la phase 2, cette augmentation continue mais à un rythme plus faible. Le début de la phase 3 est caractérisé par un palier stable et même un léger repli de la flèche avant d'enregistrer par la suite une succession de périodes stables et de légers accroissements. D'une manière similaire au comportement de l'armature longitudinale (Figure 5.14), la phase 4 débute par une autre augmentation rapide mais la flèche se stabilise rapidement jusqu'à la fin de l'essai. La variation de la flèche durant les quatre phases est respectivement de 12 %, 5 %, 5 % et 4 %.

La flèche maximale atteinte est égale à 4,69 mm (Tableau 5.5). Elle représente un accroissement de 29 %.



**Figure 5.15** *Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Specimen SI-0L.*

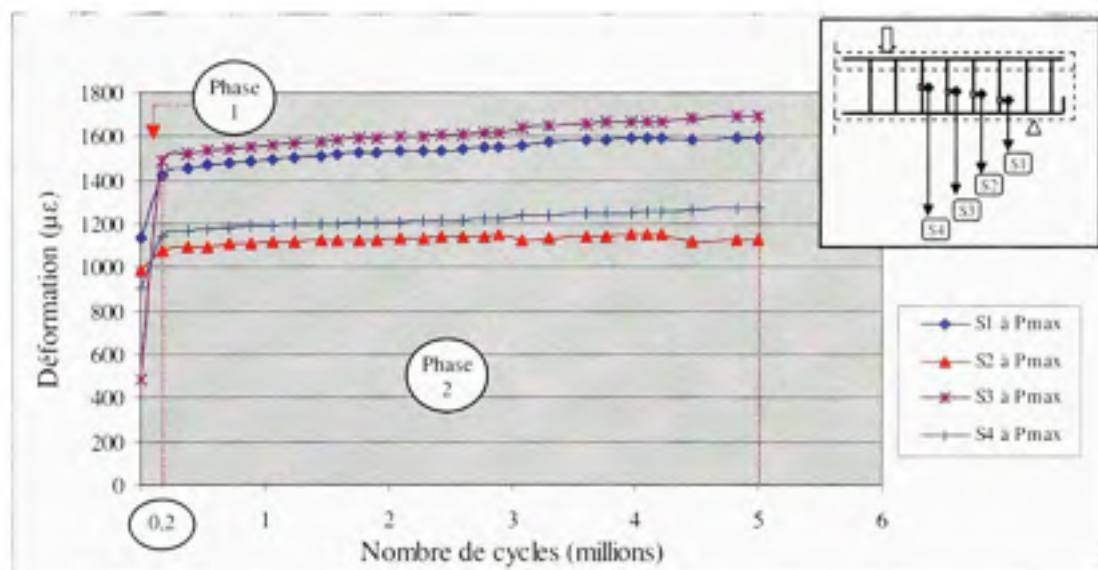
#### 5.1.3.4 Comportement de l'armature transversale

La figure 5.16 montre l'évolution de la déformation de traction des étriers durant l'essai de fatigue. On constate un comportement globalement similaire entre les quatre étriers. Ainsi, et pour simplifier l'analyse, on distingue deux phases d'évolution du comportement des étriers. D'une manière similaire à la bielle de béton (Figure 5.13), l'armature longitudinale (Figure 5.14) et la flèche de la poutre (Figure 5.15), les étriers ont également enregistré un accroissement important et rapide de leurs déformations durant la première phase. Au début de cette période, l'étrier S3 moins sollicité devient le plus sollicité à la fin de cette première phase et l'étrier S4 moins sollicité que l'étrier S1 devient plus sollicité. Ce comportement est expliqué par l'apparition des fissures dès le début de l'essai<sup>21</sup>. Celles qui interceptent les étriers S3 et S1 – zones plus sollicitées – présentent une plus grande ouverture. Durant la phase 2, les déformations de S3 et S1 ont crû quasi continuellement avec les cycles de chargement alors que S4 et S2 ont enregistré alternativement des périodes d'accroissement et de stabilisation. La variation de la déformation des étriers durant les deux phases est

<sup>21</sup> La présence des fissures est déduite à partir du comportement des étriers montré à la figure 5.16.

respectivement pour S1 de 25 % et de 13 %, pour S2 de 9 % et de 5 % et pour S3 de 209 % et de 14 % et pour S4 de 27 % et de 11 %.

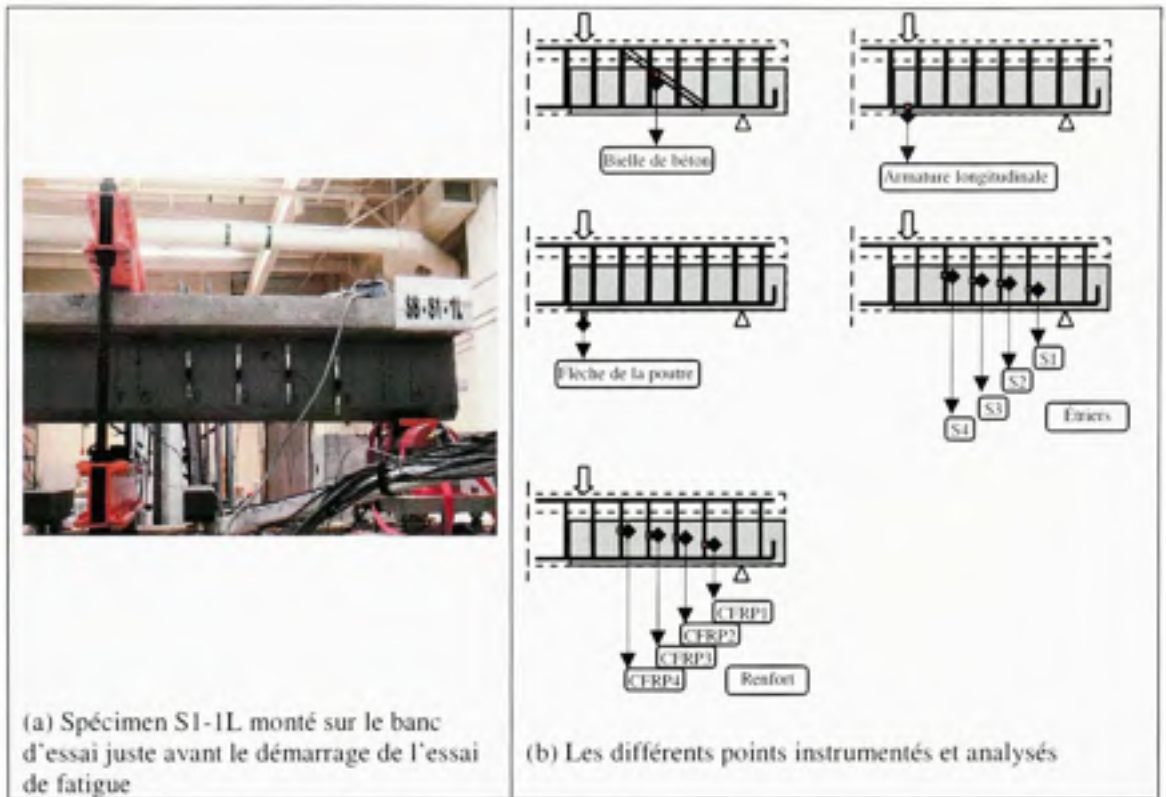
Concernant l'étrier le plus sollicité, S3, la déformation maximale atteinte est égale à 1 695  $\mu\epsilon$  (Tableau 5.6). Elle représente un accroissement de 251 % et un taux de déformation élevé qui représente 65 % de la limite élastique de l'acier d'armature transversale  $\epsilon_{sy} = 2\,600\ \mu\epsilon$ .



**Figure 5.16** *Évolution de la déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-0L.*

#### 5.1.4 Spécimen S1-1L

Ce spécimen contient de l'armature transversale et une couche de renfort CFRP. Le spécimen S1-1L est montré à la figure 5.17.a. Les différents points instrumentés et analysés sont indiqués à la figure 5.17.b. Les positions instrumentées du renfort 1 à 4, correspondent aux positions des étriers S1 à S4.



**Figure 5.17** Spécimen S1-1L.

Au tableau 5.7 sont présentées les déformations dans l'armature longitudinale et dans la bielle de béton ainsi que la flèche de la poutre. Le tableau 5.8 et le tableau 5.9 regroupent respectivement les déformations enregistrées dans les étriers S1 à S4 et les déformations enregistrées dans les positions 1 à 4 du renfort CFRP.



Tableau 5.7

Déformations dans la bielle de béton et dans l'armature longitudinale  
et la flèche de la poutre – Spécimen S1-1L

	Déformations				Flèche	
	Bielle de béton ( $\mu\epsilon$ )		Armature longitudinale ( $\mu\epsilon$ )		(mm)	
	$\epsilon_{b,max}$	$\Delta\epsilon_b$	$\epsilon_{l,max}$	$\Delta\epsilon_l$	$L_{max}$	$\Delta L$
Valeur au premier cycle	508 <sup>a</sup>	97	1 379 <sup>a</sup>	533	5,91 <sup>a</sup>	2,06
Valeur maximale atteinte	1 827 <sup>b</sup>	282	1 518 <sup>b</sup>	564	7,66 <sup>b</sup>	2,13
Nombre de cycles* (Millions)	5		5		5	

(\*) Correspond à la valeur maximale atteinte

Accroissement maximal (%)	(b-a)/a					
	260	-	10	-	30	-
Taux de déformation maximal (%)	$b/\epsilon_0$	-	$b/\epsilon_y$	-	-	-
	91	-	61	-	-	-

$\epsilon_0$  : Compression limite du béton.  $\epsilon_y$  : Limite élastique de l'acier d'armature longitudinale

Tableau 5.8

Déformation des étriers durant l'essai de fatigue – Spécimen S1- 1L

	S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		S <sub>4</sub>	
	$\epsilon_{S_1, \max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_1}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{S_2, \max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_2}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{S_3, \max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_3}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{S_4, \max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{S_4}$ ( $\mu\epsilon$ )
Valeur au premier cycle	1 112 <sup>a</sup>	392	756 <sup>a</sup>	127	1 314 <sup>a</sup>	465	853 <sup>a</sup>	178
Valeur maximale atteinte	1 870 <sup>b</sup>	556	1 205 <sup>b</sup>	190	1 854 <sup>b</sup>	-	1 265 <sup>b</sup>	180
Nombre de cycles* (Millions)	5		5		1,3		4,6	
(*) Correspond à la valeur maximale atteinte								
Remarque	-		-		Décollement de la jauge		-	
Accroissement maximal (%)	(b-a)/a							
	68	-	59	-	41	-	48	-
Taux de déformation maximal (%)	b/ $\epsilon_{ly}$							
	72	-	46	-	71	-	49	-
$\epsilon_{ly}$ : Limite élastique de l'acier d'armature transversale								

Tableau 5.9

Déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L

	CFRP <sub>1</sub>		CFRP <sub>2</sub>		CFRP <sub>3</sub>		CFRP <sub>4</sub>	
	$\epsilon_{CFRP, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP, max}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{CFRP}$ ( $\mu\epsilon$ )
Valeur au démarrage de l'essai	1 401 <sup>a</sup>	324	577 <sup>a</sup>	105	1 259 <sup>a</sup>	341	363 <sup>a</sup>	71
Valeur maximale atteinte	2 288 <sup>b</sup>	-	814 <sup>b</sup>	168	2 167 <sup>b</sup>	-	363 <sup>b</sup>	-
Nombre de cycles* (Millions)	2		5		1,7		Premier cycle	

(\*) Correspond à la valeur maximale atteinte

Remarque	Décollement localisé	-			Décollement localisé	-		
----------	----------------------	---	--	--	----------------------	---	--	--

Accroissement maximal (%)	(b-a)/a							
	60	-	41	-	72	-	0	-

Taux de déformation maximal (%)	b/ $\epsilon_{fs}$							
	15	-	5	-	14	-	2	-

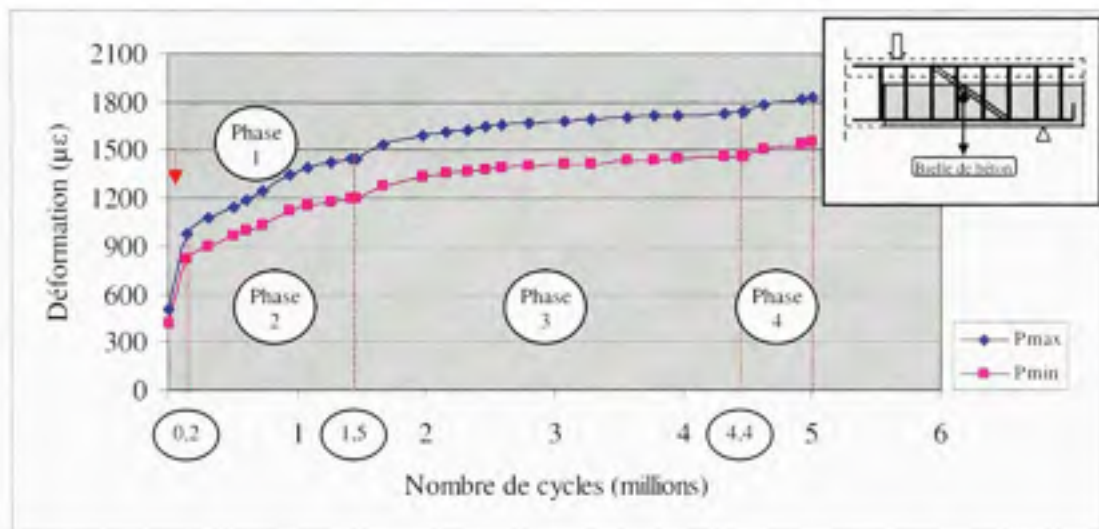
 $\epsilon_{fs}$  : Limite élastique du renfort CFRP

### 5.1.4.1 Comportement de la bielle de béton

La figure 5.18 montre l'évolution de la déformation de compression dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue. Quatre phases caractérisent cette évolution. Durant la phase 1, la déformation a subi une augmentation rapide et importante. À la phase 2, la bielle continue à subir une importante augmentation de sa déformation mais à un rythme plus faible comparativement à la phase 1. À la fin de cette période, la déformation tend à se stabiliser. Au début de la phase 3, la déformation a subi une nouvelle période d'augmentation rapide mais elle est vite amortie. Celle-ci continue à croître mais à un rythme plus faible, comparativement aux phases 1 et 2, avec une tendance à la stabilité à la fin de cette phase. Le même comportement est enregistré durant la phase 4. La variation de la déformation de

la bielle comprimée durant les quatre phases est respectivement de 92 %, 49 %, 20 % et 5 %.

La déformation maximale atteinte est égale à  $1\,827\ \mu\epsilon$  (Tableau 5.7). Elle représente un accroissement de 260 % et un taux de déformation de 91 %.

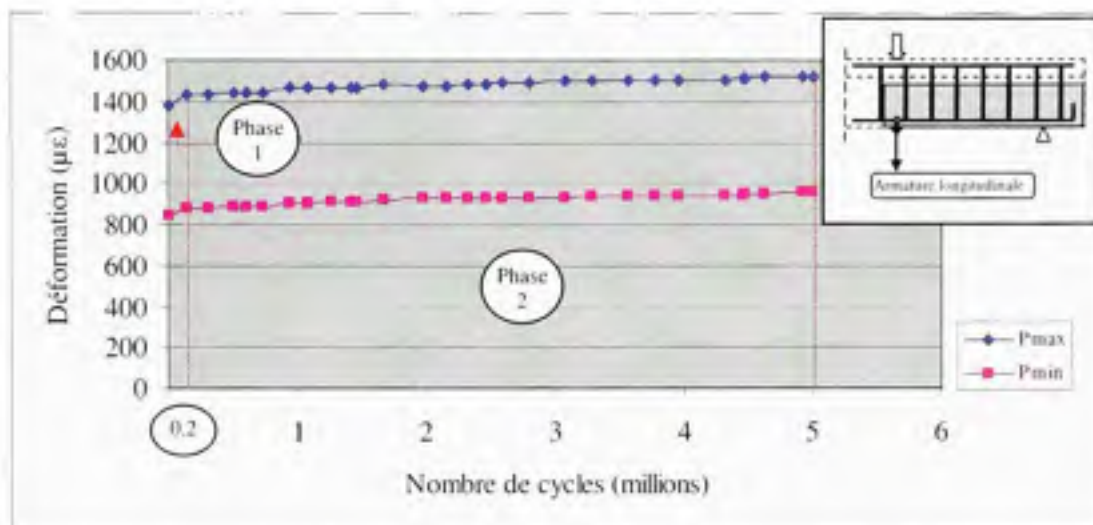


**Figure 5.18** Évolution de la déformation dans la bielle de béton durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.

#### 5.1.4.2 Comportement de l'armature longitudinale

L'évolution de la déformation de traction de l'armature longitudinale est montrée à la figure 5.19. Globalement, deux phases principales distinguent cette évolution. Durant la première phase, d'une manière similaire au comportement de la bielle de béton (Figure 5.18), l'armature longitudinale subit une augmentation rapide et importante de sa déformation. La phase 2 est caractérisée par une succession de périodes stables et d'augmentation et ce jusqu'à la fin de l'essai. La variation de la déformation durant les deux phases est respectivement de 4 % et de 6 %.

La déformation maximale est égale à  $1518 \mu\epsilon$  (Tableau 5.7). Elle représente un accroissement de 10 % et un taux de déformation de 61 %.

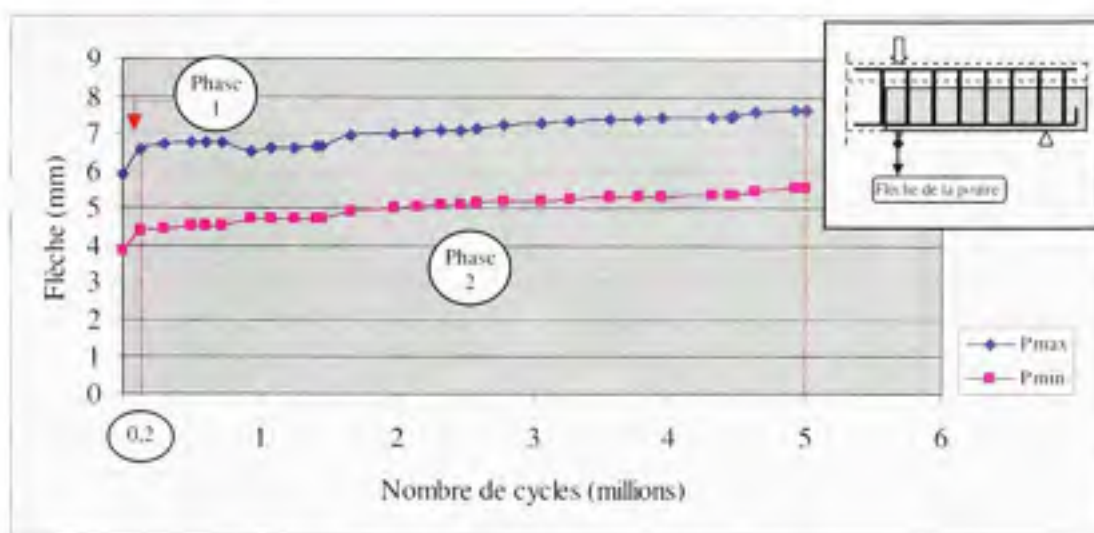


**Figure 5.19** *Évolution de la déformation dans l'armature longitudinale durant l'essai de fatigue – Spécimen SI-1L.*

#### 5.1.4.3 Évolution de la flèche de la poutre

La figure 5.20 montre l'évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue. Cette évolution passe par deux phases. La phase 1 est caractérisée par une augmentation rapide et importante de la flèche au même titre que la bielle de béton (Figure 5.18) et l'armature longitudinale (Figure 5.19). Durant la phase 2 et jusqu'à la fin de l'essai, l'évolution de la flèche passe successivement de périodes d'accroissement à des périodes stables. À noter que durant cette phase, le creux formé dans la courbe de la flèche sous  $P_{max}$  est certainement attribuable à un dysfonctionnement de l'instrument de mesure qu'à un comportement réel de la poutre, étant donné que sous la charge  $P_{min}$  l'événement en question n'apparaît pas. La variation de la flèche durant les deux phases est respectivement de 11 % et de 17 %.

La flèche maximale atteinte est égale à 7,66 mm (Tableau 5.7). Elle représente un accroissement de 30 %.



**Figure 5.20** *Évolution de la flèche de la poutre durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.*

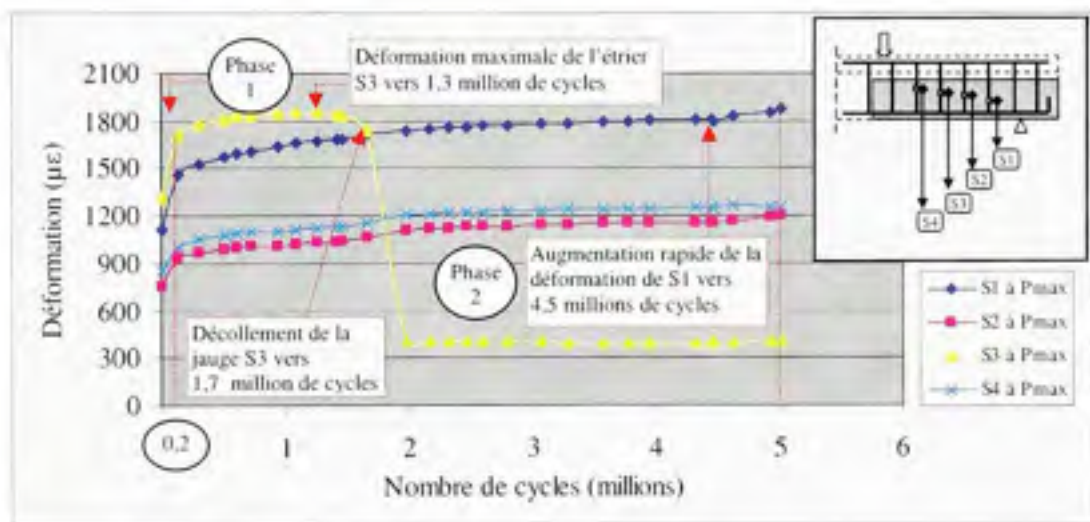
#### 5.1.4.4 Comportement de l'armature transversale

L'évolution de la déformation de traction des quatre étriers S1 à S4 est présentée à la figure 5.21. Globalement, deux phases principales régissent cette évolution. Durant la phase 1, les déformations de l'ensemble des étriers augmentent rapidement. Dès le début de l'essai, la fissuration du béton interceptant l'ensemble des étriers explique l'augmentation rapide de leurs déformations avec l'augmentation de l'ouverture des fissures<sup>22</sup>. Cependant, ce sont les zones des étriers S3 et S1 qui subissent les plus fortes sollicitations comparativement aux étriers S4 et S2. Au début de la phase 2, la déformation de l'ensemble des étriers continue à augmenter mais à un rythme moins important que celui enregistré pendant la première phase. Malheureusement, la jauge mesurant les déformations de l'étrier S3 s'est décollée vers 1,7 million de cycles comme l'indique la figure 5.21. Le reste des étriers continuent d'enregistrer des périodes d'accroissement de leur déformation excepté l'étrier S4 qui enregistre un léger repli de sa déformation vers la fin de l'essai. La variation des déformations des étriers durant les deux phases est respectivement pour S3 de 30 %

<sup>22</sup> La présence des fissures a été déduite à partir du comportement des étriers montré à la figure 5.21.

et de 8 %<sup>23</sup>, pour S1 de 31 % et de 28 %, pour S4 de 18 % et de 25 % et pour S2 de 24 % et de 29 %.

La plus haute déformation atteinte est celle de l'étrier S1. Cette déformation maximale est égale à 1 870  $\mu\epsilon$  (Tableau 5.8). Elle représente un accroissement de 68 % et un taux de déformation de 72 %.



**Figure 5.21** *Évolution de la déformation des étriers durant l'essai de fatigue - Specimen S1-1L.*

#### 5.1.4.5 Comportement du renfort CFRP

L'évolution de la déformation du renfort aux positions instrumentées CFRP1 à CFRP4 est indiquée à la figure 5.22<sup>24</sup>. Globalement, deux phases principales régissent cette évolution. Durant la phase 1, comme pour les étriers S3 et S1 (Figure 5.21), les positions les plus sollicitées sont les positions 3 et 1. La position 2 n'a subi qu'une légère augmentation alors que la position 4 a enregistré un léger repli. La présence des fissures dans le béton et

<sup>23</sup> La variation de la déformation de l'étrier S3 durant la phase 2 est calculée en fonction de la valeur du début de cette phase et la plus haute valeur atteinte à 1,3 million de cycles (Figure 5.21).

<sup>24</sup> Les courbes de l'évolution des déformations aux positions CFRP1 et CFRP3 ont été volontairement arrêtées car par la suite celles-ci affichaient des valeurs négatives.

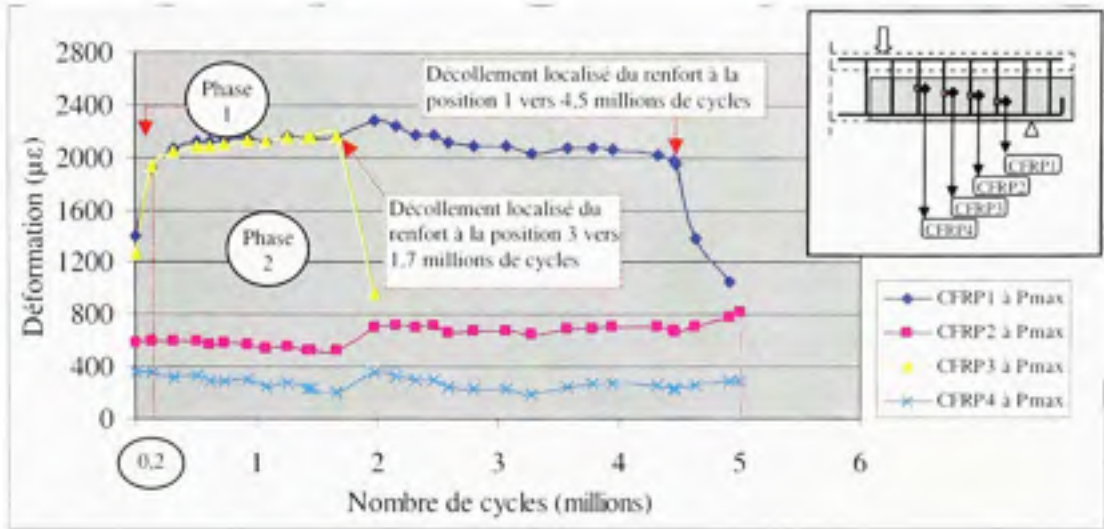
l'augmentation de leurs ouvertures expliquent l'accroissement rapide des déformations du renfort aux positions 3 et 1. La stabilité de la position 2 et même la légère diminution de la déformation à la position 4 montrent que le renfort à ces endroits est situé au dessous des fissures et de ce fait semble être isolé. À la phase 2, deux principaux événements ont caractérisé cette période. Au cycle 1,7 million, un décollement localisé du renfort c'est produit à la position 3 (Figure 5.23.a). C'est l'événement qui explique qu'au même moment, la jauge mesurant les déformations de l'étrier S3 s'est décollée soudainement suite à un transfert rapide d'un grand effort vers l'étrier en question (Figure 5.21). Au même moment, un accroissement rapide de la déformation est enregistré dans le reste des positions du renfort (Figure 5.22). Le deuxième événement s'est produit vers 4,5 millions de cycles où le renfort à la position 1 a subi à son tour un décollement localisé (Figure 5.23.b), ce qui a provoqué au même moment un accroissement rapide de la déformation dans l'étrier S1 (Figure 5.21) et aux positions 2 et 4 (Figure 5.22). La variation de la déformation du renfort durant les deux phases est respectivement pour CFRP1 de 37 % et de 20 %, pour CFRP2 de 5 % et de 35 %, pour CFRP3 de 53 % et de 13 % et pour CFRP4 de -1 % et de -20 %<sup>25</sup>.

Les déformations maximales du renfort sont celles des positions CFRP3 et CFRP1. Elles sont respectivement égales à 2 167  $\mu\epsilon$  et 2 288  $\mu\epsilon$  (Tableau 5.9). Elles représentent respectivement un accroissement de 72 % et de 60 % et un taux de déformation respectivement de 14 % et de 15 %.

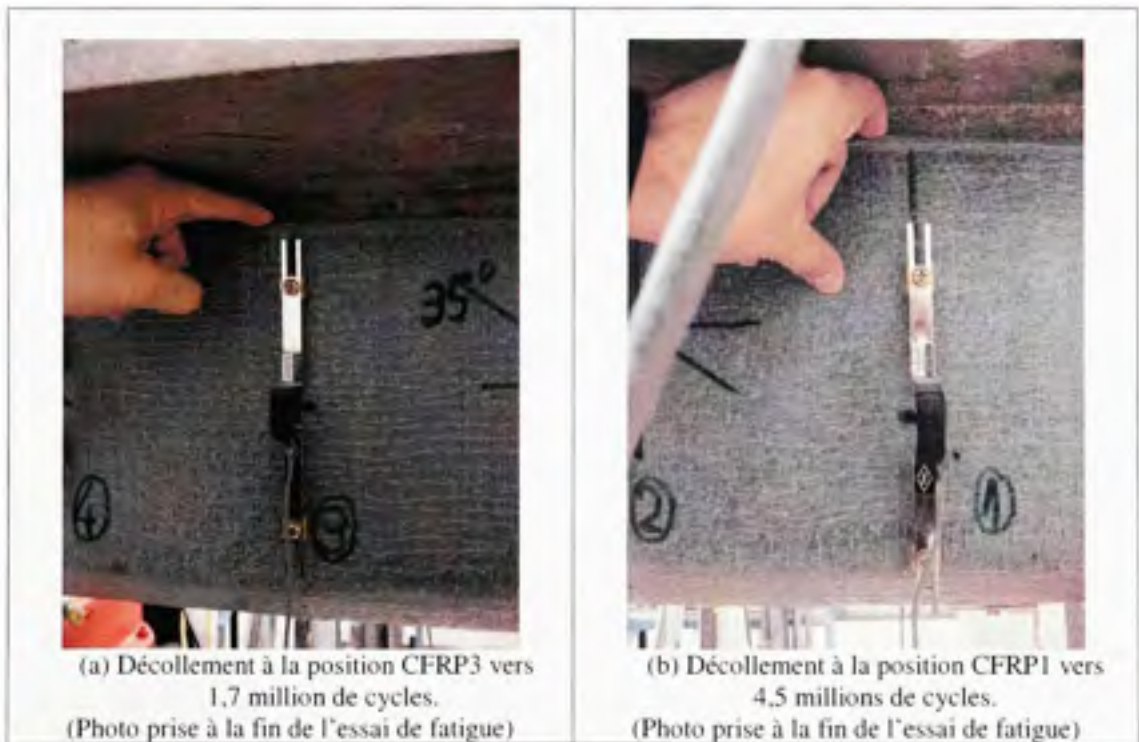
---

<sup>25</sup> Les variations de déformation pour CFRP1 à CFRP3 sont calculées en fonction de la valeur du début de la phase et de la plus haute valeur atteinte dans la même phase. La variation de la déformation pour CFRP4 est calculée en fonction de la valeur de début et de fin de phase.





**Figure 5.22** *Évolution des déformations du renfort CFRP durant l'essai de fatigue – Spécimen S1-1L.*



**Figure 5.23** *Décollement localisé du renfort CFRP – Spécimen S1-1L.*

## 5.2 Analyse des résultats expérimentaux sous charges statiques

### 5.2.1 Spécimen S0-0L

Le tableau 5.10 présente les résultats du test statique du spécimen S0-0L. Au moment de la rupture, la charge maximale atteinte est égale à 145 kN<sup>26</sup>. La déformation maximale de la bielle, égale à 210  $\mu\epsilon$ , représente 11 % de la limite en compression du béton. La déformation maximale de l'armature longitudinale est égale à 875  $\mu\epsilon$ , ce qui représente 35 % de sa limite élastique.

Tableau 5.10

Résultats du test statique – Spécimen S0-0L

	Bielle de béton	Armature longitudinale	Flèche
Charge de rupture (kN)	JBB ( $\mu\epsilon$ )	( $\mu\epsilon$ )	(mm)
<b>145</b>	201	875	3.9

Au moment de la rupture, le seul signe d'endommagement visible est la formation d'une seule fissure (Figure 5.24.a et 5.24.b). Celle-ci forme un angle moyen de 32° avec l'horizontal. Elle a été initiée dans l'âme de la poutre peu de temps avant que la charge de rupture ne soit atteinte. Elle s'est propagée par la suite de part et d'autre de ses extrémités vers l'appui et vers la table de compression. Un mode de rupture secondaire s'est caractérisé par l'écrasement du béton au voisinage de l'appui (Figure 5.24.c).

La figure 5.25 montre l'évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre. On remarque que le comportement général passe par deux phases. La première est purement élastique alors que la seconde est élasto-plastique. Cette dernière phase est le signe d'un comportement plutôt ductile de la poutre.

<sup>26</sup> À noter que la charge théorique ultime  $P_u$  est égale à 102 kN (Tableau 3.3). Ce qui revient à dire que le calcul de l'effort tranchant, qui a conduit au calcul de  $P_u$ , est basé sur une approche conservatrice.

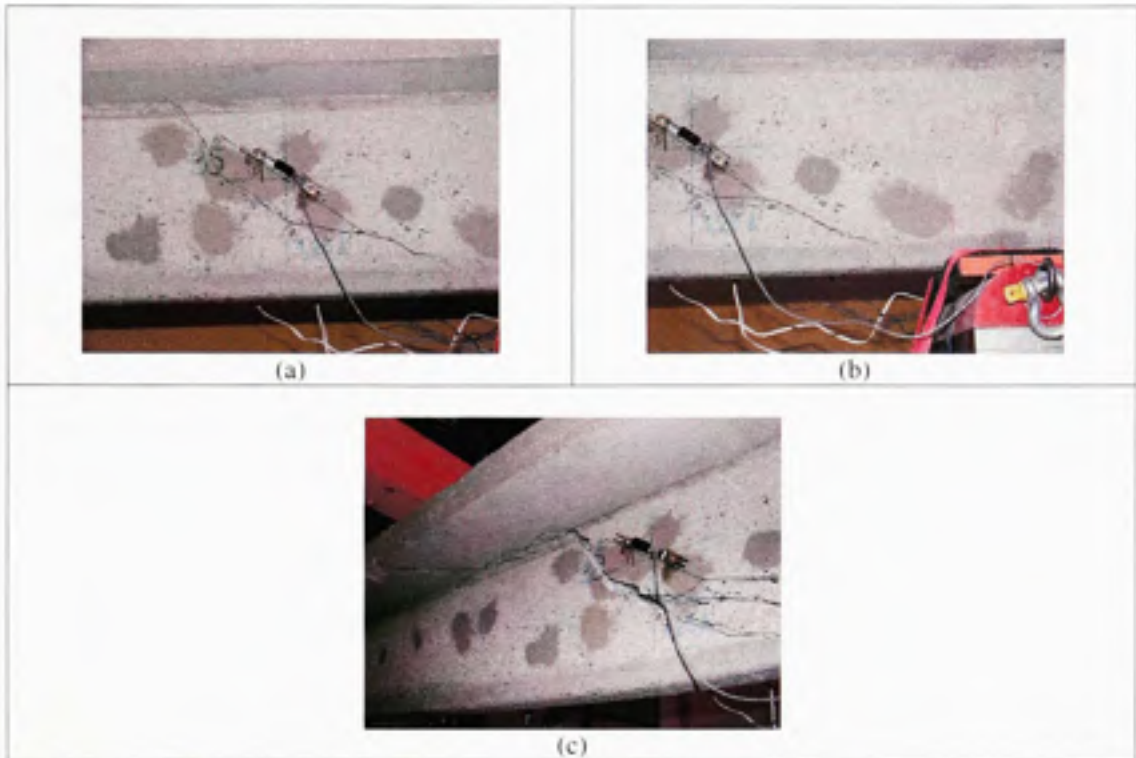


Figure 5.24 Modes de rupture – Spécimen S0-0L.

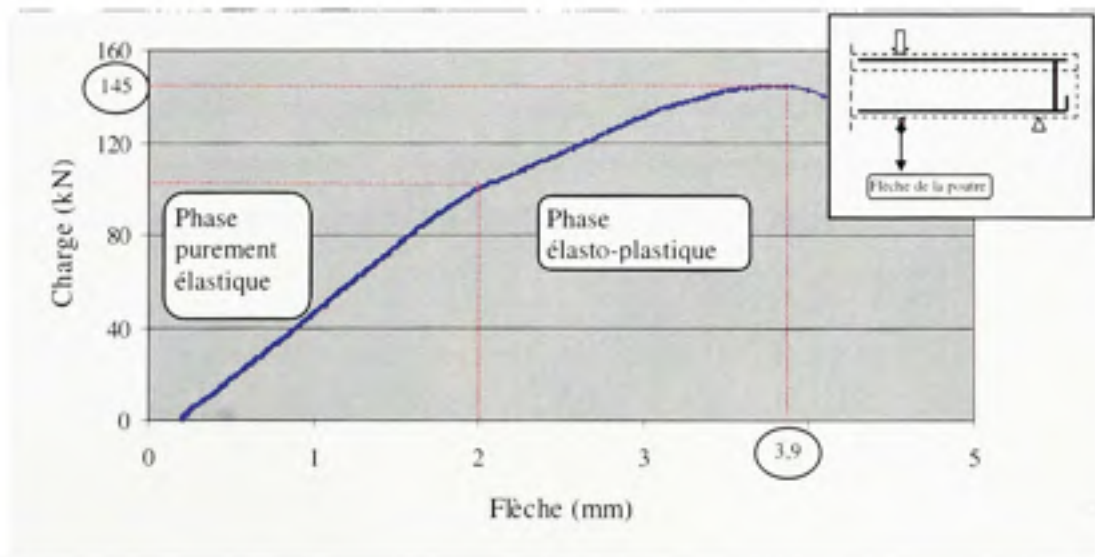


Figure 5.25 Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S0-0L.

### 5.2.2 Spécimen S0-1L

Les résultats du test statique du spécimen S0-1L sont présentés au tableau 5.11. Au moment de la rupture, la charge atteint 199 kN<sup>27</sup>. La déformation correspondante enregistrée dans la jauge *JBB-surface*<sup>28</sup> est égale à 307  $\mu\epsilon$ ; ce qui représente 15 % de la compression limite du béton. La déformation de l'armature longitudinale, égale à 1 409  $\mu\epsilon$ , représente 56 % de la limite élastique de l'acier d'armature longitudinale. À la position 1, endroit où le renfort est le plus sollicité, la déformation maximale atteint 2 450  $\mu\epsilon$ , ce qui représente 16 % de la déformation ultime du renfort.

Tableau 5.11

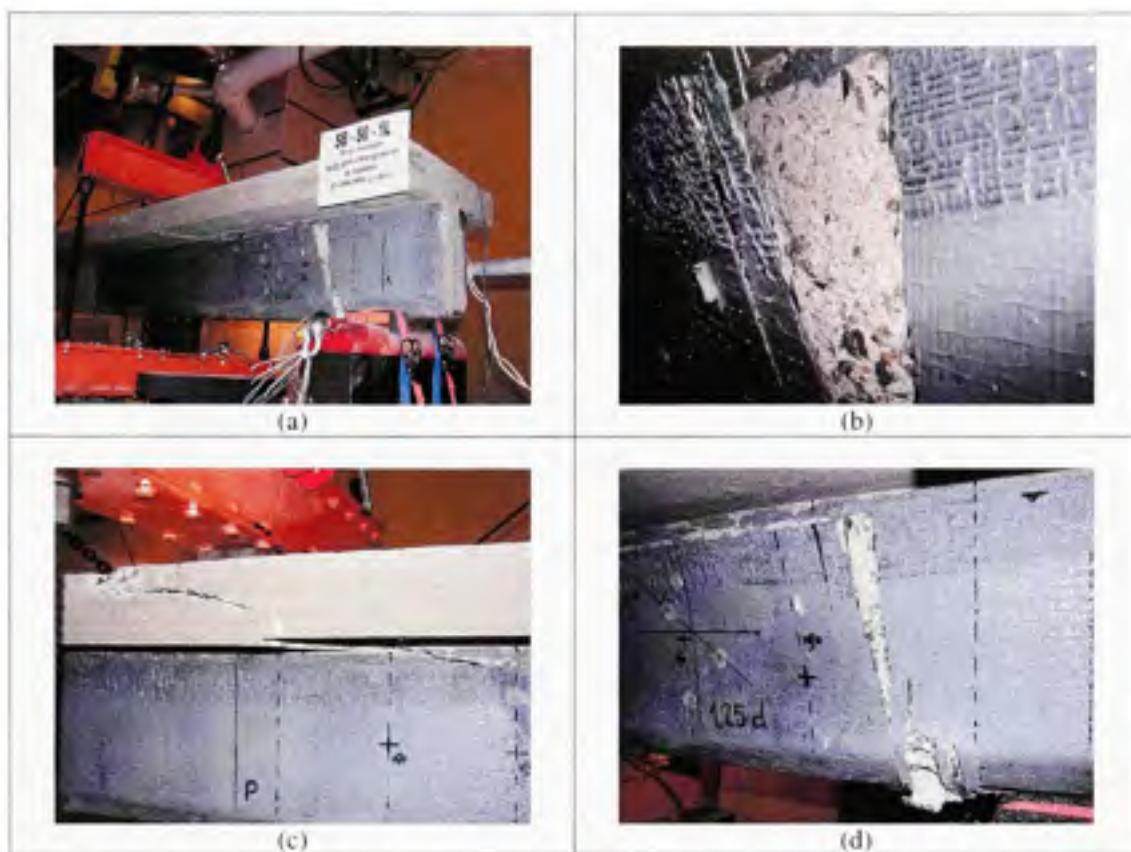
Résultats du test statique – Spécimen S0-1L

Charge de rupture (kN)	Renfort CFRP				Bielle de béton	Armature longitudinale	Flèche
	$\epsilon_{CFRP_1}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_2}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_3}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_4}$ ( $\mu\epsilon$ )	JBB-surface ( $\mu\epsilon$ )	( $\mu\epsilon$ )	(mm)
<b>199</b>	2 450	420	415	67	307	1 409	6.2

Le mode de rupture est caractérisé par la fracture du renfort suivant la verticale, suivie d'une délamination et accompagnées d'une propagation de la seule fissure principale – inclinée de 26° – vers la table de compression (Figures 5.26.a, 5.26.b et 5.26.c).

<sup>27</sup> À noter que la charge théorique ultime  $P_u$  est égale à 207 kN (Tableau 3.3), valeur très proche de celle de la charge de rupture (199 kN).

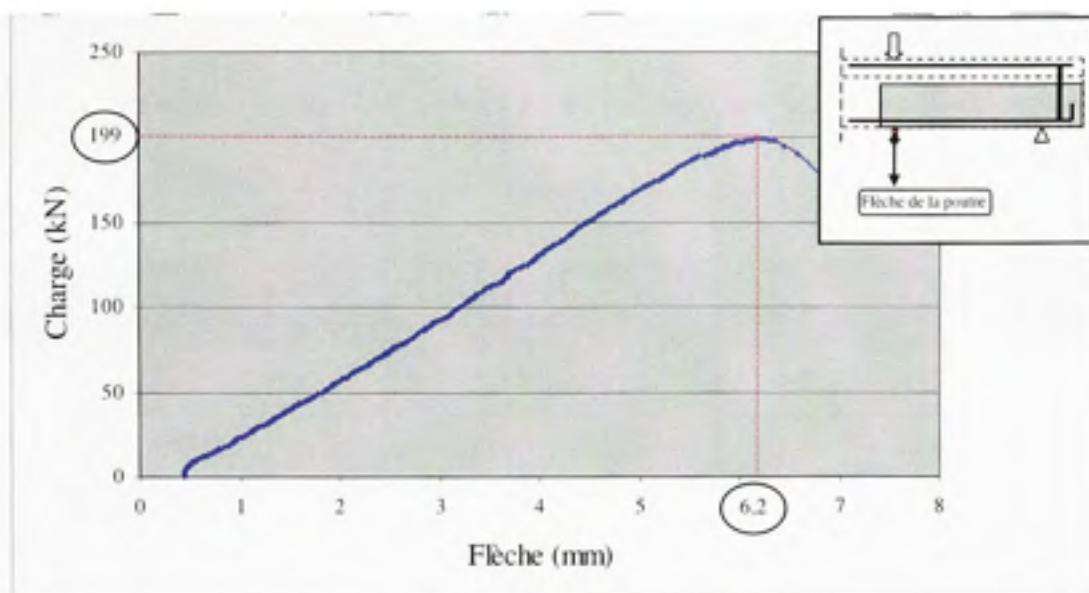
<sup>28</sup> La déformation de compression enregistrée via la jauge *JBB-surface* (Figure 5.7) donne uniquement une approximation de la déformation réelle de la bielle de béton. Celle-ci devrait être plus élevée que 307  $\mu\epsilon$ .



**Figure 5.26** Modes de rupture – Spécimen S0-1L.

Au niveau du chanfrein, une concentration de contraintes près de l'appui a pulvérisé le béton; s'en est suivie une fracture du renfort à cet endroit (Figure 5.26.d). Ceci constitue un mode de rupture secondaire.

La figure 5.27 montre l'évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre. Contrairement au spécimen sans renfort S0-0L (Figure 5.25), on remarque que pour le spécimen avec renfort S0-1L, l'évolution du chargement est quasi linéaire, signe d'un comportement purement élastique. On déduit que le renfort a modifié le comportement non linéaire de la poutre en un comportement linéaire et fragile; cette modification est d'autant plus marquée du fait de l'inexistence d'étriers.



**Figure 5.27** *Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Specimen S0-1L.*

### 5.2.3 Spécimen S1-0L

Le tableau 5.12 présente les séquences de rupture du spécimen S1-0L pendant l'essai statique. L'étrier S3 est le premier à plastifier à 231 kN<sup>29</sup> suivi de près par l'étrier S1 à 243 kN. Plus loin, à une deuxième phase, c'est autour de l'étrier S2 de se plastifier à 302 kN puis S4 à 329 kN et l'armature longitudinale à 334 kN. La rupture totale s'est produite à 390 kN.

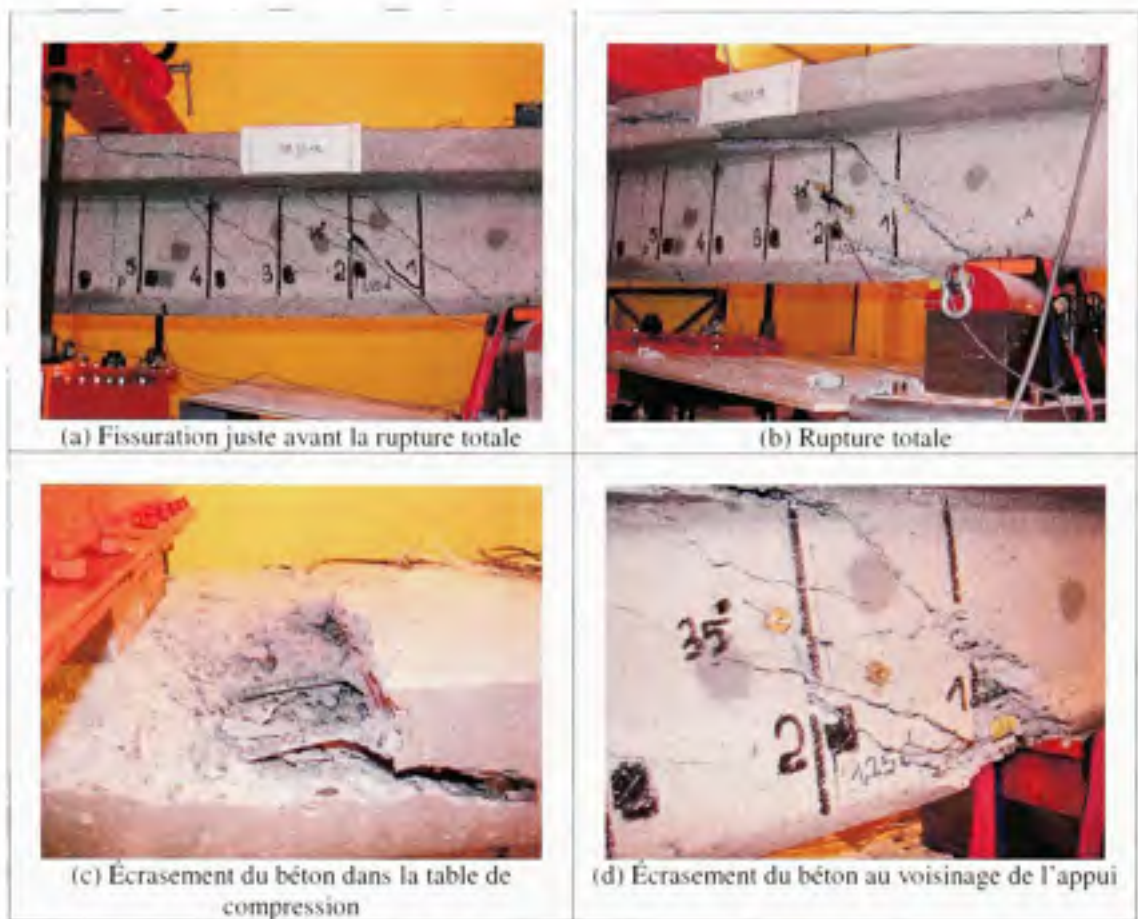
<sup>29</sup> À noter que la charge théorique ultime  $P_u$  est égale à 218 kN (Tableau 3.3), valeur très proche de celle de la charge de plastification de S3 (231 kN).

Tableau 5.12

Résultats du test statique et séquence de rupture – Spécimen S1-0L

Séquence de rupture	Remarque	Charge (kN)	Armature transversale				Bielle de béton ( $\mu\epsilon$ )	Armature longitudinale ( $\mu\epsilon$ )	Flèche (mm)
			$\epsilon_{s_1}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{s_2}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{s_3}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{s_4}$ ( $\mu\epsilon$ )			
1	Plastification de S3	231	2 448	1 623	<u>2 600</u>	1 716	468	1 724	8,2
2	Plastification de S1	243	<u>2 600</u>	1 772	2 777	1 784	475	1 812	8,4
3	Plastification de S2	302	5 621	<u>2 604</u>	4 541	2 249	584	2 273	11,4
4	Plastification de S4	329	13 075	3 017	7 140	<u>2 603</u>	699	2 431	11,6
5	Plastification de l'armature longitudinale	334	15 169	3 100	7 900	2 710	718	<u>2 506</u>	11,9
Rupture totale	-	<u>390</u>	9 179	9 362	6 227	6 139	1 196	8 094	17,4

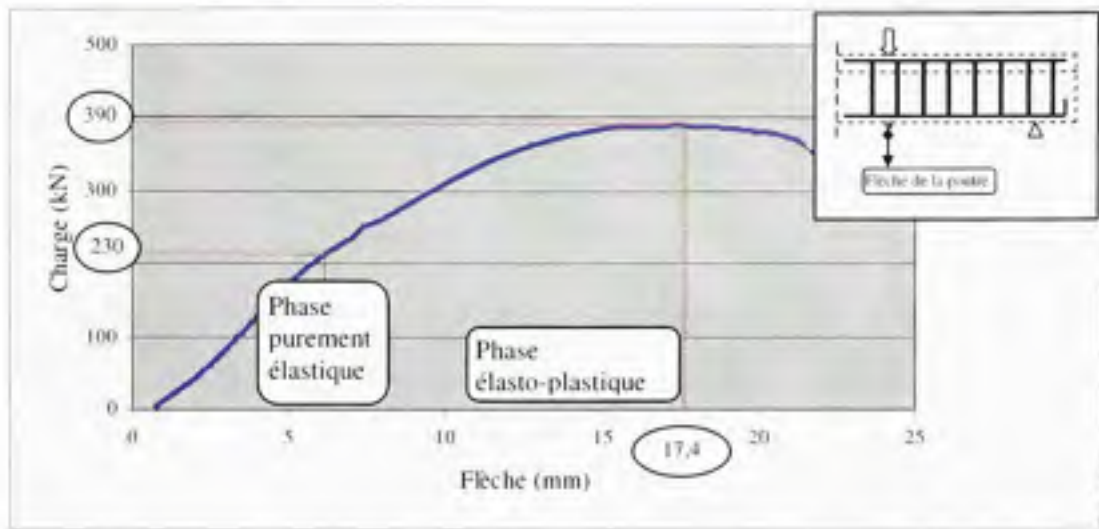
Le premier mode de rupture est la plastification progressive de l'armature transversale. Juste avant la rupture totale, une fissuration diffuse sur l'âme de la poutre s'est créée (Figure 5.28.a). Au moment de la rupture totale (Figure 5.28.b), la fissure principale – inclinée d'un angle de  $36^\circ$  – s'est propagée rapidement de part et d'autre de ses extrémités; s'en est suivi un écrasement du béton dans la table de compression et au voisinage de l'appui (figure 5.28.c et 5.28.d). Ceci constitue un mode de rupture secondaire.



**Figure 5.28** Modes de rupture – Spécimen S1-0L.

La figure 5.29 présente l'évolution du chargement durant l'essai statique en fonction de la flèche. Comme pour le spécimen de contrôle S0-0L (Figure 5.25), également dépourvu de renfort, le comportement général du spécimen S1-0L passe par deux phases. La première phase est élastique et la seconde est élasto-plastique. On remarque que la phase élasto-plastique est plus arrondie dans le spécimen S1-0L. C'est principalement le comportement de l'armature transversale qui, suite à la plastification successive des étriers initiée à 231 kN (Tableau 5.7), dicte ce comportement d'avantage ductile de la poutre.





**Figure 5.29** *Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S1-0L.*

#### 5.2.4 Spécimen S1-1L

Le tableau 5.13 présente les séquences de rupture du spécimen S1-1L pendant l'essai statique. La séquence de rupture a été initiée par la plastification de l'étrier S3<sup>30</sup> puis S1 vers 312 kN<sup>31</sup>, suivi par l'écrasement de la bielle de béton à 335 kN puis la plastification de l'armature longitudinale à 368 kN. La rupture totale s'est produite à 392 kN alors que les étriers S4 et S2 n'ont pas atteint leur limite élastique. Le tableau 5.14 indique les déformations du renfort aux positions 1 à 4 correspondantes à la séquence de rupture. Les valeurs négatives – indiquant une compression – de CFRP1 et CFRP3 ont été initiées pendant l'essai de fatigue. La déformation de la position CFRP2 a augmenté continuellement avec le chargement. Au moment de la rupture totale, celle-ci atteint 984  $\mu\epsilon$ , ce qui représente 13 % de la déformation ultime du renfort CFRP.

<sup>30</sup> L'affirmation de la plastification de l'étrier S3 est uniquement une déduction, car la jauge servant à mesurer les déformations de celle-ci s'est décollée lors de l'essai de fatigue. Avant le décollement de la dite jauge, la déformation de S3 était plus importante que la déformation de S1.

<sup>31</sup> À noter que la charge théorique ultime  $P_u$  est égale à 324 kN (Tableau 3.3), valeur très proche de celle de la charge de plastification de S3 et S1 (312 kN).

Tableau 5.13

Résultats du test statique et séquence de rupture – Spécimen S1-1L

Séquence de rupture	Remarque	Charge (kN)	Armature transversale				Armature longitudinale	Bielle de béton	Flèche
			$\epsilon_{s_1}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{s_2}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{s_3}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{s_4}$ ( $\mu\epsilon$ )	( $\mu\epsilon$ )	( $\mu\epsilon$ )	(mm)
1	Plastification de S1'	312	<u>2 610</u>	1 000	**	605	1 939	1 627	10,3
2	Écrasement de la bielle	335	3 529	1 362	**	625	2 105	<u>2 004</u>	11,4
3	Plastification de l'armature longitudinale	368	8 828	1 794	**	642	<u>2 500</u>	2 931	13,1
Rupture totale	-	<u>392</u>	10 237	2 456	**	653	6 613	4 261	15,3

(\*) Plastification supposée de S3 également. (\*\*) Données non disponibles du fait du décollement de la jauge lors de l'essai de fatigue.

Tableau 5.14

Déformations dans le renfort CFRP correspondantes à la séquence de rupture – Spécimen S1-1L

Séquence de rupture	Renfort CFRP			
	$\epsilon_{CFRP_1}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_2}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_3}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{CFRP_4}$ ( $\mu\epsilon$ )
1	-401	923	-4 515	258
2	-852	1 304	-8 299	250
3	-6 499	1 766	-9 866	221
Rupture totale	-15 820	1 984	-12 666	133

Le premier mode de rupture a été initié par la plastification d'une partie seulement des étriers à un niveau de chargement plus élevé comparativement au spécimen S1-0L. Au

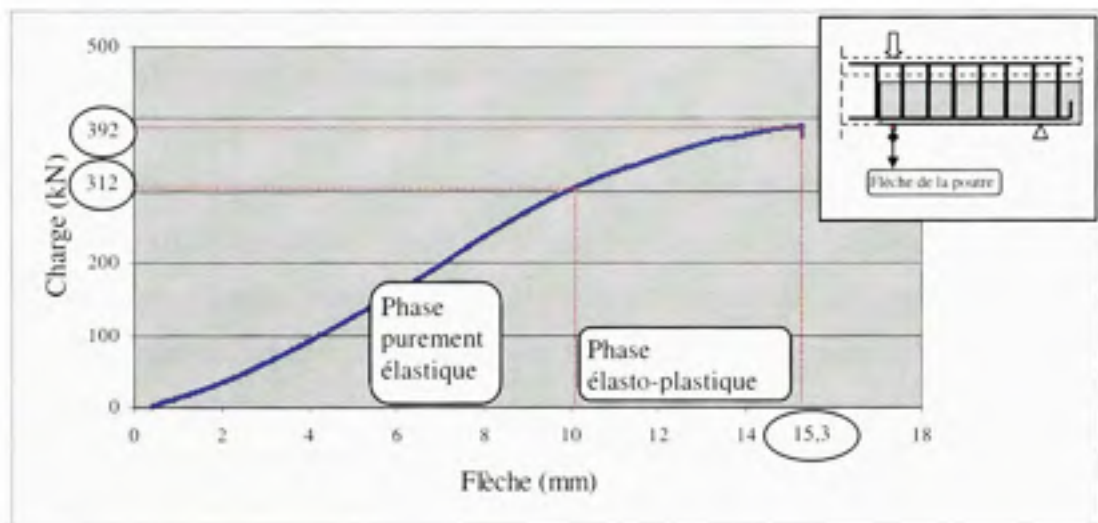
moment de la rupture totale, le second mode de rupture s'est soldé par la fracture verticale du renfort suivie d'une délamination et la propagation simultanée de la fissure principale – inclinée de  $45^\circ$  – initiée par l'écrasement de la bielle de béton (Figure 5.30.a et 5.30.b). Dans le prolongement de la fissure principale, le béton s'est pulvérisé par écrasement dans la table de compression (Figure 5.30.c). Aussi, à l'endroit de la fracture principale du renfort (Figure 5.30.d), une concentration de contrainte au niveau du chanfrein a pulvérisé le béton; s'en est suivi une fracture localisée du renfort.



**Figure 5.30** Modes de rupture – Spécimen S1-1L.

La figure 5.31 montre l'évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre. Contrairement au spécimen sans renfort S1-0L (Figure 5.31), on remarque que pour le

spécimen avec renfort S1-1L, l'évolution du chargement est globalement linéaire, signe d'un comportement plutôt élastique. Cependant, on remarque une légère courbure à partir de 312 kN, moment où la plastification des étriers S1 et S3 s'est produite et plus loin la plastification de l'armature longitudinale à 368 kN (Tableau 5.8). On remarque que cette dernière particularité est inexistante dans le comportement du spécimen dépourvu d'armature transversale S0-1L (Figure 5.27). On déduit que le renfort a modifié le comportement ductile de la poutre en un comportement fragile. Cependant, la présence de l'armature transversale contribue à apporter une certaine ductilité au comportement global de la poutre mais cette contribution est mineure.



**Figure 5.31** *Évolution de la charge en fonction de la flèche de la poutre durant le test statique – Spécimen S1-1L.*

## CONCLUSION

À travers les investigations théoriques puis expérimentales, le but principal de ce projet de recherche était de contribuer au développement des connaissances entourant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP vis-à-vis des sollicitations de fatigue. Plus spécifiquement, les objectifs fixés étaient de définir :

- Les réactions mais aussi les interactions que développent en cisaillement les différents composants, à savoir : le béton, l'armature transversale et longitudinale et le renfort FRP vis-à-vis des sollicitations de fatigue.
- L'apport du renfort FRP dans le comportement en cisaillement des poutres en béton armé vis-à-vis des sollicitations de fatigue.

Le volet théorique a permis d'identifier les mécanismes et les paramètres d'influence majeure du comportement en cisaillement des poutres en BA renforcées de matériaux composites sous charges statiques. Les modèles de calcul de l'effort tranchant ont été exposés ainsi que les théories et principes sur lesquels ces modèles de calcul ont été établis. Cela a permis d'aborder et de cerner les énoncés des différentes normes et codes relatifs au calcul de la résistance à l'effort tranchant.

Concernant le comportement des poutres en BA renforcées de composites vis-à-vis des sollicitations de fatigue, la revue de la littérature a permis de constater que peu d'études ont été consacrées à ce sujet, si bien que les normes ne fournissent pas d'outils pour vérifier l'état limite de fatigue. Parmi ces études, la plupart ont été consacrées au comportement en flexion et très peu en cisaillement. Cependant, l'enseignement principal qui ressort de ces études est la rupture par fatigue des aciers d'armature qui constitue donc le premier mode de rupture. Le décollement du renfort peut être un second mode de rupture si aucun ancrage à ses extrémités n'est prévu. Ainsi les deux paramètres choisis pour conduire la présente étude sont : (i) le taux de l'armature transversale et (ii) le taux du renfort. Sur cette base, un plan

d'expérience factoriel complet a été établi. Ainsi, la série des spécimens de l'étude est constituée de quatre poutres :

- Deux poutres de contrôles dépourvues d'armature transversale, la première non renforcée (S0-0L) et la seconde renforcée avec une nappe de tissu CFRP (S0-1L);
- deux poutres munies d'armature transversale, la première non renforcée (S1-0L) et la seconde renforcée avec une nappe de CFRP (S1-1L).

La capacité ultime théorique  $P_u$  de chaque spécimen a été calculée à partir de l'effort tranchant fourni par les normes et codes notamment canadiennes, américaines et européennes. Cependant, c'est la charge  $P_u$  calculée à partir des normes Eurocode2-05/fib TG9.3-01 qui est retenue. Les niveaux de chargement ont été calculés à partir de la charge de service estimée, égale à 50 % de  $P_u$ , à laquelle est appliqué le coefficient de majoration dynamique CMD.

Le volet expérimental a permis de dresser les constatations et les conclusions suivantes :

### **Essai de fatigue**

- L'ensemble des spécimens n'ont pas subi de rupture par fatigue durant 5 millions de cycles, pourtant sollicités à des niveaux de chargement élevés. Cependant, le spécimen S1-1L a subi deux décollements localisés du renfort, initiés à son extrémité verticale. De plus, les déformations de l'ensemble des composants, à savoir : le béton, l'armature longitudinale et transversale et le renfort CFRP ont atteint des niveaux élevés; particulièrement la bielle de béton qui a enregistré un taux de déformation égal à 91 %.
- Pour l'ensemble des spécimens, la plus importante augmentation des déformations – de tous les composants – et de la flèche de la poutre s'est produite durant les premiers cycles de chargement. Cependant, l'augmentation de la déformation dans la

bielle de béton est restée relativement importante pendant le reste de l'essai de fatigue pour l'ensemble des spécimens.

- L'interaction Béton-CFRP est gouvernée par le comportement à l'interface. Le renfort limite les déformations superficielles du béton et l'ouverture des fissures alors qu'il ne semble pas influencer le comportement de la bielle comprimée.
- Le renfort, de part sa rigidité élevée, comparativement à celle de l'acier d'armature transversale, absorbe une grande part d'énergie. En se libérant soudainement à cause du décollement du renfort, cette énergie est transmise instantanément à l'armature transversale.
- Le décollement s'est produit non pas à cause d'un mauvais contact à l'interface Béton-CFRP mais à cause de l'absence d'un système d'ancrage aux extrémités verticales du renfort.
- Au moment du décollement localisé du renfort du spécimen S1-1L durant l'essai de fatigue, les déformations maximales aux positions les plus sollicitées étaient de  $2\,288\ \mu\epsilon$  et  $2\,167\ \mu\epsilon$ . Concernant le spécimen S0-1L, la déformation maximale a atteint  $2\,450\ \mu\epsilon$  au moment de la rupture. Ces niveaux de déformation sont inférieurs aux valeurs des déformations effectives  $\epsilon_e$  proposées par les différentes normes et codes pour le calcul de la contribution du renfort à reprendre l'effort tranchant. En effet, les normes CSA S6-06, ACI 440.2R-02 et *fib*-TG9.3-01 proposent respectivement les déformations effectives suivantes :  $4\,000\ \mu\epsilon$ ,  $4\,000\ \mu\epsilon$  et  $4\,700\ \mu\epsilon$ .

### **Essai statique jusqu'à la rupture**

- Concernant les poutres renforcées, les modes de rupture sont différents selon qu'il s'agit d'une poutre contenant de l'armature transversale ou non. Sans armature transversale, le premier mode de rupture est gouverné par la fracture du renfort suivi de sa délamination alors que pour une poutre contenant de l'armature transversale, c'est la rupture de celle-ci par plastification des étriers qui caractérise le premier mode de rupture.
- Concernant les poutres contenant de l'armature transversale, le renfort a pour rôle de diminuer le niveau de sollicitation dans les étriers. En effet, l'initiation de la rupture par plastification des étriers s'est produite à un niveau de chargement plus élevé dans le cas de la poutre renforcée comparativement à celle non renforcée.
- S'agissant du comportement global de la poutre, le renfort a modifié significativement son comportement non linéaire et ductile en un comportement linéaire et fragile.



## RECOMMANDATIONS

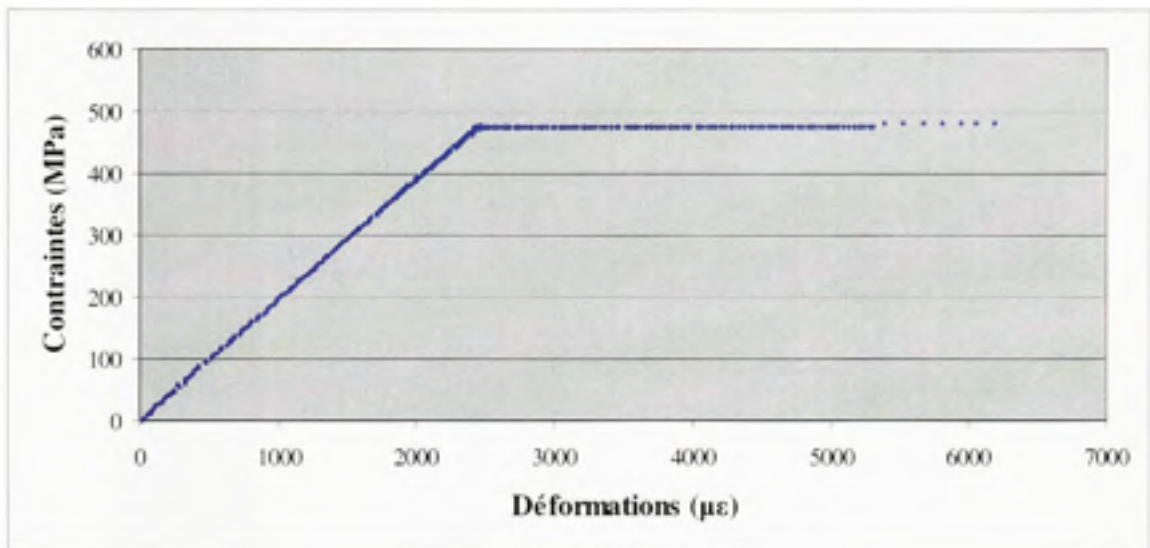
L'enseignement principal qui découle des investigations expérimentales est l'efficacité du renforcement, à l'aide de matériaux composites avancés, à augmenter la résistance en cisaillement des poutres en béton armé vis-à-vis des sollicitations de fatigue en diminuant le niveau de sollicitation dans l'armature transversale. Ceci est un avantage majeur car le premier mode de rupture est la plastification des étriers. Cependant, cette efficacité est subordonnée aux paramètres suivants :

- Un état adéquat du béton ayant une résistance en compression suffisante eu égard au comportement en fatigue de la bielle comprimée.
- Un ancrage adéquat du renfort pour éviter une éventuelle initiation du décollement.
- Un taux minimal d'armature transversale à partir duquel une certaine ductilité du comportement global de la poutre est assurée.
- Une limitation de la déformation effective du renfort  $\varepsilon_{\text{re}}$  dans le cadre de la vérification à l'état limite de fatigue (ELF).

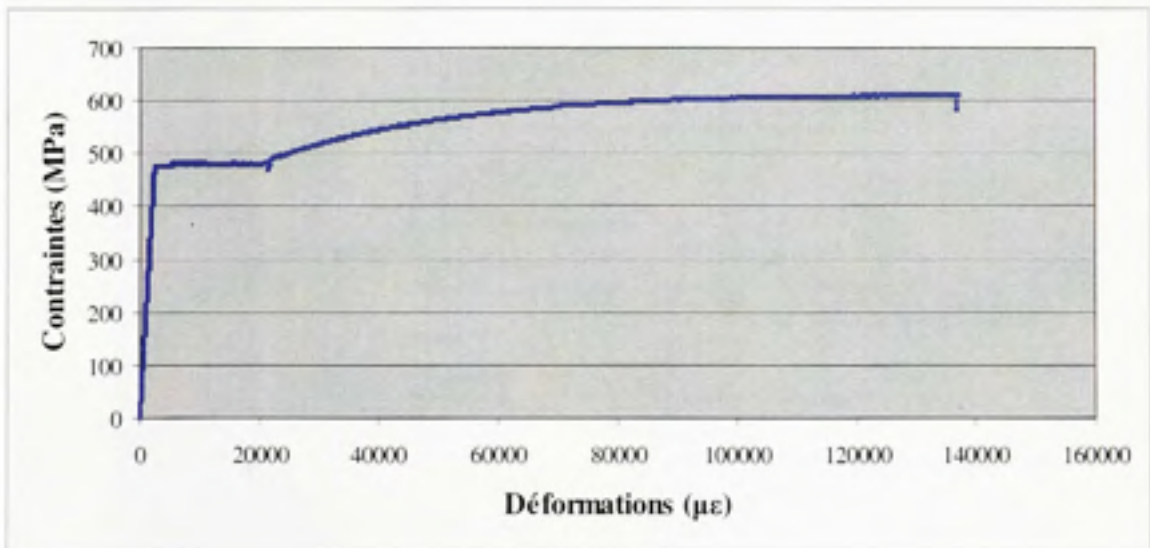
Chaque paramètre mentionné ci-dessus est assujéti à davantage d'investigations afin d'optimiser la technique du renforcement en cisaillement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites avancés.

## ANNEXE I

### CARACTÉRISATION DE L'ACIER D'ARMATURE LONGITUDINALE COMPRIMÉE 10M : ESSAIS EN TRACTION SIMPLE



(a) Jusqu'à la plastification



(b) Jusqu'à la rupture

Courbes contrainte-déformation de l'armature longitudinale comprimée 10M

## ANNEXE II

### FICHE TECHNIQUE DU RENFORT CFRP

Construction

Fiche technique du produit  
Édition 04/2005  
DCC Master Format™ 03 01 30  
SikaWrap Hex 230C

## SikaWrap Hex 230C

Tissu de fibre de carbone  
pour système de renforcement structural

**Description** SikaWrap 230C est un tissu de fibre de carbone unidirectionnelle. Lorsque mis en place par superposition d'épaisseurs de tissu sur la résine d'imprégnation époxyde SikaDur 330 il forme un système de renforcement composite.

**Domaines d'application** Renforcement des structures de béton armé de maçonnerie ou de bois, des éléments structuraux des ponts, des stationnements en hauteur, des installations marines, des cheminées, des silos des tunnels, des réservoirs, des pipelines et autres structures semblables.

#### Augmentation de la charge

- Augmentation de la charge vive dans les entrepôts
- Augmentation du débit de circulation sur les ponts
- Installation d'équipement lourd dans les bâtiments industriels
- Équipement vibrant
- Changement de vocation d'un bâtiment

#### Renforcement sismique

- Colonnes
- Murs de maçonnerie

#### Dommages aux éléments structuraux

- Vieillessement des matériaux de construction
- Impact de véhicule
- Incendie

#### Changements structuraux aux systèmes de construction

- Enlèvement de murs ou de colonnes
- Enlèvement de sections de dalles pour pratiquer des ouvertures

#### Défauts de conception ou de construction

- Renforts insuffisants
- Épaisseur structurale insuffisante

#### Avantages

- Homologué par l'ICBO ER 555E (SikaWrap Hex 230C)
- Tissu léger, idéal pour les endroits exigus
- Superposition d'épaisseurs de tissu
- Employé pour le renforcement en cisaillement, en confinement ou à la flexion
- Souples, s'adaptant facilement autour de formes complexes
- Résistance élevée
- Faible poids
- Non corrosif
- Résistant aux pièces
- Faible impact sur l'esthétique

#### Données techniques

Emballage	SikaDur 330	SikaWrap Hex 230C
	Unité de 5 kg (11 lb)	Rouleau de 910 mm x 45,7 m (24 po x 150 po)
	(Unité de 11 lb (1 po. US))	Rouleau de 365 mm x 45,7 m (12 po x 150 po)
Couleur	Comp. A: Blanc Comp. B: Gris	Noir
Conservation		
Première couche	0,7-1,2 kg/m <sup>2</sup> (0,14-0,24 lb/po <sup>2</sup> )	
Couche intermédiaire	0,5 kg/m <sup>2</sup> (0,10 lb/po <sup>2</sup> )	
Couche de finition	0,5 kg/m <sup>2</sup> (0,10 lb/po <sup>2</sup> )	
Conservation		Réservez 2 ans dans son emballage d'origine non ouvert. Entreposer au sec entre 5° - 25°C (41° - 77°F). Conditionner le produit entre 10° - 24°C (50° - 75°F) avant de l'utiliser. Fissure libre. Entreposer au sec entre 5° - 32°C (41° - 89°F).
Ratio de mélange		A/B = 4/1 en fonction du poids. Se servir de balances pour s'assurer de l'exactitude du ratio de mélange.



**Propriétés de la fibre**

Direction de la fibre primaire	0° (unidirectionnelle)
Résistance en traction	3,45 GPa (5 x 10 <sup>5</sup> lb/pe <sup>2</sup> )
E-Module en traction	230 GPa (33,4 x 10 <sup>6</sup> lb/pe <sup>2</sup> )
Allongement	1,5 %
Densité	1,8 g/cm <sup>3</sup> (0,165 lb/pe <sup>3</sup> )
Poids par unité de surface	230 g/m <sup>2</sup> (6,6 oz/yd <sup>2</sup> )

**Propriétés du tissu mûri et imprégné avec l'époxyle Sikadur 330**

Après une cure standard à 21° - 24°C (70° - 75°F) / 5 jours

	Valeur moyenne <sup>1</sup>	Valeur de conception <sup>2</sup>	Méthode d'essai
	MPa (lb/pe <sup>2</sup> )	MPa (lb/pe <sup>2</sup> )	ASTM
Résistance en traction <sup>3</sup>	894 (1,28 x 10 <sup>5</sup> )	715 (1,04 x 10 <sup>5</sup> )	D3039
Module en traction <sup>3</sup>	65432 (9,48 x 10 <sup>7</sup> )	61212 (8,86 x 10 <sup>7</sup> )	D3039
Allongement à la rupture <sup>3</sup>	1,33 (1,33)	1,09 (1,09)	D3039
60°C (140°F) - Résistance en traction	814 (1,18 x 10 <sup>5</sup> )	703 (1,02 x 10 <sup>5</sup> )	D3039
60°C (140°F) - Module en traction	67450 (9,75 x 10 <sup>7</sup> )	59846 (8,69 x 10 <sup>7</sup> )	D3039
60°C (140°F) - Allongement à la rupture %	1,36 (1,36)	1,00 (1,00)	D3039
Résistance à la compression	779 (1,13 x 10 <sup>5</sup> )	668 (9,70 x 10 <sup>4</sup> )	D695
Module élastique en compression	67003 (9,72 x 10 <sup>7</sup> )	63097 (9,23 x 10 <sup>7</sup> )	D695
90° - Résistance en traction	27 (391,7)	23 (330,7)	D3039
90° - Module en traction	5876 (8,53 x 10 <sup>7</sup> )	5562 (7,99 x 10 <sup>7</sup> )	D3039
90° - Allongement à la rupture	0,46 (0,46)	0,40 (0,40)	D3039
Résistance en cisaillement dans un plan +45	63 (914)	56 (812)	D3038
Module en cisaillement dans un plan +45	2960 (4,24 x 10 <sup>7</sup> )	2800 (4,06 x 10 <sup>7</sup> )	D3038
Épaisseur	0,381 mm (0,15 po)	-	-

<sup>1</sup> Valeurs moyennes par série d'essais, toutes les autres valeurs sont basées sur une série d'essais de 5 échantillons<sup>2</sup> Valeur moyenne d'une série d'essais<sup>3</sup> Valeur moyenne mesurée sur l'échantillon**Mode d'emploi****Préparation de la surface**

Préparer la surface par jet de sable ou meulage (CSP-1,4). Éliminer toute la poussière et les résidus désagrégés de la surface avec un aspirateur industriel. La surface doit être propre, exempte de graisse, d'huile et sèche. La teneur maximale d'humidité du substrat doit être  $\leq 4\%$  par poids.

La surface doit être nivelée et ne présenter aucune aspérité ni saillie  $\geq 0,5$  mm (20 mils). Il faut niveler toute irrégularité supérieure en se servant de Sikadur 30, lequel est appliqué du sable séché ou four (ratio de 1:1 en fonction du volume).

La résistance à la traction du substrat devant être amélioré doit être au moins de 1,5 MPa (218 lb/pe<sup>2</sup>). Tous les coins de la structure doivent être arrondis à un rayon de 10 mm (3/8 po).

**Malaxage**

Consulter la fiche technique Sikadur 330 pour de plus amples renseignements sur la résine époxyde.

Prémélanger chacun des composants. Puis mélanger tout l'ensemble, et non en lots séparés.

Verser le composant B dans le contenant du composant A. Mélanger à fond pendant 3 min à faible vitesse (400-600 rpm) au moyen d'un mélangeur à balais, jusqu'à ce que la couleur devienne uniforme. Verser le mélange époxyde dans un contenant propre, puis mélanger à nouveau pendant environ 1 min à faible vitesse, afin d'empêcher le moins d'air possible.

La vie en pot commence au moment du malaxage des deux composants (la résine et le durcisseur). À basse température, la vie en pot est plus longue; à température élevée, plus courte. Plus la quantité de matériau mélangé est grande, plus la vie en pot est courte.

**Application**

Tailler le tissu selon la dimension voulue.

Appliquer ensuite directement sur le substrat préparé le mélange de résine époxyde Sikadur 330 en couvrant de 0,7 à 1,2 kg/m<sup>2</sup> (0,14-0,24 lb/pe<sup>2</sup>), selon le profil de la surface, à l'aide d'une truelle ou d'un pinceau.

Déposer avec soin le tissu dans la résine, dans le sens requis, en prenant soin de porter des gants, puis lisser la surface. Éliminer l'air emprisonné et les irrégularités, en se servant d'un rouleau en plastique pour laminer. Permettre à la résine de passer au travers des nœuds du tissu.

Si plus d'une épaisseur de tissu est requis, appliquer davantage de Sikadur 330 (0,5 kg/m<sup>2</sup> (0,10 lb/pe<sup>2</sup>)) dans les 60 min, à 20°C (68°F), suivant l'application de la couche précédente. Si l'attente dépasse 60 min à 20°C (68°F), attendre 12 h avant de recommencer l'application. Répéter les étapes décrites ci-dessus.





## ANNEXE III

### FICHE TECHNIQUE DE LA COLLE

Construction

Fiche technique du produit  
Edition 04 2005  
DCC Master Format™ 03 01 30  
Sikadur® 330

## Sikadur® 330

Résine d'imprégnation pour les tissus de renforcement

<b>Description</b>	Sikadur 330 est une résine époxyde à double composant, à 100% de matières solides, à haut module et haute résistance, résistant à l'humidité, convenant à particulièrement aux applications véhiculaires et aéronautiques.
<b>Domaines d'application</b>	Sert de résine d'imprégnation avec les systèmes de renforcement structural Sikadur Flex 200 et Sikadur Flex 400. Peut également servir d'apprêt avec Sikadur Flex 1000, Sikadur Flex 1000 ou autres types, afin de favoriser l'adhésion dans les cas de applications aéronautiques ou maritimes.
<b>Avantages</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Longue période de vie en pot</li> <li>■ Temps ouvert prolongé</li> <li>■ Facile à mélanger</li> <li>■ Adhère à l'acier, au béton et haute résistance</li> <li>■ Excellente adhérence au béton, aux métaux, aux carreaux de maçonnerie, au bois et à la plupart des matériaux structuraux</li> <li>■ Particulièrement compatible avec le système Sikadur et très au point expérimentalement pour un système</li> <li>■ Résistance aux températures élevées</li> <li>■ Haute résistance au fluage sous une charge permanente</li> <li>■ Haute résistance à l'abrasion et aux chocs</li> <li>■ Sans solvants et conforme aux réglementations sur les COV</li> </ul>

#### Données techniques

<b>Emballage</b>	Unité de 5 kg (11 lb) (0.6 L) (1 gal. US)	
<b>Couleur</b>	Comp. A : Blanc Comp. B : Gris	
<b>Consommation</b>	0.112 kg/m <sup>2</sup> (0.112 lb/ft <sup>2</sup> )	
<b>Première couche</b>	0.34 kg/m <sup>2</sup> (0.75 lb/ft <sup>2</sup> )	
<b>Couche intermédiaire</b>	0.5 kg/m <sup>2</sup> (1.1 lb/ft <sup>2</sup> )	
<b>Couche de finition</b>	2 mm dans son emballage (origine) ou ouvert. Entreposer au sec, entre 5° - 25°C (41° - 77°F). Conditioner le produit entre 18° - 24°C (64° - 75°F) avant de l'utiliser.	
<b>Conservation</b>	A : B = 4 : 1 en fonction du poids. Se servir de matériel pour s'assurer de l'exactitude du ratio de mélange.	
<b>Ratio de mélange</b>	1.2 kg (2.6 lb) US	
<b>Densité (comp. A + B mélangés)</b>	Préparés à 22°C (72°F) et 50% H.R.	
<b>Viscosité</b>	<b>Valeurs</b>	<b>File libre</b>
<b>Vie en pot, 5 kg (11 lb)</b>	12°C (54°F)	70 min
	25°C (77°F)	30 min
	35°C (95°F)	10 min
<b>Temps ouvert</b>	35°C (95°F)	10 min
<b>Résistance en traction</b>	35 MPa (8500 psi)	
<b>Allongement à la rupture</b>	1.5 %	
<b>E-Module en flexion</b>	3.8 GPa (5.5 x 10 <sup>5</sup> lbpsi)	
<b>Résistance à la déformation thermique</b>	<b>Mouvement</b>	<b>MDT</b>
<b>ASTM D648</b>	7 jours @ 12°C (54°F)	36°C (97°F)
	7 jours @ 22°C (72°F)	47°C (116°F)
	7 jours @ 35°C (95°F)	57°C (137°F)
	7 jours @ 12°C (54°F)	43°C (109°F)

#### Mode d'emploi

##### Préparation de la surface

Préparer la surface par jet de sable ou meulage (CSP 3-4). Enlever toute la poussière de la surface avec un aspirateur industriel. La surface doit être propre, exempte de graisse et d'huile et sèche. Le taux maximal d'humidité du substrat doit être < 6% par poids. La surface doit être nivelée et ne présenter aucune aspérité ni saffle > 0.5 mm (20 mils). Il faut éviter toute imprégnation supplémentaire en se servant de Sikadur 30 jusqu'au stade de surface sèche au bout (ratio de 1:1 par volume). La résistance à la traction du substrat devant être renforcé doit être au moins de 1.5 MPa (218 lbpsi). Tous les coins de la structure doivent être arrondis à un rayon de 10 mm (3/8 po).



<b>Mélange</b>	Prémélanger soigneusement les composants. Plus les angles sont arrondis, et plus les bords sont lisses. Verser le composant B dans le contenant du composant A. Mélanger à fond pendant 3 min à faible vitesse (400-600 rpm) au moyen d'un mélangeur à battant, jusqu'à ce que la couleur devienne uniforme. Verser le mélange épaissi dans un contenant propre, puis mélanger à nouveau pendant environ 1 min à faible vitesse afin d'empêcher le retrait d'air possible. Le mélange doit être appliqué au moment du moulage des deux composants (la résine et le durcisseur) à basse température. Le mélange peut être appliqué à température élevée, plus chaude. Plus la quantité de résine, moulé, est grande, plus le mélange sèche.
<b>Application</b>	Doit le cadre d'une application de SikaWrap Hex 230C ou de SikaWrap Hex 450G par superposition (c'est-à-dire, de base, dalle et bords) selon la dimension voulue. Appliquer ensuite à l'aide d'une brosse ou d'un pinceau, le mélange de Sikadur 330 sur le substrat préparé en couvrant de 0,7 à 2,8 kg/m <sup>2</sup> (0,14-0,28 lb/ft <sup>2</sup> ) selon le profil de la surface. Répéter avec deux ou trois couches dans la mesure, en prenant soin de joindre les joints, puis lisser la surface. Éliminer l'air emprisonné et les bulles d'air en soignant d'un milieu en plaçant une spatule. Normalement, la norme de joints est de joints de 100 mm (4 in) de largeur. Si plus d'une application de Sikadur 330 est requise, appliquer également de Sikadur 330 un deuxième couche de 0,5 kg/m <sup>2</sup> (0,10 lb/ft <sup>2</sup> ) dans les 60 min à 20 °C (68 °F), puis répéter les étapes d'après d'un intervalle de 10 minutes. L'adhésion doit être obtenue dans les 60 min à 20 °C (68 °F), attendre 12 h avant de recommencer l'application. Appliquer sur la dernière opération de base une couche de solénoïde de Sikadur 330 en couvrant environ 0,5 kg/m <sup>2</sup> (0,10 lb/ft <sup>2</sup> ). À basse température ou si l'humidité relative est élevée, l'attente peut prendre plus de 12 h et la surface doit être légèrement collante. Il faut éliminer, avant de déposer une nouvelle opération de base, toute présence de la surface. Pour ce faire, frotter la surface à l'aide d'une éponge humide ou traiter à l'eau. Appliquer afin d'éviter que le tissu de renforcement puisse être exposé directement au soleil, une couche de finition de Sikagard 550 W (Epoxy de Sikagard Color 450 ou d'un autre produit approprié). Pour favoriser l'adhésion d'une couche de finition orientable à de l'époxy durci, appliquer au préalable une couche adhésive d'époxy 0,4-0,5 mm (15-20 mils) et scotchifier la surface de scotch de base.
<b>Nettoyage</b>	Vérifier la zone. Couvrir le gouvernement. Enlever avec un chiffon absorbant. Éviter soigneusement aux représentations locales, ainsi qu'aux vêtements. Le produit restant peut être enlevé avec Sika Rapidement CleanEpoxy Thinner. Le produit durci ne peut être enlevé que par un moyen mécanique.
<b>Restrictions</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Température du substrat et température ambiante minimums de 4°C (39°F)</li> <li>● La température ambiante doit dépasser le point de rosée de 3°C (48°F)</li> <li>● La température de service maximum est de 50°C (122°F)</li> <li>● Ne pas mixer avec des solvants</li> <li>● Le produit devrait paraître sous une fois durci</li> <li>● Le béton doit être sûr d'être déposé 21-28 jours au minimum, selon les conditions de séchage et de rétrécissement</li> <li>● Mélanger les résines et les résines de Sikadur 330 dans des seaux métalliques, le volume ne devant pas excéder 150 mL (25 oz/l)</li> <li>● Protéger de la pluie et norme fraîchement appliqué pendant au moins 12 h</li> <li>● Lorsqu'un autre produit est appliqué sur SikaWrap Hex 103C ou SikaWrap Hex 106G, ne pas utiliser Sikadur Hex 300/306 comme apprêt</li> </ul>
<b>Avertissement</b>	<b>Composant A</b> - Irritant - Contient des résines époxydiques. Le contact prolongé de ce produit avec la peau est susceptible de provoquer une irritation. Éviter le contact avec les yeux. <b>Composant B</b> - Irritant - Contient des amines. Le contact avec la peau risque de causer de graves brûlures. Éviter le contact avec les yeux. Éviter de respirer les vapeurs, le dégagement de ce produit. Ce produit est un sensibilisant fort. Porter des lunettes de protection et des gants résistants aux agents chimiques. L'usage d'un appareil de protection respiratoire filtrant les vapeurs organiques approprié NIOSH/MSHA est recommandé. Prévoir une ventilation convenable. Consulter l'étiquette du produit pour obtenir plus de précisions.
<b>Premiers soins</b>	En cas de contact avec la peau, laver avec de l'eau ou du savon. En cas de contact avec les yeux, laver immédiatement à grande eau pendant au moins 15 min. Consulter avec un médecin. Pour les problèmes respiratoires, transporter la victime à l'air frais. Enlever les vêtements contaminés et laver ceux de la victime.

Pour obtenir plus de précisions, consultez la fiche signalétique de Sika.

GARDER HORS DE LA PORTÉE DES ENFANTS  
POUR USAGE INDUSTRIEL - SUPPLÉMENT

Les renseignements et recommandations fournis ici sont destinés à l'information des utilisateurs des produits Sika. Ils ne constituent pas une garantie de performance, de durée ou de résultat. Les produits Sika sont destinés à être utilisés conformément aux instructions de base, à moins qu'il n'y ait une indication contraire. Sika ne s'engage pas à garantir les performances de ses produits dans des conditions de service autres que celles indiquées. Sika n'est pas responsable des dommages causés par l'usage de ses produits dans des conditions de service autres que celles indiquées. Les produits Sika sont destinés à être utilisés conformément aux instructions de base, à moins qu'il n'y ait une indication contraire. Sika n'est pas responsable des dommages causés par l'usage de ses produits dans des conditions de service autres que celles indiquées.

<b>Sika Canada Inc.</b> 551 Avenue Denison Toronto, ON M5G 1A9 Tel: (416) 497-2610 Fax: (416) 497-5147	<b>Ottawa</b> 6915 Convent Drive Mississauga, ON L5T 1R1 Tel: (416) 745-2077 Fax: (416) 745-3392	<b>Abbotsford</b> 1812 - 114th Avenue N.W. Edmonton, AB T5S 1P8 Tel: (780) 485-6101 Fax: (780) 485-1142	<b>1-800-833-SIKA</b> <a href="http://www.sika.ca">www.sika.ca</a> <b>NO 10101</b> <b>80-1000-26</b> MONTREAL
--	--	---	--

Sheet 108  
03 01 30 SYSTEMES DE RENFORCEMENT STRUCTURAL 3-615

## Fiche technique de la colle 2/2

## ANNEXE IV

### CALCUL DE LA CHARGE ULTIME $P_U$ SELON LES NORMES ET CODES

		$P_u$ (kN)	$V_{L,u}$ (kN)	$V_{c,u}$ (kN)	$V_{s,u}$ (kN)	$V_{f,u}$ (kN)
CSA	S0-0L	71	47	47	0	0
	S0-1L	162	107	47	0	60
	S1-0L	289	191	47	144	0
	S1-1L	379	251	47	144	60

Charge ultime  $P_u$  pour chaque spécimen selon les normes CSA A23.3-04/S6-06

		$P_{max}$ (kN)	$V_{L,max}$ (kN)	$V_{c,max}$ (kN)	$V_{s,max}$ (kN)	$V_{f,max}$ (kN)
CSA	S0-0L	47	31	31	0	0
	S0-1L	106	70	31	0	39
	S1-0L	188	125	31	94	0
	S1-1L	247	164	31	94	39

Charge  $P_{max} = 0.65 \times P_u$ , l'effort tranchant total ainsi que l'effort tranchant dans chaque matériau, selon les normes CSA A23.3-04/S6-06

		$P_{min}$ (kN)	$V_{L,min}$ (kN)	$V_{c,min}$ (kN)	$V_{s,min}$ (kN)	$V_{f,min}$ (kN)
CSA	S0-0L	25	17	17	0	0
	S0-1L	57	38	17	0	21
	S1-0L	101	67	17	50	0
	S1-1L	133	88	17	50	21

Charge  $P_{min} = 0.35 \times P_u$ , l'effort tranchant total ainsi que l'effort tranchant dans chaque matériau, selon les normes CSA A23.3-04/S6-06



		Pu (kN)	Vt,u (kN)	Vc,u (kN)	Vs,u (kN)	Vf,u (kN)
ACI	S0-0L	77	51	51	0	0
	S0-1L	141	93	51	0	42
	S1-0L	247	163	51	112	0
	S1-1L	310	205	51	112	42

Charge ultime  $P_u$  pour chaque spécimen selon les normes ACI 318-05 / 440.2R-02

		Pmax (kN)	Vt,max (kN)	Vc,max (kN)	Vs,max (kN)	Vf,max (kN)
ACI	S0-0L	51	34	34	0	0
	S0-1L	92	61	34	0	27
	S1-0L	161	107	34	73	0
	S1-1L	202	134	34	73	27

Charge  $P_{max} = 0.65 \times P_u$ , l'effort tranchant total ainsi que l'effort tranchant dans chaque matériau, selon les normes ACI 318-05/440.2R-02

		Pmin (kN)	Vt,min (kN)	Vc,min (kN)	Vs,min (kN)	Vf,min (kN)
ACI	S0-0L	27	18	18	0	0
	S0-1L	50	33	18	0	15
	S1-0L	86	57	18	39	0
	S1-1L	109	72	18	39	15

Charge  $P_{min} = 0.35 \times P_u$ , l'effort tranchant total ainsi que l'effort tranchant dans chaque matériau, selon les normes ACI 318-05/440.2R-02

		$P_u$ (kN)	$V_{L,u}$ (kN)	$V_{c,u}$ (kN)	$V_{s,u}$ (kN)	$V_{f,u}$ (kN)
<b>Code européen</b>	S0-0L	102	67	67	0	0
	S0-1L	207	137	67	0	70
	S1-0L	218	144	67	144	0
	S1-1L	324	214	67	144	70

Charge ultime  $P_u$  pour chaque spécimen selon les normes européennes Eurocode2-05/fib-TG9.3-01

		$P_{max}$ (kN)	$V_{L,max}$ (kN)	$V_{c,max}$ (kN)	$V_{s,max}$ (kN)	$V_{f,max}$ (kN)
<b>Code européen</b>	S0-0L	67	44	44	0	0
	S0-1L	135	89	44	0	45
	S1-0L	142	94	44	50	0
	S1-1L	211	140	44	50	46

Charge  $P_{max} = 0.65 \times P_u$ , l'effort tranchant total ainsi que l'effort tranchant dans chaque matériau, selon les normes européennes Eurocode2-05/fib-TG9.3-01

		$P_{min}$ (kN)	$V_{L,min}$ (kN)	$V_{c,min}$ (kN)	$V_{s,min}$ (kN)	$V_{f,min}$ (kN)
<b>Code européen</b>	S0-0L	36	24	24	0	0
	S0-1L	73	48	24	0	24
	S1-0L	77	51	24	27	0
	S1-1L	114	76	24	27	25

Charge  $P_{min} = 0.35 \times P_u$ , l'effort tranchant total ainsi que l'effort tranchant dans chaque matériau, selon les normes européennes Eurocode2-05/fib-TG9.3-01

## LISTE DE RÉFÉRENCES

- AASHTO. (1992). Standard Specification for Highway Bridges. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI Committee 318. (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- ACI Committee 440.2R. (2002). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Farmington Hills, Michigan: American concrete institute.
- ASCE. Rate of bridges wich are structurally deficient or functionally obsolete. En ligne. <<http://www.asce.org/reportcard/2005/index.cfm>>. Consulté le 14 août 2007.
- ASCE-ACI Task Committee 426. (1973). The shear strength of reinforced concrete members. *Journal of the Structural Engineering*, 99(ST6): 1091-1187.
- ASCE-ACI Task Committee 445. (1998). Recent approaches to shear design of structural concrete. *Journal of Structural Engineering*, 124(12): 1375-1417.
- Barnes, R., A., Mays, G., C. (1999). Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates. *Journal of composites for construction*, 3(2): 63-72.
- Berset, J.-D. (1992). Strengthening of Reinforced Concrete Beams for Shear Using FRP Composites. MSc Thesis, Department of Civil and and Environmental Enginnering, Massachusetts Institute of Technologie, Boston, Massachusetts, USA. 105 p.
- Bizindavyi, L., Neale, K., W., Erki, M., A. (2003). Experimental investigation of bonded reinforced polymer-concrete joints under cyclic loading. *Journal of Composites for Construction*, 7(2): 127-134.
- Bousselham, A. (2002). Renforcement en cisaillement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites avancés. Département génie de la construction. Montréal, École de Technologie Supérieure. Ph. D. candidate: 75.
- Bousselham, A. (2005). Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés. Département génie de la construction. Montréal, École de technologie supérieure. Ph.D.: 404.
- Bousselham, A., Chaallal, O. (2004). Shear strengthening reinforced concrete beams with fiber-reinforced polymer: Assessment of influencing parameters and required research. *ACI Structural Journal*, 101(2): 219-227.

- Brand, A., Sutterlin, R. (1980). Calcul des pièces à la fatigue - Méthode du gradient. France, Senlis, France : Centre technique des industries mécaniques.
- Chaallal, O., Shahawy, M., Hassan, M. (2002). Performance of reinforced concrete T-Girders Strengthened in Shear with CFRP Fabrics. *ACI Structural Journal*, 99(3): 335-343.
- Collins, M. P., Mitchell, D. (1991). Prestressed Concrete Structures. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall Canada Inc.
- CSA Committee A23.3. (2004). Design of Concrete Structures. Rexdale, Ontario, Canadian Standards Association.
- CSA Committee S6. (2000). Code canadien sur le calcul des ponts routier. Toronto, Ontario, Canadian Standards Association.
- CSA Committee S6. (2006). Code canadien sur le calcul des ponts routier. Toronto, Ontario, Canadian Standards Association.
- CSA Committee S806. (2002). Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymer. Mississauga, Ontario, Canadian Standards Association.
- Czaderski, C., Motavalli, M. (2004). Fatigue behavior of CFRP L-shaped plates for strengthening of RC T-beams. *Science direct Composites, Part B* 35: 279-290.
- Diagana, C., Li, A., Gedalia, B., Delmas, Y. (2003). Shear Strengthening Effectiveness with CFRP Strips. *Engineering Structures*, Elsevier, 25: 507-516.
- Eurocode2. (2005). Calcul des structures en béton, Partie 2: Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives. Bruxelles: Comité Européen de Normalisation.
- fib-TG9.3. (2001). Design and Use of Externally Bonded Fiber Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures. Technical Report Prepared by EBR Working Party of Task Group 9.3, Bulletin 14.
- 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*, 8(2): 132-140.
- Hollaway, L., C., Leeming, M., B. (2001). Strengthening of Reinforced Concrete Structures - using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering. Boca Raton, Florida, CRC Press LLC.

- Khalifa, A., Nanni, A. (1999). Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear Deficiencies Using CFRP Composites. *Construction and Building Materials*, 16(3): 135-146.
- MacGregor, J., G., Bartlett, F., M. (2000). Reinforced Concrete - Mechanics and Design. Scarborough, Ontario, Prentice Hall Canada Inc.
- Ministère des transports du Québec. Ouvrages d'art par type selon la responsabilité, Québec. En ligne. <<http://www.bdso.gouv.qc.ca>>. Consulté le 30 juillet 2007.
- National Institute for Land and Infrastructure Management (Japan). Initiatives in Road Bridge Management. En ligne. <<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/ar2007e/29.pdf>>. Consulté le 31 juillet 2007.
- Papakonstantinou, C., G., Petrou, M., F., Harries, K., A. (2001). Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets. *Journal of Composites for Construction*, 5(4): 246-253.
- U.S. Department of Transportation. Research and Innovative Technology Administration, Bureau of Transportation Statistics; based on data from Federal Highway Administration, National Bridge Inventory, Deficient Bridges by State and Highway System. En ligne. <<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/britab.htm>>. Consulté le 02 août 2007.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1986). Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Structural Journal*, 83(2): 219-231.
- Wu, Z., Y. (2004). Étude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue. LCPC. Paris, École nationale des ponts et chaussées Ph.D.: 242