

**UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE**

**Faculté de génie**

**Département de génie civil**

**ÉTUDE DU RENFORCEMENT DE POUTRES EN BOIS SCIÉ**

**AVEC DES MATÉRIAUX COMPOSITES**

**Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées**

**Spécialité : génie civil**

**Simon LACROIX**

**Sherbrooke (Québec) Canada**

**Mars 2000**



**National Library  
of Canada**

**Acquisitions and  
Bibliographic Services**

**385 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada**

**Bibliothèque nationale  
du Canada**

**Acquisitions et  
services bibliographiques**

**385, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada**

*Your file Votre référence*

*Our file Notre référence*

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

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

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

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

0-612-67293-X

**Canada**

## Résumé

Un programme de recherche expérimental a été réalisé dans le but d'étudier le renforcement du bois scié avec des matériaux composites. Étant donné la grande variabilité des propriétés mécaniques du bois, une méthode particulière fut utilisée pour estimer la résistance initiale des poutres renforcées afin de pouvoir quantifier le gain de résistance obtenu par l'ajout du composite.

Dans un premier temps, des essais de traction sur des coupons de matériaux composites ont été effectués afin de vérifier les valeurs de propriétés mécaniques fournies par le fabricant. Ensuite, des essais de flexion ont été réalisés sur des poutres de bois scié de section 38×89 mm renforcées avec des fibres de verre ou des fibres de carbone selon quatre configurations différentes. Pour chaque poutre renforcée, une poutre témoin non renforcée fut également testée.

Les résultats démontrent que l'application des matériaux composites procure une augmentation de la résistance en flexion du bois de sciage. L'ajout des matériaux composites limite l'ouverture des fissures dans la zone de bois tendu et permet au bois d'atteindre des contraintes en flexion parfois beaucoup plus élevées par rapport aux spécimens non renforcés. Dans un groupe de poutres donné, les poutres dont la résistance initiale est moins élevée bénéficient davantage du renforcement que celles dont la résistance initiale est élevée. L'évaluation des gains de résistance pouvant être obtenus par le renforcement avec des méthodes simples de résistance des matériaux ne correspond pas avec les résultats des essais. Une modélisation du comportement observé en laboratoire a été réalisée en tenant compte des défauts majeurs dans la zone de bois tendu et considérant la ductilité des fibres de bois en compression.

## Remerciements

Je tiens d'abord à remercier Kenneth C. Johns, professeur à l'Université de Sherbrooke, pour la supervision de ces travaux de recherche, ainsi que pour tous ses bons conseils techniques et pratiques.

Je remercie le *Réseau des Centres d'excellence ISIS Canada* pour le financement de ce projet.

Je remercie Claude Aubé, Simon Claude et Alexandre Raïche pour l'aide qu'ils m'ont apportée lors de la réalisation des essais en laboratoire. Je remercie également Sandra Martel et Marc Demers pour les conseils et l'aide apportée dans l'organisation du projet de recherche.

Les matériaux composites ont été généreusement fournis par *Master Builder inc.*

Je voudrais remercier les professeurs Kenneth W. Neale et Pierre Labossière, Madame Lise Dutrisac ainsi que tous les autres membres du groupe de recherche *ISIS Sherbrooke* pour leur soutien tout au long de ce projet de recherche.

Pour terminer, je tiens à remercier ma conjointe et les membres de ma famille pour leurs encouragements tout au long de mes études.



# Table des matières

RÉSUMÉ .....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
TABLE DES MATIÈRES .....	iii
LISTE DES FIGURES .....	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
1 INTRODUCTION .....	1
2 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE .....	4
2.1 L'UTILISATION DE L'ACIER.....	4
2.2 L'UTILISATION DES MATÉRIAUX COMPOSITES .....	5
2.1.1 <i>Renforcement en tension avec PRF</i> .....	5
2.1.2 <i>Renforcement en flexion avec PRF</i> .....	6
2.1.3 <i>Autres études concernant l'application des PRF avec le bois</i> .....	9
3 LES MATÉRIAUX ET LEURS PROPRIÉTÉS .....	16
3.1 LE BOIS DE SCIAGE.....	16
3.1.1 <i>Comportement : bois clair versus bois pleine grandeur</i> .....	16
3.1.2 <i>Classification du bois</i> .....	18
3.1.3 <i>La variabilité du bois</i> .....	20
3.2 LES MATÉRIAUX COMPOSITES.....	21
3.2.1 <i>Composition et comportement</i> .....	21
3.2.2 <i>Les différentes formes des PRF</i> .....	22
4 CALCULS THÉORIQUES .....	31
4.1 MÉTHODE DE LA NORME CANADIENNE .....	31
4.2 CALCUL DE POUTRES RENFORCÉES .....	32
4.2.1 <i>Une bande de PRF sous la poutre</i> .....	32
4.2.2 <i>Renforcement en forme de « U »</i> .....	34
4.3 EFFORTS TRANCHANTS .....	35
4.4 DISCUSSION .....	36

<b>5 DESCRIPTION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....</b>	<b>43</b>
5.1 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.....	43
5.2 TESTS DE TRACTION SUR LES MATÉRIAUX COMPOSITES.....	44
5.3 ÉCHANTILLONNAGE DES POUTRES DE BOIS.....	45
5.3.1 <i>Méthode</i> .....	46
5.3.2 <i>Fondement de la méthode</i> .....	47
5.4 ESSAIS DE FLEXION.....	47
5.4.1 <i>Essais préliminaires</i> .....	48
5.4.2 <i>Essais principaux</i> .....	49
<b>6 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....</b>	<b>63</b>
6.1 TESTS DE TRACTION SUR COUPONS DE PRF .....	63
6.1.1 <i>Résultats</i> .....	63
6.1.2 <i>Comparaison des résultats</i> .....	64
6.2 TESTS DE FLEXION .....	65
6.2.1 <i>Mr, F<sub>b</sub> et E</i> .....	65
6.2.2 <i>Relation entre E et Mr</i> .....	67
6.2.3 <i>Mode de rupture</i> .....	67
6.2.4 <i>Gain de résistance</i> .....	68
<b>7 ANALYSE DES RÉSULTATS ET MODÉLISATION.....</b>	<b>86</b>
7.1 GAIN DE RÉSISTANCE EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE INITIALE .....	86
7.1.1 <i>Comparaison entre les poutres « identiques »</i> .....	86
7.1.2 <i>Comparaison à l'aide de la distribution de Weibull à 3 paramètres</i> .....	88
7.1.3 <i>Analyse des lectures des jauges de déformation</i> .....	89
7.1.4 <i>Conclusion sur le gain de résistance par rapport à la résistance initiale</i> .....	90
7.2 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT EN FLEXION DE POUTRES RENFORCÉES DE PRF .....	92
7.2.1 <i>Modèle pour le renforcement avec une bande sous la poutre</i> .....	93
7.2.2 <i>Modèle pour le renforcement en forme de « U »</i> .....	95
7.2.3 <i>Exemple</i> .....	95
7.2.4 <i>Remarque</i> .....	97
<b>8 CONCLUSION.....</b>	<b>111</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>114</b>
<b>ANNEXES</b>	

<b>A</b>	<b>Test sur les modules d'élasticité des paires de poutres.....</b>	<b>117</b>
<b>B</b>	<b>Courbes de chargement.....</b>	<b>124</b>
<b>C</b>	<b>Estimation des paramètres de <i>Weibull</i> .....</b>	<b>140</b>
<b>D</b>	<b>Génération des points d'une courbe <math>M-\phi</math> avec le modèle de comportement pour poutres renforcées avec une bande de PRF sous la section .....</b>	<b>142</b>

## Liste des figures

Figure 2.1 : Section typique de poutre renforcée avec une barre d'armature à béton .....	11
Figure 2.2 : Poutre de bois scié renforcée avec des matériaux composites .....	12
Figure 2.3 : Courbes charge-déflexion pour différentes proportions de renforcement.....	13
Figure 2.4 : Poutre à section composite bois-béton-PRF.....	14
Figure 2.5 : Comportement de poutre à section composite bois-béton-PRF .....	15
Figure 3.1 : Loi de comportement du bois clair en tension et en compression.....	25
Figure 3.2 : Comportement en flexion du bois .....	26
Figure 3.3 : Critères de classification du bois de sciage .....	27
Figure 3.4 : Relation entre le module élastique et la résistance d'une pièce .....	28
Figure 3.5 : Histogrammes de résistance pour 4 classes différentes obtenues lors du programme d'essais sur pièces pleines grandeurs .....	29
Figure 3.6 : Résistance du bois. En haut, distribution représentée par une loi normale. En bas, distribution représentée par la courbe de Weibull à 3 paramètres.....	30
Figure 4.1 : a) Section renforcée d'une plaque de fibres de carbone; b) Section transformée équivalente en bois.....	39
Figure 4.2 : a) Section renforcée avec des fibres de verre en « U »; b) Section transformée équivalente en bois.....	40
Figure 4.3 : a) Poutre soumise à un effort tranchant; b) Premier moment Q pour un plan ..	41
Figure 4.4 : a) Renforcement avec 1 pli de fibres de carbone; b) renforcement avec 2 plis de fibres de carbone; c) renforcement avec 1 pli de fibres de verre en « U ».....	42
Figure 5.1 : Géométrie des coupons pour les essais de traction : a) de 3 plis de fibres de carbone MBrace CF-130, b) 6 plis de fibres de carbone MBrace CF-130, c) 4 plis de fibres de verre MBrace.....	52
Figure 5.2 : Montage pour les tests de traction sur les coupons de PRF .....	53
Figure 5.3 : Méthode d'échantillonnage pour créer les paires de poutres « identiques ».....	54
Figure 5.4 : Identification des spécimens .....	55
Figure 5.5 : Schéma du montage utilisé pour déterminer le module élastique des poutres..	56
Figure 5.6 : Schéma du montage pour les essais de flexion .....	57
Figure 5.7 : Montage pour les essais de flexion.....	58

Figure 5.8 : Configuration des spécimens pour les essais préliminaires : 2 plis de fibres de carbone CF-130 en 5 longueurs différentes .....	59
Figure 5.9 : Relation entre la longueur d'ancrage et le moment ultime .....	60
Figure 5.10 : Configuration des spécimens renforcés pour les essais principaux .....	61
Figure 5.11 : Poutre renforcée de 1000 mm de fibres de carbone CF-130 .....	62
Figure 6.1 : Codes pour les différents modes de rupture .....	77
Figure 6.2 : Courbe de chargement typique pour les essais de traction sur les coupons de matériaux composites (échantillon C33) .....	78
Figure 6.3 : Histogramme de la résistance en tension moyenne pour chaque groupe de coupons testés .....	79
Figure 6.4 : Histogramme des modules élastiques moyens pour chaque groupe de coupons testés .....	80
Figure 6.5 : Relation entre le module d'élasticité et le moment de flexion à la rupture pour les pièces non renforcées des séries 1 et 2.....	81
Figure 6.6 : Relation entre le module d'élasticité et le moment de flexion à la rupture pour les pièces non renforcées de la série 3.....	82
Figure 6.7 : Relation entre le module d'élasticité et le moment de flexion à la rupture pour les pièces non renforcées de la série 4.....	83
Figure 6.8 : Histogramme des moments résistants moyens pour chaque série d'essais.....	84
Figure 6.9 : Histogramme de la résistance à la flexion, $F_b$ moyenne pour chaque série d'essais.....	85
Figure 7.1 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 1 .....	100
Figure 7.2 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 2 (10 paires).....	100
Figure 7.3 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 3 .....	101
Figure 7.4 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 4.....	101
Figure 7.5 : Distribution de densité de probabilité de Weibull à 3 paramètres pour la série 1 .....	102
Figure 7.6 : Distribution de densité de probabilité de Weibull à 3 paramètres pour la série 2 (10 paires).....	102

<b>Figure 7.7 : Distribution de densité de probabilité de Weibull à 3 paramètres pour la série 3.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure 7.8 : Distribution de densité de probabilité de Weibull à 3 paramètres pour la série 4.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure 7.9 : Distribution cumulative de Weibull à 3 paramètres pour la série 1 .....</b>	<b>104</b>
<b>Figure 7.10 : Distribution cumulative de Weibull à 3 paramètres pour la série 2 (10 paires).....</b>	<b>104</b>
<b>Figure 7.11 : Distribution cumulative de Weibull à 3 paramètres pour la série 3 .....</b>	<b>105</b>
<b>Figure 7.12 : Distribution cumulative de Weibull à 3 paramètres pour la série 4 .....</b>	<b>105</b>
<b>Figure 7.13 : Flambage du bois en compression pour la poutre 064 renforcée .....</b>	<b>106</b>
<b>Figure 7.14 : Jauge 13 située juste en dessous d'un important nœud dans la poutre 071 renforcée. ....</b>	<b>106</b>
<b>Figure 7.15 : Modèle de comportement pour les poutres renforcées d'une bande de PRF</b>	<b>107</b>
<b>Figure 7.16 : Modèle de comportement pour les poutres renforcées en « U » .....</b>	<b>108</b>
<b>Figure 7.17 : Exemple de distribution des efforts dans une poutre renforcée de 2 plis de fibres de carbone. ....</b>	<b>109</b>
<b>Figure 7.18 : Relations moment-courbure à différents endroits pour l'exemple de la poutre soumise à un moment fléchissant constant. ....</b>	<b>110</b>
<b>Figure A.1 : Histogramme représentant le nombre de paires de poutres dans chaque intervalle de différence entre les modules .....</b>	<b>123</b>

## Liste des tableaux

Tableau 3.1 : Dimension du bois classé visuellement par contrainte .....	24
Tableau 3.2 : Propriétés mécaniques des fibres .....	24
Tableau 3.3 : Propriétés physiques des résines .....	24
Tableau 4.1 : Propriétés des PRF .....	38
Tableau 4.2 : Augmentation des propriétés des poutres renforcées.....	38
Tableau 5.1 : Recommandations pour la géométrie des coupons .....	51
Tableau 5.2 : Résultats des essais préliminaires .....	51
Tableau 5.3 : Description des poutres renforcées pour les essais principaux.....	51
Tableau 6.1 : Résultats des essais de traction sur les coupons de matériaux composites.....	70
Tableau 6.2 : Comparaison des résultats avec les valeurs théoriques fournies par le fabricant .....	70
Tableau 6.3 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 1 .....	71
Tableau 6.4 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 2 .....	72
Tableau 6.5 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 3 .....	73
Tableau 6.6 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 4 .....	74
Tableau 6.7 : Modes de rupture survenus lors des essais de flexion .....	75
Tableau 6.8 : Statistiques des résultats des essais de flexion.....	76
Tableau 7.1 : Tableau des résistances à la flexion $F_b$ selon différents rangs centiles de la distribution de Weibull à 3 paramètres pour la série 1 .....	98
Tableau 7.2 : Tableau des résistances à la flexion $F_b$ selon différents rangs centiles de la distribution de Weibull à 3 paramètres pour la série 2 (10 paires) .....	98
Tableau 7.3 : Tableau des résistances à la flexion $F_b$ selon différents rangs centiles de la distribution de Weibull à 3 paramètres pour la série 3 .....	98
Tableau 7.4 : Tableau des résistances à la flexion $F_b$ selon différents rangs centiles de la distribution de Weibull à 3 paramètres pour la série 4 .....	99
Tableau 7.5 : Tableau des contraintes calculées théoriquement et obtenues à partir des lectures des jauges de déformation pour la poutre 064 renforcée, MPa .....	99
Tableau 7.6 : Tableau des contraintes calculées théoriquement et obtenues à partir des lectures des jauges de déformation pour la poutre 071 renforcée, MPa .....	99

<b>Tableau A.1 : Modules d'élasticité pour chaque poutre et différence des modules entre les deux pièces d'une paire.....</b>	<b>119</b>
<b>Tableau A.2 : Statistiques sur les modules élastiques.....</b>	<b>122</b>



## **Chapitre 1**

### **Introduction**

Les charpentes de bâtiment, les ponts et les pylônes sont des exemples de structures de génie civil essentielles à notre société. Malheureusement, le temps et les intempéries causent la dégradation de ces structures. L'augmentation des charges de service de même que les codes de conception de plus en plus exigeants font que la capacité de ces structures devient insuffisante. Tous ces facteurs font en sorte que des techniques de réhabilitation efficaces et économiques sont de plus en plus nécessaires.

Le bois occupe une grande part du marché des matériaux utilisés pour la construction des structures. Par ailleurs, c'est un matériau qui est très sensible aux intempéries lorsqu'il est directement exposé à celles-ci. C'est pourquoi l'élaboration de méthodes de réhabilitation des éléments de charpente en bois est un besoin très présent. Par le passé, quelques techniques utilisant de l'acier ont été élaborées, mais elles n'ont jamais vraiment connu de véritable succès, notamment à cause du poids élevé de l'acier par rapport au bois.

L'introduction récente des matériaux composites pour la réhabilitation des structures en génie civil s'avère une alternative très prometteuse. Certains de ces matériaux sont jusqu'à six fois plus résistants (en tension) que l'acier, mais représentent seulement un cinquième de son poids. Aussi, ils sont non corrosifs et disponibles en plusieurs formats. L'application des matériaux composites comme technique de réhabilitation offre de nombreux avantages. D'abord, la résistance d'une membrure peut être considérablement améliorée pour une

infime augmentation de son poids propre. De plus, la légèreté de ces matériaux permet aussi la pose sans avoir recours aux équipements lourds. Enfin, l'installation est aussi simple que rapide, ce qui permet de réduire considérablement les coûts de réhabilitation.

Bien que depuis quelques années on explore l'utilisation de ces matériaux sur le béton, la recherche en ce qui concerne leur utilisation avec le bois en est à ses tout débuts. Le renforcement de poutres en bois avec des matériaux composites fait donc l'objet du présent mémoire. L'objectif général de la recherche est d'explorer le comportement en flexion de poutres en bois scié renforcées. Le programme d'étude vise à éclaircir les interrogations suivantes :

- Est-ce que le renforcement du bois de sciage en flexion avec des matériaux composites procure des gains de résistance appréciables?
- Sous quelle géométrie le renforcement devrait-il être effectué?
- Quelle sont les caractéristiques du comportement des fibres de carbone et des fibres de verre appliquées sur le bois?

Une difficulté majeure survient lors de ce genre de tests. Comment quantifier les gains de résistance obtenus avec le renforcement? En effet, la grande variabilité des propriétés mécaniques du bois rend la connaissance de la résistance exacte d'une poutre impossible sans le recours à un essai destructif. Une méthode d'échantillonnage visant à contourner cette difficulté fut donc développée pour l'étude.

Ce mémoire est structuré de la façon suivante :

- Recherche bibliographique sur le renforcement du bois;
- Description des matériaux en présence dans le cadre de l'étude;
- Calculs théoriques de la résistance de poutres renforcées;
- Description du programme expérimental;

- **Présentation des résultats expérimentaux;**
- **Analyse des résultats et modélisation du comportement des poutres renforcées;**
- **Conclusion.**

## **Chapitre 2**

# **Recherche bibliographique**

Une demande croissante se fait ressentir depuis quelque temps pour des produits de bois innovateurs qui en augmenteraient l'efficacité structurale. On retrouve dans la littérature plusieurs concepts portant sur le bois d'ingénierie, ce qui démontre bien les efforts déployés pour trouver de nouvelles façons de faire. Ce chapitre présente en revue les travaux effectués précédemment sur le renforcement du bois.

### **2.1 L'utilisation de l'acier**

Toutes sortes de techniques intégrant l'acier sous forme de plaques ou de barres dans des poutres en bois lamellé-collé ont été étudiées. L'une de ces techniques consiste à placer les plaques d'acier verticalement sur la poutre [COLEMAN et HURST, 1974; SLIKER, 1962; STERN, 1973]. Une autre façon de faire est d'insérer les plaques entre deux lamelles en tension ou complètement sous la section [BORGIN et al., 1968; SLIKER, 1962]. Ces deux méthodes ont offert de bonnes performances, mais n'ont jamais été exploitées commercialement. La raison est que le collage requiert l'utilisation d'époxy qui était très coûteuse à l'époque. De plus, le comportement à long terme de ces colles sous les cycles de mouillage-séchage et de variation de température était plutôt méconnu.

Plus récemment, une méthode utilisant des barres d'armature pour béton à l'intérieur des poutres en bois lamellé-collé fut développée [BULLEIT et al., 1989]. La méthode consiste à encastrier les barres d'armature dans une lamelle constituée de copeaux de bois pressés et collés. Cette lamelle armée est ensuite utilisée dans la partie tendue de la section

comme illustré à la figure 2.1. Des augmentations de moment résistant et de rigidité respectivement de l'ordre de 30% et 25% ont été obtenues pour ces poutres. Toutefois, les spécimens ayant subi des cycles de mouillage-séchage n'ont pas obtenu d'augmentation de propriété par rapport aux spécimens non renforcés en raison de l'humidité qui affecte l'encastrement de l'armature dans les copeaux.

L'utilisation de l'acier pour le renforcement du bois n'a donc jamais vraiment connu de succès auprès des industries productrices de bois d'ingénierie, pas plus que comme technique de réhabilitation.

## **2.2 L'utilisation des matériaux composites**

L'apparition sur le marché des matériaux composites avancés a ouvert de nouvelles possibilités pour le bois d'ingénierie et la réhabilitation. Les principaux matériaux utilisés sont constitués de fibres de verre, de carbone ou d'aramide encastrées dans une matrice plastique. Ils sont communément appelés les **polymères renforcés de fibres (PRF)**.

### **2.1.1 Renforcement en tension avec PRF**

L'un des modes de rupture du bois les plus fréquents est la rupture en tension occasionnée par un défaut local tel un nœud. Des travaux de recherche ayant pour but d'évaluer la possibilité d'augmenter la résistance du bois en tension ont donc été menés par SPAUN en 1981. Des planches de 2×3 de 6 pieds de longueur en pruche de l'ouest furent utilisées pour les tests. Les pièces qui comportaient un joint de mauvaise qualité au centre ont été renforcées sur 2 côtés avec différentes configurations. Il a été décidé d'utiliser un joint de mauvaise qualité afin d'obtenir une zone où la rupture sera probablement initiée. Trois configurations de renforcement différentes furent testées :

- une planche de contreplaqué d'épaisseur 1/8 de pouce de chaque côté;
- un contreplaqué et 3,5% de fibres de verre de chaque côté;
- un contreplaqué et 7,0% de fibres de verre de chaque côté.

Les essais ont démontré que l'adhésif utilisé pour le collage des fibres se comportait très bien avec le bois. Puis la rigidité et la résistance en tension du système ont significativement été augmentées avec une faible quantité de fibres. Ces essais furent parmi les premiers à démontrer que les PRF constituent de bons matériaux pour le renforcement du bois.

### 2.1.2 Renforcement en flexion avec PRF

À partir de 1990, le nombre de publications sur le renforcement du bois avec les PRF augmente considérablement et cela est probablement attribuable à leur plus grande disponibilité et à leurs prix plus abordables. Un grand nombre de ces articles portent sur le renforcement en flexion.

En France, des essais sur des poutres en bois lamellé-collé renforcées avec des fibres de verre ont été effectués par JODIN et al. (1990). L'un des objectifs de ces essais était de démontrer que les sections composites permettraient d'exploiter des essences de bois habituellement non exploitables. Le peuplier, une essence très répandue en France mais non utilisée pour la construction à cause de ses faibles propriétés, fut alors mis à l'épreuve lors du programme d'essai. L'idée était de placer une ou deux couches de fibres de verre entre les deux lamelles les plus tendues et les deux lamelles les plus comprimées d'une section. Les deux points suivants ressortirent de ces essais :

- la résistance et le module élastique des poutres renforcées sont plus élevés que ceux des poutres non renforcées;
- les modes de rupture sont très différents entre les poutres normales et les renforcées.

Les ruptures dans les poutres avec PRF se produisaient de la façon suivante. D'abord survient une première rupture dans la lamelle extérieure en tension. La présence des PRF empêche la propagation de la fissure et à cause des propriétés des fibres la section peut reprendre par la suite de 70 à 90 % de sa charge maximale. D'autre part, la courbe force-déplacement des spécimens renforcés montre un large plateau plastique avant la rupture

finale sans que la charge soutenue ne diminue. Finalement, les prédictions théoriques basées sur la résistance des matériaux ont bien concordé avec les résultats expérimentaux.

Aux Etats-Unis, l'industrie du bois a développé un programme visant à promouvoir la construction de ponts *Système-T*. Le système consiste en un tablier de platelage de bois supporté par des poutres en bois lamellé-collé. Le problème à résoudre était que ces dernières sont trop peu rigides et résistantes pour atteindre les portées relativement grandes que l'on souhaite leur imposer. Un programme d'essai visant à améliorer les propriétés de ces poutres a donc été mis en branle et la combinaison PRF et bois lamellé-collé a été étudiée [DAVALOS et al., 1992]. Les objectifs d'étude de ce programme étaient :

- le comportement de différents adhésifs commerciaux entre le bois et le PRF;
- la modélisation des poutres renforcées avec PRF;
- la comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions du modèle.

Une modélisation des poutres considérant le bois et le composite comme des matériaux isotropes fut réalisée et les différences entre la théorie et les résultats expérimentaux variaient de 0 à 19,1 %. Les conclusions qui ressortirent de cette recherche sont les suivantes :

- les produits de collage procurent un bon lien entre les matériaux;
- la réponse des poutres peut être modélisée avec la théorie utilisée dans cette publication;
- une petite quantité de composites (10 % de la section) peut procurer des augmentations significatives de rigidité et de résistance (30 %).

L'implantation commerciale des poutres en bois lamellés-collés renforcées avec fibres de verre apparaît donc faisable.

PLEVRIS et TRIANTAFILLOU (1992) ont effectué des travaux de recherche sur des poutres en bois sciés. Ils ont développé un modèle de comportement basé sur la relation contrainte-

déformation uniaxiale proposée par BAZAN (1980) et modifiée par BUCHANAN (1990). Les essais ont été effectués sur de petites sections de  $30 \times 51$  mm par 686 mm de portée (voir la figure 2.2). Les conclusions suivantes ont été tirées de ces essais :

- de petites proportions de PRF peuvent augmenter significativement les propriétés mécaniques des poutres;
- quand les fibres de carbone sont utilisées, le mode de rupture qui gouverne est le flambage du bois en compression suivi de la rupture de la couche de PRF et finalement du bois en tension;
- la théorie utilisée pour prévoir le comportement des poutres est valide.

Une limite supérieure de proportion de fibres a aussi été déterminée. À un certain point, l'ajout de fibres ne procure plus d'amélioration des propriétés de la section. Les courbes charge-déformation obtenues sont montrées à la figure 2.3.

Les possibilités avec les PRF semblent très nombreuses. Une étude ayant pour objectif le développement de poutres composites béton-bois-PRF le démontre [CHAJES et al., 1996]. Lors de ces essais, des poutres longues de 1,8 m, montrées à la figure 2.4, furent chargées en quatre points. Des spécimens non renforcés et renforcés avec fibres de verre furent également testés pour fin de comparaison. La figure 2.5 montre les courbes charge-déflexion typiques obtenues. On constate que les courbes du bois seul (W-1) et du bois avec PRF (WF-1) montrent un comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture. Pour les sections composites bois-béton (CW-4) et bois-béton-PRF (CWF-2), le comportement est linéaire au début du chargement mais à un certain point, la rigidité se met à diminuer. Cela est expliqué par la perte graduelle de l'action composite. Encore une fois, il a été conclu que l'utilisation des PRF procure des augmentations de rigidité et de résistance du bois.

Une étude très intéressante sur le renforcement de poutres en bois lamellé-collé avec fibres de verre et fibres de carbone a été menée en Alberta par DOREY et CHENG (1996). Cette étude a permis de montrer une fois de plus les effets bénéfiques du renforcement avec PRF, mais cette fois avec des essences de bois canadien. Par ailleurs, en tenant compte du coût



des PRF sur le marché, ils en sont venus à la conclusion que les fibres de verre sont plus appropriées que les fibres de carbone pour le renforcement du bois et ce, malgré les propriétés supérieures de ces dernières.

Aux États-Unis, un produit appelé *FiRP Glulam* développé par TINGLEY est maintenant disponible sur le marché [TINGLEY, 1996]. Ce produit est une poutre en bois lamellé-collé renforcée avec des fibres de carbone, d'aramide ou de verre agissant seulement en tension ou à la fois en tension et en compression. L'utilisation de ce produit semble permettre de réaliser des économies substantielles puisque des projets typiques effectués avec ce produit ont nécessité de 25 à 40 % moins de bois.

La plupart des travaux effectués jusqu'à maintenant sur le renforcement de poutre en bois avec des PRF, ont porté sur l'application à un matériau neuf. Cependant, la réhabilitation de structures existantes est un domaine où ce type de renforcement offre de bonnes perspectives. À l'Université du Manitoba, des recherches sur le renforcement de poutres en bois avec des barres d'armature en fibres de verre ont été réalisés [GENTILE, 2000]. Des rainures étaient pratiquées dans le bas des poutres pour y insérer les barres et les recouvrir de résine époxy. Certaines des poutres testées étaient de bois traité au créozote et les résultats des tests ont démontré que l'adhérence entre ce bois et la résine époxy était bonne. Il est intéressant de noter que 100% des ruptures des poutres de contrôle non renforcées étaient fragiles, alors que pour les poutres renforcées, 60% ont démontré une rupture ductile initiée par le flambage des fibres de bois en compression. Pour des ratios de renforcement variant de 0,27% à 0,82% des augmentations de résistance à la flexion d'approximativement 30% ont été obtenues.

### 2.1.3 Autres études concernant l'application des PRF avec le bois

Plusieurs études très intéressantes furent menées ces dernières années. L'une d'elles a porté sur les concentrations de contraintes autour des trous dans des poutres en bois lamellé-collé avec PRF [HALLSTRÖM et GRENESTEDT, 1995]. D'autres concernent la modélisation du comportement dans le temps vis à vis les variables environnementales et la durabilité [PLEVRIS et TRIANTAFILLOU, 1995; DAGHER et al., 1998; QIAO et al., 1998]. Le

renforcement en cisaillement de poutres a aussi fait l'objet de projet de recherche [TRANTAFILLOU, 1997].

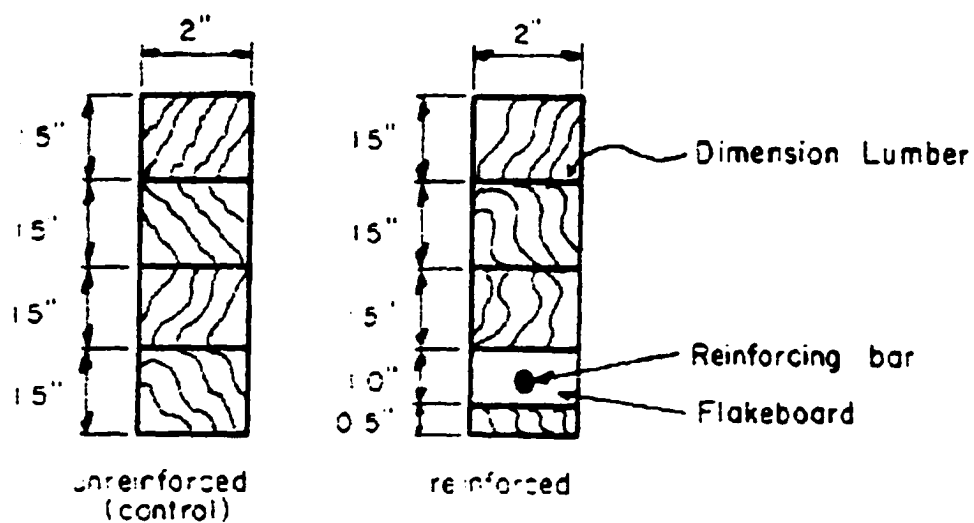


Figure 2.1 : Section typique de poutre renforcée avec une barre d'armature à béton

Source : BULLEIT, W., SANDBERG, L.B., WOOD, G.J. (1989) Steel-Reinforced Glued Laminated Timber, *Journal of Structural Engineering*, 115(2): p.438

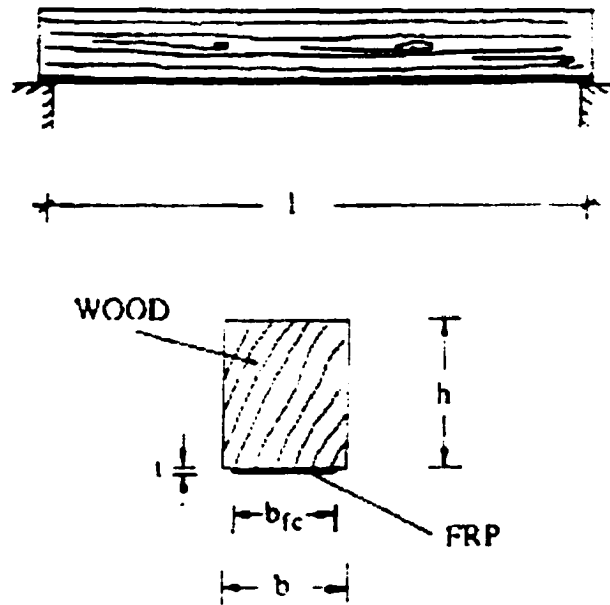


Figure 2.2 : Poutre de bois scié renforcée avec des matériaux composites

Source : PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T.C., (1992) FRP-Reinforced Wood as Structural Material, *Journal of Materials in Civil Engineering*, August, 4(3): p. 301

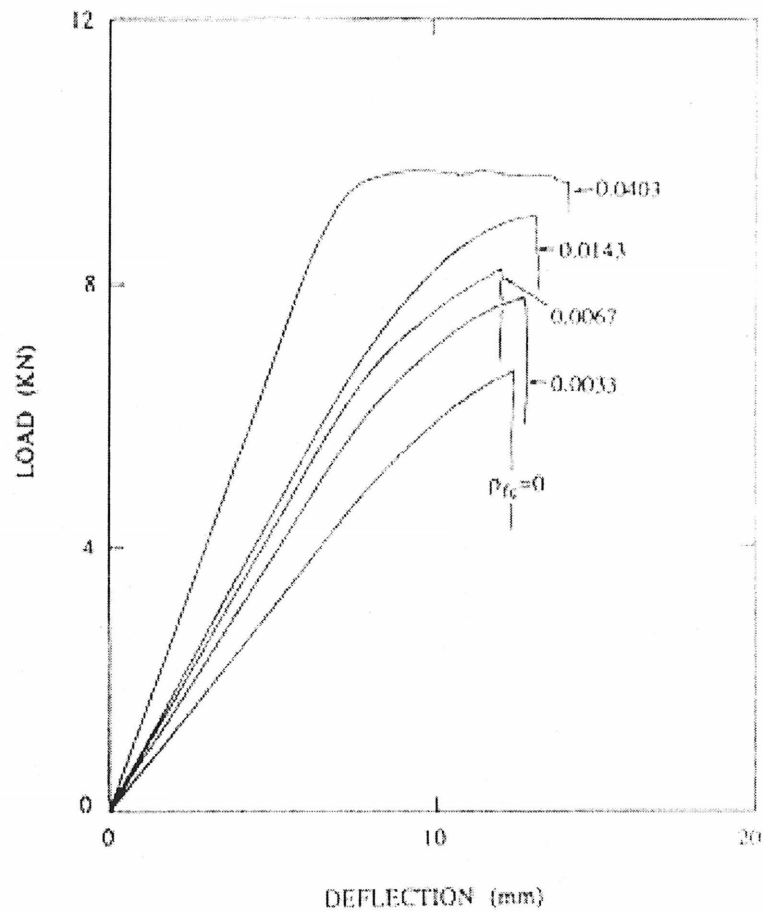


Figure 2.3 : Courbes charge-déflexion pour différentes proportions de renforcement

Source : PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T.C., (1992) FRP-Reinforced Wood as Structural Material, *Journal of Materials in Civil Engineering*, August, 4(3) : p. 311

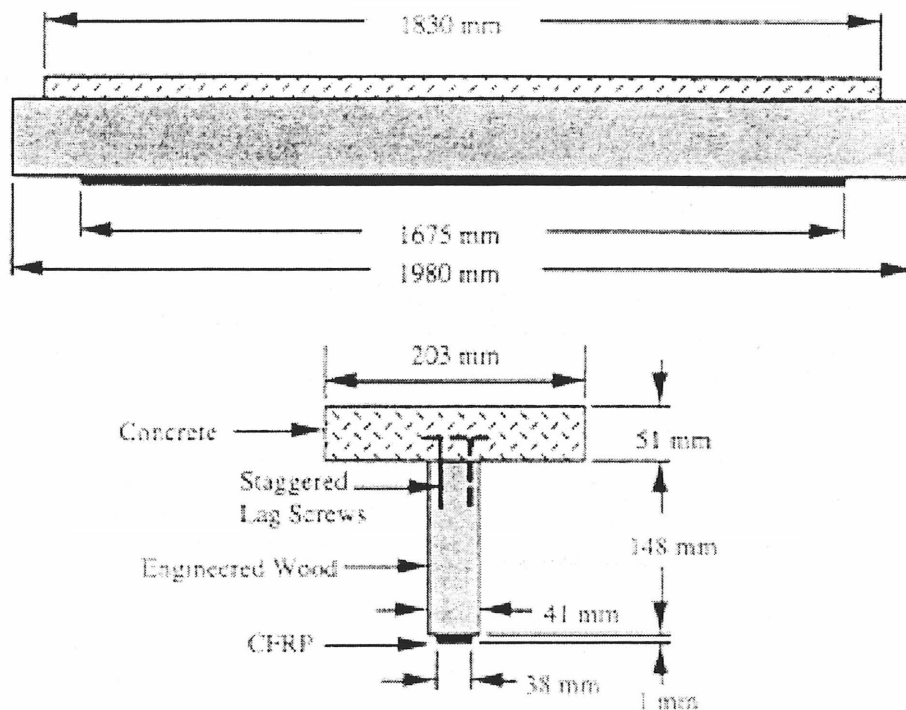


Figure 2.4 : Poutre à section composite bois-béton-PRF

Source : CHAJES, M.L., et al., (1996) Behaviour of Engineered Wood-CFRP Beam, *International Conference on Fibre Composites in Infrastructure (ICCI 96)*, p. 872

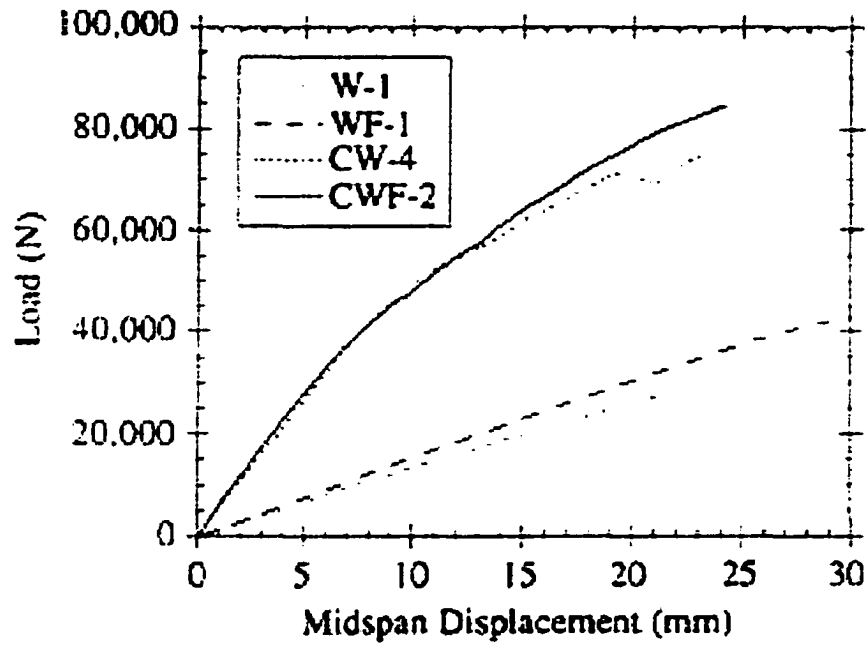


Figure 2.5 : Comportement de poutre à section composite bois-béton-PRF

Source : CHAJES, M.L., et al., (1996) Behaviour of Engineered Wood-CFRP Beam, *International Conference on Fibre Composites in Infrastructure (ICCI 96)*, p. 874

## **Chapitre 3**

# **Les matériaux et leurs propriétés**

Le présent chapitre a pour objet d'expliquer de quelle façon se comportent les matériaux utilisés dans cette étude, soit le bois scié et les matériaux composites.

### **3.1 Le bois de sciage**

Contrairement au béton, aux polymères, à l'acier ou aux autres métaux, le bois est un matériau pour lequel l'homme n'a presque aucun contrôle sur sa qualité lors de sa production. En effet, parce que c'est un matériau organique, il est difficile ou impossible d'intervenir de façon à produire quelconque effet significatif sur sa morphologie. C'est à cause de son caractère naturel que les propriétés mécaniques du bois sont extrêmement variables. Afin d'élaborer des normes de calcul des structures en bois, il a fallu établir des valeurs de résistance fiables et sécuritaires.

#### **3.1.1 Comportement : bois clair versus bois pleine grandeur**

Avant les années quatre-vingt, les valeurs de résistance du bois publiées dans les codes étaient déterminées à partir de tests sur de petites éprouvettes de « bois clair ». Par l'expression « bois clair », il faut comprendre que c'est du bois complètement exempt de défauts comme des nœuds, des trous, des fentes ou l'inclinaison des fibres par rapport à l'axe d'une pièce. C'est la norme ASTM D 245, *Standard Methods for Establishing Structural Grade and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber*, qui était



utilisée pour les tests. La résistance en tension et compression du bois clair fut ainsi déterminée. Le comportement en tension du bois clair suit une relation linéaire élastique jusqu'à la rupture fragile. Par contre, dans le cas de la compression, le bois clair démontre un comportement non linéaire et une grande ductilité avant la rupture. Ces lois de comportement sont illustrées à la figure 3.1. Quant au comportement en flexion, il fut déduit des lois de tension et de compression obtenues avec les éprouvettes et le mode de rupture dépend du ratio de résistance tension / compression de la pièce de bois considérée.

Ce comportement caractéristique du bois clair est toujours vrai aujourd'hui, mais il fut réalisé que le comportement réel des pièces de bois de construction utilisées en pratique ne répond pas vraiment bien à ces lois. Par exemple, d'après les essais effectués sur les éprouvettes, les contraintes de tension supportées par le bois clair sont supérieures aux contraintes de compression. En conséquence, le comportement en flexion est caractérisé par une zone de ductilité puisque les fibres comprimées du bois clair atteignent leur limite élastique avant les fibres tendues. En réalité, le comportement en flexion d'une pièce de bois pleine grandeur est tout autre. Les défauts se retrouvant dans une pièce affectent beaucoup plus la résistance en tension que la résistance en compression. La présence de nœuds dans la zone de bois tendu ou bien les fibres mal orientées par rapport à l'axe de la pièce entraînent d'importantes concentrations de contraintes qui causent la rupture fragile des fibres de bois en tension. C'est pourquoi seulement quelques pièces ne comportant que très peu ou pas de défauts se rapprochent du comportement ductile en flexion et ces pièces constituent les meilleures d'une population donnée. La figure 3.2 montre la courbe typique de comportement en flexion pour différentes qualités de bois.

C'est par souci de publier dans les codes de conception des valeurs plus représentatives de la réalité qu'un ambitieux programme expérimental, ayant pour but de déterminer les résistances caractéristiques en tension et en flexion à partir de bois de construction pleine grandeur, fut mis en branle au Canada et aux États Unis vers la fin des années soixante-dix. Complété au cours des années quatre-vingt, ce vaste programme d'essais a permis de publier des valeurs de résistance plus réalistes pour chaque essence et chaque classe de bois commercial. Cette information nouvelle et importante sur le bois de construction permit d'augmenter la fiabilité du calcul des charpentes en bois.

### 3.1.2 Classification du bois

Étant donnée la très grande variabilité des propriétés du bois entre les essences et à l'intérieur même d'une essence, les pièces de bois sont regroupées en classes. Dans un monde parfait, ces classes regrouperaient les pièces par catégories de résistance. Mais comme il est impossible de connaître la résistance des pièces sans les briser, il a fallu trouver une autre façon de faire. Ainsi donc, les classes regroupent les pièces de qualité présumée semblable. Les règles de classification du bois de sciage publiées par la *Commission nationale de classification des sciages* (CNCS) découlent de la notion de "ratio de résistance" de l'approche ASTM. Le classement s'effectue selon deux techniques : 1) le bois classé visuellement par contrainte; 2) le bois classé mécaniquement par contrainte. La première des deux techniques est la plus répandue. La grande majorité du bois structural produit au Canada est classé selon cette méthode. Une plus grande importance lui est accordée dans le texte qui suit puisque c'est ce type de classement qu'a subi le bois utilisé dans le cadre de la présente étude.

Les règles de classification visuelle du bois de sciage (CNCS) séparent le bois selon les classes *Select Structural*, N° 1, N° 2, N° 3, *Stud*, construction et standard. Ces classes varient quelque peu dépendamment des catégories de pièces. Le tableau 3.1 tiré de la norme CSA O86.1 résume bien en quoi consistent les catégories et quelles classes leur sont associées. D'après l'approche ASTM, les classes visent l'obtention d'un "ratio de résistance" par rapport à du bois clair, soit un ratio de la résistance que possède une pièce de bois sciée par rapport à la résistance d'une pièce de bois sans aucun défaut de même densité et de même couleur. Le programme national d'essai pleine grandeur a démontré que ce système comporte des faiblesses. Malgré tout, l'industrie du bois a conservé les mêmes méthodes de classement visuelles. Les règles de classification guident les personnes chargées du classement dans les usines de production afin qu'ils puissent d'un simple coup d'œil trier les pièces et les estamper selon leur classe.

Voici à quoi ressemblent les règles pour le cas d'une pièce 38×89 (2 $\nabla$ ×4 $\nabla$ ) de la catégorie *Charpente légère de grande portée*. Pour cette catégorie, les classes *Select Structural*, N° 1, N° 2 et N° 3 sont présentes et définies comme suit. Les morceaux triés comme étant *Select Structural* devaient avoir un ratio de résistance d'au moins 65 %. Le diamètre des nœuds

qui sont en contact avec une arête de la pièce ne doit pas excéder 3/4" et celui des nœuds se retrouvant au centre de la section ne doit pas excéder 7/8". Les nœuds doivent être fermes et bien espacés. La déviation du fil par rapport à l'axe du morceau ne doit pas être plus grande que 1:12. De plus, la pièce ne doit pas être constituée de plus de 10% de bois de cœur. Pour se qualifier pour la classe N° 1, les morceaux devaient avoir un ratio de résistance de 55%. Les nœuds sont permis si leurs diamètres sont en deçà de 1" pour les nœuds touchant une arête et 1 1/2" au centre de la section. La déviation du fil par rapport à l'axe du morceau ne doit pas être plus grande que 1:10. De façon similaire les morceaux classés N° 2 devaient avoir au moins 45% de ratio de résistance. Le diamètre des nœuds qui touchent à une arête ne doit pas être de plus de 1 1/4" et de 2" au centre de la section. La figure 3.3 résume bien ces prescriptions. Sur le marché, pour des raisons d'économie de temps et d'argent, les usines de production ne se donnent généralement pas la peine de séparer les pièces *Select structural* et N° 1 des N° 2. Qui plus est, les pièces de qualité supérieures sont régulièrement identifiées comme « N° 2 et meilleurs » et vendues comme tel.

À partir des essais pleine grandeur, les conclusions suivantes ont pu être tirées à propos des classes du bois classé visuellement. Premièrement, le bois classé *Select structural* est significativement plus fort que celui des autres classes, ce qui est très logique. En revanche, les pièces de la classe N° 2 se sont régulièrement montrées plus résistantes que ceux de la classe N° 1. Ce phénomène s'explique par la nature même du système de classement. Ainsi, comme le système est visuel, plusieurs pièces fortes mais de mauvaise apparence sont classées comme des N° 2, ce qui vient augmenter la moyenne de cette catégorie. C'est pourquoi dans la norme actuelle, CSA O86.1, les résistances publiées pour les classes N° 1 et N° 2 sont les mêmes (sauf pour les catégories *Montant et gros bois* et *Poutre et longeron*). En outre, les essais pleine grandeur ont démontré que 50% des pièces N° 2 sont suffisamment résistantes pour être classées *Select structural*, que la variabilité à l'intérieur d'une classe est très grande et que les pièces de la catégorie N° 3 sont généralement plus fortes qu'anticipé.

En ce qui a trait à la méthode de classement mécanique par contrainte (bois MSR : Machine Stress Rated), elle repose sur l'hypothèse qu'il y a une relation entre la résistance des pièces

et leurs modules d'élasticité. La méthode consiste à évaluer le module élastique de chaque pièce au moyen d'un test de flexion non destructif bien entendu. Ce test peut être effectué en appliquant un chargement donné et en mesurant la déflexion correspondante ou l'inverse, en imposant une déflexion et en notant la charge appliquée nécessaire. Le module est mesuré sur une portée de 900 mm avec une charge appliquée au centre. Dans la plupart des machines, le module est mesuré à tous les 150 mm le long de la pièce de bois. Plusieurs valeurs sont ainsi obtenues pour chacune des pièces et pour les fins du classement, leur plus faible valeur de module d'élasticité leur est attribuée. Chaque pièce de bois reçoit une marque de classe indiquant sa valeur de module élastique  $E$ , en plus de sa valeur associée de résistance en flexion  $F_b$ . La figure 3.4 démontre la relation entre la résistance et le module d'élasticité obtenu pour ce genre d'essais. Il est évident que la relation est loin d'être parfaite. Par exemple, dans le cas d'une pièce avec un module de 8 GPa, la résistance correspondante varie de 12 MPa à 72 MPa. Notons que les modules d'élasticité sont mesurés selon l'axe faible et que l'utilisation de la pièce sera plus courante selon l'axe fort. Un test qui évaluerait le module d'élasticité dans la configuration exacte de l'utilisation de la pièce de bois offrirait sans aucun doute une meilleure relation que celle montrée à la figure 3.4.

### 3.1.3 La variabilité du bois

Comme mentionné antérieurement, la variabilité des propriétés mécaniques du bois reste très étendue à l'intérieur même des classes. Le programme d'essais pleine grandeur, qui a servi à établir les valeurs publiées dans la norme, le démontre bien comme en fait foi la figure 3.5 qui montre des histogrammes de résistance obtenus pour quatre classes de bois. Étonnamment, il est possible de constater sur cette figure que les classes *Select structural*, N° 1 et N° 2 couvrent la même étendue de valeurs de résistance.

Les résultats des tests effectués sur une population de pièces de bois se distribuent selon un histogramme tel que montré à la figure 3.6. La forme de la distribution peut être estimée à l'aide d'une distribution statistique comme la distribution normale, log-normale ou les distributions de *Weibull* à 2 et 3 paramètres. La distribution normale n'est pas très appropriée pour représenter ce type de résultats puisque sa forme symétrique partant de moins l'infini et se poursuivant jusqu'à l'infini implique des valeurs de résistance négatives

aux matériaux. C'est la distribution de *Weibull* à 3 paramètres qui représente le mieux la forme de la distribution. Quand vient le temps de choisir la valeur à publier pour une classe, il faut alors choisir un seul chiffre qui sera sécuritaire. La valeur qui est choisie dans le cas du Canada est le 5<sup>e</sup> rang centile de la distribution qui se conforme le mieux aux résultats. La plupart du temps il s'agit de la loi de *Weibull* à 3 paramètres.

### **3.2 Les matériaux composites**

Un matériau composite est une combinaison de deux matériaux ou plus qui agissent conjointement pour résister aux efforts auxquels ils sont soumis. Le type de matériau composite dont il est question dans la présente étude est communément appelé **PRF**, polymère renforcé de fibres. Cette partie du chapitre a pour objectif de définir en quoi consistent ces matériaux.

#### **3.2.1 Composition et comportement**

Les polymères renforcés de fibres sont des matériaux composites constitués d'une matrice polymère et de fibres continues ou coupées. Les fibres les plus fréquemment retrouvées sont les fibres de carbone, de verre ou d'aramide. Elles possèdent de très bonnes propriétés mécaniques telles que leur résistance en tension et leur module élastique. Le tableau 3.2 présente certaines propriétés mécaniques des fibres. Les fibres sont retenues ensemble au moyen d'une matrice plastique constituée de résine d'époxy de polyester ou de *vinylester*. La résistance en tension de la matrice n'est pas très élevée par rapport à la résistance des fibres, comme il est possible de le constater à partir du tableau 3.3 qui contient les propriétés physiques des résines. La matrice se comporte de façon ductile et son rôle est de transférer les efforts et de maintenir les fibres ensemble afin qu'elles travaillent de façon la plus uniforme possible.

Le comportement des PRF est linéaire élastique jusqu'à la rupture, il ne démontre aucune ductilité. En revanche, ils ont l'avantage d'être jusqu'à six fois plus résistants que l'acier pour environ un cinquième de son poids. Cette résistance est toutefois variable en fonction de l'orientation des fibres. En effet, ces matériaux sont anisotropes, c'est-à-dire que leurs propriétés mécaniques ne sont pas les mêmes dans toutes les directions. La résistance maximum est évidemment obtenue en sollicitant le matériau dans le même axe que

l'alignement de ses fibres. La légèreté des matériaux composites leur procure un avantage relativement aux coûts de main-d'œuvre nécessaire pour l'installation par rapport à un matériau conventionnel comme l'acier. Il s'agit d'un avantage qui possiblement compensera l'inconvénient en ce qui a trait à leurs coûts relativement élevés. Autre avantage important des PRF : ils ne sont pas corrosifs.

### 3.2.2 Les différentes formes des PRF

Le marché offre les PFR sous différentes formes. D'abord, ils se retrouvent sous forme de plaques solides. Ces plaques sont manufacturées par un procédé de pultrusion permettant de produire en continuité des plaques de composites à sections constantes. Le procédé consiste dans un premier temps à tirer les fibres à travers un bain de résine, puis ensuite à travers un four où la cure nécessaire au durcissement de la résine est effectuée. Ce procédé a l'avantage d'offrir des plaques possédant une densité de fibres très élevée. Les plaques sont disponibles en plusieurs sections et longueurs différentes. Elles sont collées sur la surface de la pièce à renforcer au moyen de mortier à base d'époxy.

Il est également possible de retrouver les matériaux composites sans que les fibres ne soient imprégnées d'avance. Les tissus de fibres sont disponibles en alignement unidirectionnel ou bien en tressage bidirectionnel à différents angles selon le type d'utilisation prévu. La résine s'appliquant sur ces tissus comporte deux composantes contenues séparément jusqu'au moment de l'imprégnation des fibres. Ces deux composantes, une fois mélangées ensemble, vont provoquer une réaction chimique qui mènera au durcissement de la résine de même qu'à l'encastrement des fibres. En plus de jouer le rôle de matrice, c'est cette même résine qui joue le rôle d'agent de collage entre le composite et la surface sur laquelle il est appliqué. Les opérations de saturation et de mise en place des fibres doivent donc être effectuées dans un même temps. Cette forme de PRF a l'avantage d'être plus souple que les plaques pour épouser les différentes formes des éléments à renforcer. Par contre, l'alignement des fibres risque d'être moins parfait et la densité du matériau plus variable.

Les deux premières formes de PRF décrites ci-haut sont surtout utilisées pour le renforcement externe d'éléments structuraux, mais on peut aussi utiliser les composites à l'intérieur de pièces en utilisant des PRF sous forme de barres. Tout comme les plaques, les

barres sont constituées de fibres de verre ou de carbone retenues ensemble par une matrice de résine. Leur usage principal est le remplacement des barres d'acier dans le béton armé.

Tableau 3.1 : Dimension du bois classé visuellement par contrainte

Catégorie	Face étroite, mm	Grande face, mm	Classe
Charpente légère	38 à 89	38 à 89	Construction, Standard
Poteau d'ossature	38 à 89	38 ou plus	Stud
Charpente légère de grande portée	38 à 89	38 à 89	Select structural, N° 1, N° 2, N° 3
Solive et madriers de charpente	38 à 89	114 ou plus	Select structural, N° 1, N° 2, N° 3
Poutre et longeron	114 ou plus	Excède la face étroite de plus de 51 mm	Select structural, N° 1, N° 2
Montant et gros bois	114 ou plus	Excède la face étroite de 51 mm ou moins	Select structural, N° 1, N° 2
Platelage en madrier	38 à 89	140 ou plus	Select, commercial

Source : ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. (1995) *Règles de calcul aux états limites des Charpentes en bois*, Association canadienne de normalisation, p. 24 (O86.1-94)

Tableau 3.2 : Propriétés mécaniques des fibres

Fibres	Type	Diamètre (microns)	Densité	Résistance en tension MPa	Module d'élasticité GPa	Déformation à la rupture %
Verre	E	10	2,54	3450	42	4,8
	S	10	2,49	4300	87	5,0
Carbone	PAN	7	1,76	3650	231	1,4
	PITCH	10	2,00	2400	380	0,5
Aramide	Kevlar 49	11,9	1,45	3620	131	2,8
	Twaron	12	1,45	3600	127	2,5

Source : ISIS SHERBROOKE (1999) *Manuel de conception pour le renforcement externe de structures de béton*, ISIS Sherbrooke, Université de Sherbrooke, Département de génie civil, p. 4.

Tableau 3.3 : Propriétés physiques des résines

Résine	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Résistance en tension MPa	Module élastique	Elongation à l'ultime %	Température d'utilisation à long terme, °C
Polyester	1,2	50-65	3,0	2-3	120
Vinylester	1,15	70-80	3,5	4-6	140
Époxy	1,1-1,4	50-90	3,0	2-8	120-200

Source : ISIS SHERBROOKE (1999) *Manuel de conception pour le renforcement externe de structures de béton*, ISIS Sherbrooke, Université de Sherbrooke, Département de génie civil, p. 4.



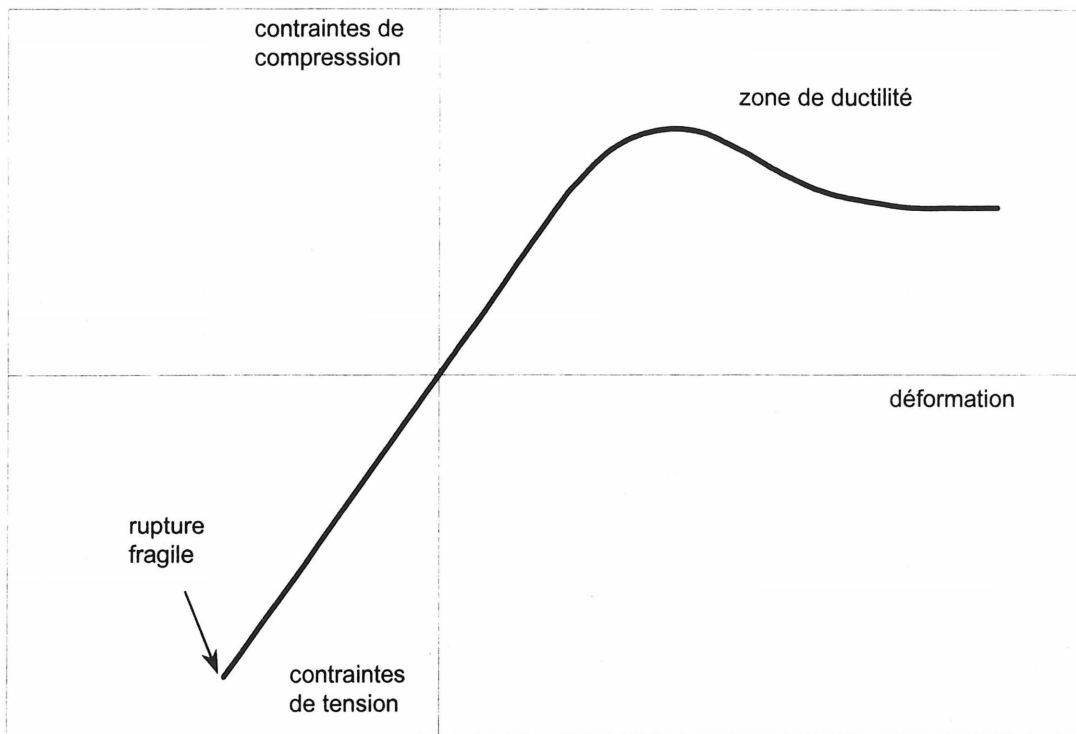


Figure 3.1 : Loi de comportement du bois clair en tension et en compression

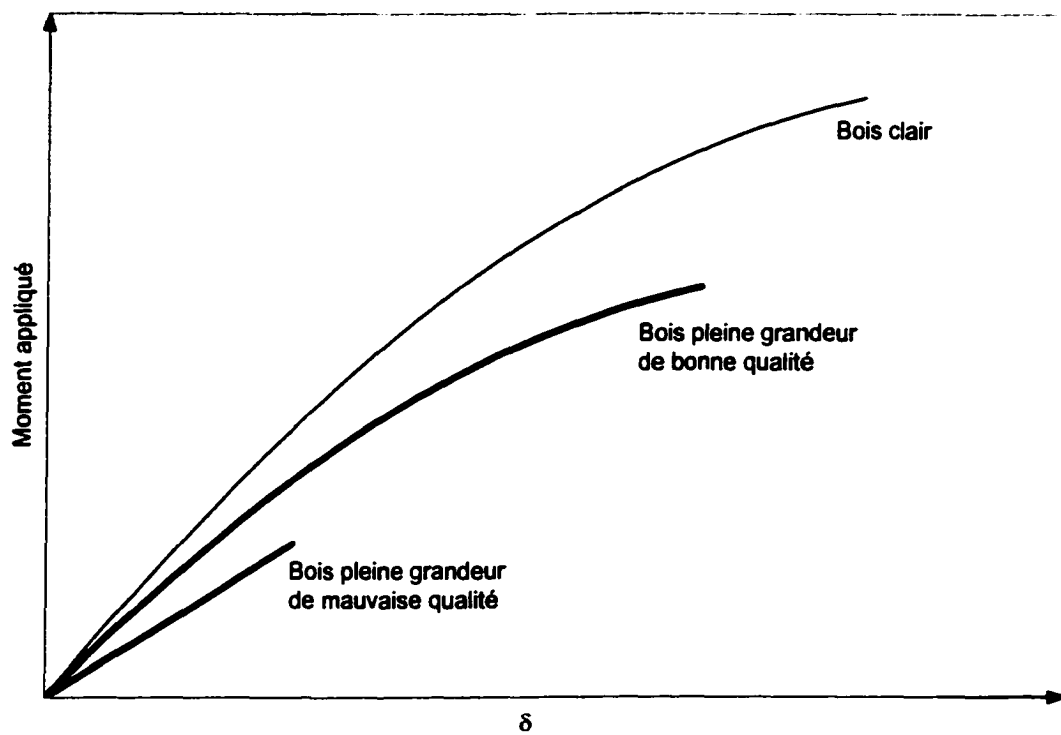


Figure 3.2 : Comportement en flexion du bois

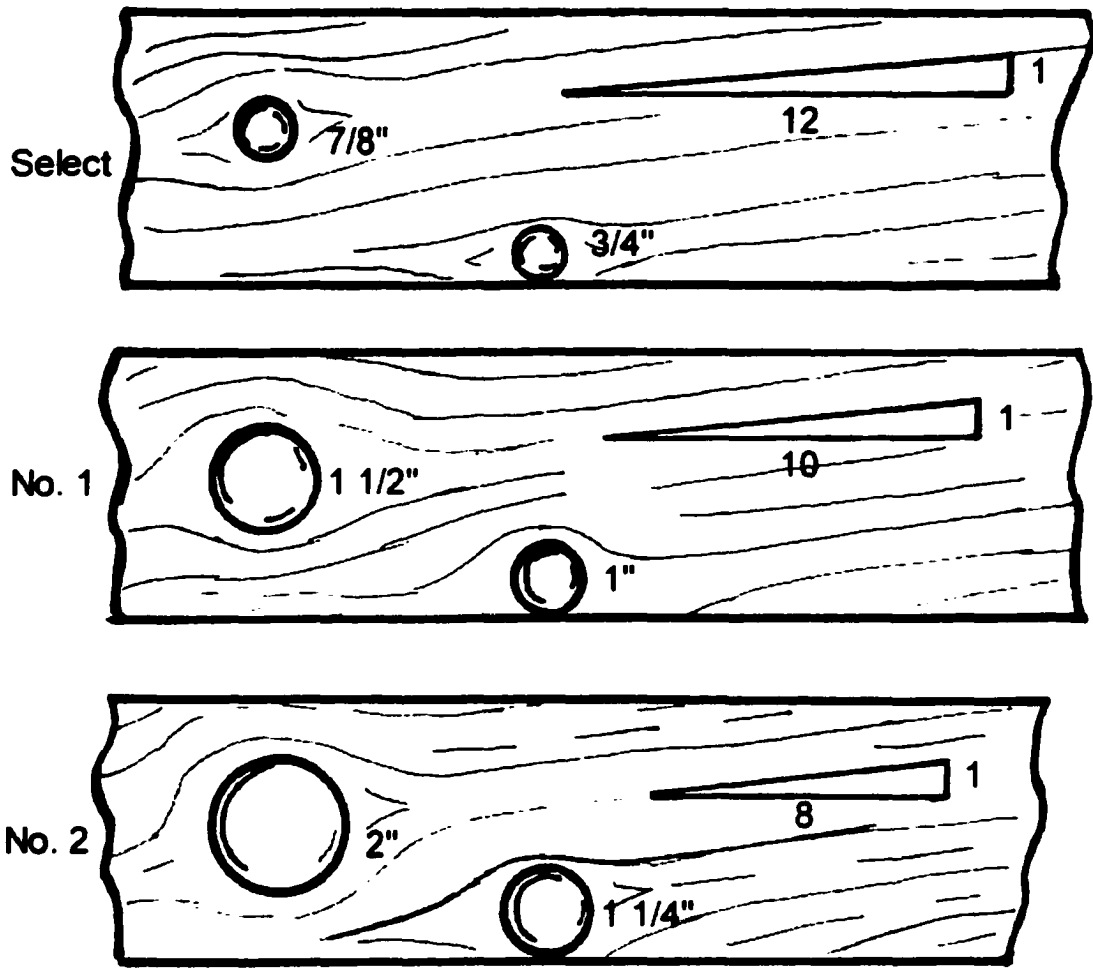


Figure 3.3 : Critères de classification du bois de sciage

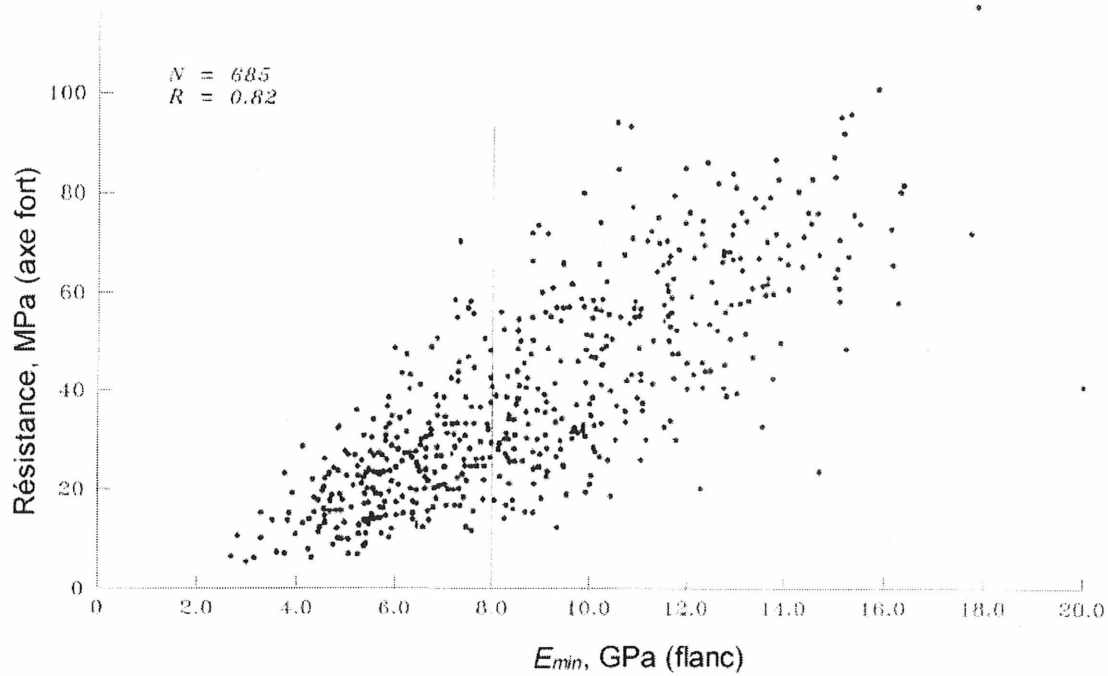


Figure 3.4 : Relation entre le module élastique et la résistance d'une pièce

Source : MADSEN, B. (1992) *Structural Behavior of Timber*, First Edition, North Vancouver, Timber Engineering Ltd., p. 314

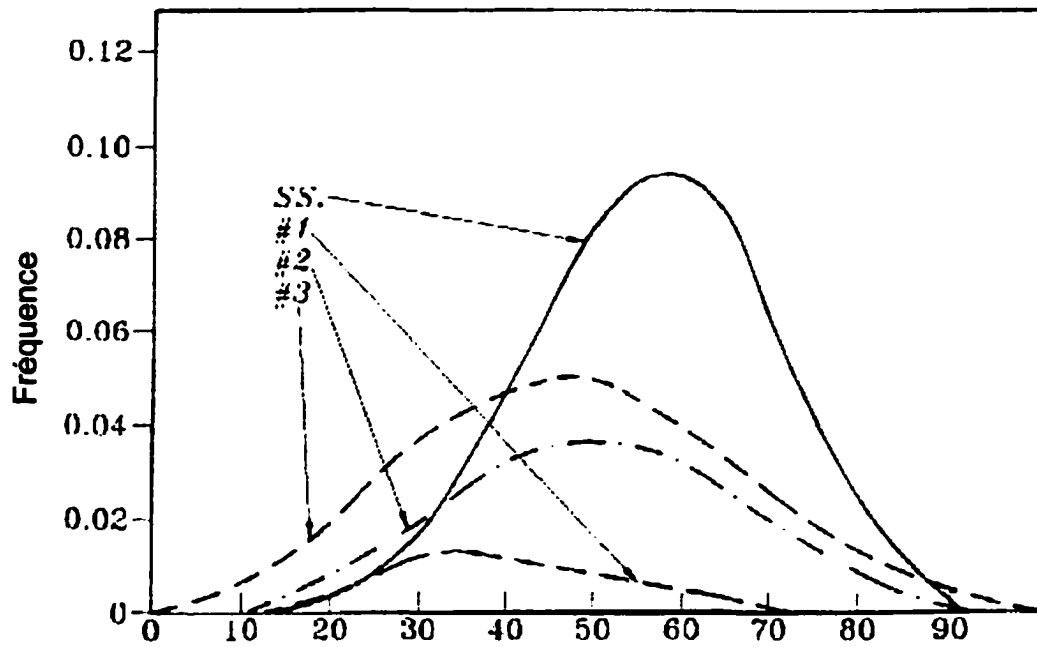


Figure 3.5 : Histogrammes de résistance pour 4 classes différentes obtenues lors du programme d'essais sur pièces pleines grandeurs

Source : MADSEN, B. (1992) *Structural Behavior of Timber*, First Edition, North Vancouver, Timber Engineering Ltd., p. 313

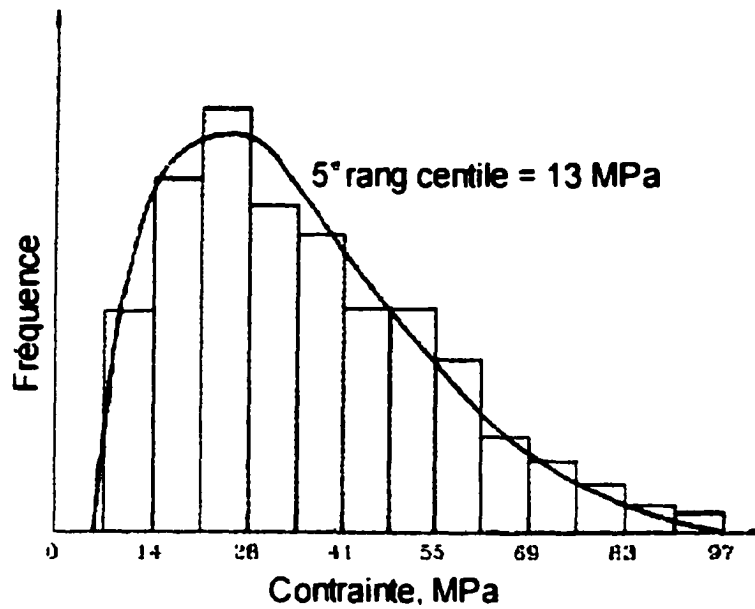
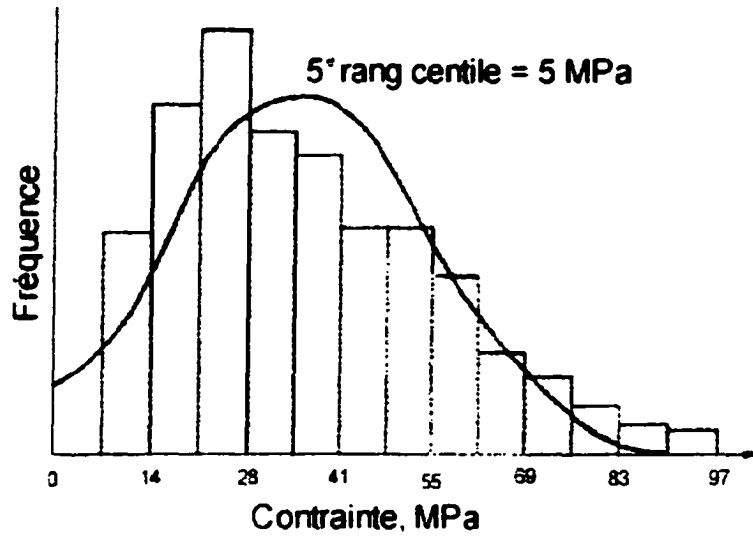


Figure 3.6 : Résistance du bois. En haut, distribution représentée par une loi normale. En bas, distribution représentée par la courbe de *Weibull* à 3 paramètres

Source : MADSEN, B. (1992) *Structural Behavior of Timber*, First Edition, North Vancouver, Timber Engineering Ltd., p. 28

## Chapitre 4

### Calculs théoriques

Dans ce chapitre, il sera question de calculs théoriques d'augmentation de résistance obtenue par le renforcement de poutres en bois de sciage avec des PRF. Ces calculs sont effectués selon les lois de résistance des matériaux.

#### 4.1 Méthode de la norme canadienne

Selon la norme canadienne *CSA 086.1-94 : Règles de calcul aux états limites des charpentes en bois*, la résistance à la flexion d'une section en bois de sciage est donnée par la formule suivante :

$$M_r = \phi f_b S K_{Zb} K_L K_D K_H K_{Sb} K_T \quad (4-1)$$

où le coefficient de tenue en service  $\phi$  prend la valeur 0,9, où  $f_b$  est la résistance pondérée en flexion,  $S$  est le module de la section,  $K_{Zb}$  est un coefficient de dimension,  $K_L$  est un coefficient de stabilité latérale,  $K_D$  est un coefficient de durée d'application de la charge,  $K_H$  est un coefficient de partage des charges,  $K_{Sb}$  est un coefficient de condition d'utilisation et finalement  $K_T$  est un coefficient de traitement. En faisant abstraction de ces coefficients, introduits pour tenir compte des conditions d'utilisation réelles et propres à chaque cas, on constate que cette équation revient à l'équation simple du moment pour une section fléchie :

$$M = \sigma_{\max} S = \sigma_{\max} \frac{I}{\bar{y}} \quad (4-2)$$

où  $\sigma_{max}$  est la contrainte maximale subie par le matériau. L'utilisation de cette équation s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- La poutre est droite avant le chargement.
- Le matériau est linéaire élastique et ses propriétés sont les mêmes en tension et en compression.
- Le matériau est homogène tout le long de la poutre.
- La flexion se produit dans un seul plan qui coïncide avec l'axe principal de la section.

## 4.2 Calcul de poutres renforcées

En conformité avec la méthode utilisée par la norme canadienne, l'équation (4-2) sera utilisée pour le calcul du moment résistant d'une poutre renforcée. Deux configurations de renforcement seront considérées pour ces calculs : 1) une bande de PRF sous la poutre; 2) un renforcement en enrobage de la poutre en forme de « U ». Le tableau 4.1 contient les propriétés des PRF utilisées pour les calculs. Comme mentionné au chapitre précédent, la résistance en tension de la matrice est très faible par rapport à la résistance des fibres. C'est pourquoi dans les calculs qui suivent, l'effet de la matrice plastique est négligé et seulement la couche de fibre est considérée. Cette procédure est aussi suggérée par les fabricants de ces matériaux.

### 4.2.1 Une bande de PRF sous la poutre

Effectuons d'abord le calcul pour une poutre de 38 × 89 renforcée avec une bande de CF-130 de 28 mm de largeur collée sous la poutre. On peut quantifier la quantité de renforcement par le ratio de renforcement,  $\rho_{PRF}$ , qui est le ratio de l'aire de PRF sur l'aire totale de la section. Dans le cas présent, nous avons un  $\rho_{PRF} = 0,14 \%$ . La plaque de PRF doit d'abord être transformée en quantité équivalente de bois afin que le matériau soit homogène et ainsi répondre aux conditions d'utilisation de l'équation (4-2). La transformation s'effectue en augmentant la dimension horizontale du PRF de la quantité  $E_{PRF} / E_{bois} = 235\ 000 / 10\ 500 = 22,4$ , ce qui nous donne une largeur équivalente en bois de



28 mm × 22,4 = 627 mm. La position de l'axe neutre est ensuite calculée de la façon suivante :

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} \quad (4-3)$$

$$\bar{y} = \frac{(38 \times 89) \times 44,665 + (0,165 \times 627) \times 0,0825}{(38 \times 89) + (0,165 \times 627)} = 43,34 \text{ mm}$$

Le second moment  $I$  de la section transformée est donné par l'équation suivante :

$$I = \sum \left[ \frac{b_i h_i^3}{12} + A_i (\bar{y} - \bar{y}_i)^2 \right] \quad (4-4)$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \left[ (38 \times 89^3) + (627 \times 0,165^3) \right] \\ &+ (627 \times 0,165) \times (43,34 - 0,0825)^2 \\ &+ (38 \times 89) \times (43,34 - 44,665)^2 \end{aligned}$$

$$I \approx 2\,431\,000 \text{ mm}^2$$

Les caractéristiques géométriques de la section sont illustrées à la figure 4.1. La résistance à la flexion  $\sigma_{max}$ , ou  $f_b$ , peut être obtenue parmi les résultats des essais pleine grandeur publiés par Barrett et Lau (1994). Pour l'essence épinette-pin-sapin, qui sera utilisée pour les essais, nous avons une valeur de résistance à la flexion de 31,47 MPa pour la classe *Select Structural*. Cette valeur correspond au cinquième rang centile de la distribution de *Weibull* à 3 paramètres. Étant donné que le comportement du bois est considéré linéaire élastique jusqu'à la rupture, le calcul du moment résistant ultime doit être effectué en prenant comme position d'axe neutre la distance entre ce dernier et les fibres qui en sont le plus éloignées. Dans le cas présent, ce sont les fibres comprimées qui sont les plus éloignées de l'axe neutre et qui seront critiques pour le moment maximum. À partir de l'équation (4-2), on obtient donc le moment résistant suivant pour une poutre renforcée :

$$M = \frac{31,47 \times 2\,431\,000}{45,8} = 1,67 \text{ KN m}$$

Calculons maintenant le moment résistant de la même pièce de bois, mais sans renforcement :

$$M = \frac{31,47 \times 2232000}{44,5} = 1,57 \text{ KN m}$$

Ainsi, l'augmentation du moment résistant peut se quantifier à environ 6%. Pour ce qui est de la rigidité, l'ajout de la bande de *CF-130* a permis d'augmenter l'inertie de la poutre d'environ 9 %.

Recommençons le même exercice, mais cette fois avec 2 couches de *CF-130*. Cela donne une épaisseur de PRF de 0,33 mm et un  $\rho_{PRF} = 0,27 \%$ . Dans ce cas, l'axe neutre se situe à 42,26 mm du bas et l'inertie de la section transformée est de 2 611 000 mm<sup>2</sup>. Ce qui nous donne un moment résistant de :

$$M = \frac{31,47 \times 2611000}{47,1} = 1,74 \text{ KN m}$$

Cette fois l'augmentation du moment résistant par rapport à une section non renforcée peut se chiffrer à 10 % et l'augmentation du moment d'inertie est d'environ 17 %.

#### 4.2.2 Renforcement en forme de « U »

La grande malléabilité des tissus de PRF permet de faire l'enrobage des pièces traitées. Regardons, à partir de la théorie considérée dans ce chapitre, l'efficacité de ce type de renforcement. La figure 4.2 montre une poutre de 38 × 89 renforcée en « U » avec une couche de *GF-318* qui remonte sur les côtés de 50 mm. Le rapport  $n$  utilisé pour la transformation de la section composite en section de bois équivalente prend cette fois la valeur :  $E_{PRF} / E_{bois} = 25\,760 / 10\,500 = 2,45$ . L'axe neutre se situe à 42,85 mm du bas de la poutre et l'inertie de la section transformée est de 2 596 000 mm<sup>4</sup>. Le calcul du moment résistant de cette section nous donne :

$$M = \frac{31,47 \times 2596000}{47,3} = 1,72 \text{ KN m}$$

Les augmentations du moment résistant et de l'inertie par rapport à la section non renforcée sont respectivement de l'ordre de 9 % et de 16% pour un  $\rho_{PRF}$  de 4,5 %.

### 4.3 Efforts tranchants

La norme canadienne publie l'équation suivante pour le calcul de la résistance pondérée en cisaillement des éléments de bois de sciage :

$$V_r = \phi f_v \frac{2A_n}{3} K_D K_H K_{Sv} K_T K_{Zv} \quad (4-5)$$

où le coefficient de tenue en service  $\phi$  prend la valeur 0,9, où  $f_v$  est la résistance pondérée en flexion,  $A_n$  est l'aire de la section transversale nette,  $K_{Zv}$  est un coefficient de dimension,  $K_D$  est un coefficient de durée d'application de la charge,  $K_H$  est un coefficient de partage des charges,  $K_{Sv}$  est un coefficient de condition d'utilisation et finalement  $K_T$  est un coefficient de traitement. En faisant abstraction des coefficients  $K$ , on constate que cette équation est un cas particulier de l'équation générale (4-6) adaptée pour une section rectangulaire où la contrainte de cisaillement moyenne est à son maximum, c'est-à-dire à la mi-hauteur.

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{Ib} \quad (4-6)$$

Dans l'équation (4-6),  $V$  est l'effort tranchant,  $\tau_{xy}$  est la contrainte moyenne de cisaillement dans un plan,  $Q$  est le premier moment et  $b$  est la largeur de la poutre. La figure 4.3 a) montre une poutre soumise à un effort tranchant. À la figure 4.3 b), on peut voir les caractéristiques géométriques nécessaires au calcul de  $\tau_{xy}$  à un plan situé à une distance  $y$  au-dessus de l'axe neutre. L'équation (4-6) est utile pour évaluer la contrainte moyenne de cisaillement à n'importe quel plan de la poutre et notamment au niveau du joint de colle entre le bois et le PRF. En isolant  $V$  dans l'équation (4-6) et pour un  $\tau_{xy}$  donné, on peut voir que l'augmentation de la résistance au cisaillement que procure le PRF est proportionnelle à l'augmentation de l'inertie  $I$  de la poutre. En effet,  $I$  est le seul terme de l'équation qui est influencé par le renforcement.

Il ne faut pas perdre de vue que les matériaux composites utilisés dans le cadre de cette étude sont constitués de fibres unidirectionnelles. Les fabricants ne publient jamais les propriétés de leurs matériaux dans des directions autres que l'axe principal puisque ce n'est pas le type d'application prévu pour ces matériaux. Par conséquent, afin de pouvoir effectuer les calculs de transformation de section avec le rapport des modules d'élasticité, les fibres des PRF doivent être collées dans le même sens que l'axe de la pièce de bois. Pour le cas de la résistance à la flexion, il est évident que l'efficacité optimum des fibres survient quand elles sont collées dans le même sens que l'axe de la poutre, car elles agiront en tension. Pour ce qui est de la résistance aux efforts tranchants pour une section fléchie, cela est moins évident. Mais TRIANTAFILLOU (1997) a fait des recherches sur le renforcement en cisaillement et a démontré que l'application des fibres dans l'axe de la pièce est, dans ce cas aussi, plus efficace que si elles sont collées en angle.

La résistance aux efforts tranchants ne sera pas approfondie davantage, puisque c'est le renforcement en flexion qui fait l'objet de la présente étude.

#### **4.4 Discussion**

Le tableau 4.2 rassemble les résultats des calculs effectués dans ce chapitre. Pour ce qui est des bandes de fibres de carbone, des gains de résistance à la flexion de 6 % et 10 % ont été obtenus avec respectivement 1 et 2 plis. On aurait pu croire que l'ajout des fibres de carbone, dont le module d'élasticité est plus de 20 fois supérieur à celui du bois, allait procurer un gain beaucoup plus important. C'est que la minceur des PRF utilisés (0,165 mm / pli) fait que le module de la section  $S = I / c$ , ne varie que légèrement, soit de 6 % et 10 % respectivement pour 1 et 2 plis. La figure 4.4 montre les déformations dans la section et les forces équivalentes de compression et de tension au moment ultime pour les différentes configurations de renforcement. Elle démontre que la contribution du PRF au moment ultime est de 14 % pour 1 pli et de 24 % pour 2 plis. Le PRF contribue au moment, mais le bois tendu joue tout de même un rôle très important. Les contraintes de tension dans le composite pour le cas de 1 et de 2 plis sont respectivement de 666 MPa et de 630 MPa. Cela ne représente qu'environ 18 % de la capacité ultime des fibres en tension.

Pour le cas du renforcement en « U » avec fibres de verre, une augmentation du moment ultime de 9 % a été atteinte. Ce qui est comparable à ce qui a été obtenu avec 2 plis de fibres de carbone, mais avec un PRF dont le module élastique est 9 fois moins élevé. Toutefois, la quantité de fibres de verre utilisée est beaucoup plus importante que dans le cas des fibres de carbone. Curieusement, pour un gain de résistance semblable au cas de 2 plis de fibres de carbone, la participation au moment ultime des fibres de verre est environ 2 fois moins importante (13 % vs. 24%). La contrainte de tension maximum dans les fibres de verre est d'environ 70 MPa soit 13 % de la capacité des fibres en tension, ce qui est bien peu.

En comparant les quantités de renforcement  $\rho_{PRF}$  appliquées, il est clair que les fibres de carbone sont plus efficaces que les fibres de verre. Cela est directement lié à la différence des modules élastiques. Par contre, en considérant le coût de ces matériaux sur le marché actuel, il est possible que l'utilisation des fibres de verre soit l'alternative la plus avantageuse.

Comme les gains de résistance à la flexion sont uniquement dus à l'augmentation du module de section  $S$ , il serait préférable de placer toute la quantité de fibre de verre sous la section plutôt que de les placer en « U ». Plus grande est la distance entre l'axe neutre et le renfort, plus efficace est le renforcement. À la suite d'un programme expérimental effectué sur des poutres en bois lamellé-collé, DOREY et CHENG (1996) en sont venus à cette conclusion eux aussi.

Un programme d'essais en laboratoire, effectué par l'auteur, a été mené pour vérifier si le comportement des poutres de bois scié correspond aux lois de comportement considérées dans le présent chapitre. Les trois configurations de renforcement dont il a été question seront testées. La description de ce programme expérimental fera l'objet du prochain chapitre. Malgré le fait que la configuration de renforcement en « U » ne semble pas être l'utilisation la plus optimum du matériau, cette configuration sera tout de même testée pour observer le comportement.

Tableau 4.1 : Propriétés des PRF

Matériaux PRF	Module élastique, $E_{PRF}$ MPa	Résistance en Tension MPa	Épaisseur de design mm	Déformation ultime %
CF-130 Fibres de carbone	235 000	3 550	0,165	1,5
GF-318 Fibres de verre	25 760	527	1,14	2,0

Tableau 4.2 : Augmentation des propriétés des poutres renforcées

Type de renforcement	PRF utilisé	Augmentation du moment résistant %	Augmentation de l'inertie %	$\rho_{PRF}$ %
Bande sous la poutre (1 pli)	CF-130 Fibre de carbone	6	9	0,14
Bande sous la poutre (2 plis)	CF-130 Fibre de carbone	10	17	0,27
Enrobage en « U » (1 pli)	GF-318 Fibre de verre	9	16	4,5

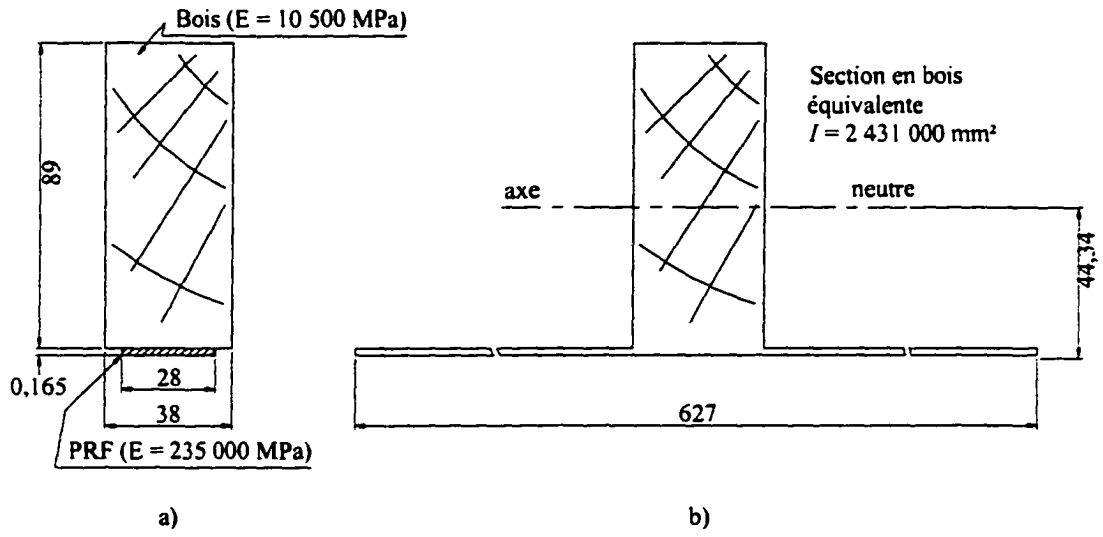


Figure 4.1 : a) Section renforcée d'une plaque de fibres de carbone; b) Section transformée équivalente en bois

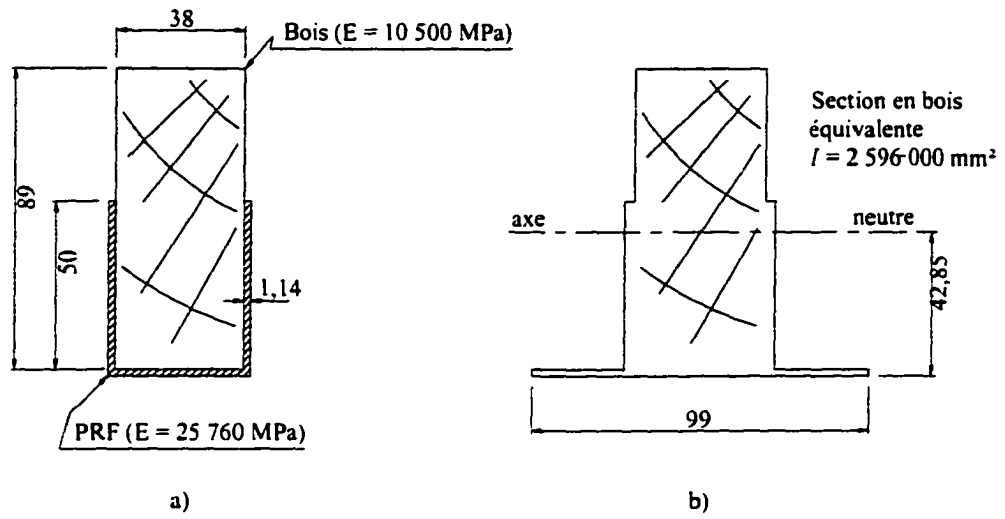


Figure 4.2 : a) Section renforcée avec des fibres de verre en « U »; b) Section transformée équivalente en bois



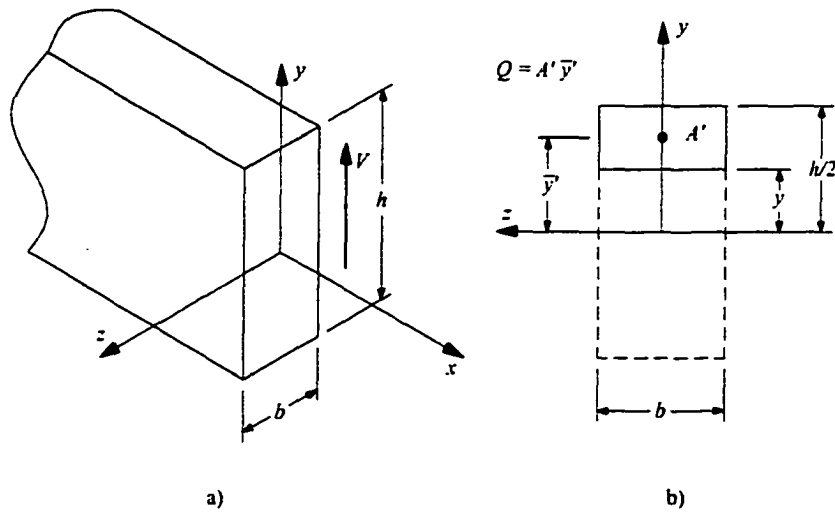
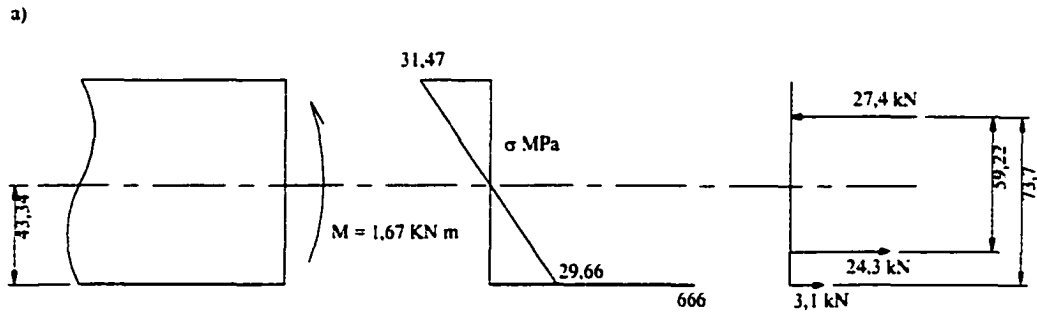
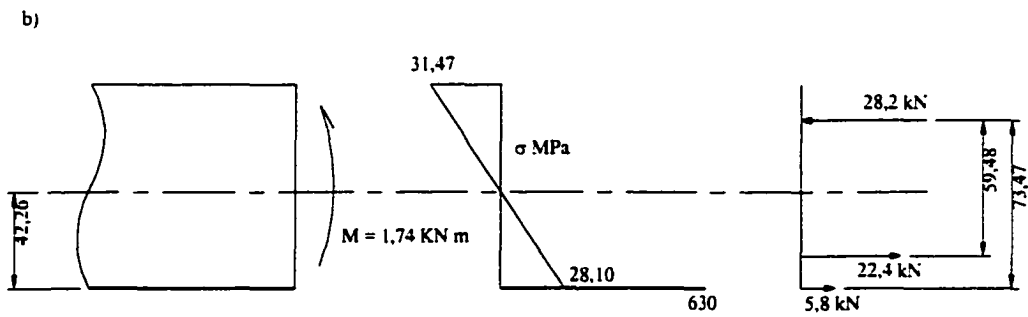


Figure 4.3 : a) Poutre soumise à un effort tranchant; b) Premier moment  $Q$  pour un plan



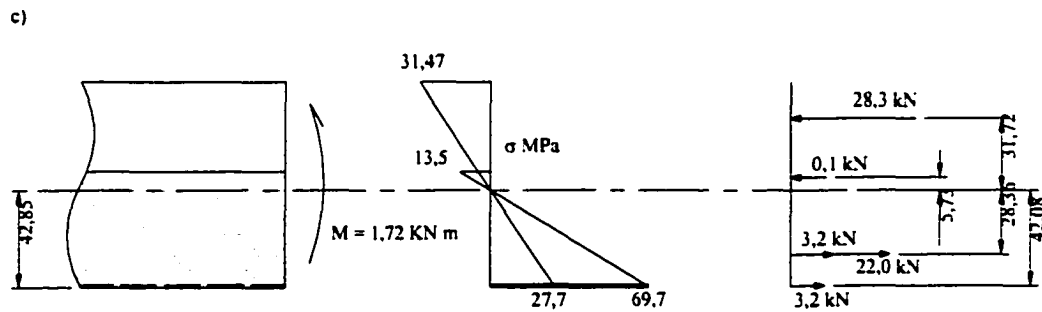
$$M = 24,3 (59,22) + 3,1 (73,7)$$

Bois : 86 % PRF : 14 %



$$M = 22,4 (59,48) + 5,8 (73,47)$$

Bois : 76 % PRF : 24 %



$$M = 28,3 (31,72) + 22,0 (28,36) + 0,1 (5,73) + 3,2 (28,36) + 3,2 (42,08)$$

Bois : 87 % PRF : 13 %

Figure 4.4 : a) Renforcement avec 1 pli de fibres de carbone; b) renforcement avec 2 plis de fibres de carbone; c) renforcement avec 1 pli de fibres de verre en « U »

## **Chapitre 5**

### **Description du programme expérimental**

Comme nous l'avons vu au chapitre 3, les propriétés mécaniques du bois sont très variables et elles ne peuvent être déterminées avec précision sans avoir recours à un essai destructif. Par conséquent, il est difficile de quantifier le gain de résistance ou de rigidité obtenu à la suite d'un renforcement. Une méthode d'échantillonnage visant à contourner cette difficulté a donc été élaborée dans le cadre de la présente étude et sera décrite dans ce chapitre.

Différentes configurations de renforcement ont été utilisées pour les tests de flexion afin d'étudier les paramètres énoncés au paragraphe 5.1. Ces configurations, ainsi que les raisons qui ont motivé l'auteur à les choisir, seront également traitées dans ce chapitre. De plus, il sera question de la description des montages et des programmes d'essais de traction et de flexion réalisés. Mais tout d'abord, les objectifs de l'étude expérimentale seront énoncés.

#### **5.1 Objectifs de l'étude expérimentale**

Le projet de recherche a pour objectif général d'explorer le comportement en flexion de poutres en bois scié renforcées avec des matériaux composites. Plus spécifiquement, l'auteur souhaite examiner les différents paramètres qui contribuent aux gains de résistance et de rigidité des poutres. Ces paramètres sont les suivants :

- la longueur d'ancrage du PRF,
- la configuration du renforcement,

- l'effet du rapport des modules d'élasticité  $E_{PRF} / E_{bois}$ ,
- le ratio de renforcement  $\rho_{PRF}$ ,

## 5.2 Tests de traction sur les matériaux composites

Afin de s'assurer que les propriétés des PRF telles que fournies par le fabricant peuvent être utilisées pour les calculs de renforcement, des essais de traction furent réalisés. Ces essais ont été faits selon les indications de la norme ASTM D 3039/D 3039M - 95a *Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*. La méthode que propose cette norme consiste à monter une mince plaquette de PRF de section rectangulaire, appelée « coupon », entre les mâchoires d'un appareillage de test qui lui induira graduellement un chargement de tension. La charge appliquée, ainsi que l'élongation du coupon mesurée avec un extensomètre, sont enregistrées jusqu'à la rupture finale du spécimen. La résistance ultime en tension, la déformation ultime et le module d'élasticité du PRF peuvent donc être déterminés à partir de l'essai. La norme indique qu'un minimum de cinq coupons doivent être testés pour obtenir des résultats significatifs. Pour ce qui est de la géométrie des coupons, aucune dimension n'est prescrite de façon précise. D'ailleurs, la norme fait mention que le dimensionnement des coupons relève plus de l'art que de la science. Par conséquent, on y retrouve plutôt des recommandations basées sur différentes méthodes développées par des laboratoires reconnus pour ce genre de test.

Trois configurations de coupon ont été mises à l'essai : deux avec des fibres de carbone en trois et six plis et une avec des fibres de verre en quatre plis. La figure 5.1 montre les différentes configurations des coupons. Sept coupons par configuration ont été fabriqués pour un total de 21. Les spécimens ont été dimensionnés en respectant les recommandations de la norme données au tableau 5.1. Toutefois, une dérogation à ces recommandations a été faite en ce qui a trait à l'épaisseur des spécimens. En effet, il est recommandé de faire des coupons d'un millimètre d'épaisseur alors que les spécimens de notre échantillon variaient de 1,5 mm, pour trois plis de fibres de carbone, à 4,0 mm pour quatre plis de fibres de verre. La raison de cette dérogation est que les calculs de renforcement de poutre, préalablement exécutés selon la méthode décrite au chapitre 4, ont conduit l'auteur à prévoir des renforcements de poutre avec trois plis de fibres de carbone

et quatre plis de fibres de verre. L'auteur voulait alors tester les PRF dans les mêmes épaisseurs que celles prévues pour son utilisation. Notez que la configuration à six plis de fibres de carbone a été réalisée pour le compte d'un autre projet de recherche, mais les résultats sont tout de même inclus ici puisque les essais furent réalisés au cours du même programme.

Des plaques de PRF, ont été fabriquées selon les recommandations du fabricant puis les coupons ont été découpés à partir des plaques. Ensuite, chaque coupon a été usiné de façon à avoir des sections de largeur constante pour chaque spécimen. Le matériel utilisé pour les coupons de fibres de carbone est le *MBrace CF-130* dont les propriétés sont présentées au tableau 4.1. Pour ce qui est des coupons de fibres de verre, une erreur s'est glissée dans l'expédition et après l'expérimentation il fut découvert que le matériel en question était un matériel expérimental non commercialisé. Les résultats de ces essais seront présentés au chapitre suivant. Les coupons ont subi une cure à l'air libre de 14 jours avant d'être testés.

L'appareillage de test constitué d'une presse hydraulique *MTS* et d'un acquiesiteur de données est montré à la figure 5.2. Le coupon y est solidement agrippé à chaque extrémité par des mâchoires appropriées. On aperçoit aussi l'extensomètre au milieu de la section qui mesure l'allongement du coupon.

### **5.3 Échantillonnage des poutres de bois**

À cause de la grande variabilité des propriétés mécaniques du bois, il est très difficile de quantifier l'effet d'un renforcement avec les PRF. Comme nous verrons au chapitre des résultats expérimentaux, il n'est pas si rare qu'une poutre non renforcée soit même plus résistante et rigide qu'une poutre renforcée de PRF! La méthode d'échantillonnage suivante a été élaborée dans le but de créer des paires de poutres « identiques » qui ont les mêmes propriétés mécaniques. La dimension du bois utilisé pour les tests est 38×89 mm (2"×4"). Ce choix a été fait par souci de minimiser les coûts, étant donné que des séries de tests comportant plusieurs répétitions étaient prévues. Un ratio longueur : profondeur de 17 : 1 est un bon ratio pour tester une poutre en flexion sans que les efforts tranchants ne deviennent trop importants. Il est aussi similaire à celui adopté pour les essais du programme national sur le bois commercial (*in grade testing*). Afin de se rapprocher de ce

ratio il a été décidé de tester des poutres avec 1500 mm de portée libre pour un ratio de  $1500 / 89 = 16,85$ . Toutefois, la longueur totale des poutres est de 1650 mm pour fournir une longueur d'appui suffisante et éviter les problèmes de compression perpendiculaire au fil.

### 5.3.1 Méthode

La méthode utilisée pour créer les paires de poutres « identiques » consiste à couper les deux spécimens dans la même pièce de bois. Les caractéristiques des deux pièces devraient alors être semblables comme nous le verrons un peu plus tard. Du bois de catégorie « S-P-F no.2 et meilleurs » en longueur de 3660 mm a été utilisé. Les longueurs de 1650 mm par poutre laissent 300 mm pour éliminer des défauts ou bien en garder s'ils permettent de créer deux poutres plus semblables. Cette méthode de découpage est illustrée à la figure 5.3. L'orientation des deux morceaux a été choisie dans le but d'obtenir un comportement similaire pour les deux poutres. Un total de 150 morceaux de 3660 mm provenant du même lot a été acheté pour faire l'échantillonnage. Trente de ces pièces ont été mises à l'écart à la suite d'observations visuelles car il semblait impossible de pouvoir créer des paires « identiques » avec elles. Les 120 pièces restantes ont toutes été coupées en deux et identifiées pour un total de 240 poutres. La figure 5.4 montre les poutres pendant le processus de fabrication des échantillons. Des numéros de 1 à 120 furent attribués aux poutres de façon à reconnaître les paires de poutres « identiques ». Toutes les poutres ont été soumises aux mêmes conditions d'exposition de façon à conserver un degré d'humidité semblable dans chacune des pièces de bois.

Ensuite, un programme de tests non-destructifs fut mené pour déterminer le module d'élasticité de chacune des 240 poutres. Ce test fut réalisé en appliquant deux chargements de deux charges concentrées au tiers de la portée tel qu'illustré à la figure 5.5. « P » pour le premier et le deuxième chargement étaient respectivement de 550 N et 876 N. La déflexion au centre de la portée mesurée avec un LVDT était ensuite notée pour chaque chargement. La charge  $P$  maximale de 876 N produit un moment de flexion qui correspond à 48 % du moment résistant calculé selon la norme pour une durée d'application normale. Il s'agit d'un niveau de charge où l'endommagement de la pièce est peu probable. Le calcul du module d'élasticité fut ensuite effectué de la manière suivante :

$$E = \frac{23 P l^3}{648 \Delta I} \quad (5-1)$$

Les modules d'élasticité de chacune des poutres étant connus, on effectua une comparaison des modules des pièces de chaque paire afin de vérifier si les modules étaient bel et bien similaires. Pour ce faire, la différence relative des modules de chaque poutre a été calculée et les paires dont les modules étaient différents de plus de 15 % furent rejetées.

### 5.3.2 Fondement de la méthode

Cette méthode repose sur l'hypothèse que des poutres de bois ayant le même module élastique devraient avoir la même résistance. Le même genre de relation,  $E-M_r$ , montrée à la figure 3.4 sera donc tracée. La relation que l'on y voit n'est pas des plus convaincantes, mais dans le cas de la présente expérimentation, le module sera mesuré dans le même axe que la résistance. De plus, l'auteur croit que deux poutres tirées de la même pièce de bois et qui ont des modules similaires sont davantage susceptibles d'avoir des résistances similaires que deux poutres complètement indépendantes ayant des modules semblables. L'annexe A présente les résultats de cette expérimentation.

## **5.4 Essais de flexion**

La configuration du montage pour les tests de flexion ressemble beaucoup à celle utilisée pour les mesures des modules élastiques, soit un chargement en quatre points qui est montré aux figures 5.6 et 5.7. Ce type de chargement offre une zone de moment de flexion constant et d'efforts tranchants nuls dans le tiers central de la portée. La presse hydraulique *Baldwin* utilisée pour les essais, applique le chargement en contrôle de déplacement. Un LVDT positionné exactement au centre de la portée mesure la déformation maximum pendant toute la durée des tests. Les valeurs de la charge appliquée et de la déformation ont été enregistrées à intervalle de cinq secondes par l'acquisiteur de données *Doric 245*. Le rythme d'application du chargement a été établi de manière à obtenir une rupture qui survient à plus de 5 minutes après le début du test. De cette façon, le chargement ne peut être considéré comme un chargement d'impact. Cette durée de charge s'apparente à celle retenue pour les essais *in grade* sur le bois commercial.

#### 5.4.1 Essais préliminaires

Afin de se familiariser avec la pose des matériaux composites sur le bois, une série d'essais sur cinq spécimens fut réalisée. En effet, les fiches techniques du fabricant ne traitent que de la pose des matériaux composites sur le béton. Cette courte série d'essais a donc permis d'explorer quelques paramètres, dont l'adhérence des PRF sur le bois et la longueur d'ancrage. De plus, l'auteur a pu obtenir l'assurance que le collage des PRF sur des pièces de largeur aussi faible que 38 mm de même que le découpage des bandes de PRF de 28 mm de largeur étaient réalisables. Bien que longue et exigeant beaucoup de minutie, l'opération de découpage fut très bien réussie. Les bandes avaient bel et bien 28 mm de largeur moyenne avec très peu de variation. Cinq poutres ne faisant pas partie des 120 paires « identiques » ont été choisies pour ces tests.

Pour l'étude de l'adhérence du composite, les PRF ont été collés en cinq longueurs différentes dans le but d'obtenir des ruptures par décollement. À partir de ces résultats, il sera possible d'établir une contrainte moyenne maximale d'adhérence entre le bois et le PRF utilisé. Les cinq configurations de spécimen sont illustrées à la figure 5.8. Comme les efforts tranchants dans le tiers central de la portée sont théoriquement nuls, il a été décidé de ne pas coller le PRF dans cette zone. De cette façon, les zones où le collage doit jouer son rôle sont parfaitement isolées et les observations plus faciles à réaliser. Deux couches de fibres de carbone *CF-130* de 28 mm de largeur ont été appliquées sur chacun des spécimens selon les indications du fabricant.

Le tableau 5.2 montre les résultats obtenus. Cette courte série d'essais a permis de confirmer certaines caractéristiques de l'adhérence PRF-bois. Dans un premier temps, il est constaté que l'adhérence entre le *CF-130* et le bois ne semble pas poser de problème. En effet, pour un seul cas le mode de rupture fut le décollement de la plaque de PRF et c'est dans le cas où la longueur d'ancrage n'était que de 50 mm. Alors la contrainte  $\tau$  moyenne de cisaillement à l'interface bois-PRF, calculée à partir de l'équation 4-6, était de 8,00 MPa. Cela semble suffisamment élevé, compte tenu que dans les autres cas où la longueur d'ancrage était plus longue d'autres modes de rupture sont survenus avant que la contrainte d'ancrage moyenne n'atteigne 2,5 MPa. Dans un second temps, on constate que le PRF était loin d'être sollicité à sa pleine capacité. La résistance en tension des fibres *CF-130* est



de 3 550 MPa. Nous avons des sections de fibres de  $28 \text{ mm} \times 2 \times 0,165 \text{ mm} = 9,24 \text{ mm}^2$ , ce qui donne une capacité de  $3 550 \times 9,24 = 32 800 \text{ N}$ . La poutre numéro 5 est celle qui a supporté la plus grande charge de tension dans le PRF, soit 12 991 N, ce qui correspond à environ 40 % de la capacité du PRF. Finalement, en traçant la relation entre la longueur d'ancrage et le moment ultime (figure 5.9), aucune relation n'a été observée. Ce qui laisse croire qu'il n'est pas nécessaire de coller le PRF d'un appui à l'autre, du moins pour assurer son ancrage.

#### 5.4.2 Essais principaux

Le tableau 5.3 et la figure 5.10 décrivent les quatre configurations de renforcement qui ont été mises à l'épreuve au cours des tests. Les résultats des essais préliminaires ont guidé la détermination des configurations à utiliser pour les séries numéro 1 et 2. Le fait qu'aucun problème d'adhésion entre le PRF et le bois ne soit survenu a poussé l'auteur à vouloir utiliser une longueur de renforcement qui n'est pas « inutilement » trop longue. De la même façon que les barres d'acier dans une poutre en béton armé, le PRF n'a pas été prolongé dans les zones de moments moins élevés où l'augmentation de résistance qu'il offre s'avère non nécessaire. Une longueur de 1000 mm a donc été choisie, ce qui procure un ancrage de 250 mm de part et d'autre des points d'application des charges. Toutefois, contrairement aux essais préliminaires, les bandes de PRF ont été collées dans la zone de moment constant. Les calculs de renforcement effectués au chapitre 4 ont démontré que deux plis de fibres de carbone *CF-130* procurent seulement 10 % d'augmentation de moment résistant. Par contre, les fibres du matériau composite étaient loin d'être sollicitées à leur capacité maximale lors des essais préliminaires. Pour cette raison, l'auteur a choisi de ne pas mettre davantage de plis pour ces deux premières séries d'essais principaux. La figure 5.11 montre les poutres juste après la pose des PRF au laboratoire.

C'est après avoir complété les séries 1 et 2 que le choix des configurations pour les séries 3 et 4 a été fait. Notons que les résultats de ces tests, qui feront l'objet des deux prochains chapitres, ont conduit à la décision de coller les bandes de PRF d'un appui à l'autre. Une autre série de 25 poutres renforcées avec des bandes de fibres de carbone en deux plis a été fabriquée. Pour tester les fibres de verre, la configuration en U fut retenue. Pour déterminer à quelle hauteur le « U » doit remonter sur les côtés de la poutre, il a été décidé d'évaluer

cette hauteur en fonction de l'augmentation de résistance aux efforts tranchants qu'elle procure. Donc, la hauteur à laquelle les fibres de verre remontent sur les cotés a été déterminée de façon à ce que les contraintes de cisaillement longitudinal dans la section soient minimums. En calculant à l'aide de l'équation 4-6 la contrainte de cisaillement maximum dans le bois pour différentes hauteurs de « U », l'auteur en est arrivé à choisir 60 mm.

Afin de mesurer les déformations sur le bois et le PRF, des jauges de déformations ont été installées sur quelques-unes des poutres. Les résultats tirés de ces lectures seront aussi présentés dans le chapitre 7.

Tableau 5.1 : Recommandations pour la géométrie des coupons

Orientation des fibres	Largueur mm	Longueur totale mm	Epaisseur mm
Unidirectionnelles à 0°	15	250	1.0

Source : ASTM (1995) *Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials* p.116.

Tableau 5.2 : Résultats des essais préliminaires

Poutre no.	Longueur d'ancrage Mm	Moment à la rupture kN m	$\Delta$ au centre de la portée mm	E MPa	$\tau$ ancrage MPa	Tension dans le PRF kN	Mode de rupture
1	50	3,05	22,9	12 637	8,00	11 202	Arrachement du PRF
2	100	2,20	19,1	10 985	2,43	6 807	Bois en tension à la limite du renforcement
3	150	4,00	29,0	13 372	2,42	10 179	Bois compression au centre de la portée
4	200	3,03	30,1	9 209	1,98	11 076	Bois en tension à la limite du renforcement
5	300	3,15	44,5	7 680	1,55	12 991	Bois en tension au centre de la portée

Tableau 5.3 : Description des poutres renforcées pour les essais principaux

Série no.	Type de PRF	Nombre de plis	Longueur de PRF , mm	Forme du renforcement	Nombre de poutres
1	Carbone <i>CF-130</i>	2	1000	Bande sous la poutre	25
2	Carbone <i>CF-130</i>	1	1000	Bande sous la poutre	10
3	Carbone <i>CF-130</i>	2	1380	Bande sous la poutre	25
4	Verre <i>GF 318</i>	1	1380	En « U »	25

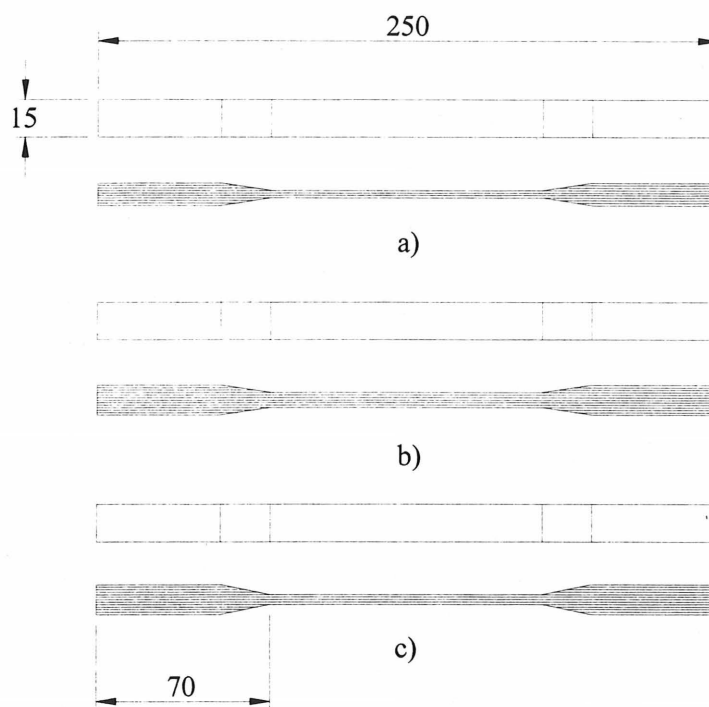


Figure 5.1 : Géométrie des coupons pour les essais de traction : a) de 3 plis de fibres de carbone *MBrace CF-130*, b) 6 plis de fibres de carbone *MBrace CF-130*, c) 4 plis de fibres de verre *MBrace*

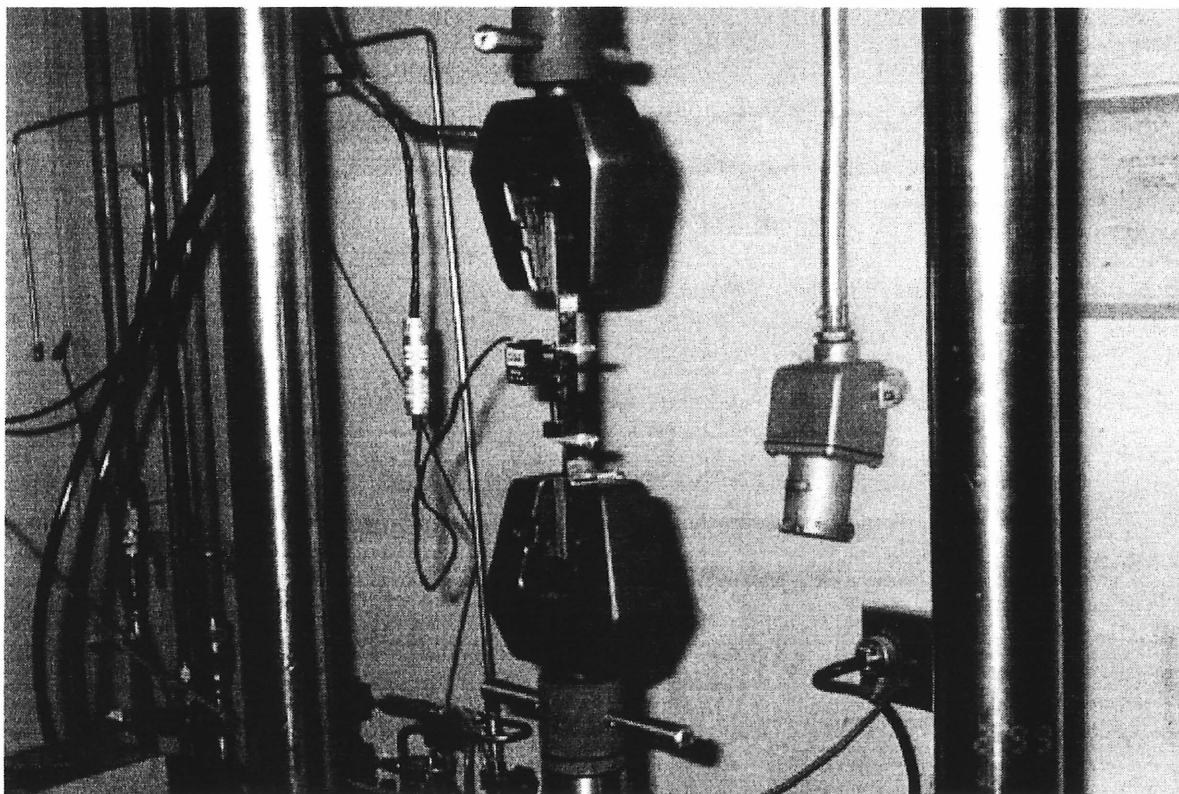


Figure 5.2 : Montage pour les tests de traction sur les coupons de PRF

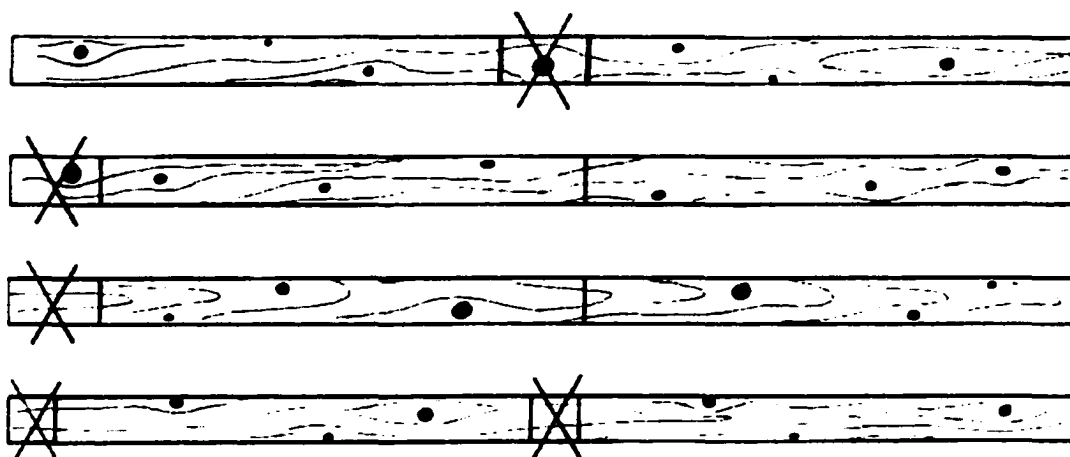


Figure 5.3 : Méthode d'échantillonnage pour créer les paires de poutres « identiques »

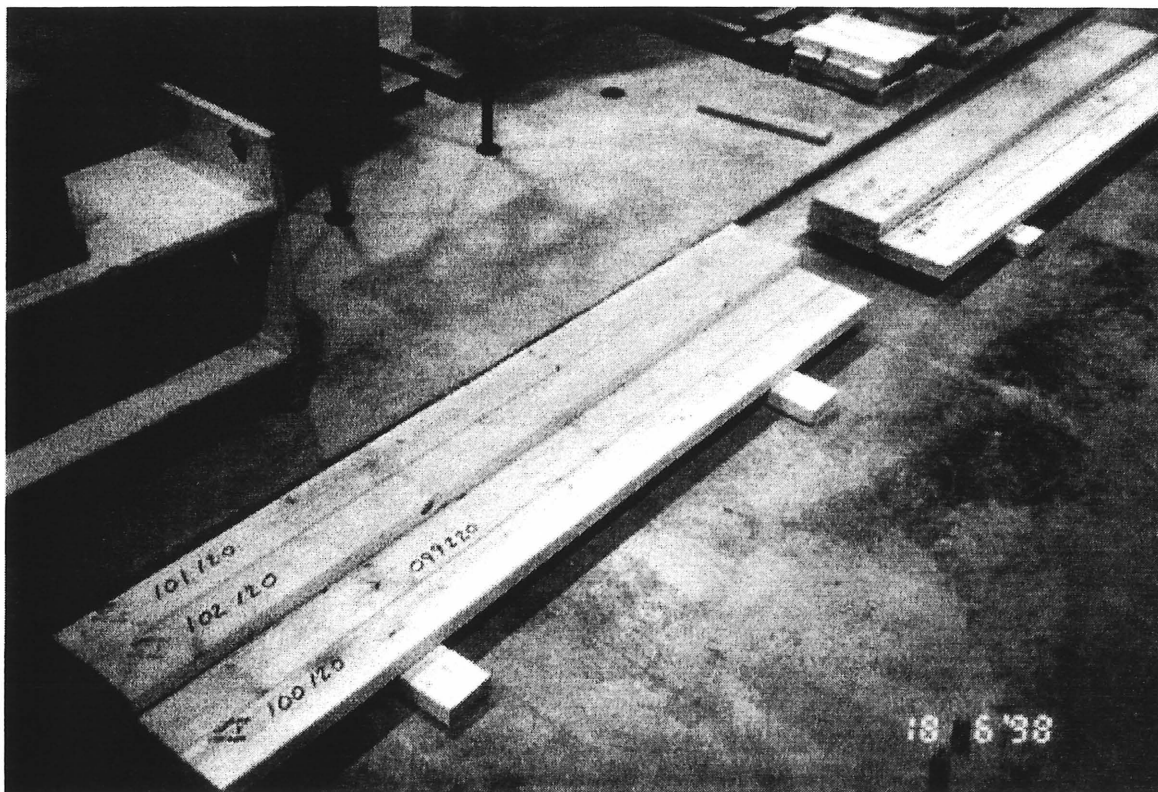


Figure 5.4 : Identification des spécimens

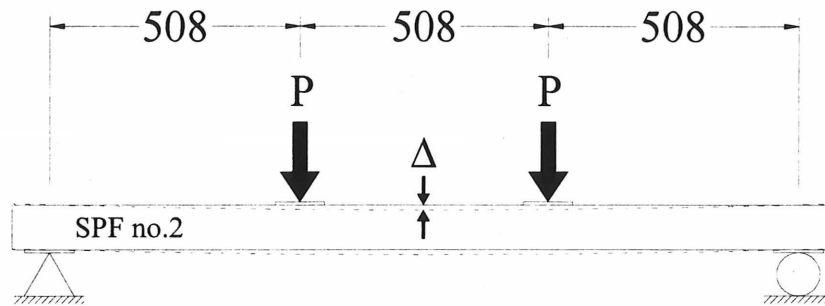


Figure 5.5 : Schéma du montage utilisé pour déterminer le module élastique des poutres



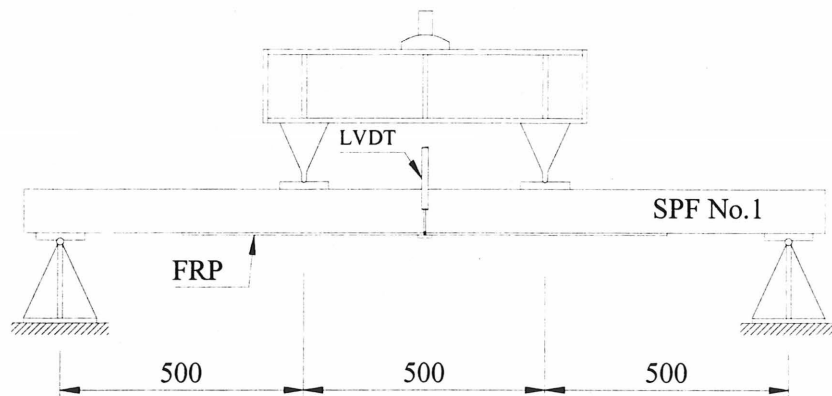


Figure 5.6 : Schéma du montage pour les essais de flexion

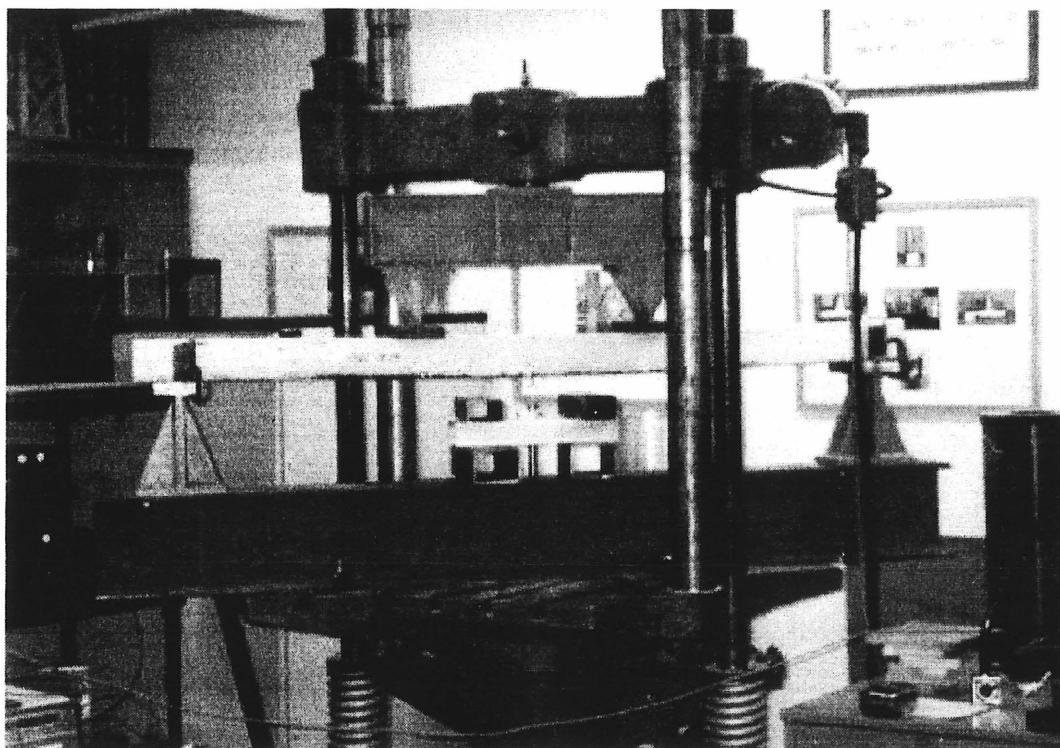


Figure 5.7 : Montage pour les essais de flexion

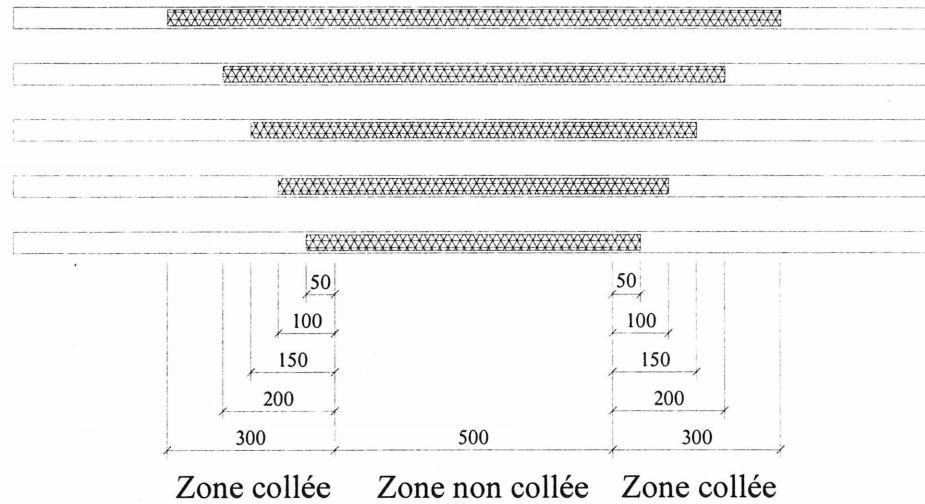


Figure 5.8 : Configuration des spécimens pour les essais préliminaires : 2 plis de fibres de carbone *CF-130* en 5 longueurs différentes

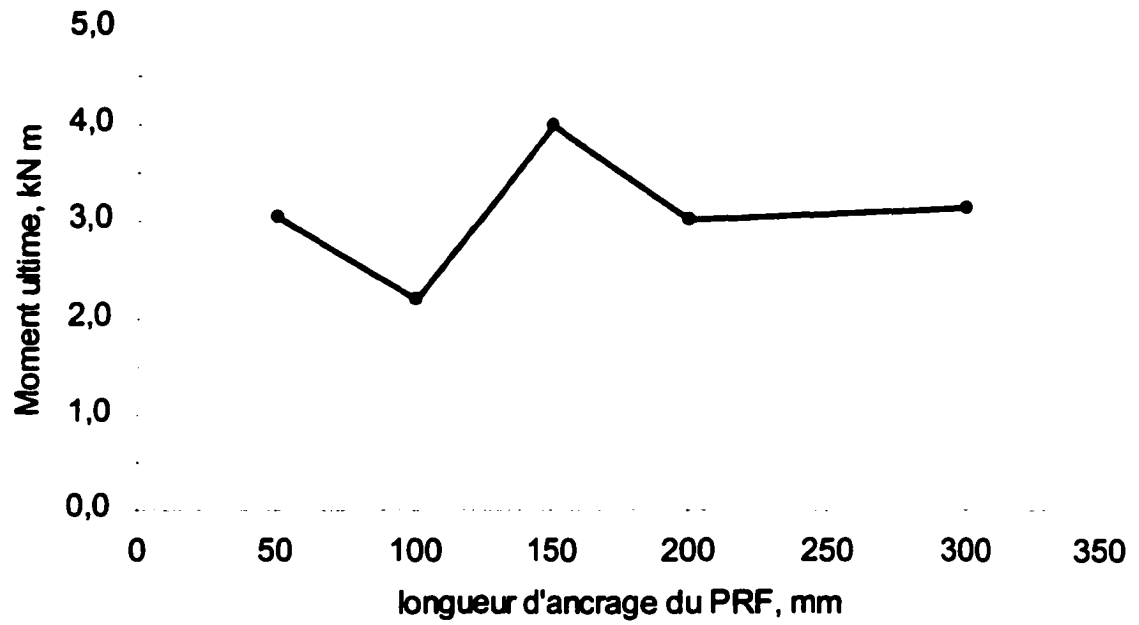


Figure 5.9 : Relation entre la longueur d'ancrage et le moment ultime

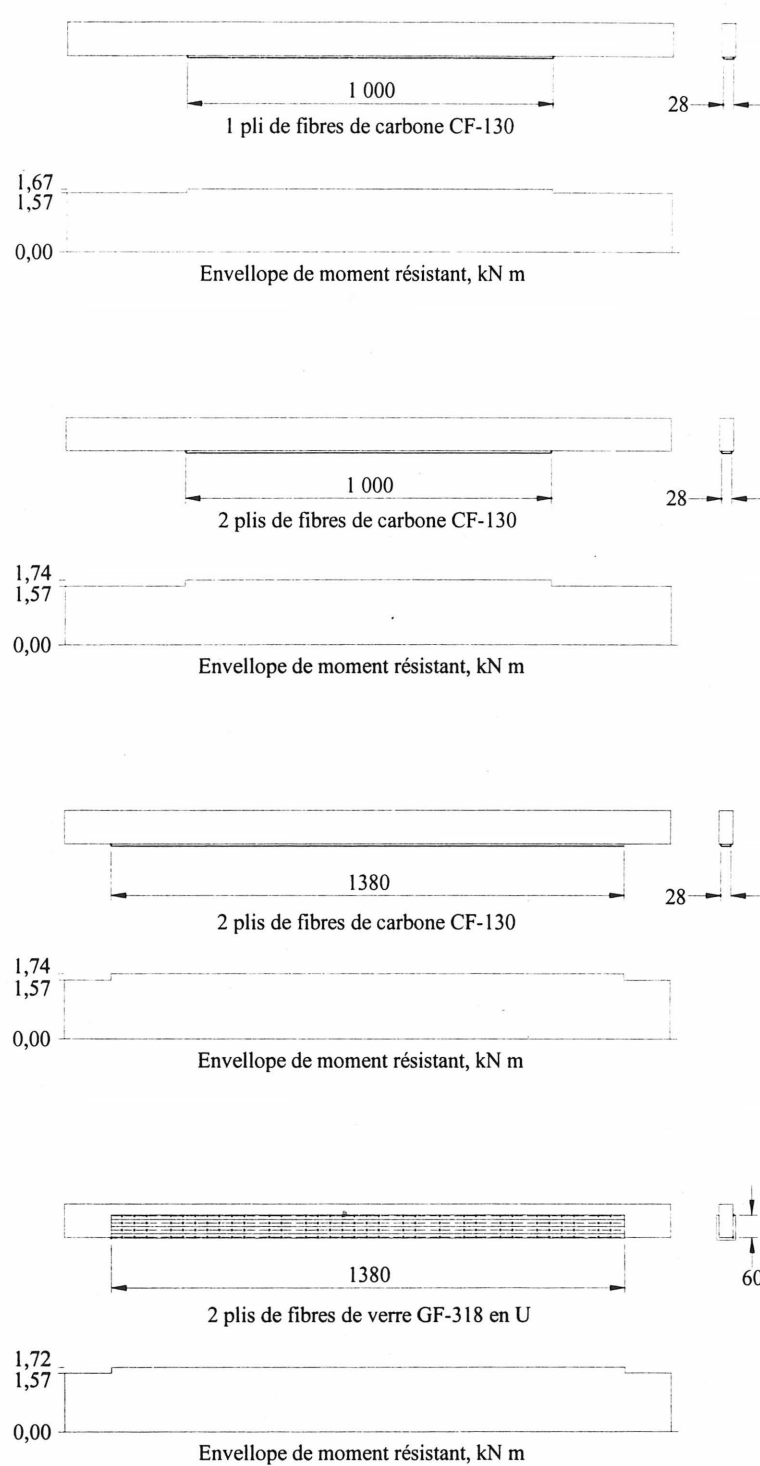


Figure 5.10 : Configuration des spécimens renforcés pour les essais principaux

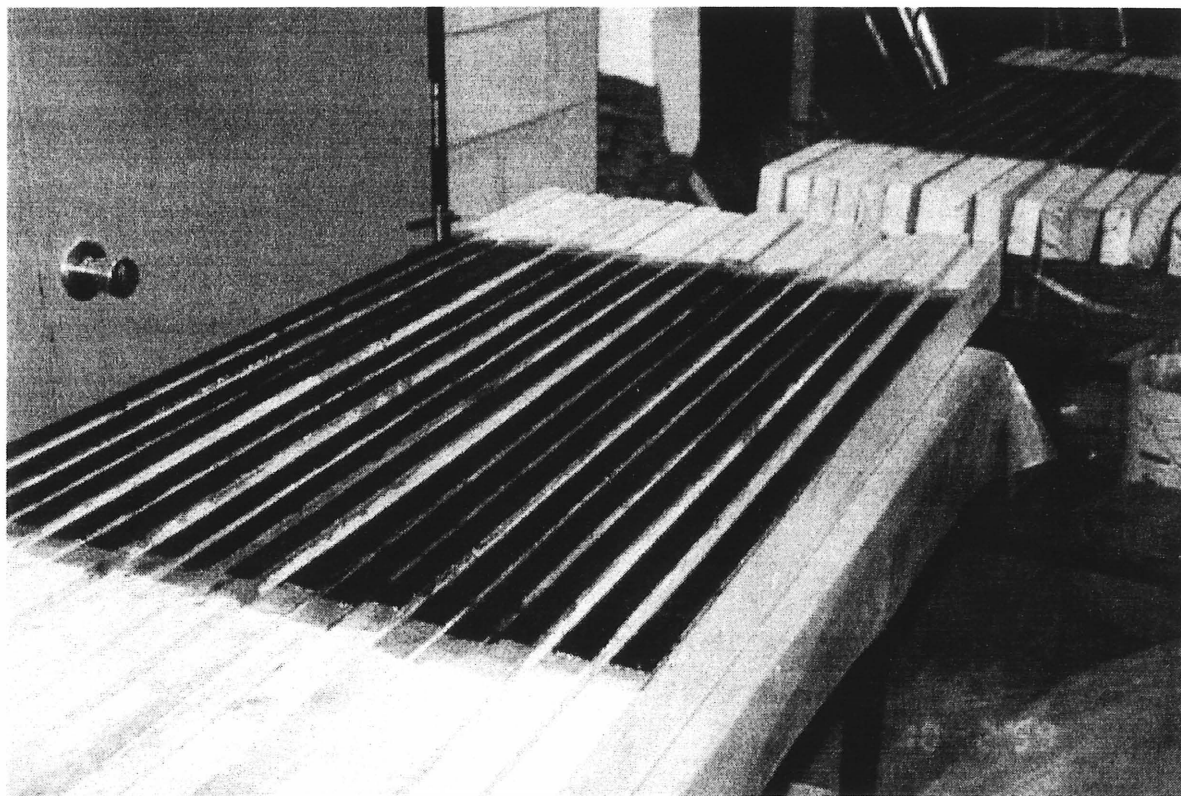


Figure 5.11 : Poutre renforcée de 1000 mm de fibres de carbone *CF-130*

## **Chapitre 6**

### **Résultats expérimentaux**

Ce chapitre présente les résultats des essais effectués sur les coupons de matériaux composites ainsi que des quatre séries principales d'essais de flexion. Aussi, quelques statistiques et des analyses sommaires des résultats sont effectuées. Par ailleurs, une analyse et discussion de ces résultats feront l'objet du chapitre suivant.

#### **6.1 Tests de traction sur coupons de PRF**

##### **6.1.1 Résultats**

Le tableau 6.1 montre les résultats obtenus lors des tests sur les lamelles de composite. Dans la première colonne du tableau, on retrouve les numéros de chaque spécimen. La nomenclature des échantillons fonctionne de la manière suivante : la première lettre représente le type de fibre (C pour carbone et V pour verre); le chiffre suivant la lettre indique le nombre de couches qui composent le spécimen et finalement, le dernier chiffre est le numéro du spécimen. Dans la seconde colonne du tableau, on retrouve la largeur moyenne du spécimen mesurée juste avant le test tandis que dans la quatrième colonne, on retrouve le mode de rupture survenu pour chaque échantillon. Un code de trois lettres proposé par la norme ASTM D 3039/D 3039M est utilisé pour décrire les modes de rupture. La figure 6.1 illustre et explique la signification de chaque code. On remarquera que le type de rupture le plus courant est une séparation longitudinale (première lettre S). C'est qu'en général, les fibres d'un même coupon n'ont pas cédé au même endroit. Environ

la moitié d'entre elles cédait à proximité ou dans une mâchoire et cela en était de même pour l'autre extrémité. Ce phénomène était plus fréquent pour les configurations à six couches de fibres de carbone et quatre couches de fibres de verre. Pour ce qui est de la configuration à trois couches de fibres de carbone, les fibres se sont sectionnées dans la zone de contrôle ce qui est plus souhaitable pour bien mesurer leur résistance en tension réelle.

La cinquième colonne du tableau 6.1 présente la force appliquée par le vérin au moment de la rupture de l'échantillon. Pour faciliter la comparaison des résistances de chaque tissu de fibres, cette force est transformée en résistance à la traction  $Tr$  exprimée en fonction d'un millimètre de largeur d'une couche de fibres (N/mm/pli):

$$Tr_{exp} = \frac{P}{l \times n} \quad (6-1)$$

où  $l$  est la largeur du coupon et  $n$  le nombre de couches de fibres. Les deux dernières colonnes du tableau 6.1 regroupent donc  $Tr_{exp}$  et le module élastique  $E_{exp}$ . Les  $E_{exp}$  ont été obtenus à partir des courbes de chargement de chaque spécimen dont l'une est montrée à la figure 6.2. On constate que le comportement du matériau est bel et bien linéaire élastique, mais comporte tout de même quelques imperfections. Pour cette raison, une courbe de tendance linéaire a été utilisée dans le but de déterminer le module élastique moyen de chaque spécimen.

### 6.1.2 Comparaison des résultats

Afin de comparer les résultats obtenus avec les valeurs théoriques apparaissant dans les fiches techniques du fabricant, les moyennes de résistance et de module furent calculées pour chaque configuration de coupon. Ces valeurs sont présentées au tableau 6.2.

D'abord, on constate que les moyennes pour les deux types de coupon constitués de fibres de carbone *CF-130* sont considérablement différentes, soit 535 et 451 N/mm/pli pour trois et six plis respectivement. Une différence de 16% pour des coupons constitués du même matériel, peut paraître surprenante. Toutefois, cela confirme la pertinence de la recommandation de la norme ASTM D 3039/D 3039M qui veut que l'épaisseur des coupons soit d'environ 1 mm. C'est que plus l'épaisseur du coupon est grande, moins pure



est la contrainte de traction à cause de problèmes de transfert de contraintes entre les mâchoires et le coupon. Surviennent alors des modes de rupture non désirables et des problèmes avec les mâchoires qui transfèrent les contraintes. C'est ce qui est arrivé dans le cas des coupons avec six plis de fibres de carbone. Des ruptures, qui étaient probablement prématurées, se sont produites à l'intérieur même des grippes et la résistance ultime en tension des fibres n'a donc pu être mesurée efficacement. C'est ce qui explique l'écart de 26% entre la résistance en traction expérimentale et la résistance donnée par le fabricant. Dans le cas des coupons constitués de trois plis de fibres de carbone, les modes de rupture survenus étaient d'un type souhaitable et l'écart entre la résistance déterminée expérimentalement et la résistance théorique n'a été que de 6,8%. En ce qui concerne les fibres de verre, la résistance expérimentale obtenue n'a malheureusement pas pu être comparée puisque le fabricant n'avait pas de valeur pour ce matériel expérimental. Par conséquent, l'auteur a choisi d'appliquer sur les poutres les fibres de verre *GF 318* dont les propriétés sont bien connues (tableau 4.1).

Pour ce qui est des modules élastiques, ceux obtenus au laboratoire se sont révélés être plus élevés que les valeurs du fabricant dans tous les cas. Les figures 6.3 et 6.4 illustrent ces comparaisons en présentant les valeurs minimales, maximales, moyennes et théoriques.

## 6.2 Tests de flexion

Dans ce chapitre, les résultats des tests de flexion des poutres sollicitées suivant la géométrie présentée sur la figure 5.6 sont présentés sous forme de tableaux. Cependant, toutes les courbes de chargement sont présentées à l'annexe B.

### 6.2.1 $M_r$ , $F_b$ et $E$

Les résultats des essais de flexion sont regroupés dans les tableaux 6.3 à 6.6. Ils sont présentés de façon à pouvoir comparer aisément les valeurs de chaque poutre pour chacune des paires. On peut y voir les moments résistant maximum, les résistances à la flexion  $F_b$  et les modules d'élasticité. Pour chacune des paires, le gain que procure le renforcement par rapport à la poutre non renforcée est indiqué en pourcentage.

Le moment maximum, constant entre les deux charges concentrées, a été déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$M = \frac{P \times l}{3} \quad (6-2)$$

où  $P$  est la valeur de chacune des charges concentrées appliquées sur la poutre et  $l$  la longueur totale de la poutre centre en centre des appuis. Ayant ainsi obtenu le moment résistant maximum, la résistance à la flexion a pu être déterminée par un simple calcul de résistance des matériaux :

$$F_b = \frac{M \times c}{I} \quad (6-3)$$

pour les poutres non renforcées et de la façon suivante pour les poutres renforcées :

$$F_b = \frac{M \times (c_{trans.} - t)}{I_{trans.}} \quad (6-4)$$

où  $c$  est le centre de gravité de la section par rapport à la base,  $t$  l'épaisseur de la couche de renforcement,  $I$  l'inertie de la section de bois non renforcée et  $I_{trans.}$  l'inertie de la section de bois transformée. En observant les valeurs des différents tableaux, on remarque que le gain de  $M_r$  ne correspond pas dans les mêmes proportions au gain de  $F_b$  pour chaque paire. Les modules élastiques des poutres sont à l'origine de ces différences. Ils ont été mesurés avant l'application du renforcement, qui a une influence sur le  $I_{trans.}$  et  $c_{trans.}$ . Par contre, en général un gain substantiel de  $M_r$  correspond à un gain substantiel pour  $F_b$ .

Pour ce qui est des modules d'élasticité, bien qu'ils aient tous été mesurés dans le cadre de la sélection des paires de poutres à utiliser pour les essais principaux, ils ont tous été mesurés de nouveau avec le montage illustré à la figure 5.5. Comme plusieurs semaines se sont écoulées entre le moment de la sélection des paires de poutres et le déroulement des essais, le degré d'humidité du bois a eu le temps de varier considérablement. Quant aux poutres qui n'ont pas été renforcées, leur module a été déterminé de nouveau à partir de l'essai de flexion destructif. Rappelons que les différences entre les deux modules de chaque paire sélectionnée étaient initialement inférieures à 15%. Dans la dernière colonne

des tableaux 6.3 à 6.6, on peut voir la nouvelle différence relative entre les modules de chaque paire de poutres. La plupart d'entre elles sont toujours inférieures à 15 %, mais quelques-unes ne le sont plus.

### 6.2.2 Relation entre E et Mr

Tel que mentionné au chapitre 3, il existe une relation entre la résistance et le module d'élasticité d'une pièce de bois. Cette relation a été tracée à partir des résultats expérimentaux pour les séries 1, 2, 3 et 4 décrites à la section 5.4.2. La figure 6.5 montre la relation pour les séries 1 et 2 puis les figures 6.6 et 6.7 montrent les relations pour les séries 3 et 4. À la figure 6.5, le graphique comporte 35 points qui constituent les résultats de toutes les poutres non renforcées des séries 1 et 2. Une courbe de tendance linéaire fut tracée et son coefficient de régression est de 81%. Les mêmes courbes furent tracées pour les séries d'essais 3 et 4, mais cette fois-ci avec respectivement 24 et 25 points. Dans le cas de la série 3 (figure 6.6), la corrélation n'est pas très bonne. Les points sont très dispersés et le coefficient de régression de 44% est plutôt faible. Pour ce qui est de la série 4 (figure 6.7), la régression est quelque peu meilleure avec un coefficient de régression de 66%. Ces courbes ont été tracées afin de vérifier une autre alternative pour mesurer l'augmentation de résistance après renforcement. En connaissant le module élastique initial d'une pièce de bois, il est possible, grâce à cette relation, d'estimer sa résistance initiale. Ensuite, la poutre peut être renforcée et testée. Toutefois, étant donné que les relations des figures 6.6 et 6.7 ne sont pas très bonnes, cette méthode ne sera pas utilisée dans le cadre de cette étude.

### 6.2.3 Mode de rupture

Le tableau 6.7 recense les différents types de modes de rupture qui sont survenus lors des essais. Pour toutes les séries, le bois en tension est le mode de rupture qui est de loin le plus fréquent, ce qui est bien normal et qui était attendu avant les essais. Maintenant, regardons l'influence des différents types de renforcement sur ces modes de rupture.

Premièrement, pour la série 1, le mode de rupture le plus fréquent fut la rupture du bois en tension à la limite du renforcement. En effet, les séries 1 et 2 n'ont pas reçu du PRF sur toute la longueur, tout d'abord pour évaluer s'il est nécessaire d'en coller dans les zones où le moment de flexion est faible et aussi dans le but de réaliser des économies. Or pour la

série 1, près de la moitié des poutres ont cédé dans le bois tendu à l'extrémité de la bande de PRF. Puisque dans le cas des poutres non renforcées la rupture survient généralement dans la zone de moment maximum, cela nous indique que les deux couches de fibres de carbone évite la rupture de la poutre dans cette zone mais le problème est transféré à un autre endroit. Le bois non renforcé par le PRF, même situé dans une zone de moment faible, est donc très vulnérable.

Pour ce qui est de la série 2 avec la même longueur de renforcement, 7 ruptures sur 10 ont quand même eu lieu dans la zone de moment maximum. Cela indique qu'une seule couche de fibres de carbone était insuffisante.

Les séries 1 et 2 ont démontré que le renforcement serait probablement plus efficace s'il était effectué sur toute la longueur de la poutre. C'est pourquoi pour les séries 3 et 4, il a été décidé d'appliquer le PRF sur toute la longueur des poutres. Cette décision fut appropriée puisque pour ces séries, un seul cas de rupture du bois tendu à la limite du PRF est survenu. Dans le cas de la série 3, le mode de rupture le plus fréquent fut le bois en tension sous le PRF. Dans presque tous les cas, ces ruptures se sont produites à l'endroit d'un nœud.

Le mode de rupture le plus couramment survenu dans la série 4 est le bois en compression. Le flambage des fibres comprimées procure une zone de plasticité dans la courbe de chargement comme il est possible constater à l'annexe B. Ce phénomène est d'ailleurs de très bon augure pour la configuration en « U », puisque c'est le mode de rupture habituel des pièces les plus résistantes d'une population.

#### 6.2.4 Gain de résistance

Le tableau 6.8 résume les résultats des essais de flexion en présentant les moyennes  $\mu$  et écarts-types  $\sigma$  de  $M_r$ ,  $F_b$  et  $E$  pour chaque série (se référer au tableau 5.3 pour la description des séries). Il est intéressant de calculer le gain de résistance que procurent les différents types de renforcement. Dans l'ordre, pour les séries 1 à 4, les augmentations du moment maximum moyen sont de 30%, 31%, 53% et 56%. Pour ce qui est de  $F_b$ , dans le même ordre, les augmentations sont de 10%, 19%, 29% et 31%. Les figures 6.8 et 6.9 illustrent les résistances moyennes et les gains de résistance moyens obtenus. Il apparaît clairement que les renforcements des séries 3 et 4 ont été plus efficaces. C'est sans aucun doute lié au

fait que le renforcement a été appliqué sur toute la longueur. De plus, il est intéressant de noter que c'est le renforcement en « U » avec les fibres de verre, pourtant moins résistantes que les fibres de carbone, qui a procuré la plus grande augmentation moyenne de moment fléchissant avec 56%. Les poutres renforcées de la série 3 suivent de très près avec 53%. Toutefois, si on regarde les valeurs moyennes, on s'aperçoit que les poutres non renforcées de la série 4 sont substantiellement plus résistantes que celles des autres séries. C'est ce qui fait que même si les poutres renforcées de la série 4 ont été vraiment plus résistantes que celles de la série 3, les gains relatifs des deux séries sont presque identiques.

Ces résultats seront analysés plus en profondeur dans le cadre du prochain chapitre.

Tableau 6.1 : Résultats des essais de traction sur les coupons de matériaux composites

Spécimen	Largeur $l$ , mm	Matériel	Mode rupture	$P_{max}$ , kN	$T_{exp.}$ N/mm/pli	$E_{exp.}$ MPa
C61	15,02	MB CF130	SMV	42,12	467,38	282 495
C62	14,27	"	GAT	30,10	351,55	270 940
C63	15,01	"	SMV	40,28	447,26	258 800
C64	14,98	"	SGM	38,80	431,69	267 107
C65	14,99	"	GAT	38,16	424,28	233 264
C66	14,97	"	SAT	41,31	459,92	254 045
C67	14,98	"	SAT	42,51	472,96	287 587
C31	14,99	MB CF130	SMV	23,31	518,35	243 820
C32	14,99	"	SMV	30,27	673,12	255 588
C33	15,01	"	SMV	24,34	540,53	264 159
C34	15,02	"	DGM	22,91	508,43	246 218
C35	15,08	"	SMV	21,33	471,49	280 392
C36	15,03	"	XVT	21,03	466,40	275 913
C37	14,97	"	X??	25,50	567,80	260 870
V41	14,98	MB Glass ??	XMV	31,58	527,04	139 889
V42	14,97	"	LIB	32,66	545,42	130 282
V43	14,99	"	XAT	32,34	539,36	140 834
V44	14,99	"	SAV	34,43	574,22	137 680
V45	15,25	"	SAT	35,48	581,64	128 528
V46	14,99	"	SAT	32,05	534,52	140 402
V47	14,98	"	XAT	34,32	572,76	143 259

Tableau 6.2 : Comparaison des résultats avec les valeurs théoriques fournies par le fabricant

Type de spécimen	$T_{exp.}$ Moyen, N/mm/pli	$T_{théo.}$ N/mm/pli	Écart %	$E_{exp.}$ Moyen, N/mm/pli	$E_{théo.}$ N/mm/pli	Écart, %
C6	450,58	574,53	21,6	264 891	230 535	13,0
C3	535,16	574,53	6,8	260 994	230 535	11,7
V4	553,57	?	-	137 268	?	-

Tableau 6.3 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 1

Poutre No.	Moment maximum, kN m			Résistance en flexion $F_b$ , MPa			Module d'élasticité $E$ , MPa		
	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	$\Delta$ , %
001	3,68	1,67	120%	65,65	34,40	91%	13 238	9 340	29%
002	4,69	3,63	29%	85,99	74,78	15%	15 037	13 351	11%
005	4,02	2,95	36%	70,49	60,77	16%	12 306	12 401	1%
006	3,63	2,61	39%	61,20	53,77	14%	11 148	10 400	7%
007	2,34	1,86	26%	35,87	38,32	-6%	7 658	7 682	0%
008	4,50	3,27	38%	80,33	67,37	19%	13 947	12 368	11%
009	3,52	2,54	39%	61,34	52,33	17%	12 208	11 088	9%
010	3,55	2,04	74%	60,73	42,03	45%	11 445	10 681	7%
011	2,53	2,68	-6%	41,68	55,21	-25%	9 500	9 276	2%
012	1,82	1,75	4%	30,00	36,05	-17%	9 848	9 177	7%
013	3,27	2,13	54%	57,06	43,88	30%	12 004	10 119	16%
016	2,20	2,72	-19%	37,11	56,04	-34%	10 956	10 687	2%
017	4,35	3,49	25%	76,65	71,90	7%	12 801	13 076	2%
018	3,71	2,75	35%	63,28	56,65	12%	11 567	11 122	4%
019	5,11	5,31	-4%	93,93	109,39	-14%	16 465	16 022	3%
020	4,55	3,09	47%	84,24	63,66	32%	15 891	13 211	17%
021	3,43	2,08	65%	63,09	42,85	47%	14 185	12 368	13%
022	3,57	2,74	30%	61,74	56,45	9%	12 446	11 243	10%
024	2,31	4,15	-44%	41,27	85,50	-52%	13 772	13 773	0%
025	3,38	1,16	191%	54,73	23,90	129%	8 773	7 952	9%
027	2,75	1,38	64%	45,12	28,43	59%	9 483	8 432	11%
028	3,00	2,24	34%	53,48	46,15	16%	14 657	10 962	25%
031	3,25	2,09	56%	53,57	43,06	24%	10 039	8 902	11%
039	2,98	2,55	17%	50,19	52,53	-4%	10 876	11 024	1%
046	2,15	1,62	33%	33,64	33,37	1%	7 430	7 825	5%

Tableau 6.4 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 2

Poutre No.	Moment maximum, kN m			Résistance en flexion $F_b$ , MPa			Module d'élasticité $E$ , MPa		
	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	$\Delta$ , %
029	3,34	2,14	56%	61,82	44,09	40%	10 893	10 119	7%
030	2,32	3,36	-31%	44,16	69,22	-36%	11 092	12 087	8%
035	2,25	1,79	26%	39,11	36,88	6%	6 895	7 589	9%
037	3,34	2,00	67%	63,27	41,20	54%	11 296	10 952	3%
038	4,02	2,20	83%	76,86	45,32	70%	11 794	9 939	16%
041	2,82	3,03	-7%	52,70	62,42	-16%	11 634	10 400	11%
042	2,26	1,65	37%	39,94	33,99	17%	7 509	7 494	0%
043	2,09	1,10	90%	36,89	22,66	63%	7 209	6 184	14%
044	3,60	2,52	43%	67,58	51,92	30%	9 980	9 799	2%
045	5,05	3,95	28%	100,40	81,38	23%	14 625	13 773	6%



Tableau 6.5 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 3

Poutre No.	Moment maximum, kN m			Résistance en flexion $F_b$ , MPa			Module d'élasticité $E$ , MPa		
	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	$\Delta$ , %
049	3,43	3,15	9%	59,79	64,89	-8%	12 320	12 930	5%
050	4,17	2,18	91%	71,15	44,91	58%	11 210	10 400	7%
052	4,77	4,13	15%	87,40	85,08	3%	14 337	9 838	31%
053	3,38	2,74	23%	56,11	56,45	-1%	9 508	9 276	2%
055	4,08	2,96	38%	71,88	60,98	18%	13 562	11 805	13%
057	5,53	3,77	47%	100,89	77,67	30%	15 208	15 178	0%
058	2,42	1,73	40%	39,64	35,64	11%	8 969	8 432	6%
060	4,30	4,65	-8%	78,35	95,80	-18%	14 232	14 054	1%
062	4,21	3,24	30%	83,43	66,75	25%	13 029	13 211	1%
063	4,08	1,81	125%	68,39	37,29	83%	10 077	9 838	2%
064	4,25	2,21	92%	76,51	45,53	68%	13 158	13 351	1%
066	3,99	2,68	49%	69,92	55,21	27%	13 205	13 351	1%
068	4,44	1,81	145%	76,61	37,29	105%	11 961	11 805	1%
070	3,08	1,47	110%	48,94	30,28	62%	8 391	9 557	12%
071	2,85	1,28	123%	49,34	26,37	87%	10 767	9 838	9%
072	3,17	1,39	128%	53,09	28,64	85%	10 019	7 870	21%
074	3,98	3,53	13%	70,12	72,72	-4%	13 416	13 773	3%
075	3,88	2,08	87%	63,62	42,85	48%	9 606	9 838	2%
076	3,33	2,41	38%	58,00	49,65	17%	11 505	12 649	9%
077	3,11	1,95	59%	52,92	40,17	32%	10 578	9 838	7%
079	4,01	2,53	58%	68,85	52,12	32%	11 991	11 805	2%
080	3,79	2,41	57%	65,37	49,65	32%	11 740	11 524	2%
081	3,88	2,23	74%	65,78	45,94	43%	10 677	9 838	8%
082	3,03	1,39	118%	49,86	28,64	74%	9 687	9 838	2%
112	4,63	N/D	-	84,39	N/D	-	15 021	N/D	-

Tableau 6.6 : Tableau des résultats pour les essais de flexion série 4

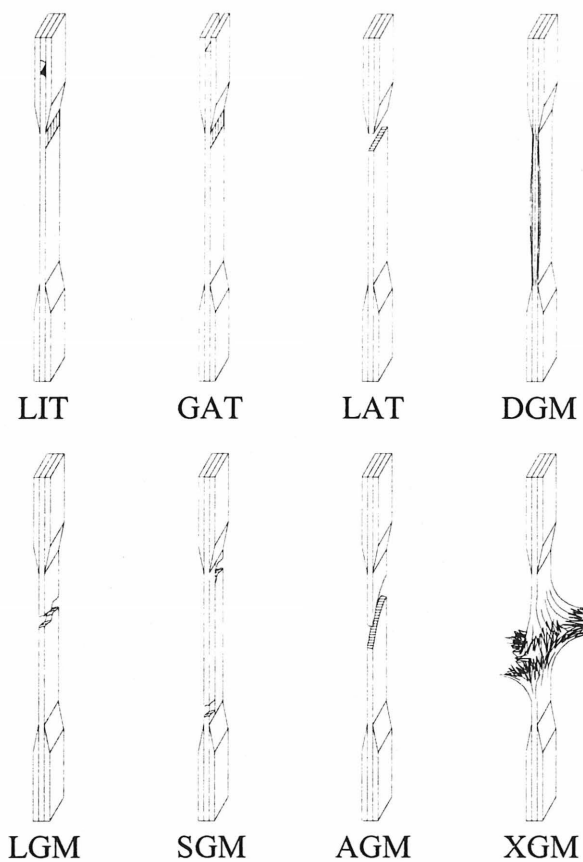
Poutre No.	Moment maximum, kN m			Résistance en flexion $F_b$ , MPa			Module d'élasticité $E$ , MPa		
	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	Gain, %	Renforcée	Non renforcée	$\Delta$ , %
083	3,37	2,07	63%	54,81	42,65	29%	8 709	8 151	6%
084	3,99	2,11	89%	65,27	43,47	50%	8 997	8 995	0%
085	4,65	2,12	119%	79,41	43,68	82%	10 721	10 822	1%
088	4,68	3,52	33%	79,22	72,52	9%	10 569	10 681	1%
089	4,03	2,41	67%	68,71	49,65	38%	10 895	9 557	12%
090	4,05	2,39	69%	66,13	49,24	34%	9 566	10 119	5%
091	3,66	1,89	94%	60,79	38,94	56%	9 737	9 838	1%
092	5,16	3,90	32%	94,66	80,35	18%	15 573	14 335	8%
093	4,13	2,18	89%	70,95	44,91	58%	10 792	10 962	2%
094	4,77	3,18	50%	84,67	65,51	29%	12 754	12 930	1%
095	4,97	3,77	32%	90,80	77,67	17%	15 016	14 335	5%
096	3,70	2,11	75%	62,91	43,47	45%	10 879	10 400	4%
097	4,44	2,83	57%	77,77	58,30	33%	13 525	12 649	6%
098	3,94	2,85	38%	66,53	58,71	13%	10 887	12 087	10%
099	3,89	3,26	19%	71,59	67,16	7%	14 382	14 054	2%
100	4,17	2,53	65%	73,65	52,12	41%	12 203	13 492	10%
101	2,90	2,01	44%	50,90	41,41	23%	9 703	9 276	4%
102	3,42	2,27	51%	58,86	46,77	26%	11 352	10 962	3%
103	4,72	3,63	30%	83,04	74,78	11%	12 676	13 492	6%
104	4,87	2,18	123%	86,96	44,91	94%	13 407	10 400	22%
105	2,94	1,57	87%	46,41	32,34	43%	7 969	9 276	14%
107	4,25	3,00	42%	73,20	61,80	18%	12 422	12 368	0%
108	4,72	2,90	63%	82,51	59,74	38%	11 563	11 243	3%
110	4,80	3,02	59%	82,31	62,22	32%	11 334	11 243	1%
111	4,53	3,43	32%	83,27	70,66	18%	15 681	15 459	1%

Tableau 6.7 : Modes de rupture survenus lors des essais de flexion

Modes de rupture	Série 1		Série 2		Série 3		Série 4	
	Sans PRF	Avec PRF	Sans PRF	Avec PRF	Sans PRF	Avec PRF	Sans PRF	Avec PRF
Bois en compression	1	2		1	1	4		20
Cisaillement longitudinal	2	3	1		1	1		2
Bois en tension	21		9		22		25	
Bois en tension sous le PRF		6		7		19		
Bois en tension à la limite du PRF		12		2		1		
Arrachement du PRF		1						2
Déversement latéral								1
Non disponible	1	1						
Total	25	25	10	10	24	25	25	25

Tableau 6.8 : Statistiques des résultats des essais de flexion

série	Stat.	Moment maximum, kN m		Résistance en flexion $F_b$ , MPa		Module d'élasticité $E$ , MPa	
		Renforcée	Non renforcée	Renforcée	Non renforcée	Renforcée	Non renforcée
1	$\mu$	3,35	2,58	58,49	53,15	11 907	10 899
	$\sigma$	0,89	0,92	17,13	18,96	2 416	2 091
2	$\mu$	3,11	2,37	58,27	48,91	10 293	9 834
	$\sigma$	0,95	0,86	20,10	17,67	2 443	2 263
3	$\mu$	3,80	2,49	66,08	51,27	11 631	11 243
	$\sigma$	0,68	0,90	14,03	18,49	1 856	1 966
4	$\mu$	4,19	2,69	72,61	55,32	11 652	11 485
	$\sigma$	0,62	0,65	12,50	13,46	2 101	1 945

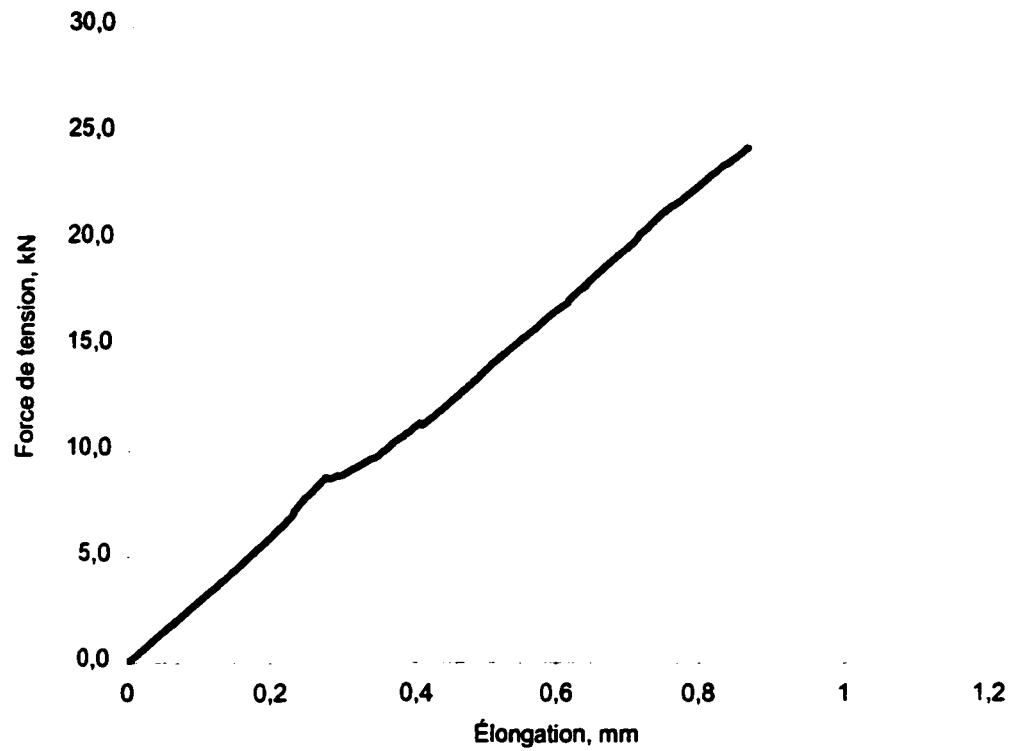


Première lettre	
Type de rupture	Code
À angle	A
Délamination	D
Grippes	G
Latéral	L
Multi-modes	M
Séparation longitudinale	S
Explosif	X

Deuxième lettre	
Section de la rupture	Code
Dans les grippes	I
Grippes	A
Près des grippes	W
Zone de contrôle	G
Multiple	M
Variée	V
Inconnue	U

Troisième lettre	
Lieu de la rupture	Code
Bas	B
Haut	T
Gauche	L
Droite	R
Milieu	M
Varié	V
Inconnu	U

Figure 6.1 : Codes pour les différents modes de rupture



**Figure 6.2 : Courbe de chargement typique pour les essais de traction sur les coupons de matériaux composites (échantillon C33)**

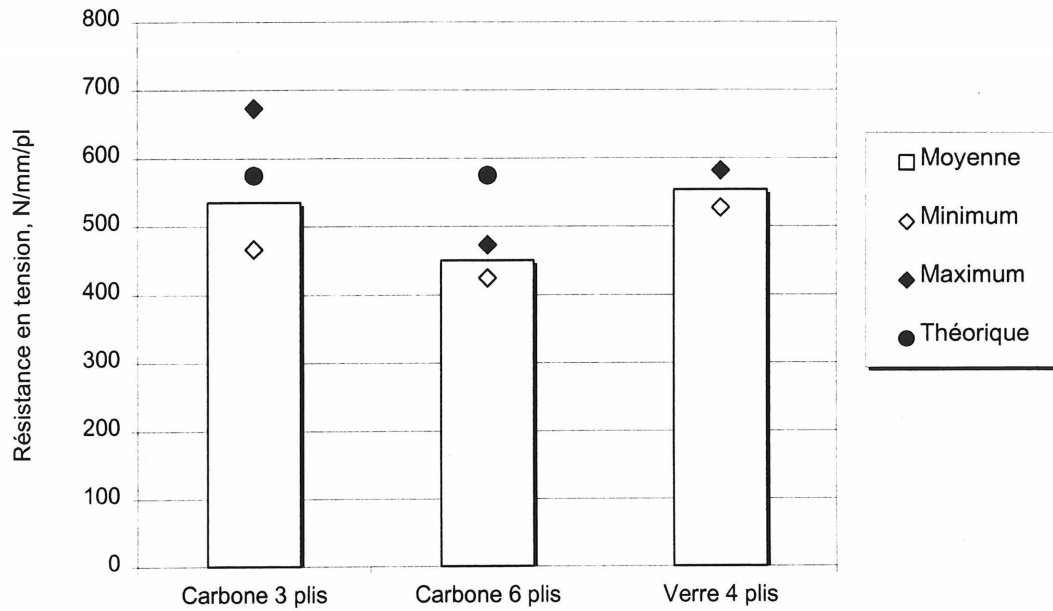


Figure 6.3 : Histogramme de la résistance en tension moyenne pour chaque groupe de coupons testés

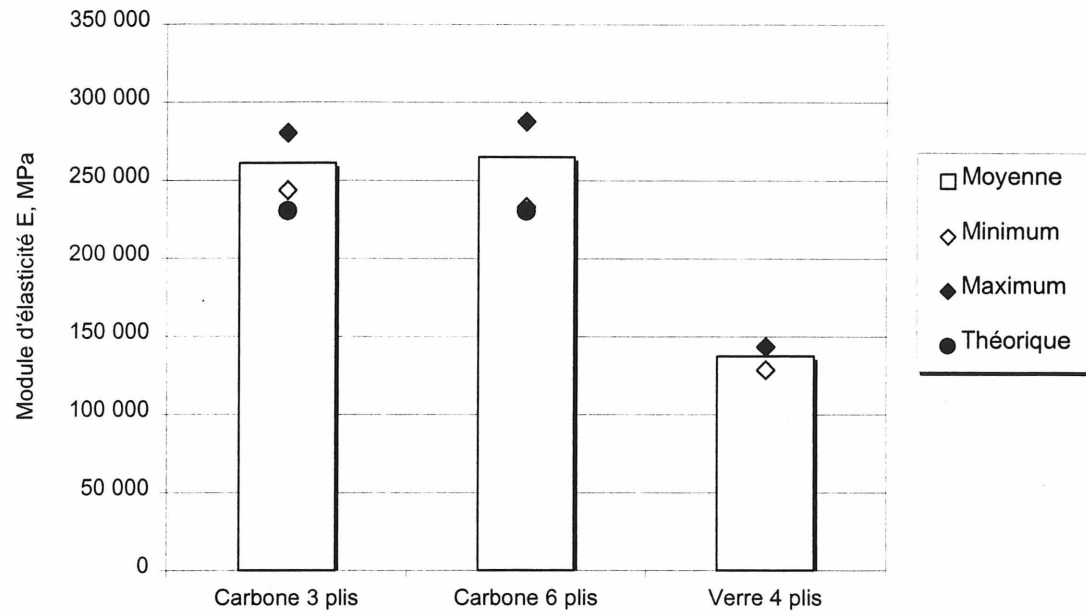


Figure 6.4 : Histogramme des modules élastiques moyens pour chaque groupe de coupons testés



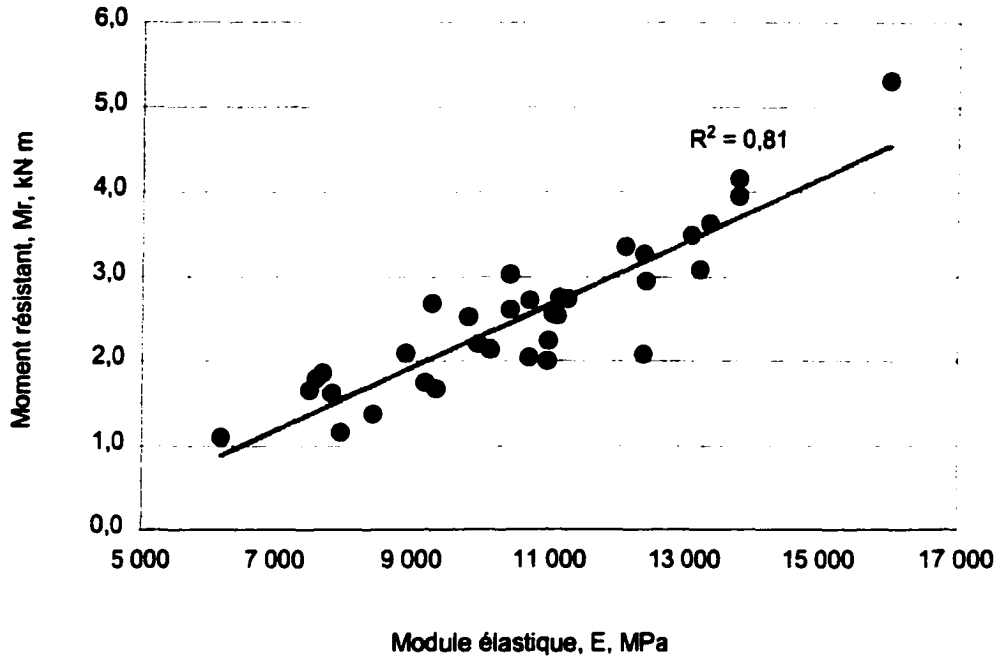


Figure 6.5 : Relation entre le module d'élasticité et le moment de flexion à la rupture pour les pièces non renforcées des séries 1 et 2.

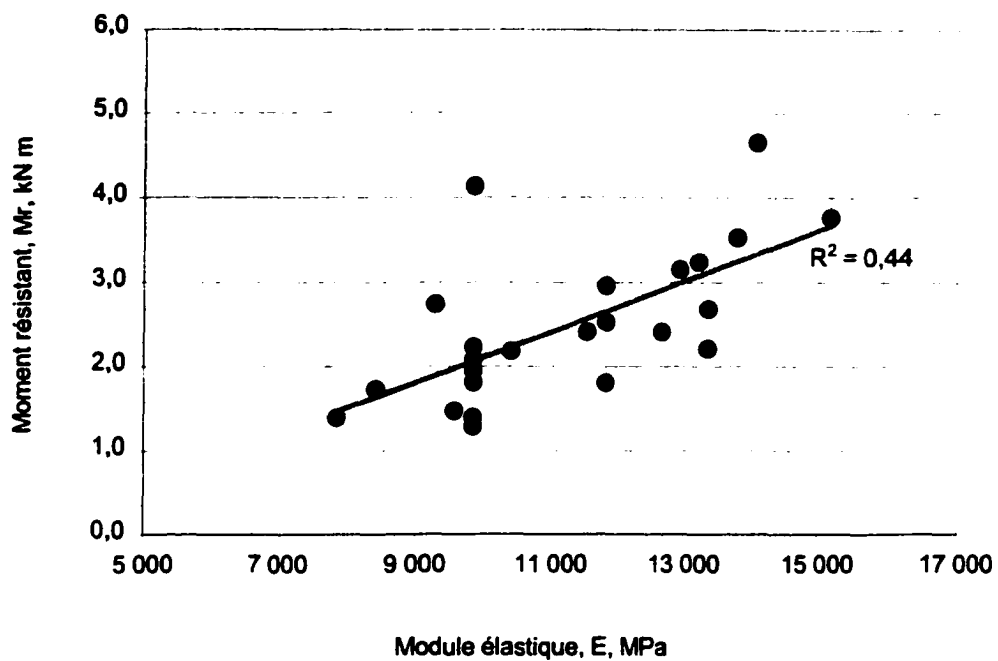


Figure 6.6 : Relation entre le module d'élasticité et le moment de flexion à la rupture pour les pièces non renforcées de la série 3

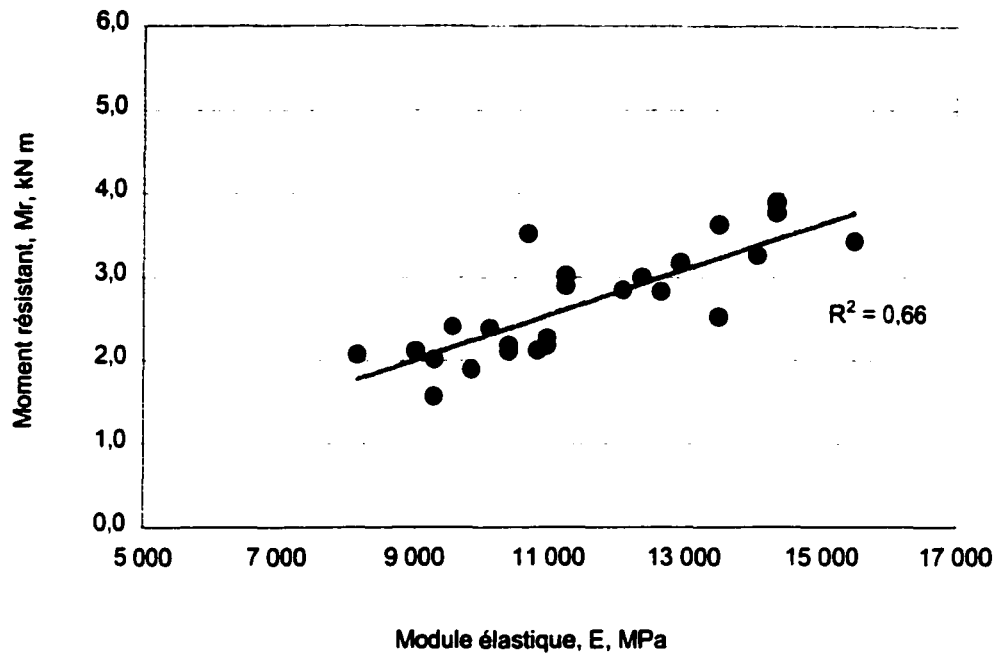


Figure 6.7 : Relation entre le module d'élasticité et le moment de flexion à la rupture pour les pièces non renforcées de la série 4

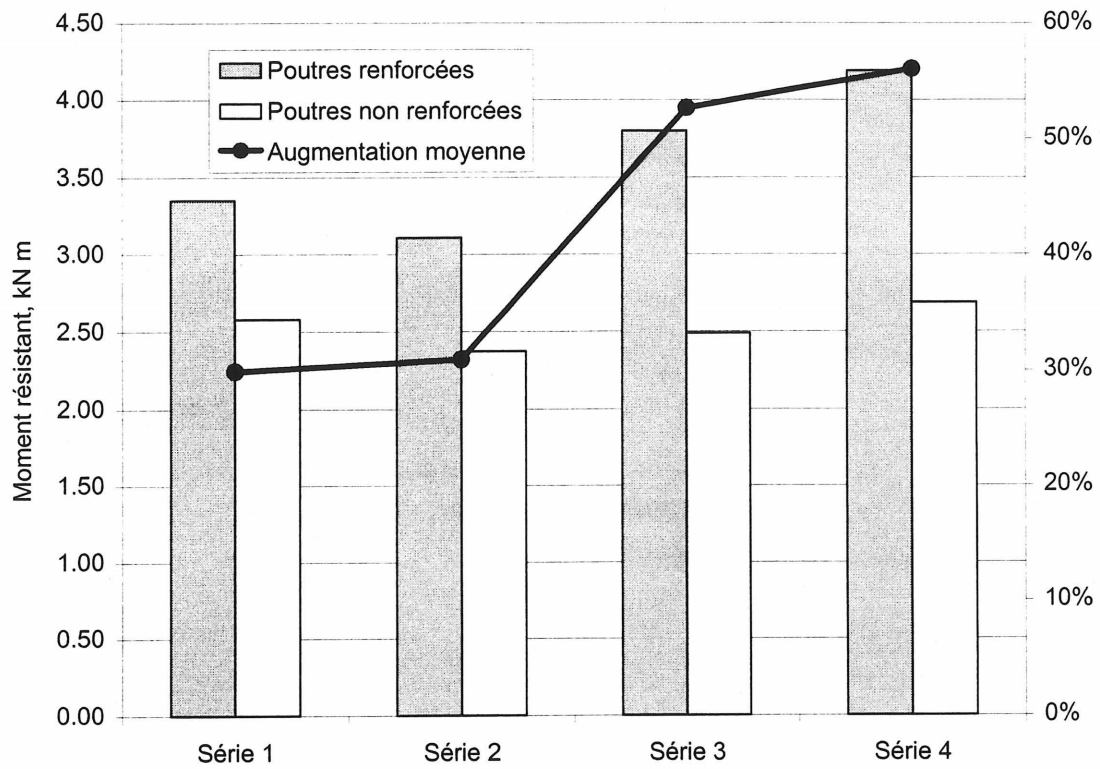


Figure 6.8 : Histogramme des moments résistants,  $M_r$ , moyens pour chaque série d'essais

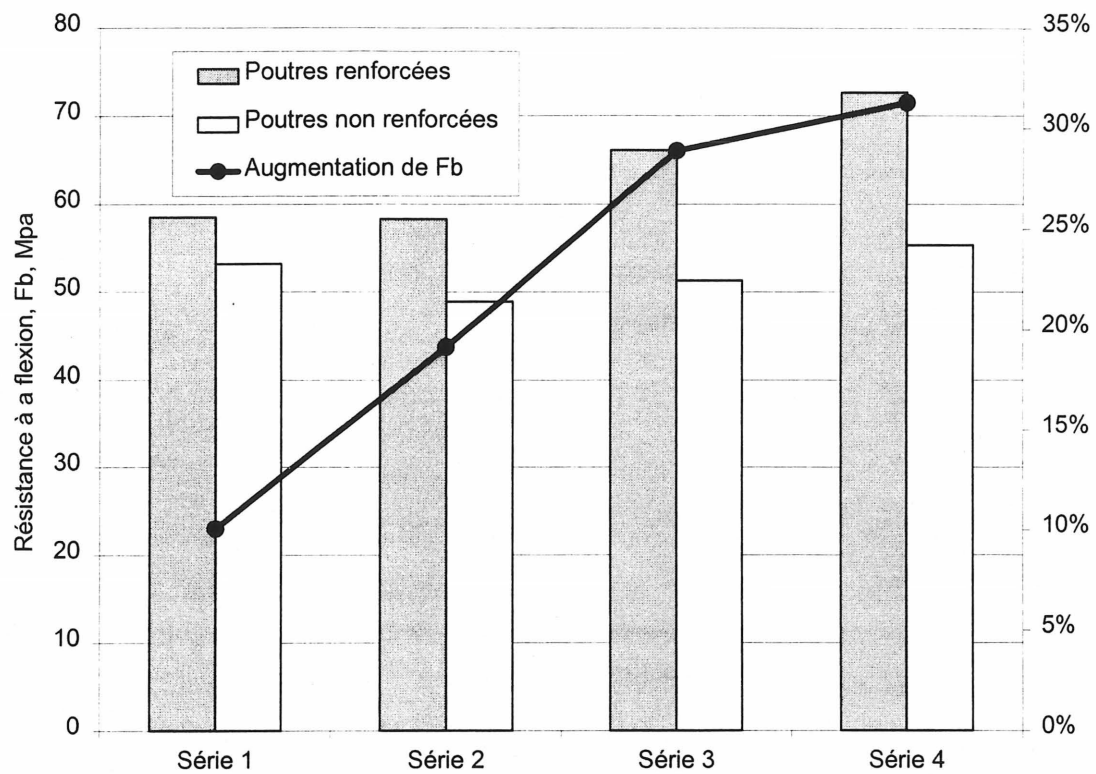


Figure 6.9 : Histogramme de la résistance à la flexion,  $F_b$  moyenne pour chaque série d'essais

## Chapitre 7

### Analyse des résultats et modélisation

Les résultats présentés au chapitre précédent démontrent que le gain de résistance des poutres en bois renforcées avec les PRF peut être beaucoup plus important que ne le laissent présager les calculs de résistance des matériaux. Par exemple, il a été établi au chapitre 4 que le gain du moment résistant d'une pièce de 38×89 renforcée avec deux couches de fibres de carbone *CF-130* est de 10% (tableau 4.2). Or, la moyenne des augmentations du moment résistant des poutres de la série 3 est de 53%. De même, pour une poutre renforcée de fibres de verre en « U », le calcul théorique par la résistance des matériaux donne un gain de 9% contre 56% en moyenne pour les résultats expérimentaux.

Ces divergences soulèvent des questions. Quelle est la cause de cette non concordance entre la théorie de la résistance des matériaux et les résultats expérimentaux? De quelle façon se distribuent les augmentations de moment résistant  $M_r$  et de résistance à la flexion  $f_b$  dans nos échantillons? L'auteur tente d'apporter des réponses à ces questions au cours de ce chapitre. D'abord, une analyse de la distribution des résultats sera effectuée et ensuite, un modèle de comportement pour poutres renforcées de PRF sera développé.

#### 7.1 Gain de résistance en fonction de la résistance initiale

##### 7.1.1 Comparaison entre les poutres « identiques »

Afin de mesurer le gain de résistance que procure le renforcement, des paires de poutres « identiques » ont été créées en coupant deux spécimens dans la même pièce de bois tel

qu'expliqué au chapitre 5. Les poutres sont considérées comme « identiques » si leurs modules élastiques sont semblables, et dans ce cas, leur résistance devrait aussi être semblable. C'est à ce moment-ci que cette hypothèse sera utilisée pour observer l'effet du renforcement sur le bois.

En observant bien les données des tableaux 6.3 à 6.6, on remarque que les plus grandes augmentations sont reliées aux paires dont la résistance de la poutre non renforcée est faible. Inversement, les plus faibles augmentations de résistance sont associées aux paires dont les poutres non renforcées sont parmi les plus résistantes. Les figures 7.1 à 7.3 permettent de bien visualiser ce phénomène. Ces figures, dont il sera question plus loin, montrent des histogrammes qui en disent long sur l'effet du renforcement du bois.

Notons que les séries d'essais comportaient 25 paires de poutres à l'exception de la deuxième série qui n'en comportait que 10. Pour chaque série, les 25 paires ont été classées en ordre croissant selon le moment résistant de la poutre non renforcée. Ainsi classées, les paires furent divisées en 5 sous-groupes de 5 paires. Le premier sous-groupe contient les 5 paires dont les poutres non renforcées sont les plus faibles et ainsi de suite jusqu'au dernier sous-groupe, qui contient les 5 paires dont les moments des poutres non renforcées sont les plus élevés. Ensuite, la moyenne du moment résistant des poutres non renforcées et des poutres renforcées a été calculée pour chacun des sous-groupes. Ce sont ces moyennes qui sont représentées par les barres des histogrammes. Les moyennes des poutres non renforcées sont placées en ordre croissant et les moyennes de leurs poutres « identiques » renforcées leur sont toujours associées. Sur l'axe vertical de droite, on retrouve les pourcentages d'augmentation de résistance représentés sur le graphique par une ligne brisée.

En observant les graphiques, on retrouve la même tendance sur chacun d'eux. Les poutres dont la résistance initiale est faible ont été davantage améliorées par l'ajout des PRF et inversement, l'ajout des PRF fut moins profitable pour les poutres dont la résistance initiale était élevée. Par exemple, pour les deux premiers cinquièmes d'échantillon de la série 3, on retrouve des gains de moment résistant allant jusqu'à 100% alors que pour le dernier cinquième le gain n'est que d'environ 15%. Pour chacune des séries, le renforcement a pour effet de réduire la variabilité de la résistance des poutres.

### 7.1.2 Comparaison à l'aide de la distribution de Weibull à 3 paramètres

Une autre façon d'observer comment sont distribués les gains de résistance à l'intérieur de chaque série d'essais consiste à utiliser une distribution statistique. De cette façon, il ne sera plus question des paires de poutres « identiques ». La distribution choisie est celle de *Weibull* à 3 paramètres puisque c'est une distribution qui représente très bien les résultats d'essais sur un matériau comme le bois. Par ailleurs, c'est l'une des distributions qui fut utilisée pour établir les valeurs de résistance du bois de la norme canadienne. L'annexe C explique sommairement comment évaluer les différents paramètres de cette distribution. Cette fois-ci, les distributions ont été tracées à partir des valeurs de  $F_b$  obtenues à partir des résultats expérimentaux.

Après avoir évalué les trois paramètres *Weibull*, soit ceux de forme, d'échelle et de seuil pour chaque groupe de poutres renforcées et non renforcées, les courbes de distribution de densité ont été tracées. Ces courbes sont montrées aux figures 7.5 à 7.8. Les courbes des données de la série 2 sont quelque peu différentes des autres. Contrairement aux autres courbes, elles ont leurs origines à la valeur 0. En effet, le faible nombre de poutres (10) dans cette série a influencé le paramètre de forme de la distribution. Par ailleurs, à partir des mêmes paramètres, des courbes de distribution cumulative ont été tracées et sont montrées aux figures 7.9 à 7.12.

L'examen des courbes de distributions cumulatives, notamment des figures 7.11 et 7.12, démontre à quel point la résistance apparente du bois bénéficie de la présence du PRF. Rappelons que pour ces deux séries, le renforcement est de pleine longueur et les ruptures en tension du bois sont beaucoup moins déterminantes. La distribution cumulative *Weibull* 3P se déplace vers la droite de façon marquée dans ces deux cas. Soulignons que toutes les courbes représentant les quatre séries de poutres renforcées se retrouvent à la droite des courbes des poutres non renforcées, ce qui confirme l'effet positif du PRF. De plus, sur les courbes de distribution cumulative, on peut observer que le bas des courbes renforcées est toujours plus à droite des courbes non renforcées que le haut des courbes renforcées. Afin de quantifier cette dernière affirmation, certaines valeurs rang centile pour chaque distribution furent déterminées à partir des courbes de distribution cumulative. Les valeurs du 5<sup>e</sup>, 10<sup>e</sup>, 50<sup>e</sup>, 90<sup>e</sup> et 100<sup>e</sup> rang centile sont regroupées dans les tableaux 7.1 à 7.4.



L'exemple le plus frappant est celui de la série 3 où le  $F_b$  du 5<sup>e</sup> rang centile fut augmenté de 57,3%, alors que le 95<sup>e</sup> rang ne montre pas d'augmentation (-0,8%). Ceci confirme une fois de plus que les pièces plus faibles profitent beaucoup plus du renforcement que les autres.

Notons que les valeurs des 5<sup>e</sup> et 50<sup>e</sup> rangs centiles de la distribution de *Weibull-3P*, résultantes du programme national d'essais pleine grandeur discuté au chapitre 3, sont de 21,83 et 44,51 MPa pour du SPF No2 et de 31,47 et 54,48 MPa pour la classe *Select Structural*. Ces valeurs nous permettent de formuler les commentaires suivants concernant les effets apparents du renforcement du bois adjacent au PRF :

- On constate que toutes les valeurs de rang centile obtenues à partir des essais sur les poutres non renforcées sont comparables ou supérieures aux valeurs pour le SPF No 2 du programme national d'essai pleine grandeur.
- Les valeurs de rang centile 5 pour le bois des poutres renforcées des séries 1,3 et 4, soit des séries de 25 paires de poutres, sont de 34,07 MPa, 45,27 MPa et 51,89 MPa et sont donc toutes supérieures à la valeur pour le bois de la classe *Select Structural* du programme national d'essais pleine grandeur (31,47 MPa);
- La majoration de résistance au rang centile 5 passant de la classe No 2, à la classe *Select Structural* est de 31,47 MPa / 21,83 MPa, soit de 44% pour le programme d'essais national. Pour les séries 3 et 4, où les ruptures en tension du bois sont à toute fins pratiques éliminées, la majoration correspondante de résistance observée est respectivement de 57% et de 43%, selon l'analyse *Weibull 3P*.

### 7.1.3 Analyse des lectures des jauges de déformation

Certaines poutres étaient instrumentées avec des jauges de déformation à différents endroits. Pour chacune des poutres instrumentées, une jauge était positionnée en plein centre de la portée sur la face supérieure et d'autres jauges étaient positionnées sur le PRF à divers endroits. Ces jauges ont permis de valider les calculs de contraintes par les méthodes de la résistance des matériaux à différents endroits dans les poutres. Il fut observé que lorsque les jauges étaient placées sur du bois sain ou sur le PRF adjacent à du bois sain, la contrainte obtenue à cet endroit, à partir de la déformation donnée par la jauge, correspond

bien à la contrainte obtenue par les calculs de résistance des matériaux. Par contre, lorsque la jauge était positionnée sur du PRF collé tout près ou directement sur un défaut, alors les deux contraintes ne correspondent plus du tout.

Pour regarder cet effet, deux poutres ont été choisies : la poutre 064R sans aucun défaut majeur et la poutre 071R qui comportait d'important nœuds. Les cas de ces poutres, renforcées avec deux plis de fibres de carbone sur toute la longueur, sont présentés aux tableaux 7.5 et 7.6. D'abord, en ce qui concerne la poutre 064R, on voit que les contraintes calculées et obtenues à partir de la jauge correspondent très bien entre elles. En effet, cette poutre ne comportait qu'un faible nombre de petits nœuds qui n'ont pas été nuisibles au comportement de la poutre puisque que le mode de rupture de cette poutre fut le flambage des fibres de bois en compression (figure 7.13). On remarque que la contrainte ultime dans le bois en compression fut aux environs de 83 MPa, ce qui est très élevé par rapport à la valeur fournie par la norme canadienne pour du bois de même dimension classé *Select Structural* qui est de 28,05 MPa. Les jauges 14 et 15 étaient toutes deux situées sur le composite dans la zone de moment constant alors que la jauge 16 était située à 600 mm du centre de la portée. Pour ce qui est de la poutre 071R, les données du tableau 7.6 démontrent de grandes divergences entre les valeurs calculées et les valeurs obtenues à partir des déformations lues par les jauges. C'est que cette poutre comportait d'importants défauts. La jauge 13, par exemple, était située directement sur un nœud de 17 mm de diamètre (figure 7.14) et rapporte une contrainte de tension de 2 fois supérieure à la contrainte calculée à rebours à partir du moment ultime par méthode de résistance des matériaux élémentaire. Ce phénomène s'est répété pour tous les cas où les jauges étaient situées sous des défauts significatifs.

Les grandes déformations révélées par les jauges vis-à-vis les défauts importants démontrent croire que le PRF joue le rôle d'un pont pour les contraintes de tension bloquées par les défauts du bois. Ainsi, le renforcement de composite n'est pas sollicité de façon constante et ce, même s'il est situé dans une zone de moment constant.

#### 7.1.4 Conclusion sur le gain de résistance par rapport à la résistance initiale

Les deux méthodes de comparaison précédentes ont démontré le même phénomène, soit que l'effet du renforcement est beaucoup plus efficace pour les pièces de qualité inférieure. Cela peut être expliqué à partir des différents modes de rupture à survenir dans une population. Au chapitre 3, nous avons vu que les défauts tels que des nœuds affectent davantage le comportement en tension que le comportement en compression du bois. Lors d'un test de flexion, si aucun défaut ne vient causer de défaillance dans la zone en tension, alors le chargement augmente jusqu'à ce que le flambage des fibres de bois comprimées survienne. Ainsi, les poutres dont le mode de rupture est en compression sont généralement plus résistantes que celles dont le mode de rupture est en tension. Les essais réalisés sur les poutres non renforcées démontrent que le mode de rupture le plus fréquent est la rupture des fibres de bois en tension près d'un nœud ou autre défaut majeur. Puisque le composite est appliqué comme renforcement en tension sous les poutres, alors ce sont les ruptures de bois en tension qui sont retardées ou évitées. C'est pourquoi les pièces les plus faibles sont celles qui profitent le plus du renforcement avec les PRF.

De la même façon qu'un trou, le nœud constitue un obstacle majeur pour la continuité des contraintes dans la section. Des concentrations de contraintes, surtout en tension perpendiculaire aux fibres, se produisent autour de ces obstacles et causent la rupture de la poutre. Le rôle de la bande de matériau composite s'apparente à celui d'un pont qui permet à une partie des contraintes de tension de traverser les obstacles et ainsi retarder l'apparition de concentrations de contraintes critiques pour la section.

Il faut noter que dans les cas de la configuration de renforcement en « U » avec fibres de verre, 20 des 25 ruptures sont survenues par flambage local des fibres du bois en compression. Ces résultats laissent croire que cette technique de renforcement est beaucoup plus efficace lorsque l'on sait que ce mode de rupture, habituellement moins fréquent, caractérise les meilleures pièces d'une population. De plus, cette performance supérieure à ce qui fût obtenu avec les fibres de carbone, a été effectuée avec un matériel moins résistant. L'enrobage complet de la zone de bois tendu procure donc un meilleur renforcement au bois que la simple bande sous la section.

Les valeurs de  $F_b$  des tableaux 7.1 à 7.4 suggèrent que la section de bois en flexion elle-même soit plus résistante lorsque juxtaposé au PRF. L'augmentation de résistance des

poutres ne serait donc pas attribuable uniquement à l'augmentation du module de la section  $S$ , mais bien à l'augmentation de la résistance de la section de bois.

Concernant le ratio de renforcement  $\rho_{PRF}$ , et le rapport des modules d'élasticité  $E_{PRF} / E_{bois}$ , on peut tirer quelques conclusions. D'abord, les ratios  $\rho_{PRF}$  étaient de 0,28% pour les poutres avec 2 plis de fibres de carbone et de 5,5% pour les poutres renforcées avec des fibres de verre en « U ». Ces valeurs reflètent la grande efficacité des fibres de carbone étant donné que les gains de résistance obtenus sont du même ordre de grandeur pour les 2 types de renforcement. Cependant, malgré ces bons résultats atteints avec un ratio aussi faible que 0,28%, plusieurs ruptures survenues avec cette configuration ont été des ruptures de bois en tension. Les tests réalisés avec les fibres de verre démontrent qu'en enrobant toute la zone de bois tendu, la fréquence des ruptures en tension diminue énormément et le bois peut alors être amené à des contraintes apparentes plus élevées. La logique veut que, pour augmenter la résistance en flexion, on doive augmenter l'inertie de la poutre, ce qui revient à éloigner le PRF le plus possible de l'axe neutre. Toutefois, les résultats des tests démontrent qu'avec un matériau comme le bois, il est probablement plus important d'utiliser un  $\rho_{PRF}$  aussi grand que nécessaire afin de bien répartir le PRF autour du bois tendu pour limiter l'ouverture des fissures dans ce dernier.

Les rapports  $E_{PRF} / E_{bois}$  présents au cours de l'expérimentation étaient respectivement de 20,2 et 2,2 pour le renforcement avec fibres de carbone et avec fibres de verre. Comme les gains de résistance obtenus avec les deux types de fibres sont du même ordre de grandeur, il apparaît évident que le rapport des modules n'a pas besoin d'être très élevé pour arriver à de bons résultats.

## **7.2 Modélisation du comportement en flexion de poutres renforcées de PRF**

Il est clair que les calculs de résistance des matériaux ne correspondent pas aux résultats expérimentaux à cause de la variabilité de la section de bois à l'intérieur d'une même poutre. Pour une meilleure concordance, le calcul théorique doit être fait en tenant compte des défauts dans la section. Tout comme la résistance d'une chaîne est égale à la résistance du plus faible de ses maillons, on peut dire que la résistance d'une pièce de bois est égale à

la plus faible de ses sections. La plus faible de ses sections est généralement située au même endroit que le plus grand défaut dans la zone tendue.

Le comportement en flexion d'une poutre en bois est un problème complexe [BUCHANAN, 1990]. Des facteurs comme le ratio de la résistance en tension sur la résistance en compression de la pièce, le comportement ductile non linéaire du bois et le facteur de dimension viennent influencer le comportement en flexion. Un modèle de comportement de poutres en bois intégrant ces facteurs fut élaboré par BAZAN (1980) et modifié par BUCHANAN (1990). Des modèles semblables sont développés dans le cadre de la présente étude pour modéliser le comportement en flexion des poutres en bois renforcées de matériaux composites. Toutefois, ils ne tiennent pas compte du facteur de dimension puisqu'un seul format de section en bois a été testé lors des essais.

Deux modèles de comportement itératifs sont élaborés : l'un pour le renforcement en bande sous la poutre et l'autre pour le renforcement en « U ». Ces modèles, développés pour cette étude, considèrent le comportement ductile des pièces ainsi qu'un défaut dans la zone de bois tendu. Le défaut est considéré comme incapable de supporter des contraintes de tension.

### 7.2.1 Modèle pour le renforcement avec une bande sous la poutre

Pour le cas des poutres renforcées de bande de PRF, le schéma du modèle se retrouve à la figure 7.15. Le cheminement se fait du comportement linéaire élastique (étape 1) au comportement bilinéaire ductile (étape 2) avec l'augmentation du moment appliqué. Le tout est basé sur l'équilibre des forces :

$$C_1 + C_2 = T_1 + T_{PRF} \quad (7-1)$$

où  $C_1$  et  $C_2$  représentent respectivement les forces de compression pour le bois qui a atteint sa limite élastique et celui qui se comporte de façon élastique;  $T_1$  représente la force de tension dans le bois et  $T_{PRF}$  la force de tension dans le composite. Ces forces se définissent comme suit :

$$C_1 = f_y a h b \quad (7-2)$$

$$C_2 = f_{top} \frac{1}{2} b h b \quad (7-3)$$

$$T_i = f_j \frac{1}{2} (h - b h) b \quad (7-4)$$

$$T_{PRF} = f_{PRF} l_{PRF} t \quad (7-5)$$

où  $l_b$  est la largeur de la section de bois. À leur tour, les contraintes sont définies de la façon suivante :

$$f_y \rightarrow \text{fixé} \quad (7-6)$$

$$f_{top} = \min(\varepsilon_y, \varepsilon_c) E_b \quad (7-7)$$

$$f_j = \varepsilon_j E_b \quad (7-8)$$

$$f_{PRF} = \frac{1}{2} (\varepsilon_{PRF} + \varepsilon_\Omega) E_{PRF} \quad (7-9)$$

La valeur de  $f_y$  peut être déterminée à partir de la courbe de chargement expérimentale. Ensuite, les déformations sont données comme suit :

$$\varepsilon_c = \frac{(a+b)}{c} \varepsilon_{PRF} \quad (7-10)$$

$$\varepsilon_j = \frac{\varepsilon_{PRF} (cht - ht - t)}{cht} \quad (7-11)$$

$$\varepsilon_\Omega = \varepsilon_{PRF} \left( 1 - \frac{t}{cht} \right) \quad (7-12)$$

$$\varepsilon_{PRF} \rightarrow \text{fixé} \quad (7-13)$$

où  $\varepsilon_{PRF}$  est incrémenté de façon croissante à l'intervalle souhaité, selon le nombre de points voulus sur la courbe de chargement modélisée. Finalement, les paramètres a, b et c sont déterminés :

$$a=1-c\left(\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{PRF}}+1\right) \quad (7-14)$$

$$b=1-c-a \quad (7-15)$$

où  $t$  est l'épaisseur de la couche de composite,  $l_{PRF}$  la longueur de la couche PRF et  $l_b$  la largeur de la section de bois. Le paramètre  $c$  doit être déterminé par itération.

### 7.2.2 Modèle pour le renforcement en forme de « U »

Maintenant pour le cas des poutres renforcées en « U », le schéma du modèle se retrouve à la figure 7.16. Selon les mêmes principes :

$$C_1+C_2=T_1+T_{bPRF}+T_{bbPRF} \quad (7-16)$$

où  $C_1$ ,  $C_2$  et  $T_1$  sont de nouveau définis par les équations 7-2 à 7-4 et  $T_{bPRF}$  et  $T_{bbPRF}$  se définissent comme suit :

$$T_{bPRF} = f_{bPRF} l_{PRF} t \quad (7-17)$$

$$T_{bbPRF} = \frac{1}{2} f_{bbPRF} c h t 2t \quad (7-18)$$

À leur tour, les contraintes sont définies de la façon suivante :

$$f_{bPRF} = \frac{1}{2} (\varepsilon_{PRF} + \varepsilon_2) E_{PRF} \quad (7-19)$$

$$f_{bbPRF} = \varepsilon_{PRF} E_{PRF} \quad (7-20)$$

La valeur de  $f_y$  peut être déterminée à partir de la courbe de chargement expérimentale. Les déformations de même que les paramètres  $a$  et  $b$  sont à nouveau donnés par les équations 7-10 à 7-15.

### 7.2.3 Exemple

La figure 7.17 illustre ce qui se produit à différents endroits dans une poutre typique renforcée de deux couches de fibres de carbone *CF-130*. Un moment fléchissant constant de 3.0 kN m est appliqué sur la région illustrée où quatre sections appelées A, B, C et D

sont analysées. Le module élastique du bois est de 10 000 MPa, sa limite élastique de 45 MPa et sa résistance en tension ultime de 60,5 MPa. Pour ce qui est du composite, son module élastique est de 230 535 MPa et sa résistance en tension de 3 483 MPa.

Les déformations et la distribution des contraintes sont données pour chacune des quatre sections. Les sections A et D sont modélisées exactement de la même façon, car aucun défaut n'est compris dans ces sections. À 3,0 kN m, la partie supérieure du bois commence à se plastifier et cela peut être observé sur la courbe M- $\phi$  tracée à la figure 7.18. où l'on voit que le dernier point marque le début d'un comportement non linéaire. À la section C, qui comporte un défaut de 10 mm de hauteur, on voit que pour le même moment appliqué, la contribution du composite de même que la quantité de bois qui a atteint sa limite élastique sont plus grandes. C'est la section B, comportant le plus grand défaut (20 mm), qui fût critique pour le moment ultime de la pièce. Malgré la très grande compensation du composite, c'est le bois juste à côté du défaut qui a atteint sa limite de résistance en tension qui provoque la rupture de la pièce. Une grande portion de bois comprimé a atteint sa limite élastique et cela est caractérisé par une diminution de la pente dans la courbe M- $\phi$  de la figure 7.18. L'annexe D présente les calculs effectués à l'aide d'un chiffrier pour la génération des points des trois courbes de la figure.

L'examen des trois courbes de la figure 7.18 révèle que la courbure de la poutre est plus concentrée à l'endroit où la distribution des contraintes est critique. La modélisation du comportement des poutres testées lors des quatre séries d'essais représente généralement très bien l'allure des courbes de chargement expérimentales. Les courbes de flèche qui sont obtenues lors des essais, représentent des intégrales doubles sur la longueur des pièces de la courbure locale variable. Ces courbes sont présentées à l'annexe B. Même si la comparaison n'est que qualitative, on voit que des courbes comme celles des poutres 053, 062 ou 079 entre autres, prennent des formes pouvant traduire ce type de comportement local. En faisant de nouveau référence à la résistance d'une chaîne qui est égale à la résistance du plus faible de ses maillons, on peut dire que les courbes de chargement obtenues lors des essais représentent probablement le comportement de la plus faible section d'une poutre.



#### 7.2.4 Remarque

La géométrie exacte et la distribution des défauts sont tellement variables qu'il est impossible de représenter toute une population avec le modèle. Il sert plutôt à démontrer des phénomènes particuliers et expliquer la résistance élevée apparente ( $F_b$ ) de certaines pièces renforcées.

Tableau 7.1 : Tableau des résistances à la flexion  $F_b$  selon différents rangs centiles de la distribution de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 1, MPa

Rang	Non renforcées	Renforcées	$\Delta$
5 <sup>e</sup>	28,10	34,07	21,3 %
10 <sup>e</sup>	31,37	37,87	20,7 %
50 <sup>e</sup>	50,24	56,77	13,0 %
90 <sup>e</sup>	78,64	81,25	3,3 %
95 <sup>e</sup>	87,95	88,74	0,9 %

Tableau 7.2 : Tableau des résistances à la flexion  $F_b$  selon différents rangs centiles de la distribution de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 2, MPa (10 paires)

Rang	Non renforcées	Renforcées	$\Delta$
5 <sup>e</sup>	22,65	27,73	22,4 %
10 <sup>e</sup>	28,10	34,18	21,6 %
50 <sup>e</sup>	49,42	59,09	19,6 %
90 <sup>e</sup>	70,83	83,77	18,3 %
95 <sup>e</sup>	76,64	90,42	18,0 %

Tableau 7.3 : Tableau des résistances à la flexion  $F_b$  selon différents rangs centiles de la distribution de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 3, MPa

Rang	Non renforcées	Renforcées	$\Delta$
5 <sup>e</sup>	28,79	45,27	57,3 %
10 <sup>e</sup>	31,06	49,10	58,0 %
50 <sup>e</sup>	47,87	66,03	37,9 %
90 <sup>e</sup>	80,02	85,41	6,7 %
95 <sup>e</sup>	91,78	91,00	-0,8 %

Tableau 7.4 : Tableau des résistances à la flexion  $F_b$  selon différents rangs centiles de la distribution de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 4, MPa

Rang	Non renforcées	Renforcées	$\Delta$
5 <sup>e</sup>	36,34	51,89	42,8 %
10 <sup>e</sup>	39,26	56,71	44,5 %
50 <sup>e</sup>	53,95	73,28	35,8 %
90 <sup>e</sup>	73,19	87,74	19,9 %
95 <sup>e</sup>	79,10	91,42	15,6 %

Tableau 7.5 : Tableau des contraintes calculées théoriquement et obtenues à partir des lectures des jauges de déformation à la rupture pour la poutre 064 renforcée, MPa

Jauge #	Jauge	Calcul de résistance des matériaux	Différence, %
12 (bois)	81,3	84,19	3,4
14 (PRF)	1436,7	1351,3	5,9
15 (PRF)	1400,3	1351,3	3,4
16 (PRF)	817,3	810,6	0,8

Tableau 7.6 : Tableau des contraintes calculées théoriquement et obtenues à partir des lectures des jauges de déformation à la rupture pour la poutre 071 renforcée, MPa

Jauge #	Jauge	Calcul de résistance des matériaux	Différence, %
11 (bois)	43,4	55,4	21,7
12 (PRF)	957,6	1065,1	10,1
13 (PRF)	2167,5	1065,1	50

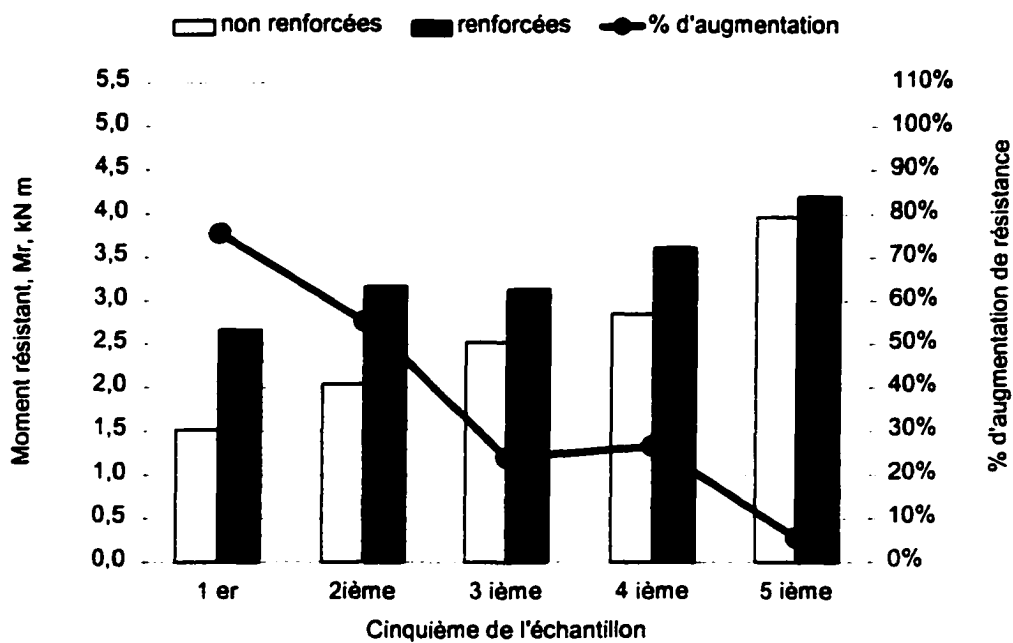


Figure 7.1 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 1

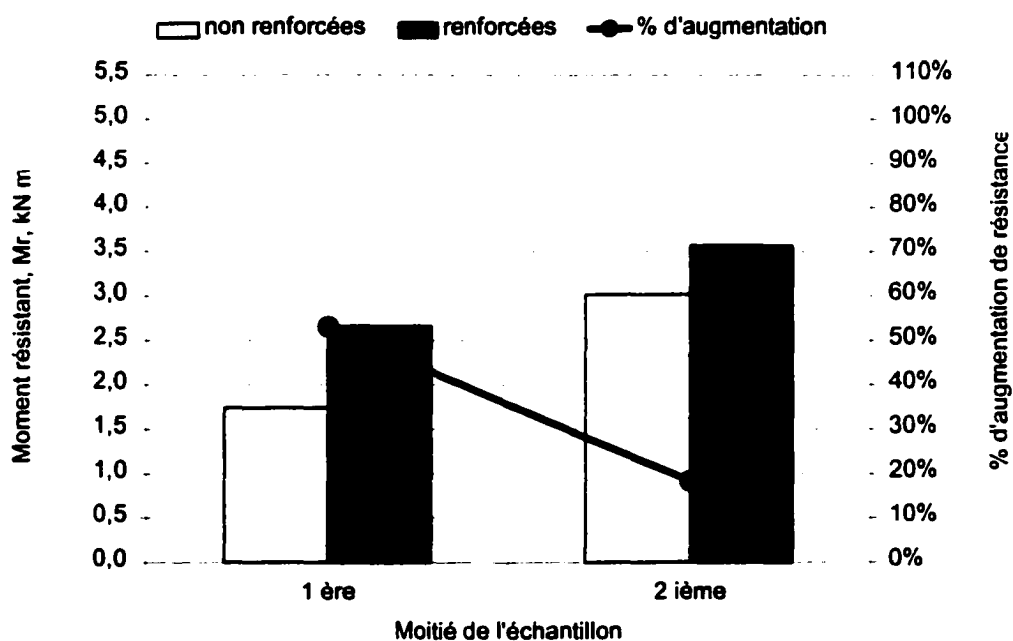


Figure 7.2 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 2 (10 paires)

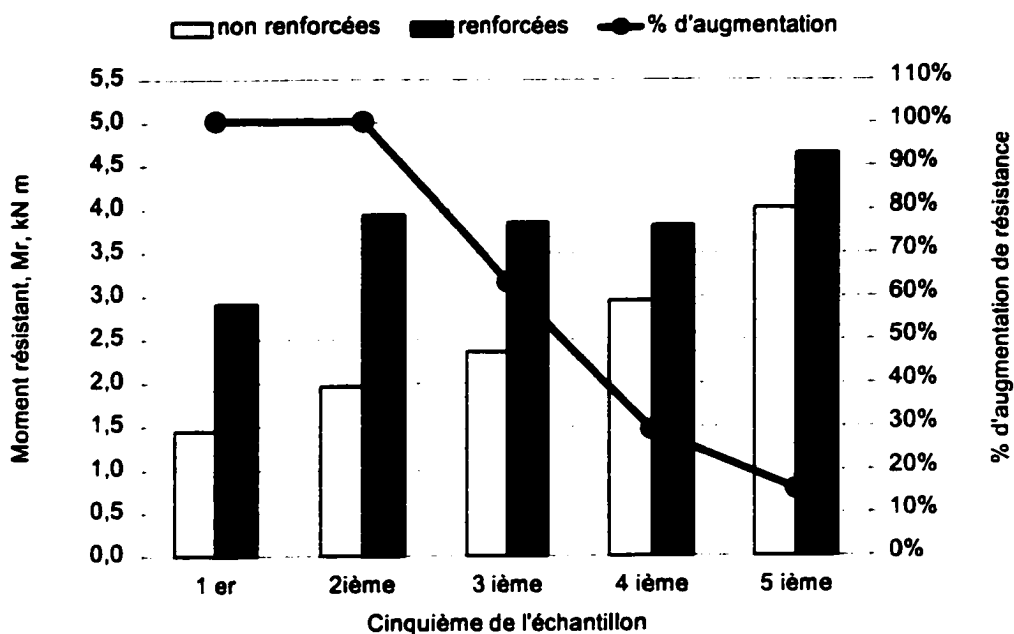


Figure 7.3 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 3

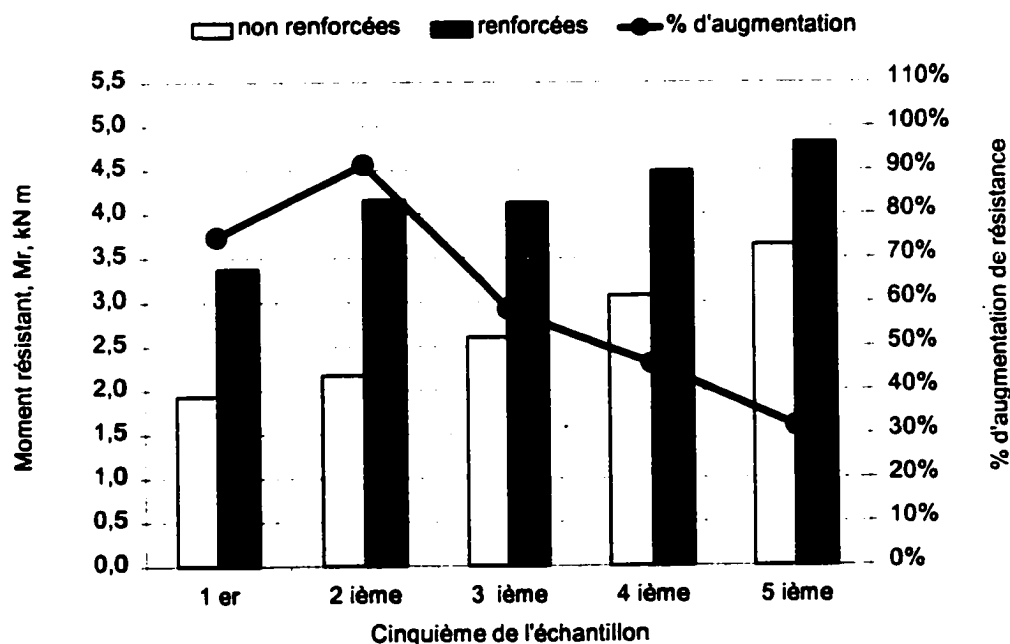


Figure 7.4 : Histogramme de l'augmentation du moment résistant par rapport à la résistance initiale pour la série 4

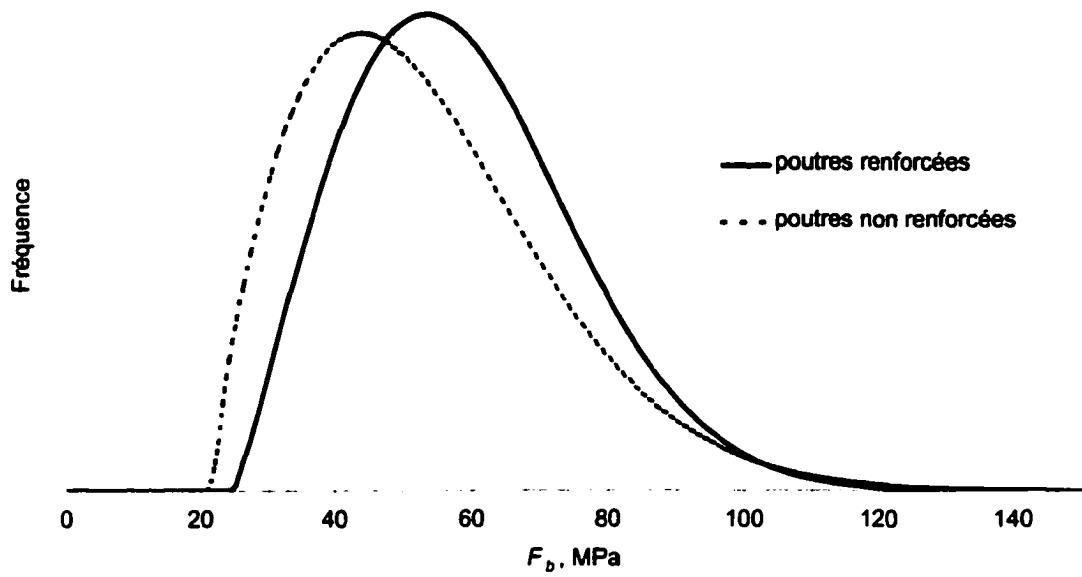


Figure 7.5 : Distribution de densité de probabilité de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 1

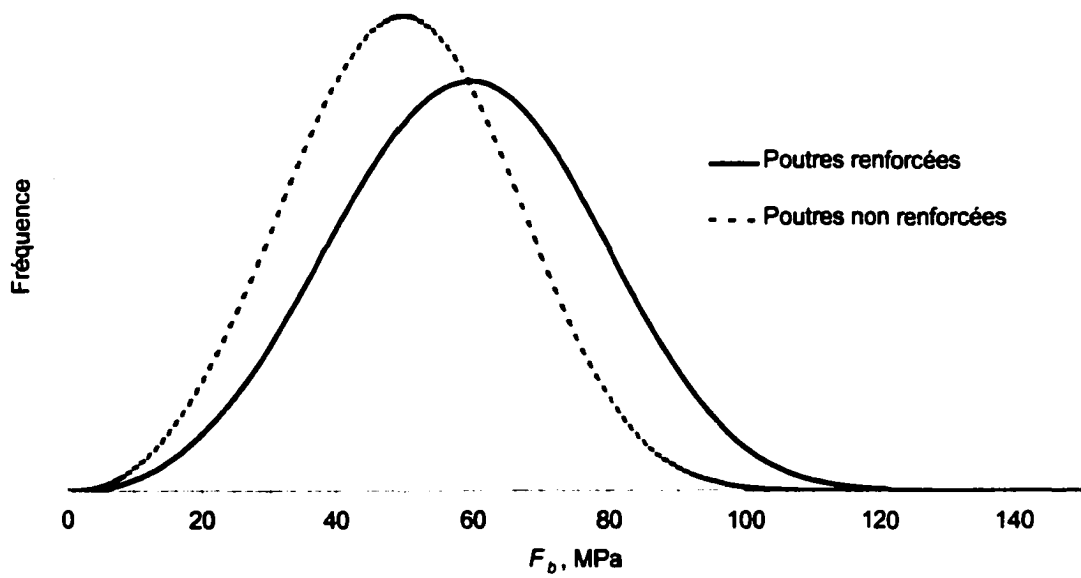


Figure 7.6 : Distribution de densité de probabilité de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 2  
(10 paires)

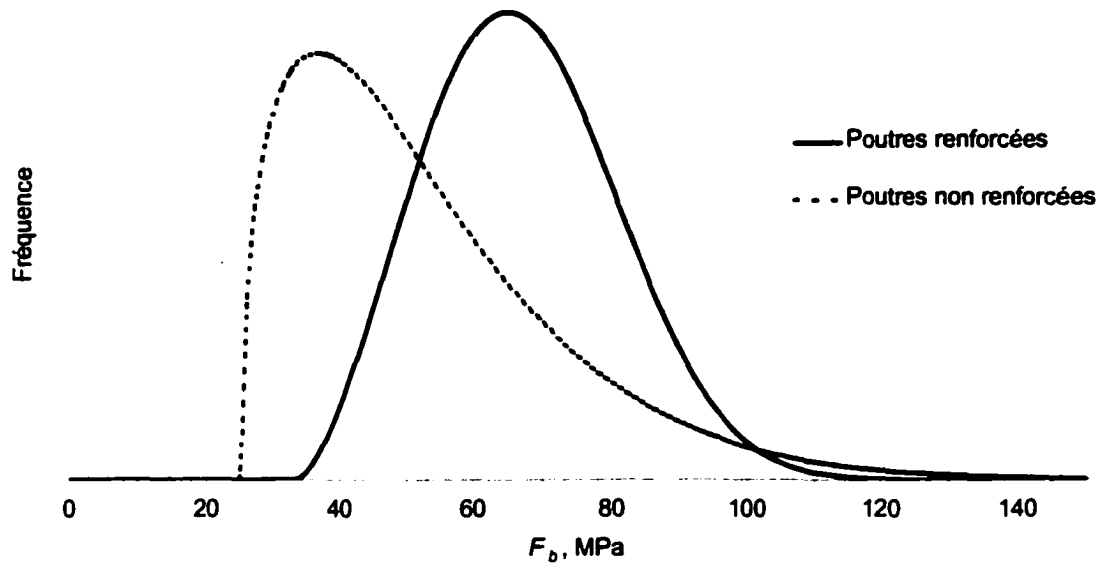


Figure 7.7 : Distribution de densité de probabilité de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 3

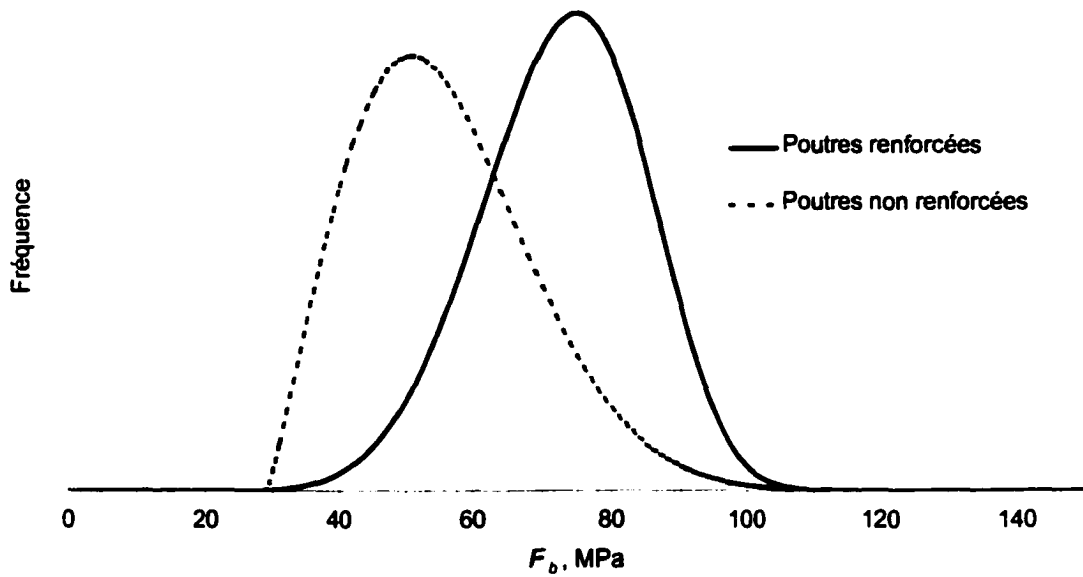


Figure 7.8 : Distribution de densité de probabilité de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 4

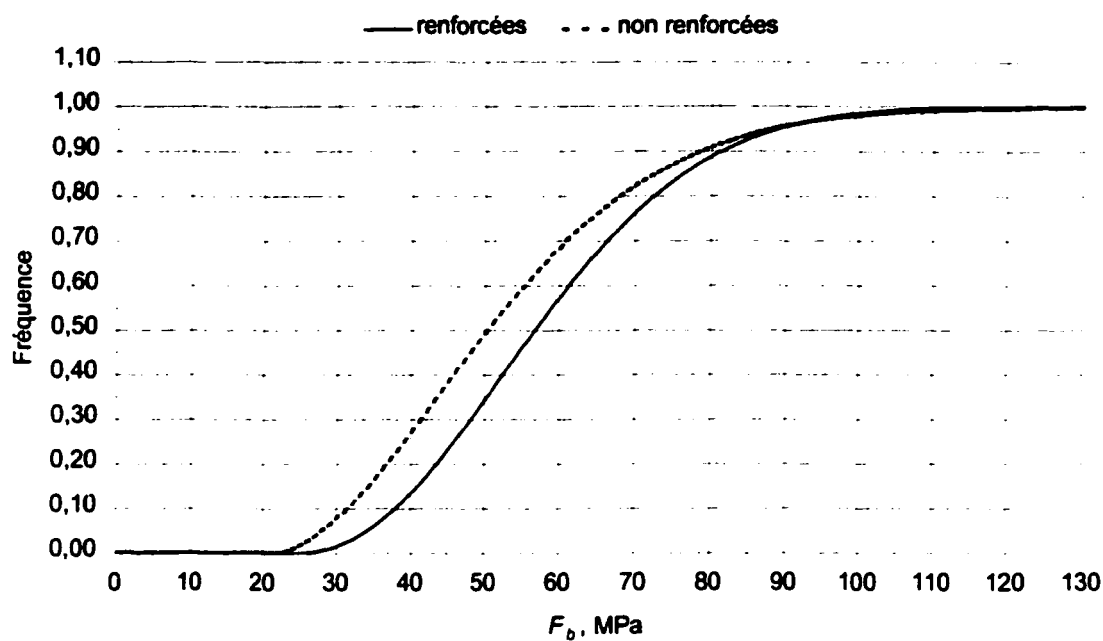


Figure 7.9 : Distribution cumulative de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 1

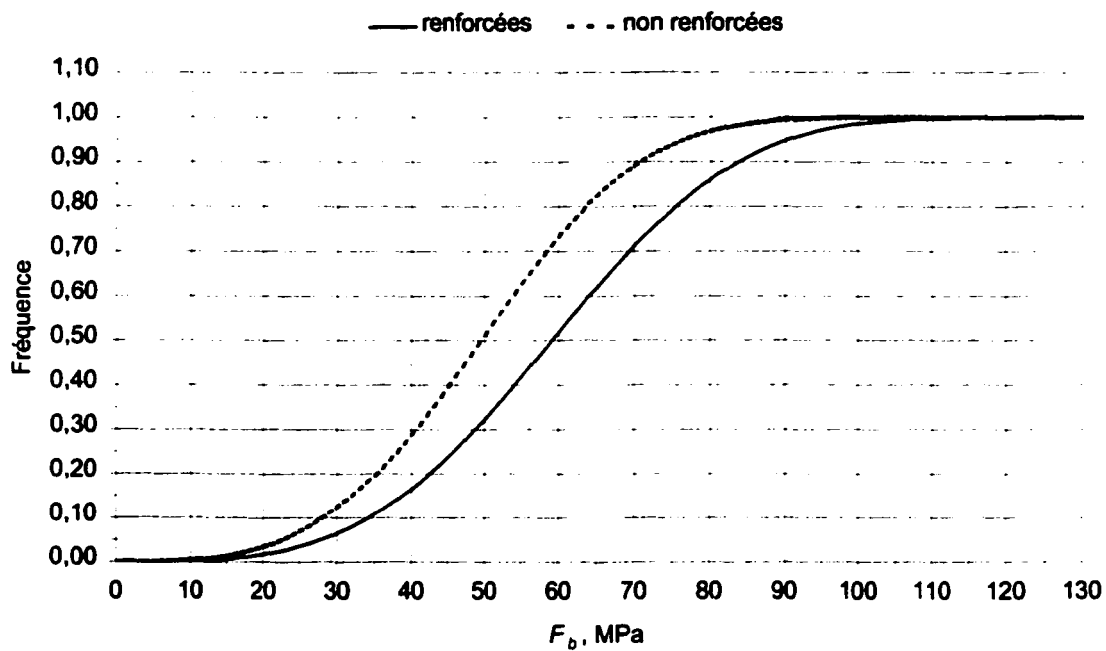


Figure 7.10 : Distribution cumulative de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 2 (10 paires)



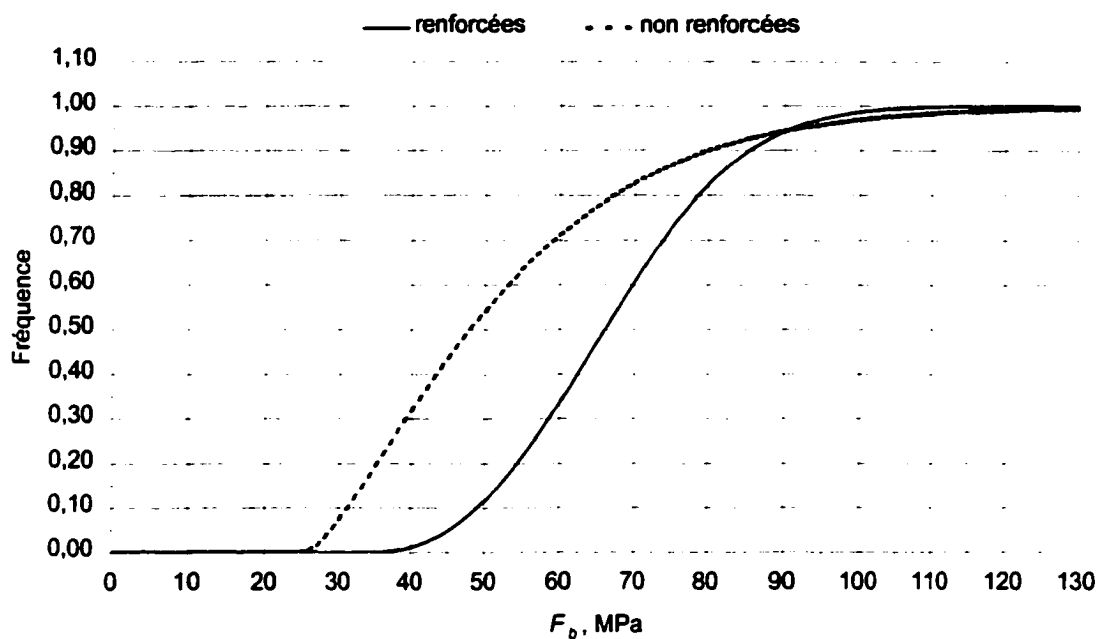


Figure 7.11 : Distribution cumulative de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 3

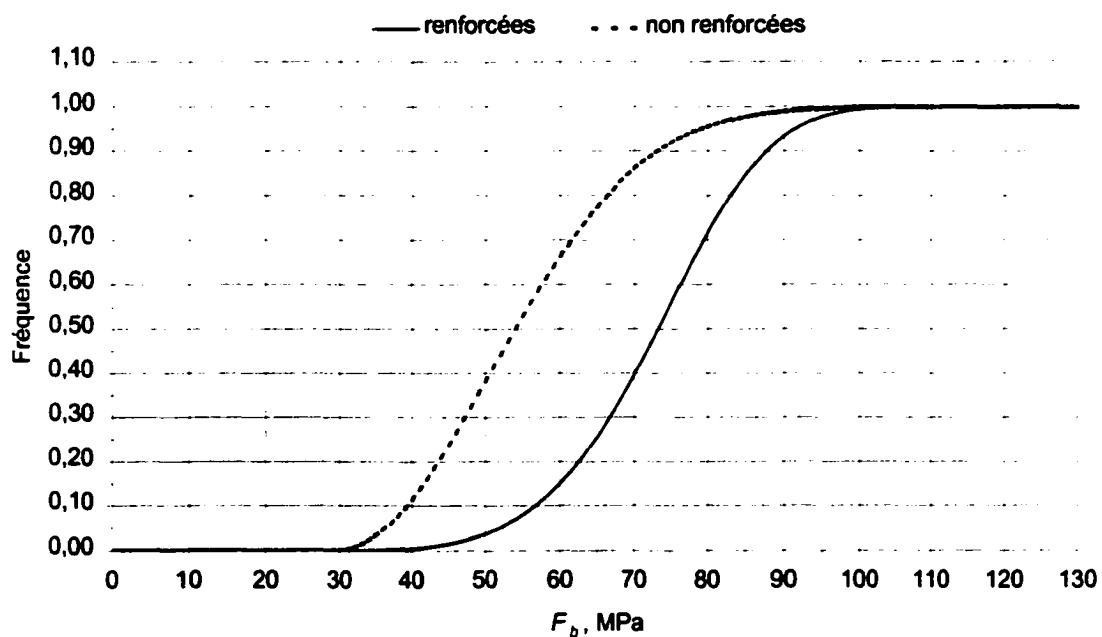


Figure 7.12 : Distribution cumulative de *Weibull* à 3 paramètres pour la série 4

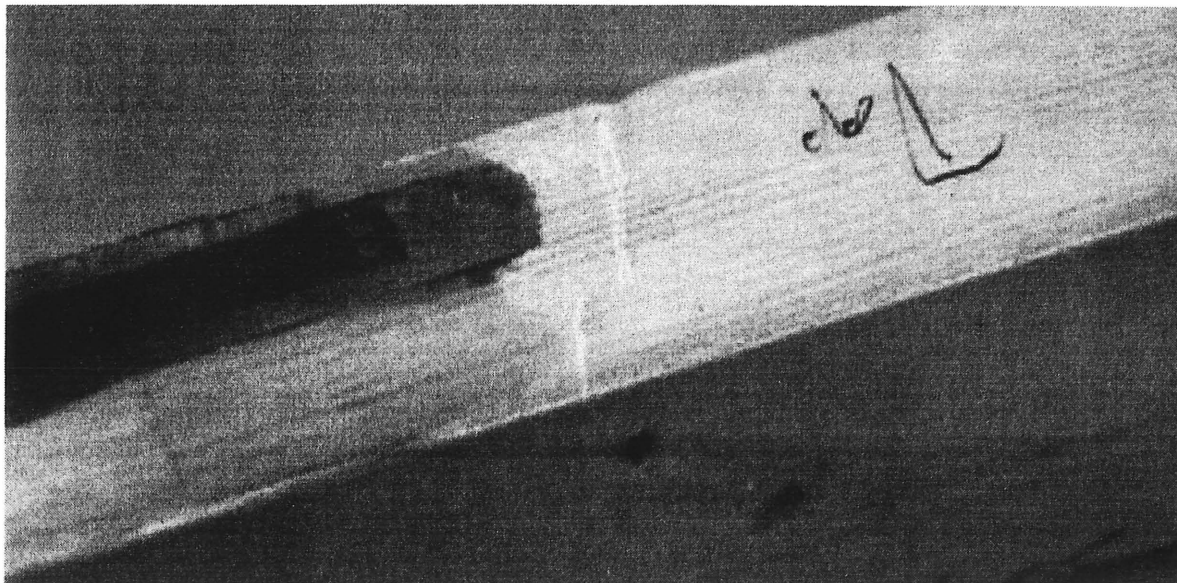


Figure 7.13 : Flambage du bois en compression pour la poutre 064 renforcée

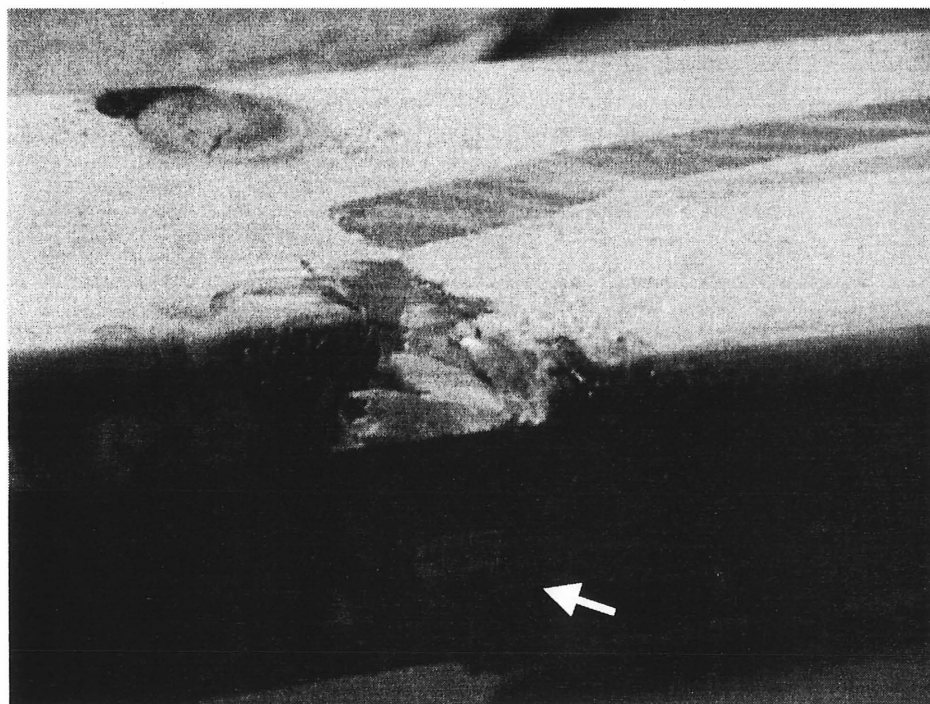
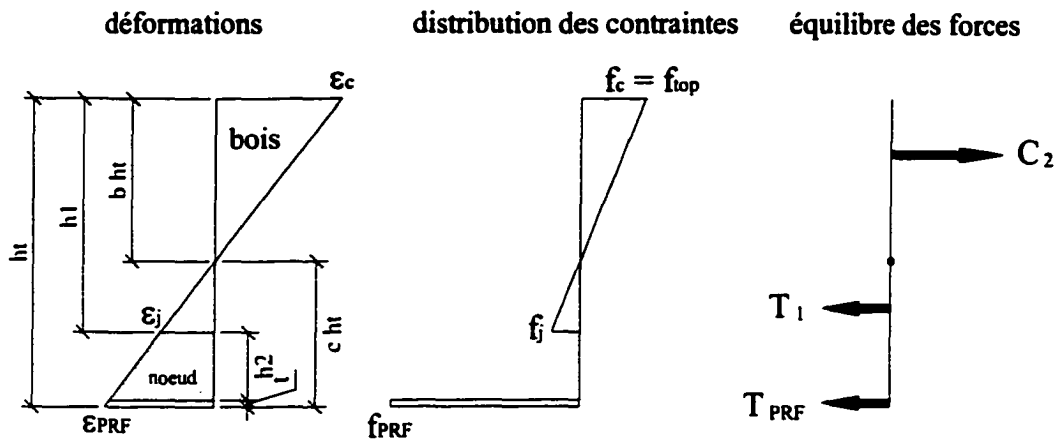


Figure 7.14 : Jauge 13 située juste en dessous d'un important nœud dans la poutre 071 renforcée.

## Comportement linéaire élastique (étape 1)



## Comportement bilinéaire ductile (étape 2)

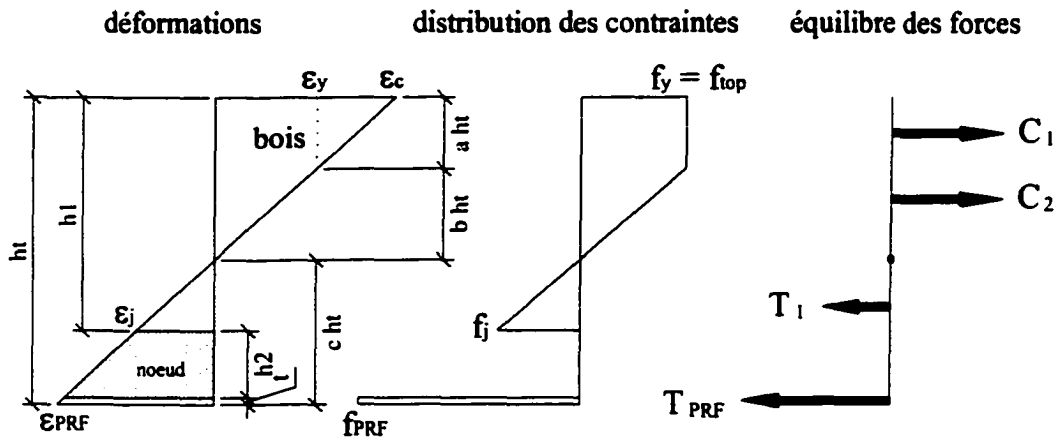


Figure 7.15 : Modèle de comportement pour les poutres renforcées d'une bande de PRF

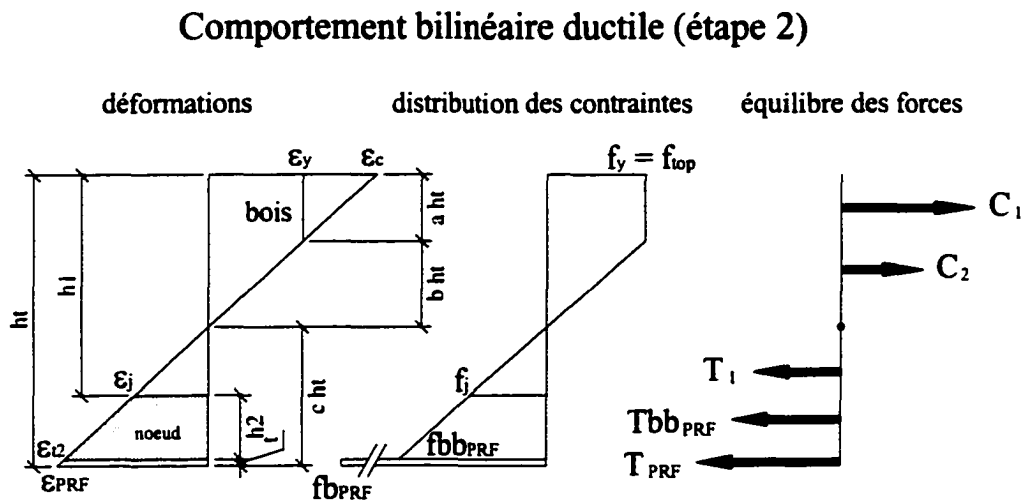
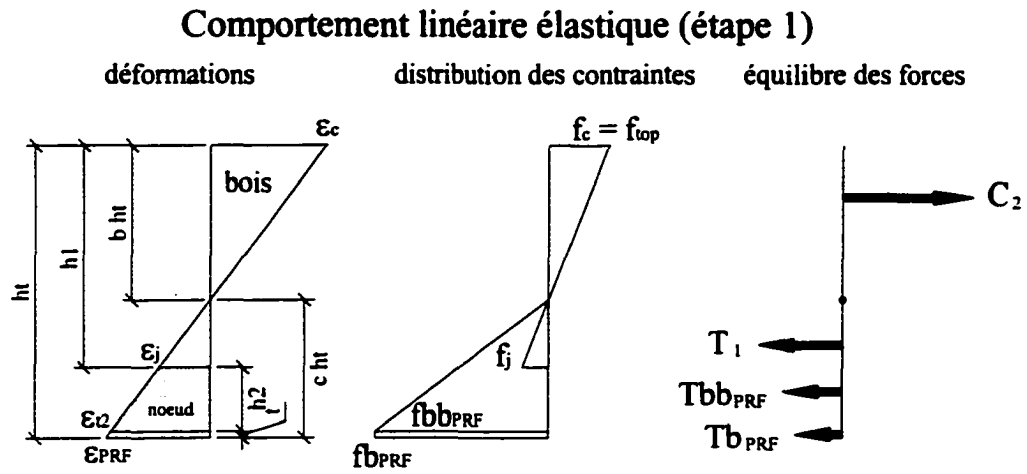


Figure 7.16 : Modèle de comportement pour les poutres renforcées en « U »

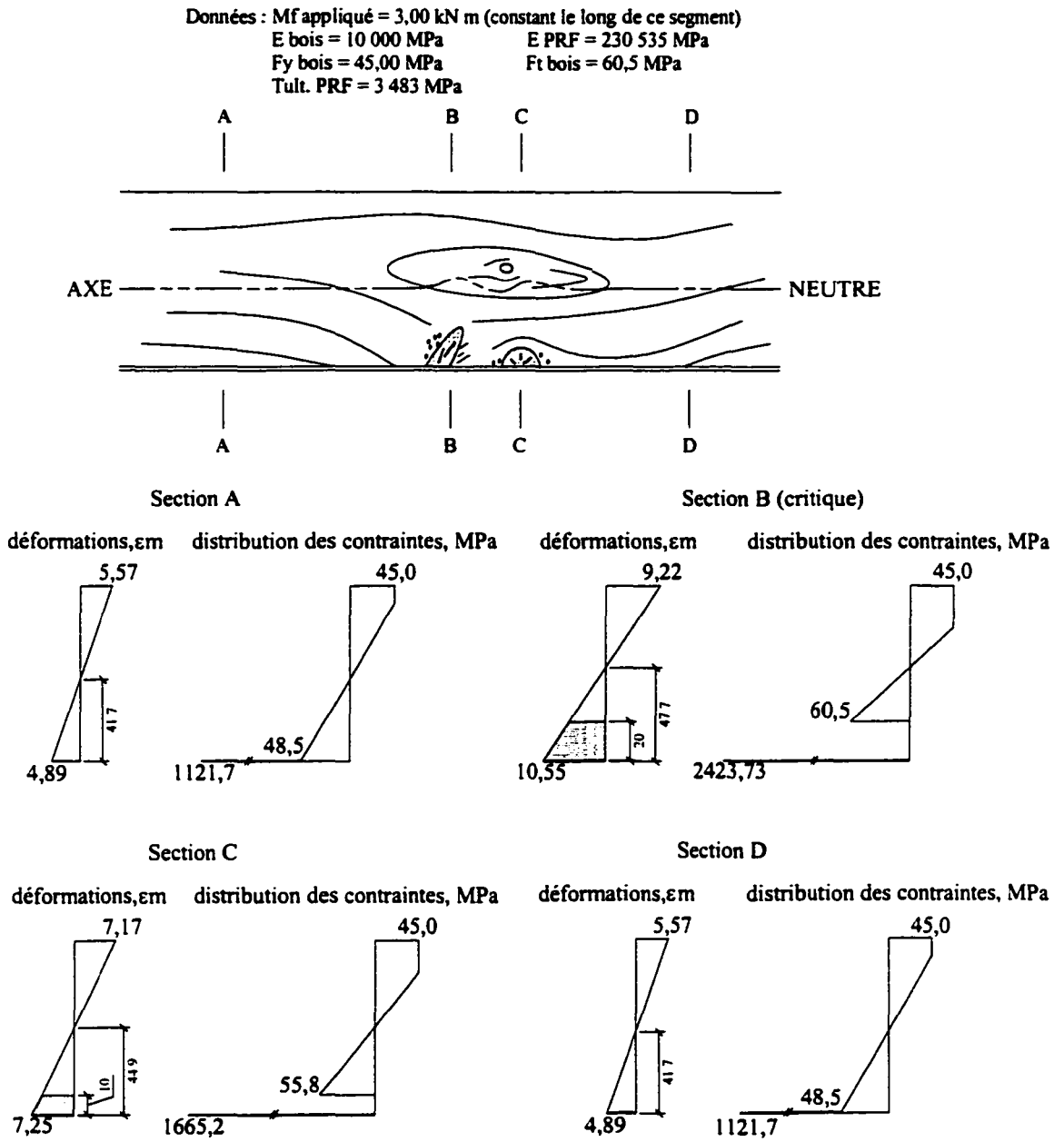


Figure 7.17 : Exemple de distribution des efforts dans une poutre renforcée de 2 plis de fibres de carbone.

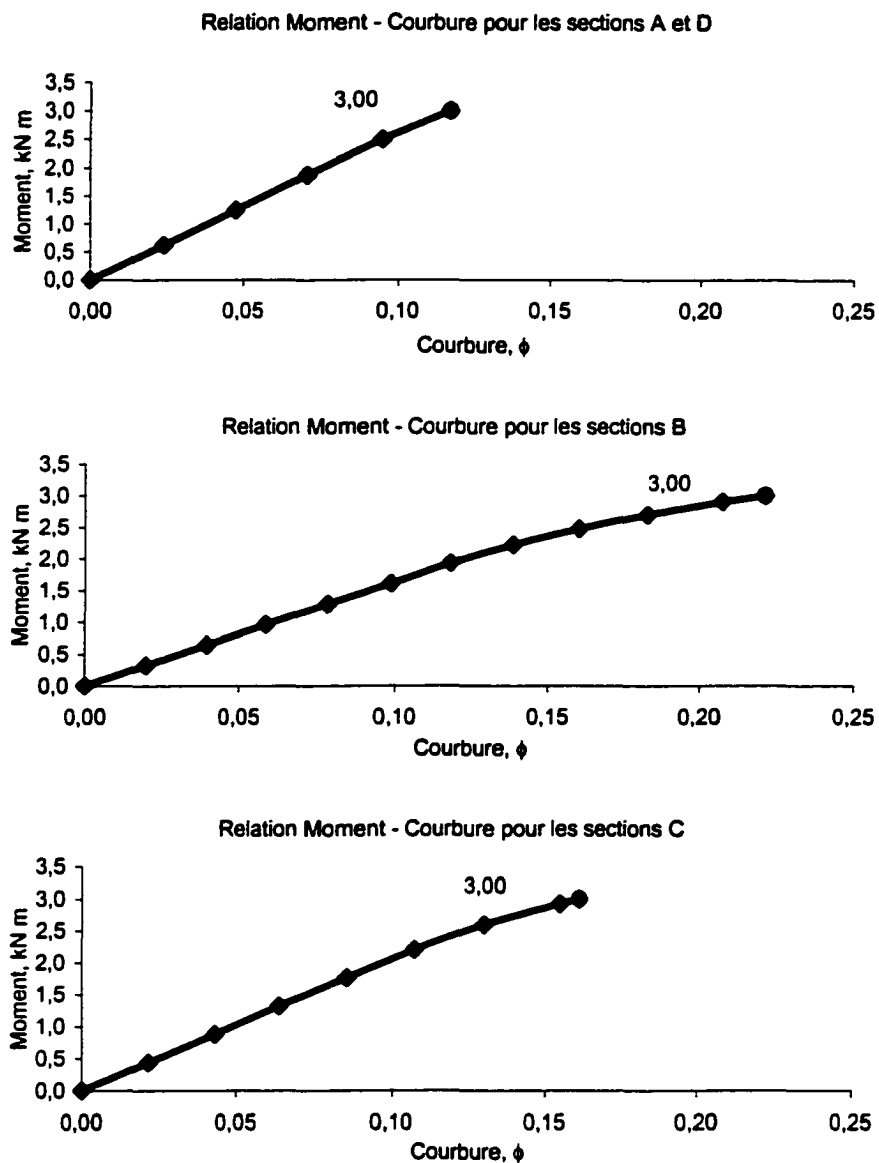


Figure 7.18 : Relations moment-courbure à différents endroits pour l'exemple de la poutre soumise à un moment fléchissant constant.

## **Chapitre 8**

### **Conclusion**

L'étude expérimentale du présent programme de recherche avait pour but d'explorer le comportement en flexion de poutres de bois renforcées de matériaux composites. Pour ce faire, des essais sur les matériaux composites ainsi que sur des poutres renforcées et non renforcées ont été menés. Quatre configurations de renforcement furent testées. Pour les conditions évaluées, les résultats ont démontré que :

- Des gains de résistance en flexion sont possibles par le renforcement avec des matériaux composites.
- L'adhérence entre les matériaux composites utilisés et le bois ne pose aucun problème.
- Les fibres de verre peuvent procurer des gains de résistance du même ordre de grandeur que les fibres de carbone malgré leurs propriétés mécaniques inférieures.
- La configuration de renforcement en « U » permet de diminuer grandement les ruptures de bois en tension et d'amener le bois à un niveau de contraintes apparentes plus élevé.
- Dans une population de poutres, la résistance en flexion des poutres moins résistantes est davantage augmentée par l'ajout du composite que la résistance des meilleurs éléments.

- Il est préférable, pour éviter des ruptures prématurées, d'appliquer le composite sur toute la longueur d'une poutre.
- Le calcul du gain de résistance par les méthodes simples de la résistance des matériaux sous-estime les gains de résistance observés lors des expériences.

L'analyse des résultats des essais ainsi que le modèle simple de comportement développé permettent de conclure que :

- L'analyse statistique confirme une augmentation des valeurs caractéristiques (rangs centiles) de la distribution de résistance du bois renforcé comparable aux différences entre les classes de qualité *Select Structural* et No 3.
- Le matériau composite effectue un « pontage » vis à vis les défauts pour les contraintes de la zone de bois en tension empêchant la rupture du bois adjacent au PRF.
- Le comportement ductile du bois en compression peut se développer, dans les poutres renforcées, même dans une partie adjacente à des défauts importants dans la zone de tension.
- Des courbes de moment fléchissant–courbure du type ductile sont observées et peuvent être prédites par un modèle élastoplastique simple.
- La modélisation du comportement réel des poutres renforcées peut être améliorée en tenant compte de la ductilité du bois et de la présence de défauts importants dans la zone de bois tendu.
- Le renforcement en « U » permet d'exploiter au maximum la résistance du bois et d'obtenir un comportement ductile.

Ce programme d'étude a démontré que l'utilisation des PRF pour le renforcement du bois est efficace et simple. Toutefois, étant donné la variabilité des propriétés mécaniques du bois, il apparaît très difficile d'évaluer au moyen de calculs les gains de résistance pouvant



être atteints. Des recherches subséquentes pourraient porter sur l'amélioration des modèles actuels, soit par éléments finis ou autres techniques, afin de mieux comprendre l'effet de renforcement du composite. L'application pratique du renforcement du bois requiert une meilleure compréhension du comportement des poutres renforcées afin d'être en mesure de quantifier les gains de résistance pouvant être obtenus.

Tous les essais de ce programme d'étude ont été effectués sur du bois de petite dimension soit de 38×89 mm. Or, il est bien connu que le facteur de dimension joue un rôle important dans la résistance du bois. Compte tenu que l'application de ce genre de renforcement sera probablement effectuée sur du bois de plus grande dimension, d'autres séries de tests devront être menées afin de vérifier si les comportements observés dans cette étude sont toujours applicables.

Étant donné les bons résultats obtenus avec la configuration de renforcement en « U » avec des fibres de verre, une importance particulière devrait lui être accordée lors des prochaines études. La durabilité des renforcements de bois avec des matériaux composites face aux intempéries devrait également faire l'objet d'études approfondies.

## Bibliographie

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995) *Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials*, ASTM D 3039/D 3039M - 95a, August 15: 111–121
- ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. (1995) Règles de calcul aux états limites des charpentes en bois O86.1-94, Association canadienne de normalisation
- BARRETT, J.D., LAU, W. (1994) *Canadian Lumber Properties*, Ottawa, Ontario, Canada, Canadian Wood Council, 346 p.
- BARRETT, J.D. (1995) Bois de sciage, *Manuel de calcul des charpentes en bois*, section 12 commentaire CSA, Conseil canadien du bois, Ottawa, Ontario, 593–608
- BAZERGUI, A., BUI-QUOC, T., BIRON, A., MCINTYRE, G., LABERGE, C. (1993) *Résistance des matériaux*, deuxième édition, Montréal, Québec, Canada, Édition de l'École Polytechnique de Montréal, 595 p.
- BAZAN, I.M.M (1980) *Ultimate Bending Strength of Timber Beams*, Thesis (Ph. D.), Nova Scotia Technological College, Halifax, Nova Scotia
- BORGIN K. B., LOEDOLFF, B. F., SAUDERS, G. R. (1968). Laminated wood beams reinforced with steel strips, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **94**(ST1): 1681–705.
- BUCHANAN, A.H. (1986) Combined Bending and Axial Loading in Lumber, *Journal of Structural Engineering*, **112**(12) : 2592–2609
- BUCHANAN, A.H. (1990) Bending Strength of Lumber, *Journal of Structural Engineering*, **116**(5) : 1213–1229
- BULLEIT, W.M., SANDBERG, L.B., WOOD, G.J. (1989) Steel-Reinforced Glued Laminated Timber, *Journal of Structural Engineering*, **115**(2): 433–444.
- BURY, K.V. (1975) *Statistical Models in Applied Science*, 1<sup>st</sup> edition, Johns Wiley & Sons, inc., 625 p. (Wiley Serie in Probability and Mathematical Statistics)
- CHAJES, M.J., KALIAKIN, V.N., MEYER, A.J. (1996) Behavior of Engineered Wood-CFRP Beams, *Internationnal Conference on Fiber Composites in Infrastructure (ICCI 96)*, 870–877.
- COLEMAN, G. E., HURST, H. T. (1974) Timber Structures Reinforced with Light Gage Steel, *Forest Product Journal*, **24**(7): 45–53

COMMISSION NATIONALE DE CLASSIFICATION DES SCIAGES. (1987) *Règles de classification pour le bois d'œuvre canadien*, Commission nationale de classification des sciages, Vancouver, Colombie-Britannique.

DAGHER, J., BRETON, J., SHALER, S., ABDEL-MAGID, B. (1998) Creep Behavior of FRP-Reinforced Glulam Beams, *1998 International Composites Expo*, session 22-E: 1–9

DAVALOS, J.F., MUNIPALLE, U., SALIM, H.A. (1992) Glulam-GRFP Composite Beams for Stress-Laminated T-System Bridges, *Matériaux Composites d'Avant-garde pour Ponts et Charpentes 1*, K.W. Neale et P. Labossière, éditeurs; Société canadienne de génie civil, 455–464

DOREY, A.B., CHENG R. (1996) Development of Composite Glued Laminated Timber, *Canada–Alberta Partnership Agreement in Forestry*, Canada–Alberta Partnership Agreement in Forestry, Edmonton, Alberta, Canadian Forest Service Cat. Fo42-91/146-1996E

DOREY, A.B., CHENG R. (1996) Glass Fiber Reinforced Glued Laminated Wood Beams, *Canada–Alberta Partnership Agreement in Forestry*, Canada–Alberta Partnership Agreement in Forestry, Edmonton, Alberta, Canadian Forest Service Cat. Fo42-91/147-1996E

DOREY, A.B., CHENG R. (1996) The Behavior of GRFP Glued Laminated Timber Beams, *Matériaux Composites d'Avant-garde pour Ponts et Charpentes 2*, M.M. El-Baldry, éditeur; Société canadienne de génie civil, 787–794.

GENTILE, C.J. (2000) *Flexural Strengthening of Timber Bridge Beams Using FRP*, Thesis (M. of Sc.), Department of Civil Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, 133 p.

HALLSTRÖM, S., GRENESTEDT, J.L. (1995) Failure Analysis of Laminated Timber Beams Reinforced with Glass Fibre Composites, *Wood Science and Technology*, 31(1): 17–34

ISIS SHERBROOKE (1999) *Manuel de conception pour le renforcement externe de structures de béton armé renforcées avec des polymères renforcés de fibres (PRF)*, ISIS Sherbrooke, Université de Sherbrooke, Département de génie civil, 38 p.

JODIN, P., MOULIN, J.M., PLUVINAGE, G. (1990). FGRG : Fiberglass Reinforced Gluelam – A New Composite, *Wood Science and Technology*, 24: 289–294

MADSEN, B. (1992) *Structural Behavior of Timber*, First Edition, North Vancouver, Timber Engineering Ltd., 405 p.

MADSEN, B., BUCHANAN, A.H. (1986) Size effects in timber explained by a modified weakest link theory, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 13: 218–232.

NATIONAL LUMBER GRADES AUTHORITY (NLGA). (1979) *Standard Grading Rules for Lumber*, National Lumber Grades Authority, Gange, B.-C.

- PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T.C. (1995) Creep Behavior of FRP-Reinforced Wood Members, *Journal of Structural Engineering*, February: 174–186
- PLEVRIS, N., TRIANTAFILLOU, T.C. (1992) FRP-Reinforced Wood as Structural Material, *Journal of Materials in Civil Engineering*, August, 4(3): 300–317
- QIAO, P., DAVALO, J.F., TRIMBLE, B., BENDER, R., HARVE, Jr. D. (1998) Durability of Composite/Wood Bonded Interfaces in Practical Applications, *1998 International composites expo*, session 22-E: 1–7
- SLIKER, A. (1962) Reinforced Wood Laminated Beams, *Forest Product Journal*, 12(12): 91–96
- SPAUN, F.D. (1981) Reinforcement of Wood with Fiberglass, *Forest Product Journal*, 31(4): 26–33
- STERN, E. G. (1973) Fitch Beams, *Forest Product Journal*, 25(4): 40–47
- TINGLEY, D.A. (1996) Over a Decade of Research Results in New, Improved Glulam, *Canadian Consulting Engineer*, March/April: 24–28
- TRIANAFILLOU, T.C. (1997) Shear Reinforcement of Wood Using FRP Materials, *Journal of Materials in Civil Engineering*, May: 65–69
- WEIBULL, W. (1939) A statistical theory of the strength of materials. Royal Swedish Institute for Engineering Research, Proceedings, 151, 45 p.

## **Annexe A**

# **Tests sur les modules d'élasticité des paires de poutres**

Le but de cette expérimentation est de vérifier l'hypothèse selon laquelle les modules élastiques d'une paire de poutres de bois extraites de la même pièce 38×89 sont les mêmes. Pour chacune de ces paires, l'une des deux poutres sera renforcée avec des matériaux composites. Cette hypothèse doit donc être vérifiée afin de pouvoir utiliser les poutres non renforcées comme point de référence pour mesurer le gain de résistance obtenu par l'application du composite.

Le module élastique peut-être obtenu en imposant une charge connue sur la poutre et en mesurant la déflexion alors produite. Le type de chargement imposé aux poutres est le même qui a été utilisé ultérieurement pour les essais destructifs, soit un chargement en quatre points espacés de 500 mm tel qu'illustré à la figure 5.5. Dans ce cas, nous pouvons calculer le module d'élasticité avec l'équation 5.1.

Chacune des poutres a été placée dans le montage et deux charges  $P$  de 550,40 et 876,47 Newtons leur ont été appliquées successivement. Les lectures de déflexions maximales ont été prises avec un LVDT positionné au centre de la portée. Le calcul des modules a été effectué en utilisant la différence des  $P = 876,47 - 550,40 = 326,67$  Newtons et la différence des  $\Delta$  correspondante. Pourquoi ne pas avoir simplement utilisé une charge  $P$  et la déflexion qu'elle produit? La raison est que les poutres ne sont pas parfaitement droites

avant le chargement. Lors de l'application des charges, les poutres déforment dans des modes autres qu'en flexion. Par exemple, elles perdent la légère torsion qu'elles avaient ou encore le contact à l'assise bouge. Ce phénomène cause des erreurs dans la lecture de la flèche mesurée à partir de zéro.

Au tableau A.1 on retrouve les modules d'élasticité mesurés pour chacune des poutres. On y retrouve aussi la différence et la différence relative entre les modules de chaque paire. Le tableau A.2 montre quelques statistiques pour les poutres non renforcées et renforcées. On constate que le module moyen de même que l'écart type sont très semblables pour les deux groupes.

La figure A.1 illustre la distribution des différences relatives de module. On constate que 42 paires de poutre ont des différences relatives de modules élastiques de moins de 5%. Par contre, certaines paires ont des différences relatives aussi grandes que 50 %. Cette distribution a été utilisée comme base pour le choix des paires de poutres à utiliser pour les essais de flexion. Toute paire dont la différence relative était de plus de 15 % fut automatiquement rejetée. 85 paires de poutre parmi les 90 restantes ont été retenues pour les séries d'essai de flexion.

**Tableau A.1 : Modules d'élasticité pour chaque poutre et différence des modules entre les deux pièces d'une paire**

No. de pièce	Module élastique E, MPa		d <sub>j</sub>	d <sub>j</sub> %
	Non renforcée	Renforcée		
001	13 694	11 688	2 006	14,6%
002	12 483	13 493	-1 010	7,5%
003	7 490	9 459	-1 969	20,8%
004	10 426	8 822	1 604	15,4%
005	10 083	10 794	-712	6,6%
006	9 761	10 138	-377	3,7%
007	6 484	6 771	-287	4,2%
008	12 655	12 234	422	3,3%
009	10 794	11 189	-395	3,5%
010	8 995	9 813	-818	8,3%
011	9 040	8 697	343	3,8%
012	8 656	8 738	-82	0,9%
013	9 608	10 731	-1 124	10,5%
014	11 916	17 150	-5 234	30,5%
015	5 771	7 282	-1 511	20,8%
016	10 486	9 175	1 311	12,5%
017	12 234	12 316	-82	0,7%
018	10 367	10 367	0	0,0%
019	15 551	14 680	871	5,6%
020	13 297	13 493	-196	1,4%
021	11 398	12 316	-918	7,5%
022	10 028	11 469	-1 441	12,6%
023	8 738	10 486	-1 748	16,7%
024	13 202	11 688	1 514	11,5%
025	7 978	7 809	170	2,1%
026	9 973	11 916	-1 943	16,3%
027	8 908	8 456	452	5,1%
028	10 083	10 607	-525	4,9%
029	10 426	9 558	869	8,3%
030	10 794	9 866	929	8,6%
031	8 865	8 951	-86	1,0%
032	11 839	9 761	2 078	17,6%
033	5 717	8 496	-2 779	32,7%
034	6 577	7 978	-1 401	17,6%
035	6 350	5 752	597	9,4%
036	10 083	8 418	1 665	16,5%
037	10 858	10 083	776	7,1%

Tableau A.1 (suite)

No. de pièce	Module élastique E, MPa		d <sub>j</sub>	d <sub>j</sub> %
	Non renforcée	Renforcée		
038	9 459	10 426	-967	9,3%
039	11 054	9 761	1 294	11,7%
040	10 923	8 535	2 388	21,9%
041	10 426	10 028	399	3,8%
042	7 085	6 873	212	3,0%
043	5 612	5 350	262	4,7%
044	9 709	9 315	394	4,1%
045	13 394	14 116	-721	5,1%
046	7 809	6 771	1 037	13,3%
047	7 978	13 107	-5 129	39,1%
048	16 682	11 189	5 493	32,9%
049	12 923	11 189	1 734	13,4%
050	8 535	9 558	-1 022	10,7%
051	8 156	6 263	1 893	23,2%
052	11 327	12 923	-1 595	12,3%
053	8 084	7 978	105	1,3%
054	5 069	9 658	-4 589	47,5%
055	10 083	11 763	-1 680	14,3%
056	11 327	4 693	6 634	58,6%
057	13 297	14 336	-1 039	7,2%
058	7 196	8 084	-888	11,0%
060	13 394	14 116	-721	5,1%
061	17 645	11 189	6 455	36,6%
062	10 546	10 486	60	0,6%
063	8 156	8 995	-840	9,3%
064	10 794	12 399	-1 605	12,9%
065	7 225	9 973	-2 748	27,6%
066	11 916	11 994	-78	0,6%
067	8 615	6 822	1 794	20,8%
068	10 083	11 121	-1 039	9,3%
069	25 138	30 083	-4 945	16,4%
070	7 876	7 460	416	5,3%
071	8 303	9 558	-1 254	13,1%
072	10 028	9 558	470	4,7%
073	8 048	6 899	1 150	14,3%
074	12 655	12 316	340	2,7%
075	8 535	8 822	-287	3,3%
076	11 688	10 195	1 493	12,8%



Tableau A.1 (suite)

No. de pièce	Module élastique E, MPa		d <sub>i</sub>	d <sub>i</sub> %
	Non renforcée	Renforcée		
077	8 738	9 040	-301	3,3%
078	12 153	9 410	2 742	22,6%
079	9 813	10 988	-1 175	10,7%
080	9 558	11 054	-1 497	13,5%
081	8 575	8 995	-420	4,7%
082	7 225	8 013	-789	9,8%
083	7 743	7 710	33	0,4%
084	7 678	8 341	-663	7,9%
085	9 558	9 608	-50	0,5%
086	9 315	12 234	-2 919	23,9%
087	13 202	9 866	3 336	25,3%
088	10 731	9 508	1 223	11,4%
089	8 738	9 709	-971	10,0%
090	8 780	9 175	-395	4,3%
091	9 175	8 865	310	3,4%
092	13 014	13 593	-578	4,3%
093	10 195	9 608	587	5,8%
094	13 297	11 398	1 900	14,3%
095	14 008	12 483	1 525	10,9%
096	10 028	10 138	-111	1,1%
097	11 688	12 153	-464	3,8%
098	10 607	9 973	634	6,0%
099	13 797	13 297	500	3,6%
100	12 832	11 541	1 291	10,1%
101	8 456	9 040	-583	6,5%
102	10 794	11 054	-260	2,4%
103	11 994	11 839	155	1,3%
104	9 813	11 469	-1 656	14,4%
105	8 156	8 341	-185	2,2%
106	8 697	6 439	2 258	26,0%
107	10 546	10 988	-442	4,0%
108	10 988	10 988	0	0,0%
109	12 153	8 822	3 330	27,4%
110	10 607	10 669	-62	0,6%
111	14 680	14 564	117	0,8%
112	10 923	13 902	-2 979	21,4%
113	13 394	10 486	2 909	21,7%
114	9 362	8 156	1 207	12,9%

Tableau A.1 (suite)

No. de pièce	Module élastique E, MPa		d <sub>j</sub>	d <sub>j</sub> %
	Non renforcée	Renforcée		
115	3 598	8 615	-5 017	58,2%
116	14 680	14 225	455	3,1%
117	11 994	12 316	-322	2,6%
118	10 486	9 268	1 218	11,6%
119	9 175	9 268	-93	1,0%
120	9 761	12 234	-2 473	20,2%

Tableau A.2 : Statistiques sur les modules élastiques

	Poutres non renforcées	Poutres renforcées
E moyen, MPa	10 329	10 369
Écart type de E, MPa	2760	2842

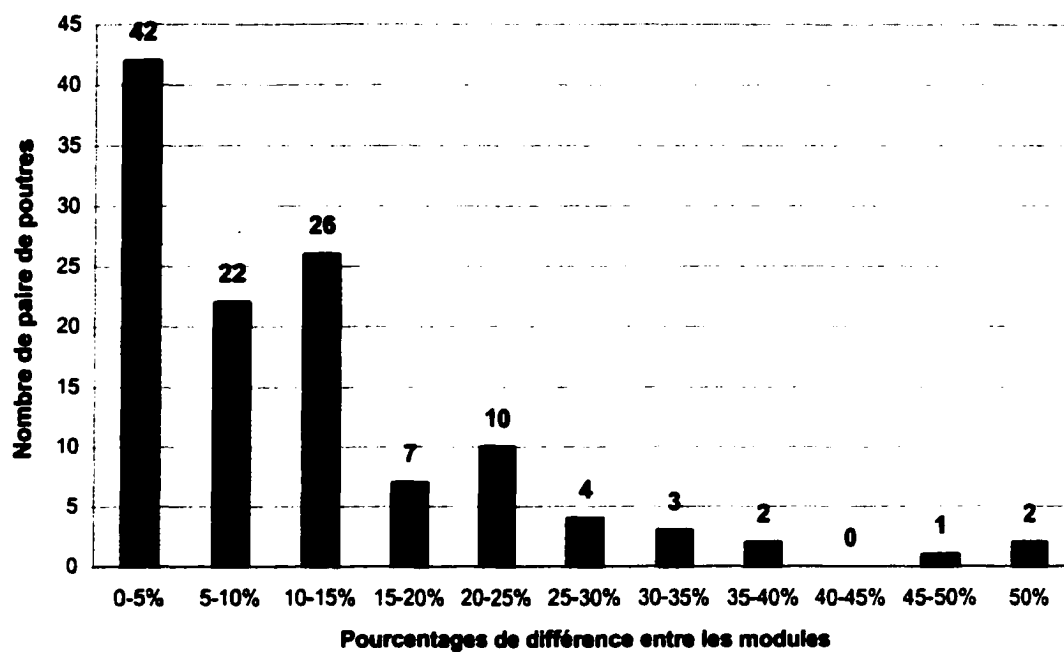


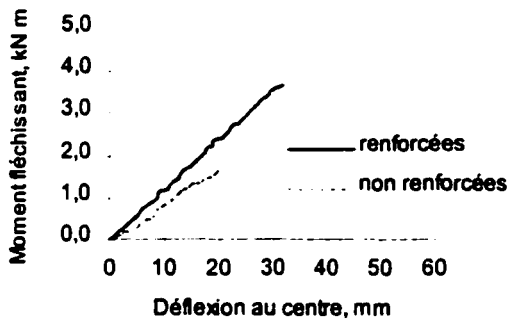
Figure A.1 : Histogramme représentant le nombre de paires de poutres dans chaque intervalle de différence entre les modules

## Annexe B

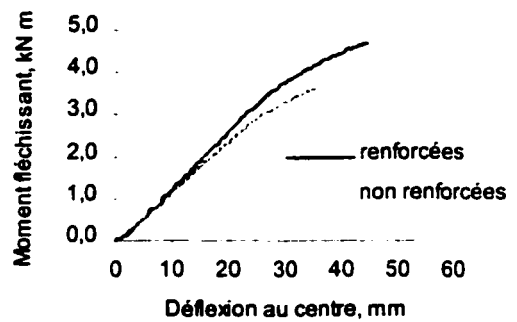
# Courbes de chargement

### Série 1

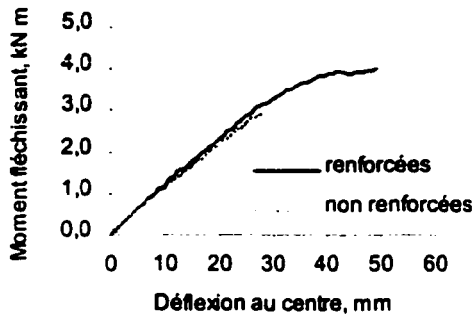
Courbes de chargement poutres 001



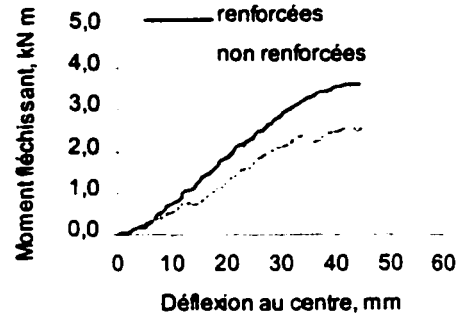
Courbes de chargement poutres 002



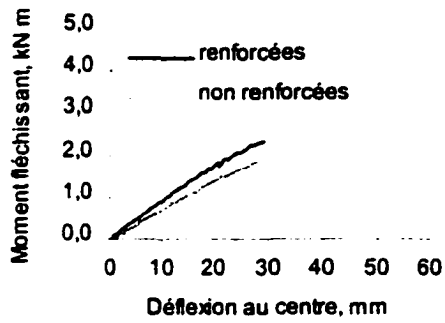
Courbes de chargement poutres 005



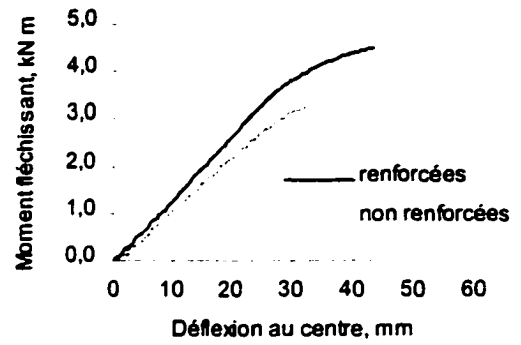
Courbes de chargement poutres 006



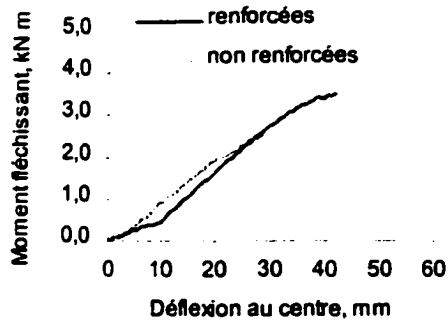
Courbes de chargement poutres 007



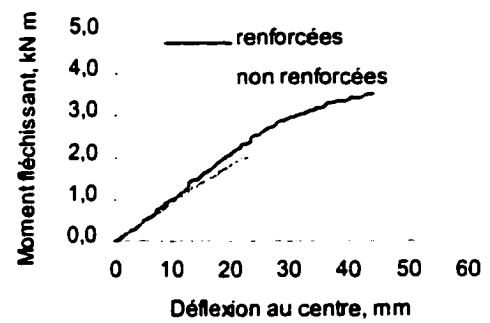
Courbes de chargement poutres 008



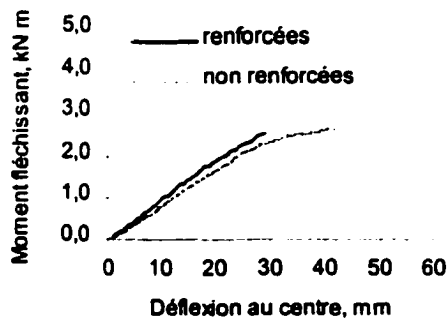
Courbes de chargement poutres 009



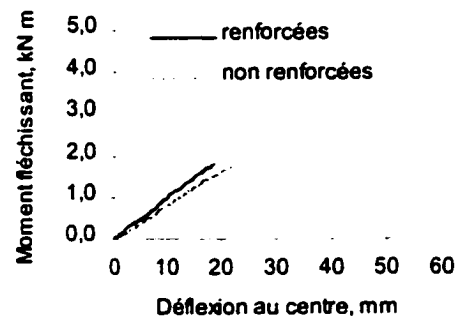
Courbes de chargement poutres 010



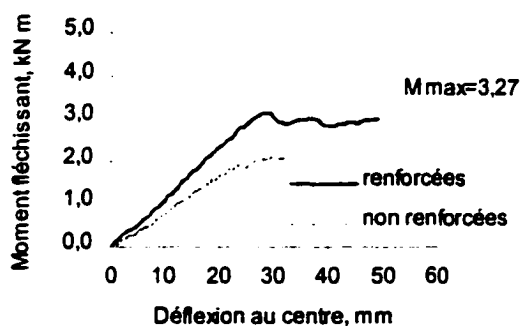
Courbes de chargement poutres 011



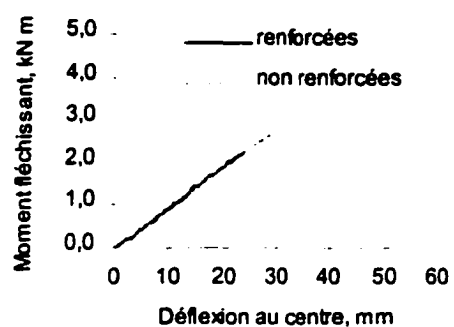
Courbes de chargement poutres 012



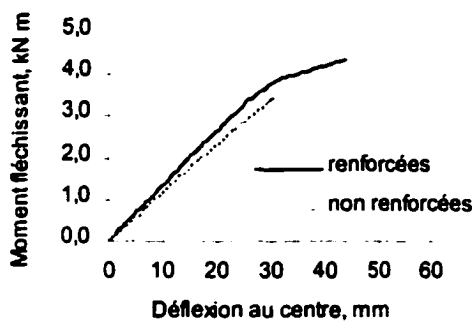
Courbes de chargement poutres 013



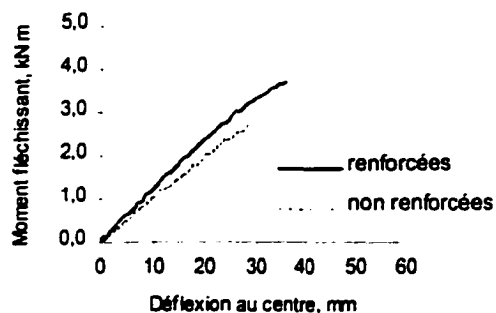
Courbes de chargement poutres 016



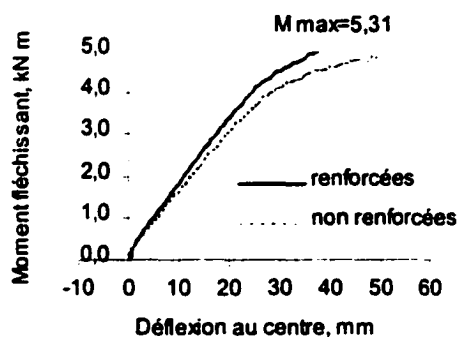
Courbes de chargement poutres 017



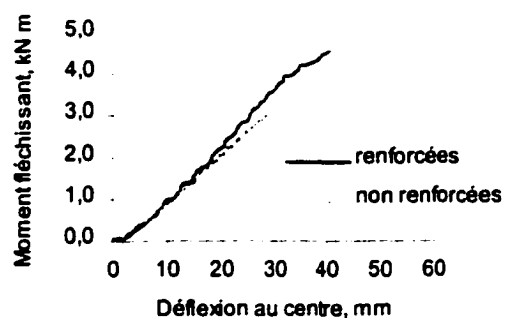
Courbes de chargement poutres 018



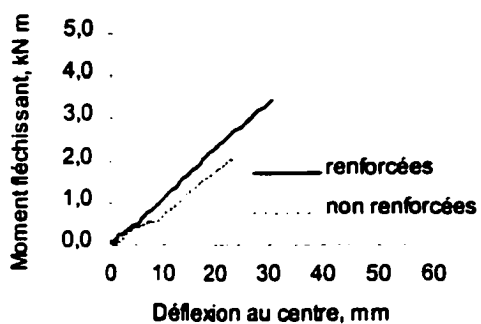
Courbes de chargement poutres 019



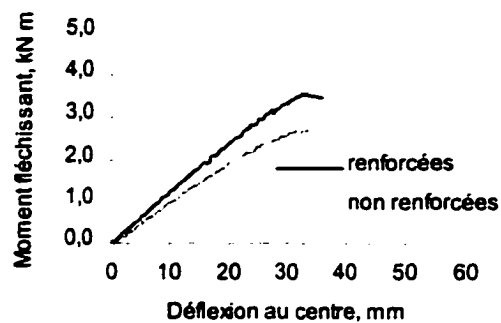
Courbes de chargement poutres 020



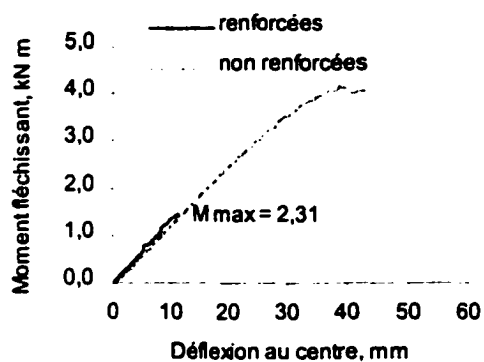
Courbes de chargement poutres 021



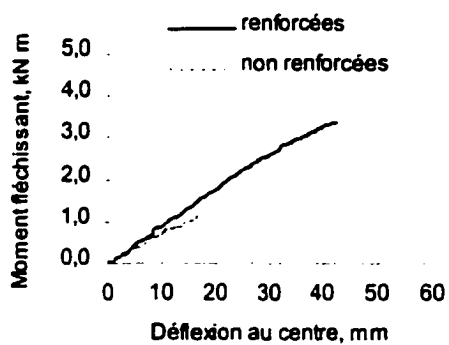
Courbes de chargement poutres 022



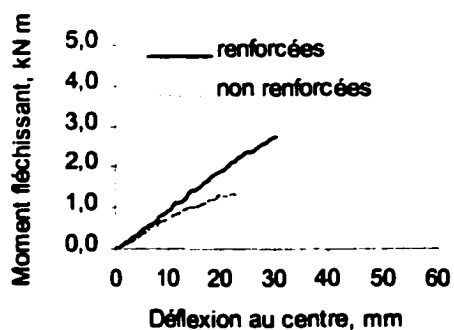
Courbes de chargement poutres 024



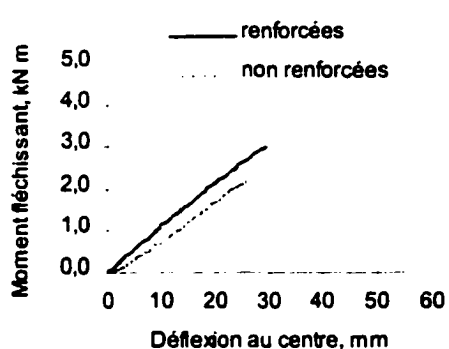
Courbes de chargement poutres 025



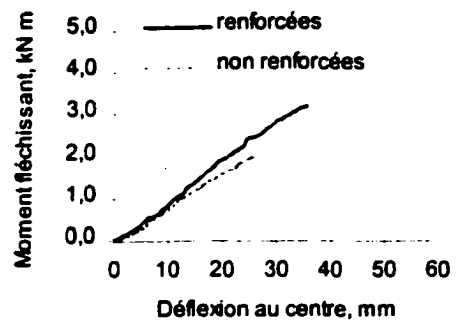
Courbes de chargement poutres 027



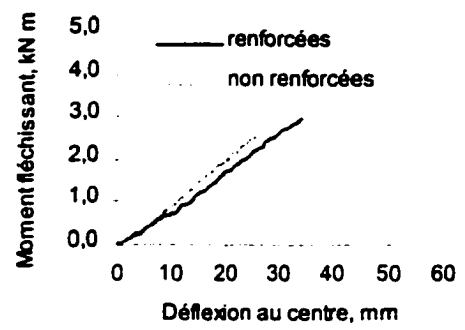
Courbes de chargement poutres 028



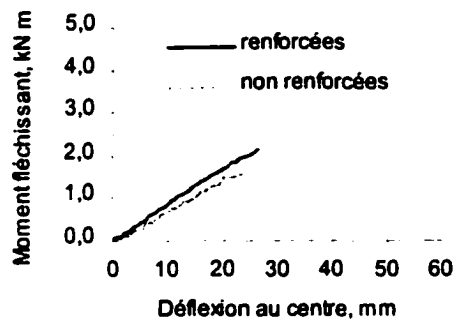
Courbes de chargement poutres 031



Courbes de chargement poutres 039



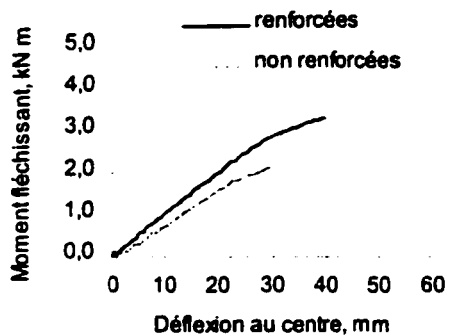
Courbes de chargement poutres 046



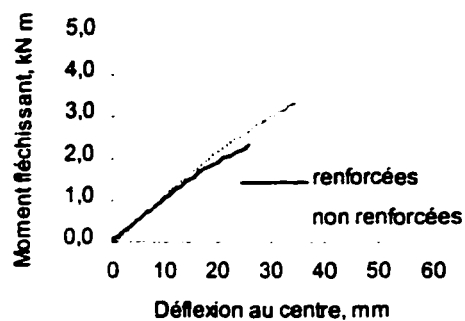


## Série 2

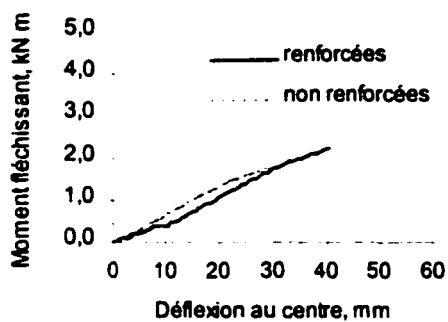
Courbes de chargement poutres 029



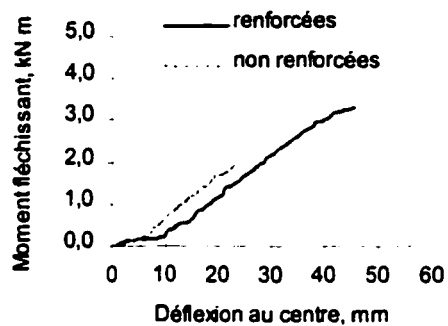
Courbes de chargement poutres 030



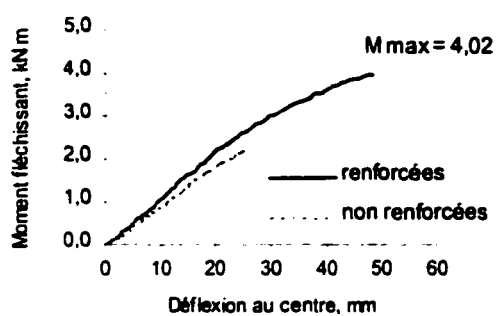
Courbes de chargement poutres 035



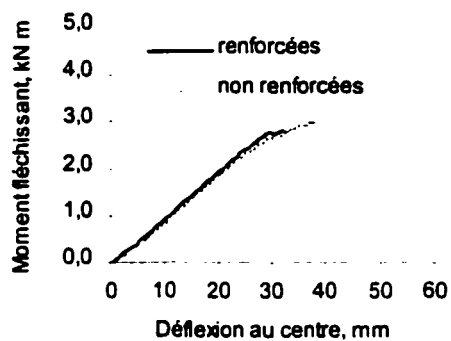
Courbes de chargement poutres 037



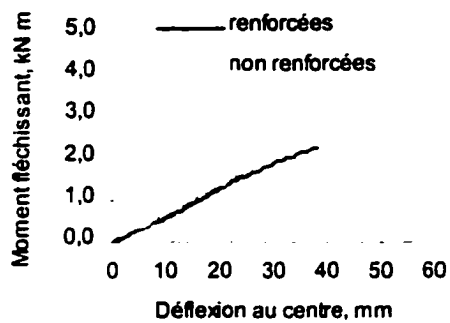
Courbes de chargement poutres 038



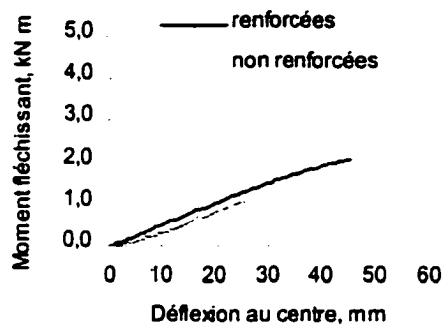
Courbes de chargement poutres 041



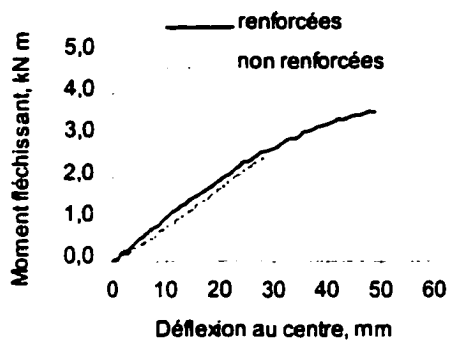
Courbes de chargement poutres 042



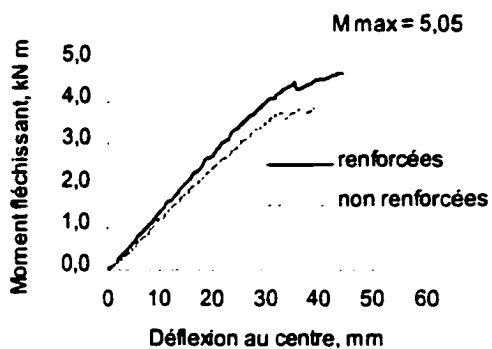
Courbes de chargement poutres 043



Courbes de chargement poutres 044

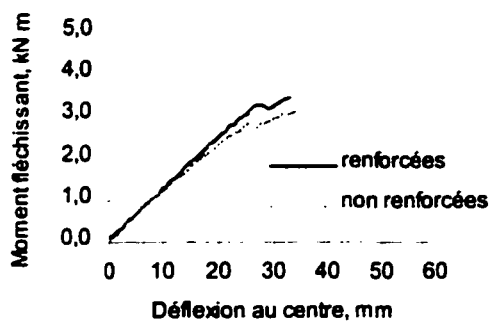


Courbes de chargement poutres 045

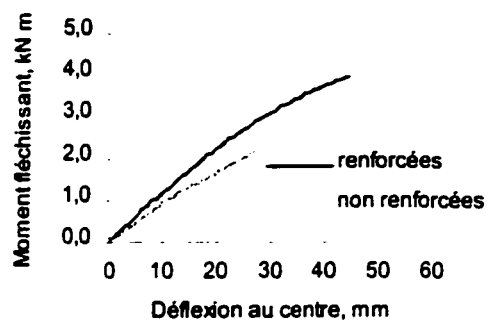


## Série 3

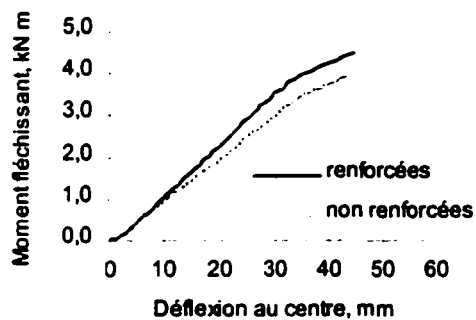
Courbes de chargement poutres 049



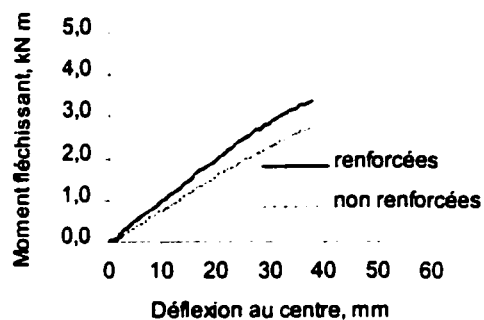
Courbes de chargement poutres 050



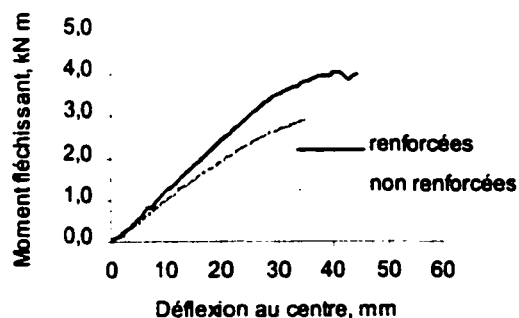
Courbes de chargement poutres 052



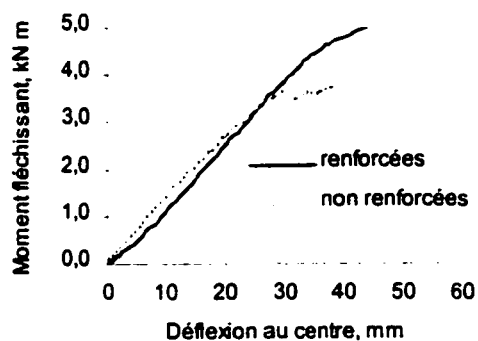
Courbes de chargement poutres 053



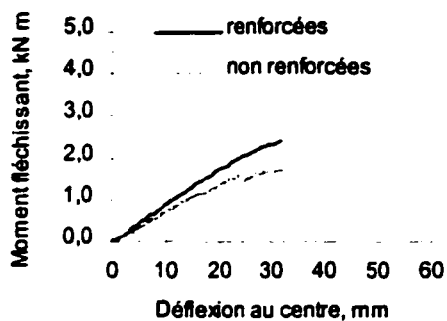
Courbes de chargement poutres 055



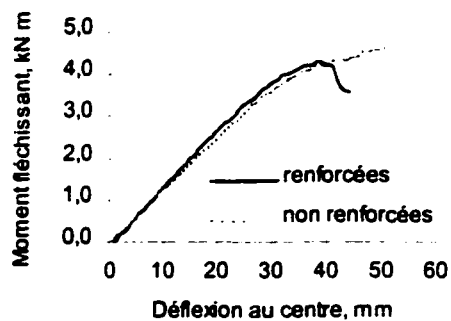
Courbes de chargement poutres 057



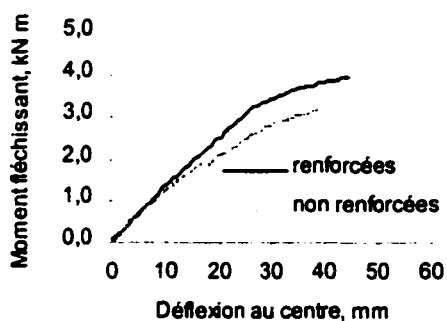
Courbes de chargement poutres 058



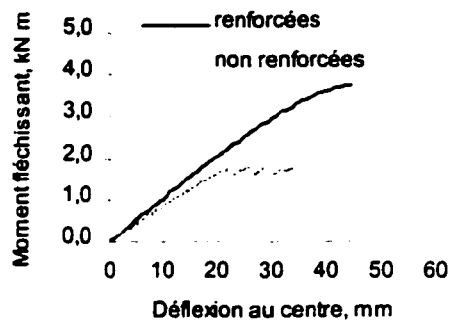
Courbes de chargement poutres 060



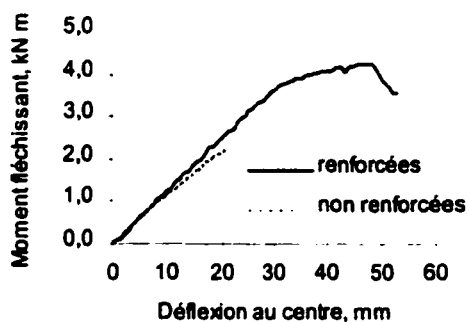
Courbes de chargement poutres 062



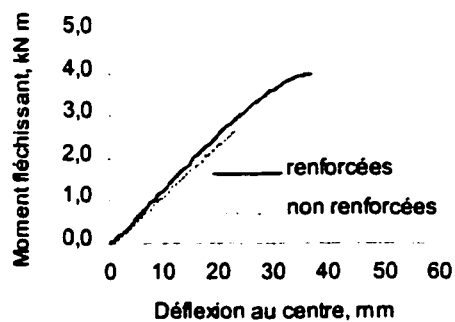
Courbes de chargement poutres 063



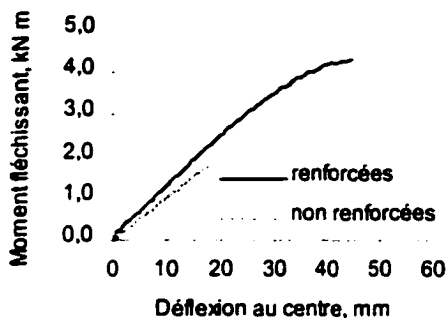
Courbes de chargement poutres 064



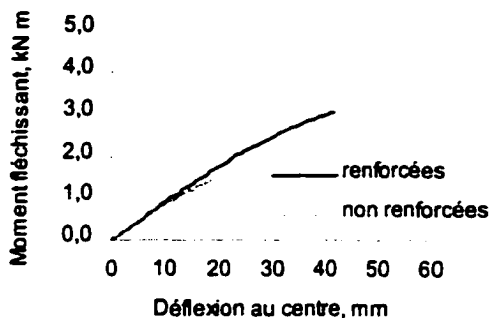
Courbes de chargement poutres 066



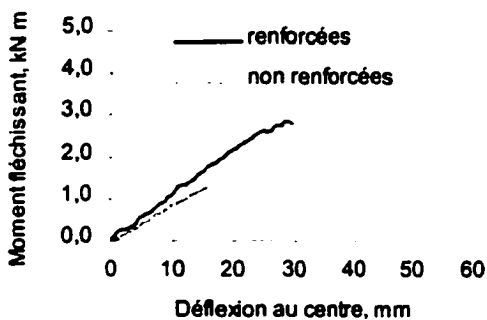
Courbes de chargement poutres 068



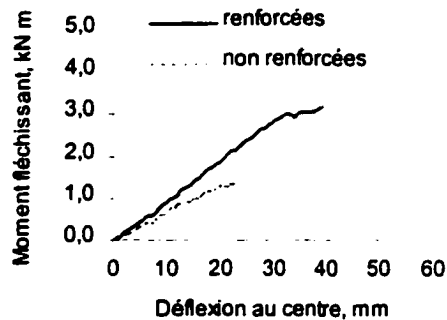
Courbes de chargement poutres 070



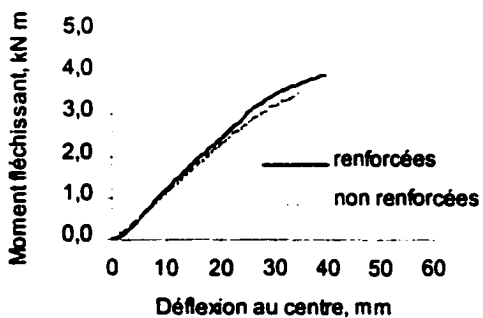
Courbes de chargement poutres 071



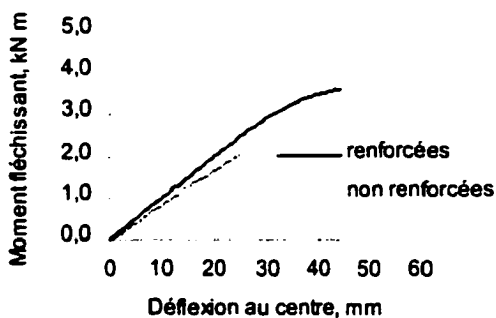
Courbes de chargement poutres 072



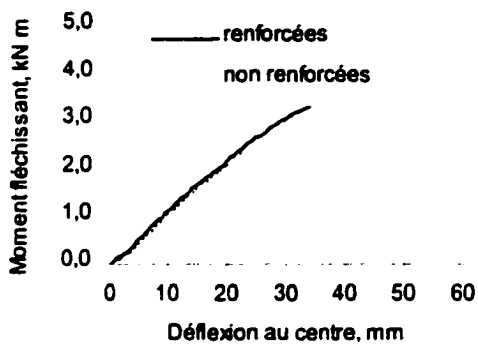
Courbes de chargement poutres 074



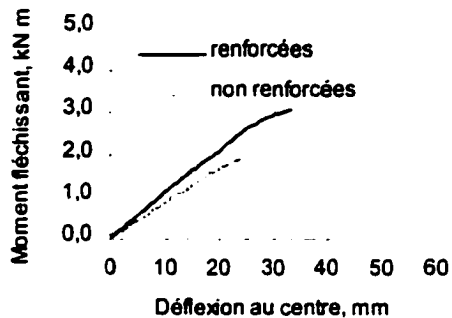
Courbes de chargement poutres 075



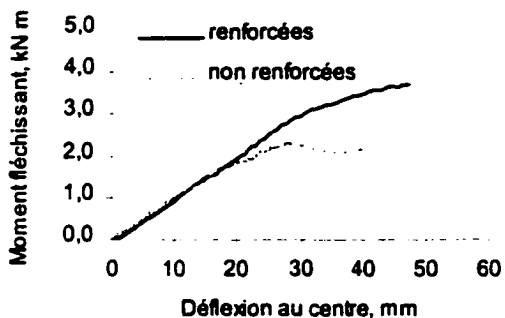
Courbes de chargement poutres 076



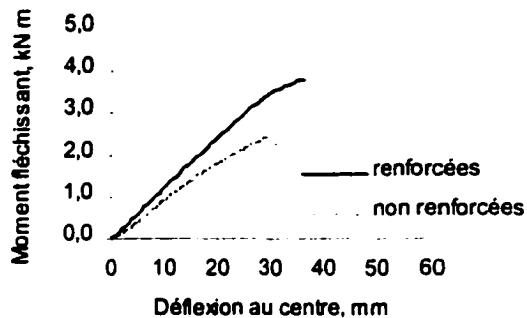
Courbes de chargement poutres 077



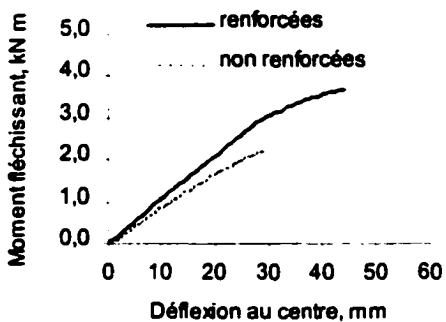
Courbes de chargement poutres 079



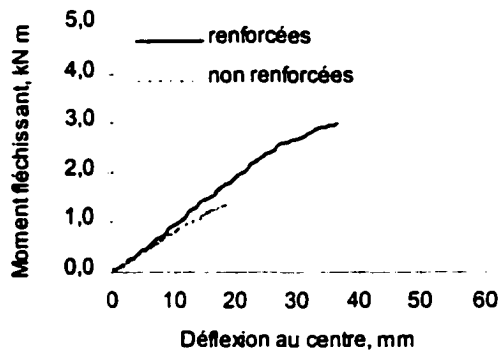
Courbe de chargement poutre 080



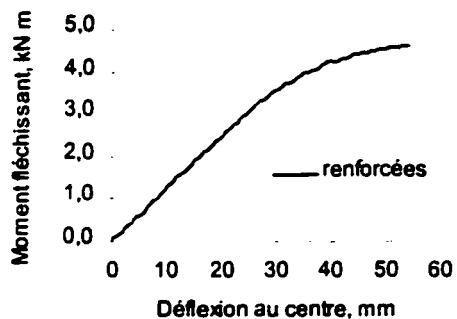
Courbes de chargement poutres 081



Courbes de chargement poutres 082

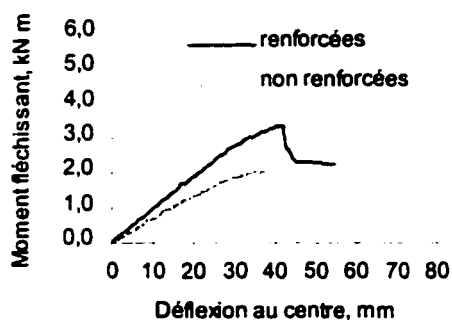


Courbes de chargement poutres 112

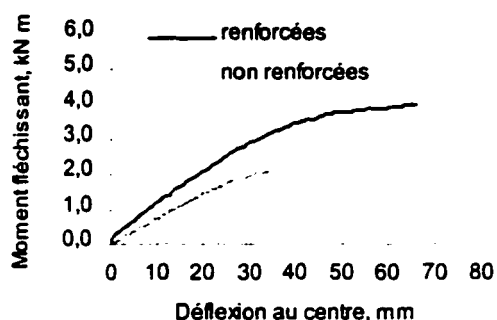


Série 4

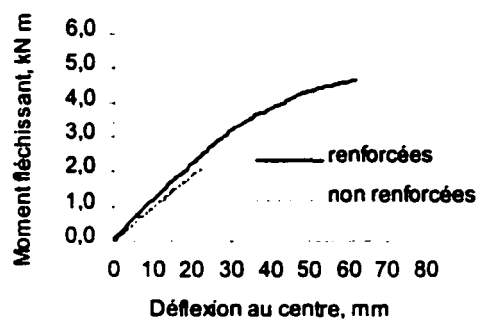
Courbes de chargement poutres 083



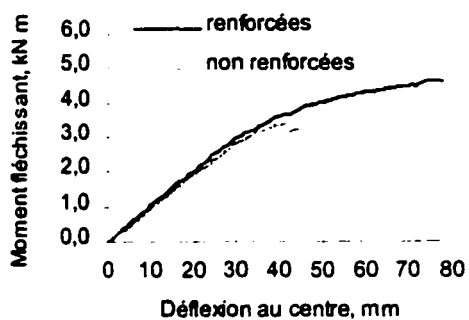
Courbes de chargement poutres 084



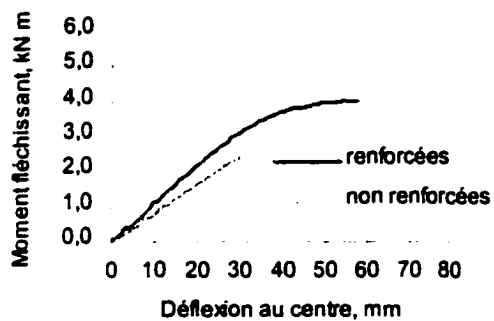
Courbes de chargement poutres 085



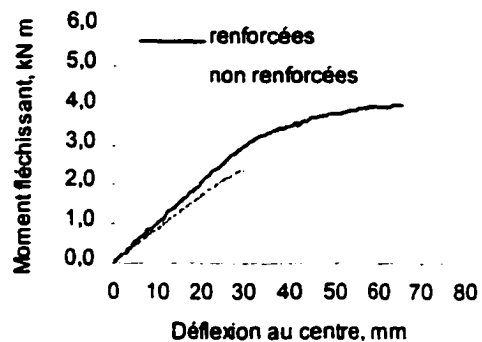
Courbes de chargement poutres 088



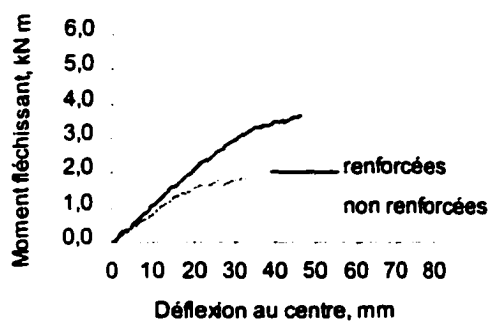
Courbes de chargement poutres 089



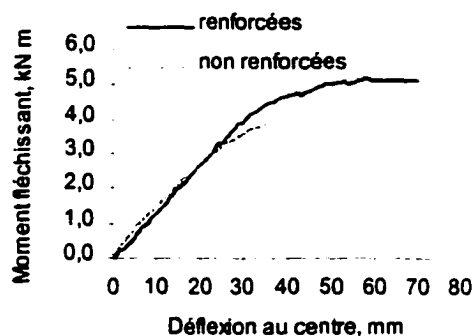
Courbes de chargement poutres 090



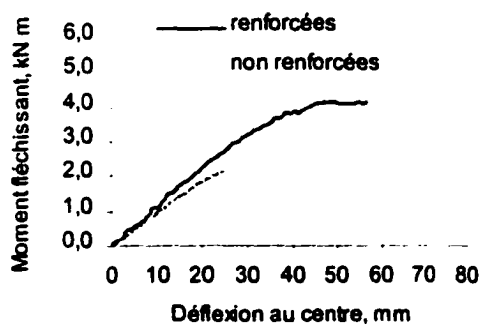
Courbes de chargement poutres 091



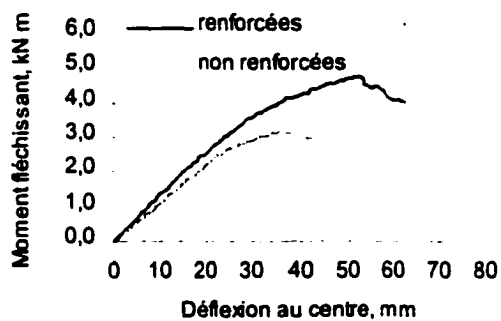
Courbes de chargement poutres 092



Courbes de chargement poutres 093

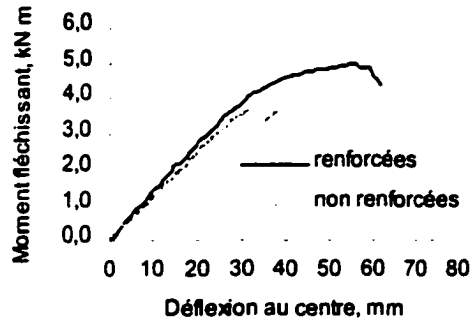


Courbes de chargement poutres 094

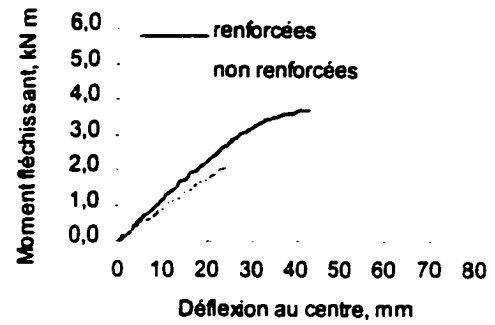




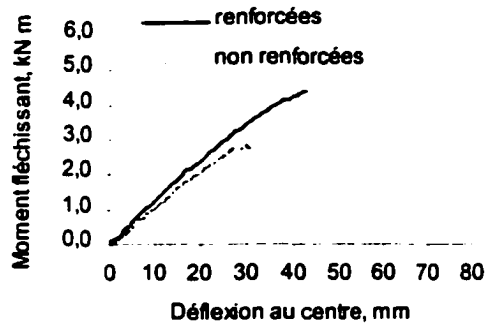
Courbes de chargement poutres 095



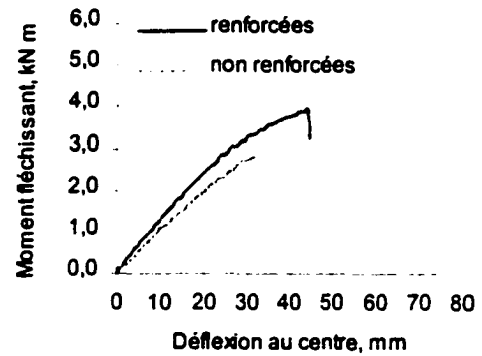
Courbes de chargement poutres 096



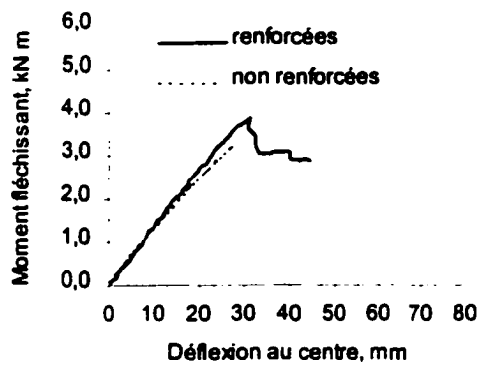
Courbes de chargement poutres 097



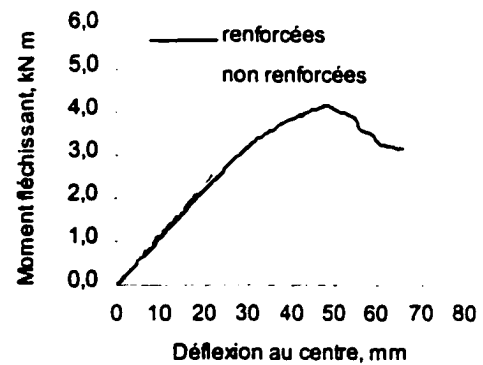
Courbes de chargement poutres 098



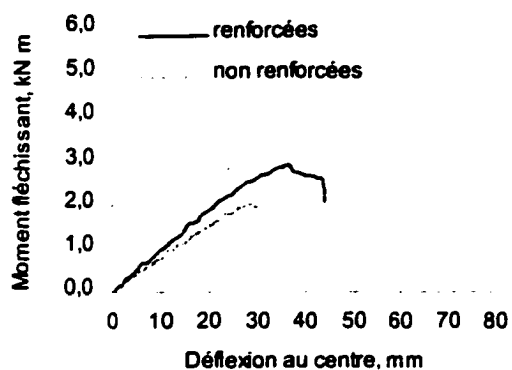
Courbes de chargement poutres 099



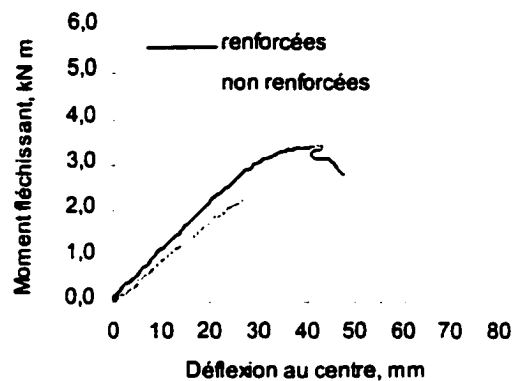
Courbes de chargement poutres 100



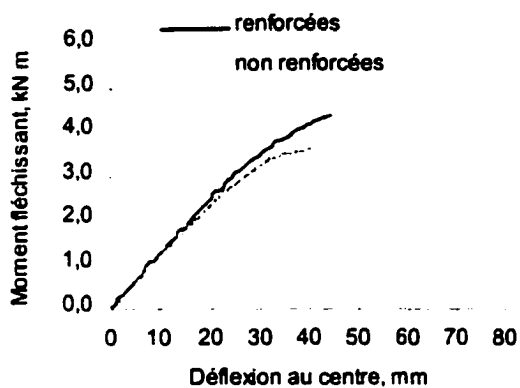
Courbes de chargement poutres 101



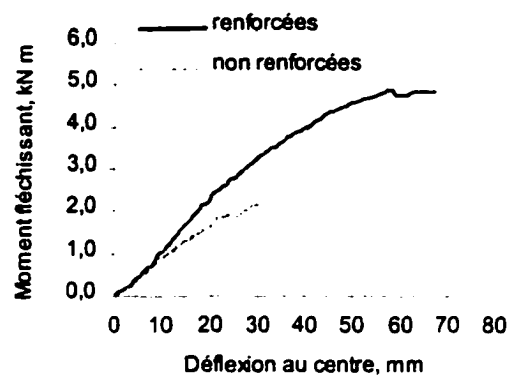
Courbes de chargement poutres 102



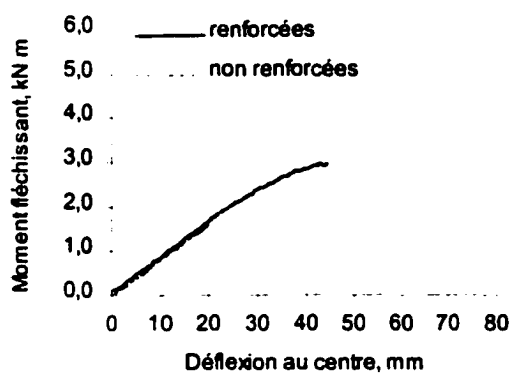
Courbes de chargement poutres 103



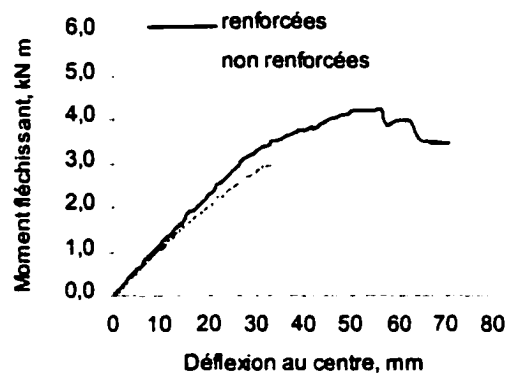
Courbes de chargement poutres 104



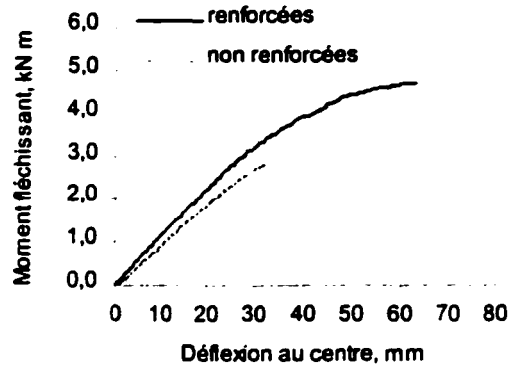
Courbes de chargement poutres 105



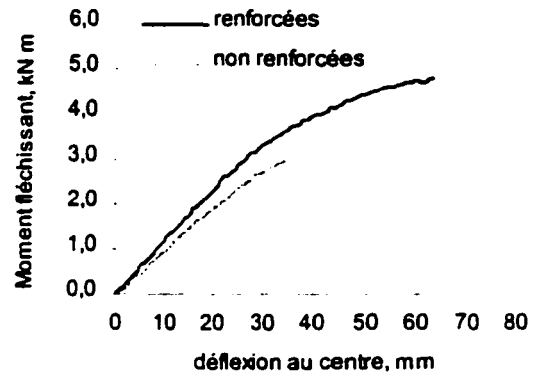
Courbes de chargement poutres 107



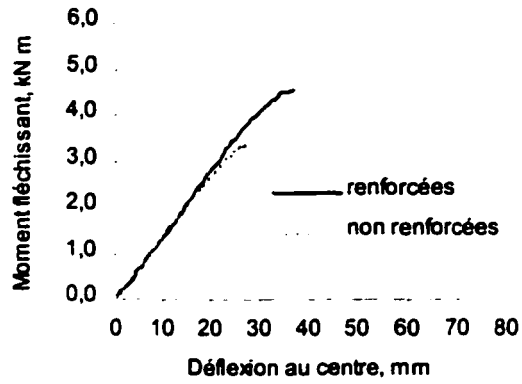
Courbes de chargement poutres 108



Courbes de chargement poutres 110



Courbes de chargement poutres 111



## Annexe C

### Estimation des paramètres de *Weibull*

La fonction de densité de probabilité de *Weibull* à 3 paramètres est :

$$f(x; \lambda, \sigma, \mu) = \frac{\lambda}{\sigma} \left( \frac{x - \mu}{\sigma} \right)^{\lambda-1} \exp \left[ - \left( \frac{x - \mu}{\sigma} \right)^\lambda \right] \quad (\text{c-1})$$

pour  $x > \mu$  ;  $\sigma, \lambda > 0$  ;  $-\infty < \mu < \infty$

pour  $x \leq \mu \Rightarrow f(x) = 0$

La fonction cumulative de densité est donnée par :

$$f(x; \lambda, \sigma, \mu) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{x - \mu}{\sigma} \right)^\lambda \right] \quad (\text{c-2})$$

pour  $x > \mu$  ;  $\sigma, \lambda > 0$  ;  $-\infty < \mu < \infty$

pour  $x \leq \mu \Rightarrow f(x) = 0$

où  $\sigma$  est un paramètre d'échelle,  $\lambda$  un paramètre de forme et  $\mu$  un paramètre de seuil. Les estimateurs  $\hat{\sigma}$  et  $\hat{\lambda}$  et  $\hat{\mu}$  des paramètres de la distribution peuvent être obtenus à partir des

équations c-3, c-4 et c-5. D'abord, c'est  $\hat{\lambda}$  et  $\hat{\mu}$  qui sont obtenus de manière itérative :

$$\frac{\hat{\lambda}}{\hat{\lambda}-1} = \frac{\left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{\lambda})^{\hat{\lambda}} \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{\lambda})^{-1}}{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{\lambda})^{\hat{\lambda}-1}} \quad (\text{c-3})$$

$$\left[ \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{\lambda})^{\hat{\lambda}} \ln(x_i - \hat{\lambda}) \right] \left[ \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{\lambda})^{\hat{\lambda}} \right]^{-1} - \frac{1}{\hat{\lambda}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \hat{\lambda}) \quad (\text{c-4})$$

Quand  $\hat{\lambda}$  et  $\hat{\mu}$  sont déterminés on peut trouver  $\hat{\sigma}$  à l'aide de l'équation :

$$\hat{\sigma} = \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \hat{\lambda})^{\hat{\lambda}} \right]^{\frac{1}{\hat{\lambda}}} \quad (\text{c-5})$$

Cette technique est valide pour  $\lambda > 2$ . Si  $\lambda < 2$ , on peut utiliser les techniques d'estimation pour la distribution de *Weibull* à 2 paramètres en faisant une transformation des données de la façon suivante :

$$x_i^* = x_i - x_1 \quad (\text{c-6})$$

Alors le paramètre de seuil devient  $x_1$ , la plus petite valeur de l'échantillon et cette valeur retirée de l'échantillon pour l'estimation des autres paramètres.

## **Annexe D**

**Génération des points d'une courbe  $M-\phi$  avec le modèle de comportement pour poutres renforcées avec une bande de PRF sous la section**

### Calcul de poutre renforcée avec bande de composite en tension : SECTION A ET D

Tableau d'entrée des données

Bois		Nœud		Composite	
38x89 SPF				CF 130	
Bois		Nœud		épaisseur, t, mm	
$f_b$ , Mpa	45.0	$f_{ult}$ , (MPa)	75.0	largeur, $l_{PRF}$ , mm	28.0
$E_{b1}$ , Mpa	10 000	$E_{b2}$ , Mpa	10 000	$E_{PRF}$ (MPa)	230 535
largeur, $l_b$ , mm	38	largeur, $l_b$ , mm	38	$f_t$ (MPa)	3 483
hauteur, $h_1$ , mm	89	hauteur, $h_2$ , mm	-	$l_{c1}$ , mm	645.5
$A_1$ , mm <sup>2</sup>	3 382	$A_1$ , mm <sup>2</sup>	-	$A_1$ , mm <sup>2</sup>	213
c.g., mm	44.8	c.g., mm	0.3	c.g., mm	0.165
$\epsilon_y$ , $\mu\epsilon$	4.5				

$n = E_{comp} / E :$	23.1	c. section trans.	42.18
$h_1$	89.3	I section trans.	2 632 180

déformations, mc				contrôle	Contraintes, MPa			Forces en compression, kN		Forces en t
$\epsilon_{PRF}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_j$	$\epsilon_{t2}$	$\epsilon_c \leq \epsilon_y$	$f_{top}$	$f_{t1}$	$f_{PRF}$	$C_1$	$C_2$	$T_1$
0.00	0.00	0.00	0.00	VRAI	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
1.00	1.12	0.99	0.99	VRAI	11.18	9.92	229.63	0.00	10.01	7.89
2.00	2.24	1.98	1.98	VRAI	22.35	19.84	459.27	0.00	20.02	15.78
3.00	3.35	2.98	2.98	VRAI	33.53	29.77	688.90	0.00	30.04	23.67
4.00	4.47	3.97	3.97	VRAI	44.71	39.69	918.53	0.00	40.05	31.56
4.885	5.56903	4.846381	4.85	FAUX	45.000000	48.463810	1 121.711964	15.62	32.88	38.13

max	
3.00	0.12

Position, kN	Équilibre des forces, kN			Bras de levier pour les différentes forces, mm				Moment	Courbure
	$T_{PRF}$	$C_{total}$	$T_{total}$	$C - T = 0$	$C_1$	$C_2$	$T_1$	$T_{PRF}$	KN m
0.00	0.00	0.00	0.000	47.15	31.43	27.90	42.02	0.00	0.000002
2.12	10.01	10.01	0.000	47.15	31.43	27.90	42.02	0.62	0.023706
4.24	20.02	20.02	0.000	47.15	31.43	27.90	42.02	1.25	0.047412
6.37	30.04	30.04	0.000	47.15	31.43	27.90	42.02	1.87	0.071118
8.49	40.05	40.05	0.000	47.15	31.43	27.90	42.02	2.50	0.094824
10.36	48.50	48.50	0.000	43.02	25.64	27.61	41.58	3.00	0.117027



### Calcul de poutre renforcée avec bande de composite en tension : SECTION B

Tableau d'entré des données

Bois		Nœud		Composite	
38x89 SPF				CF 130	
Bois		Nœud		épaisseur, t, mm	
$f_b$ , Mpa	45.0	$f_{ult}$ , (MPa)	60.5	largeur, $l_{PRF}$ , mm	28.0
$E_{b1}$ , Mpa	10 000	$E_{b2}$ , Mpa	10 000	$E_{PRF}$ (MPa)	230 535
largeur, $l_b$ , mm	38	largeur, $l_b$ , mm	38	$f_t$ (MPa)	3 483
hauteur, $h_1$ , mm	69	hauteur, $h_2$ , mm	20	$l_{c1}$ , mm	645.5
$A_1$ , mm <sup>2</sup>	2 622	$A_1$ , mm <sup>2</sup>	760	$A_{11}$ , mm <sup>2</sup>	213
c.g. <sub>11</sub> , mm	54.8	c.g. <sub>11</sub> , mm	10.3	c.g. <sub>11</sub> , mm	0.165
$\epsilon_y$ , $\mu\epsilon$	4.5				

$n = E_{comp} / E :$	23.1	c. section trans.	50.72
$h_1$	89.3	I section trans.	1 628 995

déformations, mε				contrôle	Contraintes, MPa			Forces en compression, kN		Forces en t
$\epsilon_{PRF}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_j$	$\epsilon_{12}$	$\epsilon_c \leq \epsilon_y$	$f_{top}$	$f_{11}$	$f_{PRF}$	$C_1$	$C_2$	$T_1$
0.00	0.00	0.00	0.00	VRAI	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
1.00	0.76	0.60	0.99	VRAI	7.61	5.99	229.79	0.00	5.58	3.46
2.00	1.52	1.20	1.99	VRAI	15.22	11.98	459.57	0.00	11.17	6.92
3.00	2.28	1.80	2.98	VRAI	22.83	17.98	689.36	0.00	16.75	10.38
4.00	3.04	2.40	3.97	VRAI	30.45	23.97	919.14	0.00	22.33	13.84
5.00	3.81	3.00	4.97	VRAI	38.06	29.96	1 148.93	0.00	27.92	17.30
6.00	4.57	3.60	5.96	FAUX	45.00	35.95	1 378.71	0.97	32.52	20.76
7.00	5.40	4.18	6.95	FAUX	45.00	41.79	1 608.47	11.05	27.73	23.91
8.00	6.34	4.74	7.95	FAUX	45.00	47.37	1 838.17	19.58	23.97	26.56
9.00	7.39	5.27	8.94	FAUX	45.00	52.71	2 067.84	26.91	20.97	28.77
10.00	8.54	5.78	9.93	FAUX	45.00	57.81	2 297.46	33.28	18.54	30.59
10.55000	9.21685	6.05140	10.48	FAUX	45.0000	60.5140	2 423.73	36.45	17.39	31.44

max	
3.00	0.22

Tension, kN	Équilibre des forces, kN			Bras de levier pour les différentes forces, mm				Moment	Courbure
	$T_{PNS}$	$C_{total}$	$T_{total}$	$C - T = 0$	$C_1$	$C_2$	$T_1$	$T_{PNS}$	KN m
0.00	0.00	0.00	0.000	38.61	25.74	20.26	50.56	0.00	0.000002
2.12	5.58	5.58	0.000	38.61	25.74	20.26	50.56	0.32	0.019715
4.25	11.17	11.17	0.000	38.61	25.74	20.26	50.56	0.64	0.039430
6.37	16.75	16.75	0.000	38.61	25.74	20.26	50.56	0.96	0.059145
8.49	22.33	22.33	0.000	38.61	25.74	20.26	50.56	1.28	0.078860
10.62	27.92	27.92	0.000	38.61	25.74	20.26	50.56	1.61	0.098575
12.74	33.50	33.50	0.000	38.32	25.36	20.26	50.56	1.93	0.118295
14.86	38.77	38.77	0.000	35.66	21.62	20.08	50.28	2.22	0.138771
16.98	43.55	43.55	0.000	33.76	18.69	19.68	49.68	2.48	0.160500
19.11	47.88	47.88	0.000	32.40	16.35	19.16	48.90	2.70	0.183436
21.23	51.82	51.82	0.000	31.41	14.46	18.57	48.02	2.90	0.207539
22.40	53.84	53.84	0.000	30.99	13.56	18.23	47.51	3.00	0.221279

**Calcul de poutre renforcée avec bande de composite en tension : SECTION C**

**Tableau d'entrée des données**

Bois		Nœud		Composite	
38x89 SPF				CF 130	
Bois		Nœud		épaisseur, t, mm	0.330
$f_b$ , Mpa	45.0	$f_{1, ult.}$ (MPa)	60.5	largeur, $l_{PRF}$ , mm	28.0
$E_{b1}$ , Mpa	10 000	$E_{b2}$ , Mpa	10 000	$E_{PRF}$ (MPa)	230 535
largeur, $l_b$ , mm	38	largeur, $l_b$ , mm	38	$f_t$ (MPa)	3 483
hauteur, $h_1$ , mm	79	hauteur, $h_2$ , mm	10	$l_{c1}$ , mm	645.5
$A_i$ , mm <sup>2</sup>	3 002	$A_i$ , mm <sup>2</sup>	380	$A_i$ , mm <sup>2</sup>	213
c.g. <sub>i</sub> , mm	49.8	c.g. <sub>i</sub> , mm	5.3	c.g. <sub>i</sub> , mm	0.165
$\epsilon_y$ , $\mu\epsilon$	4.5				

$n = E_{comp} / E :$	23.1	c. section trans.	46.54
$h_t$	89.3	I section trans.	2 051 903

déformations, mc				contrôle	Contraintes, MPa			Forces en compression, kN		Forces en t
$\epsilon_{PRF}$	$\epsilon_c$	$\epsilon_1$	$\epsilon_{t2}$	$\epsilon_c \leq \epsilon_y$	$f_{comp}$	$f_{t1}$	$f_{PRF}$	$C_1$	$C_2$	$T_1$
0.00	0.00	0.00	0.00	VRAI	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
1.00	0.92	0.78	0.99	VRAI	9.19	7.78	229.72	0.00	7.48	5.35
2.00	1.84	1.56	1.99	VRAI	18.39	15.56	459.44	0.00	14.95	10.71
3.00	2.76	2.33	2.98	VRAI	27.58	23.34	689.15	0.00	22.43	16.06
4.00	3.68	3.11	3.97	VRAI	36.78	31.12	918.87	0.00	29.90	21.41
5.00	4.60	3.89	4.96	FAUX	45.00	38.90	1 148.59	1.56	35.81	26.76
6.00	5.63	4.66	5.96	FAUX	45.00	46.55	1 378.26	14.81	29.56	31.64
7.00	6.84	5.40	6.95	FAUX	45.00	54.00	1 607.85	25.79	24.84	35.77
7.25000	7.16540	5.58	7.20	FAUX	45.00000	55.83023	1 665.24	28.24	23.84	36.70

max	
3.00	0.16

Force, kN	Équilibre des forces, kN			Bras de levier pour les différentes forces, mm				Moment	Courbure
	$C_{total}$	$T_{total}$	$C - T = 0$	$C_1$	$C_2$	$T_1$	$T_{PRF}$	KN m	$\phi$
0.00	0.00	0.00	0.000	42.79	28.53	24.14	46.37	0.00	0.000002
2.12	7.48	7.48	0.000	42.79	28.53	24.14	46.37	0.44	0.021487
4.25	14.95	14.95	0.000	42.79	28.53	24.14	46.37	0.88	0.042974
6.37	22.43	22.43	0.000	42.79	28.53	24.14	46.37	1.32	0.064461
8.49	29.90	29.90	0.000	42.79	28.53	24.14	46.37	1.76	0.085949
10.61	37.37	37.37	0.000	42.34	27.92	24.14	46.37	2.20	0.107447
12.74	44.84	44.84	0.000	38.90	23.05	23.84	45.93	2.60	0.130163
14.86	52.31	52.31	0.000	36.59	19.37	23.24	45.03	2.93	0.154883
15.39	52.09	52.09	0.000	36.14	18.59	23.06	44.76	3.00	0.161372