

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



THÈSE

Pour obtenir le grade de
DOCTEUR
DE
L'ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Spécialité : Matériaux
LABORATOIRE CONSTRUCTION ET ENVIRONNEMENT

Présentée et soutenue publiquement par

Mouloud ABDESSEMED
Ingénieur d'Etat en Génie Civil diplômé de l'ENP
Magister Génie Civil de l'Université de Blida

Titre :

**ETUDE EXPERIMENTALE ET MODELISATION DU COMPORTEMENT
DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR DES
MATERIAUX COMPOSITES SOUS FLEXION- CAS DES PONTS**

Jury composé de :

Président :	Mme KETTAB Ratiba	Maitre de conférences/A, ENP
Directeur :	Mr KENAI Said	Professeur, U. Blida
Co- Directeur :	Mr BALI Abderrahim	Professeur, ENP
Examineurs :	Mr. BOUHICHA Mohamed	Professeur, U. Laghouat
	Mr. ABED Mohamed	Professeur, U. Blida
	Mr. SILHADI Kamel	Maitre de conférences/A, ENP
	Mr. MENADI Belkacem	Maitre de conférences/A, U. Blida

Dédicaces

Grâce au Bon Dieu :

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont les plus chers au monde :

A la mémoire de mes parents, et je prie Le Bon Dieu de leur accorder sa sainte miséricorde.

A ma femme, avec sa patience et sa gentillesse, qui a été à mon côté tout au long de l'accomplissement de cette thèse.

A ma fille "*Anfel Nour El-Houda*", qui m'a donné, par son sourire, le courage et la volonté à veiller et rédiger la thèse.

A Mon petit "mignon" *Mohamed Adem Abderrahmane* qui, sa venue au monde m'a donné un autre souffle et m'a relancé pour terminer à temps ce travail.

A toute ma famille, mes frères et sœurs et tous les membres de ma grande famille.

A tous mes amis et collègues cadres supérieurs et cadres au Ministère des Travaux Publics et en particulier mes cadres et employés à la Direction des Infrastructures Aéroportuaires.

A tous ceux qui, par leur soutien moral, leurs conseils, et leurs encouragements m'ont apporté un plus.

Mouloud

Remerciements

Au terme de ce travail je tiens à exprimer mes remerciements :

Au Bon Dieu, le Tout Puissant, qui m'a donné la force et le courage pour accomplir ce travail.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Directeur de thèse le Professeur Said KENAI et mon Co-directeur de thèse le Professeur Abderrahim BALI pour leurs dévouements, leurs conseils et leur soutien moral tout le long de l'élaboration de ce travail.

Je voudrais également remercier et exprimer mon profond respect à tous les membres du jury qui ont accepté d'examiner ma thèse et ont bien voulu me faire l'honneur d'assister à ma soutenance de thèse de doctorat afin de juger la qualité de ce travail et de formuler leurs remarques constructives.

Mes sincères respects à Monsieur le Ministre des Travaux Publics Dr Amar GHOUL, ainsi qu'à Monsieur le Secrétaire Général et le Chef de Cabinet qui m'ont facilité la tâche et encouragé pour l'accomplissement et l'achèvement de ma thèse.

Mes vifs remerciements à tous mes collègues enseignants et chercheurs de l'Ecole Nationale Polytechnique (Dr Kettab, Dr Morsli, Dr Boutemeur, Dr Sihadi, Mme Debiche), de l'Université Saad Dahleb de Blida (Pr Bouafia, Pr Abed, Pr Zitouni, Pr Bourahla, Dr Menadi, Dr Nedjmi), de l'Université de Laghouat (Pr Bouhicha) et du Centre de génie parasismique /CGS (Dr Belazoughi, Dr Farsi et Dr Kibboua), ainsi que tout le personnel des Départements de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger et de l'Université de Blida, pour leurs encouragements et leur aide moral et matériel.

J'exprime ma gratitude à Christian La Borderie, Professeur des universités, Directeur de La SAGeC² à l'Université de Pau, pour avoir accepté de m'inviter au laboratoire de l'école et pour l'accueil chaleureux qui m'a été réservé, sans oublier Dr Lamine Koriche qui m'a préparé le nécessaire lors de mon passage à cette école et Dr Mohamed Matallah pour ses précieuses orientations.

Je remercie également Mr R.Bayasli PDG/SAPTA et l'ensemble des cadres et du personnel de l'entreprise, Mr M .Bouhamadi, Directeur commercial/ SIKA Djazaeir, Mr Rachid Lamri, pour leur contribution dans l'accomplissement de la campagne expérimentale.

A tous et à toutes qui se sont mis à ma disposition durant toute la période de préparation de la thèse.

A vous tous, du fond du cœur : Merci

ملخص

إن تقنيات الترميم و التقوية بالإلصاق الخارجي لألياف الكربون تتميز بالفعالية و السهولة التطبيقية ، لقد تبين أنه من الأجدر بل من الضروري تطبيق هذه التقنيات المبتكرة من أجل المحافظة على هياكل الهندسة المدنية كالبنايات و المنشآت الفنية .

نساهم من خلال هذا البحث في فهم المواد المركبة من خلال القيام بتجارب في المختبر و في الميدان على هياكل من الخرسانة المسلحة مرممة أو مقواة بالإصاق هذه المواد.

تمت التجارب المخبرية على روافد من الخرسانة المسلحة بتعريضها لحمل انعطاف أربع نقاط. تم اختيار نمطين من الروافد، روافد مسلحة بالإصاق المواد المركبة قبل تطبيق الحمولة و أخرى مرممة مسلحة بالإصاق هذه المواد بعد تطبيق الحمولة و بلوغ حد الانشقاق و تم استعمال أربعة صيغ لإصاق المواد المركبة.

أما التجارب الميدانية فقد أجريت على جسر قديم من الخرسانة المسلحة. تم دراسة السلوك الديناميكي لهذا الجسر قبل و بعد ترميمه بالإصاق المواد المركبة على روافده الرئيسية بتعريضه إلى اهتزازات.

مكنت الاهتزازات من الحصول على الصيغ و التواترات الذاتية لهذا الجسر قبل و بعد ترميمه وبالتالي من فهم تأثير المواد المركبة على السلوك الديناميكي لهذا الجسر.

و في الأخير و من أجل مقارنة و تثبيت النتائج التجريبية المتحصل عليها مخبريا و ميدانيا تم القيام بدراسة رقمية خطية و غير خطية بواسطة برنامجين مختلفين من العناصر المنتهية.

لوحظ أن النتائج الرقمية تطابق إلى حد بعيد تلك المتحصل عليها تجريبيا.

كلمات مفاتيح :

ترميم ، مركبة ، ألياف كربون ، تقوية ، رافدة ، خرسانة ، إهتزاز محيطي ، ترديد خاص ، جسر ، نمذجة ، العناصر المنتهية ، تجريبي.

Résumé

Les techniques de réparation et de renforcement par collage de composites à base de fibres carbone (CFRP) se caractérisent par leur efficacité, leur simplicité dans leurs applications et mise en œuvre. Il est devenu indispensable, voire nécessaire, d'appliquer des techniques innovantes pour la sauvegarde des structures de génie civil, telles que les bâtiments et les ouvrages d'art.

L'objet de cette étude, est la contribution à la compréhension des matériaux composites par des études expérimentales, au laboratoire et in situ, sur des structures en béton armé, renforcées par collage.

Des essais statiques, sous flexion 4 points, ont été effectués sous chargement aux états limites de service et de rupture. Les poutres, de dimensions réduites, en béton armé, non renforcées puis renforcées (saines ou endommagées) sous quatre modes différents ont été testées. Des essais dynamiques par vibrations ambiantes sur un pont ancien en béton armé réparé par collage de composites sur les parties inférieures et latérales de ses poutres maitresses ont été aussi menés.

Enfin, dans le but de caler tous les résultats expérimentaux obtenus, une approche numérique par modélisation par éléments finis, a été faite avec deux logiciels différents d'analyses linéaire et non linéaire.

L'avantage de renforcement des poutres en béton armé par des composites, a été mis en évidence, pour les différents modes choisis, ainsi que pour les poutres endommagées puis réhabilitées.

La détermination des modes et fréquences propres du pont étudié, avant et après sa réhabilitation, a éclairci l'influence des CFRP sur le comportement de l'ouvrage testé et mis en relief les avantages apportés par cette technique. Il s'avère que les résultats numériques obtenus et validés après confrontation avec les résultats expérimentaux, ont été très satisfaisants. Néanmoins, des approches amélioratrices sont proposées, afin que l'écart (expérimental- numérique) soit réajusté.

Mots clés : Réparation, composites, fibre carbone, renforcement, poutre, béton, vibration ambiante, fréquence propre, pont, modélisation, éléments finis, expérimental.

Abstract

Repair and strengthening techniques using carbon fiber reinforced composites are characterized by their efficiency and ease in applications. It has become necessary to apply innovating techniques to rehabilitation in civil engineering structures, such as buildings, bridges.

The objective of the study is a contribution to the understanding of composite materials (CRFP) behavior, by undertaking experimental investigations in laboratory and in situ, on RC structures reinforced with composite materials.

Static tests under 4 points bending have been carried out on RC beams, before and after strengthening with four different modes. In situ tests used ambient vibration on an old reinforced concrete bridge repaired using composite materials on the lower and lateral sides of the main beams.

Finally, in order to check experimental results, a numerical approach using tridimensional finite elements model, was applied using a linear and non linear software packages. The obtained numerical results were compared with the experimental results.

The main purpose of using material composites was highlighted, for the various modes chosen, for beams before and after strengthening.

The determination of the modal frequencies of the bridge before and after its strengthening has clarified the effect of composite materials on the behavior of the bridge.

Key words: Repair, composite, fiber carbon, reinforcement, beam, concrete, ambient vibration, frequency, bridge, modeling, finite elements, experimental.

SOMMAIRE

DEDICACES	
REMERCIEMENTS	
RESUMES (Arabe, Français, Anglais)	
TABLE DES MATIERES	
Liste des illustrations graphiques et tableaux	
Liste des symboles et des abréviations	

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	----

Chapitre I : *Synthèse bibliographique*

I.1 Généralités	03
I.2 Pathologie des structures en béton armé	03
I.2.1 Introduction.....	03
I.2.2 Causes de désordres des structures en béton.....	03
I.2.3 Moyens et procédures de diagnostics des désordres des structures en béton.....	08
I.3 Techniques de réparation et renforcement des structures en béton	10
I.3.1 Traitement de surfaces.....	10
I.3.2 Protection du béton et des armatures	11
I.3.3 Régénération des matériaux.....	13
I.3.4 Ajout de forces (ou de déformations).....	13
I.3.5 Ajout de matière.....	13
I.4 Matériaux composites	14
I.4.1 Définition et classification des matériaux composites	14
I.4.2 Isotropie et anisotropie des matériaux composites.....	16
I.4.3 Différents types de matériaux composites	17
I.4.4 Matériaux composites à base de fibres de carbone	18
I.4.5 Durabilité des matériaux composites.....	20
I.4.6 Matériaux composites dans le Génie civil.....	23
I.5 Réparation et renforcement par matériaux composites	30
I.5.1 Application des matériaux composites sur les poutres en béton.....	30
I.5.2 Renforcement en flexion.....	31
I.5.3 Renforcement au cisaillement.....	34
I.5.4 Mécanismes de rupture des poutres renforcées par FRP.....	38
I.5.5 Facteurs influençant sur le comportement des poutres renforcées.....	39
I.5.6 Comportement des poutres en béton réparées par CFRP après endommagement	43
I.6 Evaluation des structures de ponts en béton	46
I.6.1 Essais de chargements statiques et dynamiques	46
I.6.2 Méthodes d'auscultation structurelle	47
I.6.3 Evaluation dynamique des structures	48
I.6.4 Tests de vibration sur les structures de ponts	48
I.6.5 Analyse expérimentale d'un pont	55

Chapitre II : Matériaux utilisés- Essais et procédés expérimentales

II.2 Programme d'essais des poutres au laboratoire	57
II.1.1 Introduction	57
II.1.2 Caractéristiques des matériaux	57
II.1.3 Instrumentation des essais - Préparation des corps d'éprouvettes.....	60
II.2 Programme d'essais dynamiques sur un pont réhabilité par composites	68
II.2.1 Introduction.....	68
II.2.2 Description de l'ouvrage.....	70
II.2.3 Réparation et renforcement du pont	70
II.2.4 Tests de vibration ambiante	73

Chapitre III : Résultats et discussions

III.1 Résultats des essais sur poutres	78
III.1.1 Renforcement des poutres avant chargement	78
III.1.2 Poutres réparées après endommagement	85
III.2 Résultats des essais de vibration ambiante	89
III.2.1 Diagrammes accélération – temps	89
III.2.2 Diagrammes amplitude - fréquences.....	90
III.2.3 Comparaison avec recherches antérieurs	94

Chapitre IV : Analyse numérique

IV.1 Introduction	101
IV.2 Présentation du logiciel de calcul 'Ansys' et principe de choix	101
IV.3 Analyse non linéaire et choix de la méthode	103
IV.4 Modélisation des poutres renforcées par CFRP avant chargement	104
IV.5 Analyse numérique	109
IV.5.1 Lancement du calcul de modélisation.....	111
IV.5.2 Résultats numériques et discussions	112
IV.5.3 Confrontation expérimental- numérique	115
IV.5.4 Etudes comparatives avec les résultats d'autres chercheurs.....	116
IV.6 Modélisation d'un pont renforcé par composites et analyse modale	121
IV.6.1 Modèle du pont renforcé par CFRP avec comportement linéaire	121
IV.6.2 Modèle du pont renforcé par CFRP avec comportement non linéaire	126

Conclusions générales et recommandations	132
Références bibliographiques	134
Annexe	141
Tables des matières	148

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Affouillement des semelles des piles d'un pont.....	05
Figure I.2: Eclatement du béton d'une poutre.....	06
Figure I.3: Poutre de tablier de pont dégradée.....	07
Figure I.4: Dégradation due à la corrosion.....	07
Figure I.5: Corrosion des armatures d'une pile de pont.....	07
Figure I.6 : Organigramme résumant les étapes d'un diagnostic.....	09
Figure I.7 : Renforcement d'un élément par de la tôle collée.....	14
Figure I.8 : Renforcement d'un tablier de pont à poutres béton à l'aide de TFC.....	14
Figure I.9 : Répartition renfort matrice.....	15
Figure I.10 : Schéma représentatif des constituants d'un pli unidirectionnel.....	16
Figure I.11 : Constitution d'un stratifié.....	17
Figure I.12 : Température de transition vitreuse T_g	21
Figure I.13 : Influence de la température sur la contrainte de traction d'une résine époxy ...	22
Figure I.14 : Influence de l'humidité sur la contrainte de traction d'une résine époxy	22
Figure I.15: Influence de la durée du feu sur le comportement du composites.....	23
Figure I.16 : Utilisation des composites de fibres de carbone dans la construction civile... ..	24
Figure I.17 : Préparatifs pour placage des composites	24
Figure I.18: Application des composites pour une nouvelle construction civile en treillis	24
Figure I.19: Installation des premiers composites FRP Australiens pour test sur un pont	27
Figure I.20 : Inspection du comportement du tablier du pont renforcé	27
Figure I.21 : Pont blanc d'El Harrach (Alger) avec dégradation au niveau de la pile	29
Figure I.22 : Pose de tissu en fibres de carbone sur les poutres du tablier.....	30
Figure I.23 : Courbes du comportement des matériaux usuels de génie civil	31
Figure I.24 : Ancrage avec cornières d'acier profilées en L.....	31
Figure I.25 : Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis.....	31
Figure I.26 : Ancrage avec boulons.....	32
Figure I.27 : Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre.....	32
Figure I.28 : Ancrage et plaque solidaires, en forme de I.....	32
Figure I.29 : Influence du nombre de lits de lamelle.....	33
Figure I.30 : Test flexion 4 points d'une poutre en T.....	34
Figure I.31 : Décollement de type peeling-off.....	35
Figure I.32 : Décollement dû à une surface concave.....	35
Figure I.33 : Ancrages en U à une extrémité.....	37
Figure I.34 : Mode de renforcement avec hauteur h	37
Figure I.35 : Modes de rupture des poutres renforcées par FRP.....	38
Figure I.36 : Schéma statique de poutre en flexion.....	39
Figure I.37 : Moment ultime des poutres renforcées en fonction de la valeur a_v/h	40
Figure I.38 : Influence du taux de renforcement des armatures tendues.....	41
Figure I.39 : Schéma de ferrailage des poutres d'essais.....	44
Figure I.40 : Photos des poutres test et réparée.....	45
Figure I.41 : Charge- flèche de poutre réparée et renforcée par CFRP.....	45

Figure I.42 : Capteur triaxial (a) et capteur uni-axiale (b).....	52
Figure I.43: PCB/système Vibration ETS	53
Figure I.44: Scanning vibrometer Vibration ETS	53
Figure I.45 : Décomposition vibration poutre dans domaines temporel et fréquentiel	55

Chapitre II : Matériaux utilisé, essais et procédés expérimentales

Figure II.1 : Tissu unidirectionnel Sika Wrap.....	58
Figure II.2 : Lamelle Sika Carbodur type "S"	60
Figure II.3 : Schéma statique de la poutre d'essai.....	61
Figure II.4 : Emplacement jauges d'acier et de béton	61
Figure II.5 : Pont d'extensiométrie portable- P3500-modèle SB-10.....	62
Figure II.6:(a) et (b): Jauges de béton (PL-60-11) et d'acier (KFG-10-120).....	62
Figure II.7 : Emplacement du capteur de déplacement et répartiteur de force	63
Figure II.8 : Courbe d'étalonnage de la presse hydraulique.....	63
Figure II.9 : Renforcement poutre par Lamelle Sika Carbodur	64
Figure II.10 : Renforcement poutre par Lamelle Sika Carbodur et Sika wrap.....	64
Figure II.11 : Double renforcement aux faces latérales et face inférieure	64
Figure II.12 : Renforcement en bandes aux faces latérales et lamelles en face inférieure	65
Figure II.13: Machine d'essais et ses portiques.....	66
Figure II.14: Essais de chargement sur la poutre de référence.....	67
Figure II.15: Colmatage et calfeutrement des fissures de la poutre endommagée	66
Figure II.16 : Pose des composites pour la poutre RP4.....	68
Figure II.17 : Vue d'ensemble du pont "Oumazer".....	69
Figure II.18: Vue des dégradations apparentes sur la pile.....	69
Figure II.19 : Eléments en béton très détériorés avec aciers corrodés.....	70
Figure II.20 : Echafaudage des appuis du pont	71
Figure II.21 : Mesures ultrasoniques au droit d'une fissure	72
Figure II.22 : Application des fibres de carbone CFRP sur les poutres du pont	73
Figure II.23 : Pile du pont après sa réparation.....	73
Figure II.24 : Station City Shark	74
Figure II.25 : Sismomètre Lennartz	74
Figure II.26 : Schéma de modélisation de l'ouvrage.....	75
Figure II.27 : Positions des capteurs sur le pont.....	75
Figure II.28 : Vue générale du pont avec emplacement des capteurs longitudinalement.....	75
Figure II.29 : Configurations des sismomètres	76
Figures II.30 et II.31 : Ajustement et emplacement du capteur au fond de la pile.....	76

Chapitre III : Résultats et discussions

Figure III.1 : Courbe Force-Flèche au milieu des poutres de référence "PT".....	78
Figure III.2 : Phases d'évolution des fissures poutres de référence "PT"	79
Figure III.3 : Courbe Force- flèche à mi-travée des poutres renforcées " RA1".....	80
Figure III.4 : Courbe Force-Flèche à mi-travée des poutres renforcées " RA2".....	81
Figure III.5: Courbe Force- flèche à mi travée de la poutre renforcée "RA3"	82
Figure III.6 : Courbe Force- flèche au milieu de la poutre renforcée "RA4".....	83
Figure III.7 : Confrontation digrammes Force- flèche des poutres renforcées.....	84

Figure III.8: Digrammes de déformations du béton des différentes poutres renforcées.....	84
Figure III.9 : Digrammes de déformations des aciers des différentes poutres renforcées.....	85
Figure III.11 : Courbe (Force-flèche) des poutres réparées	83
Figure III.12 : Courbes force- déformation béton des poutres réparées.....	87
Figure III.13 : Courbes force- déformation acier de traction des poutres réparées.....	87
Figure III.14 : Courbes comparatives force – déformation béton avant et après réparation ...	88
Figure III.15: Courbes comparatives force-déformation acier avant et après réparation.....	89
Figure III.16 : Accélérations avant renforcement.....	90
Figure III.17 : Accélérations après renforcement.....	90
Figures II.18a et II.18b : Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C1 au milieu du pont avant et après réparation.....	91
Figure III.19 : Mode de vibration prépondérant (Horiz. E) du capteur C1 (avant réparation)...	92
Figure III.20 : Mode de vibration prépondérant (Horiz. E) du capteur C1 (après réparation)...	92
Figures III.21a et II.21b : Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C. au milieu du pont avant et après réparation.....	92
Figures III.22a et II.22b : Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C3 à 6m du milieu du pont avant et après réparation.....	93
Figures III.23a et II.23b : Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C4 à 6m du milieu du pont avant et après réparation.....	93
Figure III.24: Modes de vibration de l'ouvrage testé.....	96
Figure III.25: Vue d'ensemble du pont "2028 on PR52" avant sa réhabilitation.....	96
Figures III.26 et III.27 : Fissure typique sur la poutre et application du CFRP.....	97
Figure III.28: Emplacement des accéléromètres sur pont.....	98
Figure III.29 : Premiers modes de vibration de l'ouvrage testé.....	98
Figure III.30 : Modèle du tablier du pont et choix des éléments	99
Figure III.31 : Déformation du pont en fonction des positions du camion.....	100
Figure III.32 : Vue d'ensemble du pont "Dogna".....	100

Chapitre IV : Analyse numérique et modélisation par éléments par éléments finis

Figure IV.1 : Solution par d'itération de "Newton-Raphson".....	103
Figure IV.2 : Schéma statique de la poutre d'essai	104
Figure IV.3 : Élément Solid 65 à 3D.....	104
Figure IV.4 : Élément Link8 à 3D spar.....	104
Figure IV.5: Solid 46 – 3-D layered structural solid.....	105
Figure IV.6 : Comportement typique du béton sous un chargement uniaxial.....	105
Figure IV.7 : Diagramme contrainte-déformation simplifié du béton en compression	107
Figure IV.8 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier.....	108
Figure IV.9 : Courbe contrainte – déformation du composite CFRP.....	108
Figure IV.10: Modèle E.F choisi pour géométrie de la poutre.....	109
Figure IV.11 : Connectivité des éléments solid46 et Link8.....	110
Figure IV.12 : Chargement et conditions aux appuis pour le modèle par éléments finis.....	111
Figure IV.13 : Distribution des contraintes dans la poutre d'essai.....	111
Figure IV.14 : Distribution des déformations dans la poutre d'essai.....	112
Figures IV.15a et III.15 b : Modélisation de la poutre RA1 avec discrétisation.....	112
Figures IV 16 (a, b, c) : Progression des fissures pour la poutre de référence.....	113
Figure IV 17 : Coubre flèche- déformation poutres renforcées RA1 et RA2.....	114
Figure IV.18 : Courbe Force- déformation poutre PT.....	115
Figure IV.19 : Montage de la poutre F01 et F11	117

Figure IV.20 : Montage de la poutre renforcée par plaque de CFRP	117
Figure IV.21 : Modélisation numérique de la poutre F01.....	117
Figure IV.22 : Modélisation numérique de la poutre F11.....	118
Figure IV.23: Modélisation numérique de la poutre S6-PRE3.....	118
Figure IV.24: Dimensions de la poutre d'essai	120
Figure IV.25: Vue tridimensionnelle du modèle du pont par SAP 2000	122
Figure IV.26: Modèle en vue en plan du pont	122
Figure IV.27: Vue en élévation du pont	123
Figure IV.28: Différentes formes des modes de vibration	124
Figure IV.29: Comparaison numérique – test en fréquences avant réparation	125
Figure IV.30: Comparaison numérique – test en fréquences après réparation	125
Figure IV.31: Choix du modèle géométrique du pont.....	126
Figure IV.32: Maillage de la structure du pont.....	127
Figure IV.33: Conditions aux limites des appuis	127
Figure IV.34: Différents modes de vibration du pont après renforcement	128
Figure IV.35: Comparaison fréquences numériques non linéaire avant et après renforcement	129
Figure IV.36: Comparaison des fréquences propres du pont avant réparation.....	130
Figure IV.37: Valeurs des fréquences propres après réparation du pont	130

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Mesure de différence de potentiel en volt.....	10
Tableau I.2 : Comparaison qualitative entre les fibres de carbone, d'aramide et carbone ...	17
Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques des résines époxydiques.....	18
Tableau I.4 : Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy.....	19
Tableau I.5: Propriétés mécaniques des composites à base de fibre et de l'acier.....	19
Tableau II.1: Différents types de lamelles "S" Sika Carbodur.....	59
Tableau II.2 : Récapitulation des essais des poutres réparées.....	67
Tableau II.3 : Formulation de 1m3 de béton Latex.....	71
Tableau II.4 : Vitesses de propagation ultrasonique sur une poutre.....	72
Tableau II.5 : Distances des capteurs 3 et 4 par rapport au centre du pont.....	77
Tableau III.1: Tableau de résultats du déroulement des essais des poutres réparées	86
Tableau III.2 : Influence des procédés de réparation sur les déformations.....	88
Tableau III.3 : Fréquences de vibration du capteur C1 avant et après réparation.....	91
Tableau III.4 : Valeurs des fréquences des modes propres expérimentaux.....	94
Tableau III.5: Les fréquences des premiers modes propres.....	95
Tableau III.6: Les fréquences des premiers modes propres du pont testé.....	99
Tableau IV.1 : Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS.....	102
Tableau IV.2 : Coordonnées déformations – contraintes en différents points.....	107
Tableau IV.3 : Caractéristiques mécaniques des composites.....	109
Tableau IV.4 : Eléments du maillage de la poutre non renforcée	110
Tableau IV.5 : Déformations poutres modélisées	115
Tableau IV.6 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques.....	116
Tableau IV.7 : Topologie de la maille (poutre F01).....	118
Tableau IV.8: Topologie de la maille (poutre F02).....	118
Tableau IV.9: Topologie de la maille (poutre S6-PRE3).....	119
Tableau IV.10: Résultats expérimentaux et numériques obtenus	119
Tableau IV.11: Valeurs des fréquences obtenues par SAP.....	123
Tableau IV.12: Comparaison fréquences entre model FE et expérimental.....	124
Tableau IV.13 : Valeurs des fréquences obtenues par Ansys.....	128
Tableau IV.14 : Valeurs des fréquences obtenues avant et après renforcement	129

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

CFRP : Carbon fibers reinforcement polymer
MEF : Méthode des éléments finis
TFC : Tissus de fibre de carbone
E : module de Young (en Mpa).
 ν : coefficient de poisson
 E_l : Module d'élasticité longitudinal (Mpa)
 E_t : Module d'élasticité transversal (en Mpa)
 G_{lt} : Module de cisaillement (en Mpa)
 ν_{lt} : Coefficient de Poisson majeur
 ν_u : Coefficient de Poisson mineur
FRP : Fibers reinforcement polymer
MCA : Matériaux composites d'avant-garde
BTP : Bâtiments et travaux publics
BET : Bureau d'études
 f_b : Limite élastique du béton (en Mpa)
 A_s : Section des armatures tendues (cm²)
 A_s' ; Section des aciers comprimés (cm²)
 f_e : Limite élastique de l'acier HA (en Mpa)
 s : Section des aciers (cm²)
 E_p : Module d'élasticité du composite (en Mpa)
 f_{pu} : Limite élastique du composite (en Mpa)
 f_p : Limite élastique de verre (en Mpa)
 v : ouvertures verticale d'une fissure de cisaillement (mm)
 w : ouverture horizontale d'une fissure de cisaillement (mm)
 λ : Coefficient (v/w)
 G_s : Module de cisaillement de l'acier (en Mpa)
 G_p : Module de cisaillement du composite (en Mpa)
 P_u : Charge limite ultime (en kN)
 ξ : Coefficient d'amortissement
 m : Masse généralisée (Tonne)
 f : fréquence propre (Hz)
 k : la rigidité généralisée
 f_{cm} : Résistance moyenne en compression uniaxiale (kN)
 f_{tm} : Résistance moyenne en traction uni axiale (kN)
 f_y : Limite d'élasticité (en Mpa)
 $F_1, F_2, F_3, F_4, F_5, F_6$: Fréquences du cintrage longitudinales (Hz)
 β_t : Coefficient de transfert de cisaillement

ε : Déformation pour la contrainte f (‰)
 ε_0 : Déformation à la résistance ultime de compression f_{uc} (‰)
 G_{xy} , G_{yz} et G_{xz} : Modules de cisaillement du composite de FRP dans les plans (xy, yz et xz)
 ν_{xy} , ν_{yz} et ν_{xz} : Coefficients de poisson major pour les trois plans
 E_x , E_y , et E_z : Modules d'élasticité du composite de FRP dans les directions (x, y et z) (Mpa)
 h : Hauteur face latérale de la poutre (m)
 L : Portée de la poutre (m)
 Θ : L'orientation de la direction de fibre pour chaque couche de CFRP (°-)
 f_{cm} : Résistance moyenne en compression uniaxiale (Mpa)
 f_{tm} : Résistance moyenne en traction uniaxiale (Mpa)
PT : Poutre test
RA1 : Poutre renforcée 1
RA2 : Poutre renforcée 2
RA3 : Poutre renforcée 3
RA4 : Poutre renforcée 4
RP1 : Poutre réparée 1
RP2 : Poutre réparée 2
RP3 : Poutre réparée 3
RP4 : Poutre réparée 4
 ΔP : Poids des produits additifs (composites) (tonne)
P2 : le poids total de la structure après réparation (tonne)
 I : Moment d'inertie (m^4)
 K : Rigidité
 T : Période (s)
 ω : Fréquence (Hz)
ELS : Etat limite de service
ELU : Etat limite ultime
 E_c : Module Young concrete (béton) (Mpa)
 f'_c : Contrainte Béton à la compression (Mpa)
 f'_t : Contrainte Béton à la traction (Mpa)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Une structure de pont est dimensionnée pour une durée de vie de cent ans en moyenne, mais elle se trouve écourtée du fait de nombreux désordres. Ces derniers sont dus à des erreurs de conception, de calcul, des anomalies d'exécution, des défauts de résistance à l'effort de cisaillement ou de flexion, sans oublier les chargements excessifs ou répétés, les conditions environnementales agressives, la fatigue des éléments structuraux et de leurs matériaux porteurs.

Les ouvrages anciens et ceux se trouvant dans des zones de moyenne ou forte sismicité, sont les plus vulnérables, et nécessitent une attention particulière (surveillance, maintenance, entretien) pour leur sauvegarde, afin d'assurer la sécurité des usagers.

A l'heure actuelle, L'Algérie dispose de plus 11000 ponts routiers et ferroviaires dont 40% nécessitent des suivis permanents et des évaluations régulières [1]. C'est pourquoi, les pouvoirs publics ont lancé depuis huit années déjà, des programmes ambitieux dans le but de sauvegarder le patrimoine des ouvrages d'art. Il est devenu maintenant indispensable de bien mener une politique de surveillance des ponts vétustes compte tenu de leur état et les conséquences engendrées en cas de détérioration ou de ruine. Le secteur des Travaux Publics, envisage d'entamer une campagne de réhabilitation de plusieurs ouvrages durant le quinquennal 2010-2014.

Les méthodes de renforcement classiques, comme l'augmentation de section par l'ajout de nouvelles barres d'armatures et d'un nouveau béton collé lié à l'ancien béton, sont souvent très complexes à réaliser, très onéreuses, et nécessitent une intervention lourde sur la structure. Cependant, l'application de nouvelles techniques, tels que le renforcement par collage externe de matériaux composites, sur les éléments structuraux, est une alternative plus appropriée. Les fibres généralement utilisées dans ces matériaux composites sont en verre, en carbone ou en aramide, sous forme de tissus unidirectionnels ou bidirectionnels, de lamelles ou de barres. Ces matériaux offrent l'avantage de rapidité d'exécution, d'une résistance élevée à la traction; un module d'élasticité élevé et une bonne résistance à la corrosion.

C'est au début des années soixante qu'est apparu en Afrique du Sud le premier cas d'ouvrage renforcé par collage de tôles au acier afin de remplacer des aciers accidentellement omis. Toutefois, cette technique présente quelques inconvénients liés à l'acier vu son poids propre important et sa vulnérabilité à la corrosion. Pour palier à ces désavantages, les recherches dans plusieurs pays, se sont orientées vers des matériaux composites à base de fibres polymères, pour lesquels les problèmes de corrosion et de poids ne se posent pas. Outre ces avantages, ces matériaux composites, en particulier à base de fibres de carbone, de leur rigidité spécifique, présentent un grand intérêt pour la réparation. De plus, malgré leur prix élevé ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact [2]. Ceci permet de réduire considérablement les coûts liés à la manipulation des matériaux, ainsi que les problèmes liés aux interruptions de trafic.

Cependant, malgré la vaste application, de nos jours, de ces composites dans la réhabilitation des éléments structuraux des ouvrages d'art, les recherches pour l'évaluation du comportement de ces structures dans le temps, à court et moyen termes, sous l'effet des conditions environnementales restent peu, ou très rares, du fait de la non maîtrise du comportement de ces matériaux en dehors des conditions de laboratoire, et les difficultés de mise en œuvre des outils performants pour la quantification de ces essais d'évaluation.

C'est dans ce contexte que nous nous proposons, dans ce travail, d'étudier le comportement des poutres renforcées, à vide ou après endommagement, par application des matériaux composites à base de fibres de carbone (CFRP) sous flexion (quatre points) en prenant en compte l'effet du mode de renforcement, le nombre de couches de tissu, l'orientation du collage, les conditions environnementales et le type de test appliqué. A cet effet, la méthode des éléments finis (MEF) sera utilisée, avec les logiciels commercialisés SAP2000 et ANSYS (version 11.0 et version 12.0) qui permettront d'étudier le comportement aussi bien linéaire que non linéaire des différents matériaux utilisés.

De plus, le comportement d'un ancien pont réhabilité par application de matériaux composites est analysé par des essais non destructifs par vibrations ambiantes.

Après une introduction générale, le premier chapitre présente une étude bibliographique relative aux cas pathologiques des structures en béton armé et les méthodes de réparation et de renforcement ainsi que quelques travaux antérieurs. On présentera, ensuite, une synthèse sur l'application des matériaux composites en génie civil. Les essais non destructifs par excitations ambiantes sont aussi discutés.

Le deuxième chapitre présentera l'étude expérimentale du comportement statique des poutres isostatiques en béton armé, sous flexion quatre points, renforcées avant et après endommagement. La seconde partie dans ce chapitre présente l'étude expérimentale menée sur un pont ancien hyperstatique à poutres en béton par application d'essais par vibrations ambiantes, avant et après sa réparation. Une discussion et commentaires des résultats expérimentaux obtenus seront présentés à la fin de ce chapitre.

L'analyse numérique avec modélisation par éléments finis (MEF) fera l'objet du troisième chapitre. L'objectif est de trouver un modèle numérique capable de simuler le comportement non linéaire des poutres en béton armé renforcées ou réparées après endommagement par matériaux composites. La modélisation est basée sur le logiciel ANSYS.

L'analyse modale du pont à poutres en béton renforcé par application des CFRP est traitée dans la deuxième partie du chapitre III par les logiciels SAP 2000 et ANSYS.

Enfin des conclusions générales et des recommandations pour des futurs travaux sont proposées.

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Généralités

On présentera dans ce chapitre une synthèse bibliographique sur la pathologie des constructions en béton armé et les causes des désordres. L'utilisation et la performance des matériaux composites, comme solution alternative et ces techniques nouvelles dans la réparation et le renforcement des structures en béton armé et en particulier les ponts isostatiques à poutres sous chaussée, sont mises en évidence.

I.2 Pathologie des structures en béton armé

I.2.1 Introduction

Les ouvrages en béton subissent, au cours de leur vie de service, des modifications structurelles sérieuses selon leur importance, leur exploitation et l'agressivité de l'environnement (salinité, humidité, sismicité). Ces modifications sont principalement : la fatigue des matériaux, la corrosion des armatures, l'éclatement du béton et les divers chocs. Le niveau des endommagements, qui engendre ces modifications, dépend des efforts subis par rapport à la résistance potentielle du matériau et évolue différemment selon la géométrie de l'ouvrage. Les structures horizontales de type poutres, semelles ou tout élément massif en béton par exemple, paraissent plus affectées par des pathologies de fissuration. Par contre, les ouvrages élancés, tels que les poteaux, appuis (piles et culées) de ponts, ou encore les coques, sont plus spécifiquement sensibles aux ruptures par instabilité [3]. Dans la plupart des cas, les modifications structurelles sont néfastes à la stabilité des ouvrages, ce qui amène les maîtres d'ouvrages à prévoir de nombreux renforcements et réparations.

I.2.2 Causes de désordres des structures en béton

Les causes de désordres les plus fréquents d'une structure en béton, peuvent être classées en quatre grandes catégories qui sont liées aux phases de sa vie ; phase d'étude et conception, phase de réalisation, phase d'application des actions sollicitant la structure et la phase de dégradations des matériaux. Prenons le cas des ponts en béton armé. Ces causes se résument comme suit [4-7] :

I.2.2.1 Causes liées aux erreurs de conception et calcul

- Conception
 - Erreurs dans le bon choix du matériau constituant l'ouvrage (nuances et qualité des aciers) ;
 - Structure instable ;
 - Erreurs dans le pré dimensionnement ;
 - Négligence totale de la sismicité de la zone ;
 - Le non respect des règles de l'art ;
 - Adoption d'un type d'ouvrage inadéquat vis-à-vis du sol de fondation ou la nature de l'obstacle à franchir.

- Calcul
 - Erreurs dans les hypothèses de calcul ;
 - Erreurs dans l'introduction des données dans un calcul automatique ;
 - Non vérification aux états limites de services (déformation) ;
 - Mauvaise utilisation des règlements ;
 - Plans incomplets ou insuffisants, et/ou non conforme à la note de calcul.

1.2.2.2 Causes liées aux projets d'exécution et de réalisation

- Insuffisance des documents d'exécution
 - Non respect des documents contractuels ;
 - Les dessins sont incomplets,
 - Insuffisance de vérification des plans par le bureau de contrôle;
 - La négligence de certains documents d'exécution qui ne fournissent pas d'indications suffisamment précises.
- Déficiences dans l'organisation ou le contrôle de la qualité

Selon le matériau utilisé et la procédure du contrôle in situ, les déficiences se présentent comme suit :

 - a) Béton

La qualité du béton prévue au projet (résistance à la compression, maniabilité), peut être compromise sur site:

 - Choix du lieu de stockage du ciment ainsi que la manière de la stocker ;
 - Non respect des phases de bétonnage prévues par le bureau d'études ;
 - Mauvaise mise en œuvre du béton notamment le béton précontraint;
 - Absence ou insuffisance de cure humide;
 - Utilisation inopportune d'adjuvants ;
 - Irrégularité de la fabrication des bétons sur chantier ;
 - Délai de transport aléatoire.
 - b) Armatures
 - Changement intempestif de la nuance d'acier ;
 - Le non respect des rayons de courbures ;
 - Soudure d'aciers non soudables, pliage et dépliage d'armatures à haute adhérence ;
 - Défauts de positionnement des armatures, et manque de couture en cas de reprise de bétonnage ;
 - Ferrailage non conforme aux plans avec des fausses manœuvres (oublis de certains aciers importants).
 - c) Cintres et coffrages
 - Tassement des cintres ;
 - Coffrages et cintres insuffisamment rigides et mal étayés ;
 - Joints de panneau défectueux.

1.2.2.3 Causes liées aux actions sollicitant les ponts

- Actions permanentes :
 - Rechargement abusif de la chaussée ;
 - Erreurs de métré portant sur le poids de certaines pièces ;
 - Sous estimation du poids des équipements des ouvrages.

- Actions liées au comportement rhéologique des matériaux :
 - Evaluation insuffisante du comportement des matériaux utilisés dans le temps sous l'effet des contraintes et des déformations ;
 - Estimation insuffisante ou erronée des phénomènes liés au comportement dans le temps des matériaux (retrait et fluage).

- Actions dues au trafic
 - Circulation d'engins de terrassement sur un tablier dont le béton était encore jeune ;
 - Les effets répétitifs sur les ponts (phénomène de fatigue) ;
 - L'amplification, des effets statiques, qui engendre la fissuration des dalles de béton ;
 - Chocs lors du passage du train sur des rails interrompus (cas des ponts rail en béton) engendrant une déconsolidation des assemblages rivés ;
 - Effet de souffle provoqué par le train à grande vitesse sur les équipements.

- Actions climatiques

Les principales actions climatiques, affectant les ponts en béton, sont la température, le vent et la neige pour les ouvrages couverts (avec toitures) en site montagneux. La température élevée, peut causer la fissuration des bétons en raison du retrait de dessiccation. La température engendre dans les structures hyperstatiques, des efforts qu'on doit prendre en compte dans les combinaisons d'action. L'action du vent sur les structures se manifeste par de nombreuses manières. Cela, va de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique appliquée aux structures et à leur mise en mouvement éventuelle, pouvant provoquer des phénomènes de flottement, engendrant des signes de fatigue dans les câbles, aboutissant à des ruptures.

- Actions à caractère accidentel

- a) Action mécanique de l'eau

L'affouillement des rivières autours des piles était la principale cause de destruction des ponts, cependant l'utilisation des fondations profondes, a diminué l'action de l'eau sur les ouvrages (Figure I.1).

- b) Séismes

Lorsque l'accélération au sol dépasse 3% de celle de la pesanteur g . L'action du séisme peut devenir dramatique. Les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de structures peu hyperstatiques comportant des éléments de ductilité insuffisante, liée le plus souvent à une insuffisance d'armatures transversales et/ou à un excès d'armatures longitudinales mal maintenues dans les zones sollicitées au delà du domaine élastique.



Figure I.1: Affouillement des semelles des piles d'un pont [8].

c) Chocs de navires et de bateaux

Les chocs de navires contre des piles de pont se manifestent rarement dans le monde. Mais les statistiques parlent de conséquences catastrophiques, en cas de chocs, avec parfois des pertes de vies humaines, entre 200 et 300 personnes ont trouvées la mort, dans ce genre de circonstance, entre 1960 et 1983 [4], avec d'importants dégâts affectant les ouvrages (l'ordre est de 1.5 pont/an).

d) Chocs de véhicules routiers et ferroviaires

Les chocs de véhicules, sur les piles de ponts en béton, sont des accidents relativement fréquents. Les chocs sur tabliers sont moins fréquents, mais beaucoup plus dangereux dans le cas des passerelles. Du fait de leur légèreté, ou même dans le cas de tabliers de ponts peu robustes. Les détériorations vont de simples épaufrures à de véritables fractures selon la nature et les dimensions des camions ou convois et la marchandise transportée.

e) Incendie

L'action du feu sur les ponts présente une probabilité comparable à celle des chocs de véhicules. En effet, plusieurs études ont été faites pour montrer l'influence de l'incendie sur le comportement de la structurée endommagée et la réparation adéquate à retenir.

1.2.2.4 Causes liées aux dégradations des matériaux- Altération du béton

Le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimiques et chimiques dont l'intensité est liée à la cinétique de pénétration de l'eau et du gaz dans le système capillaire. Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles. Parmi les principales causes de dégradation on cite les types suivants :

- Dégradations d'origine physique ou mécanique (cycles de gel - dégel) ;
- Dégradations mécaniques (phénomène d'abrasion et d'érosion) ;



Figure I.2: Eclatement du béton d'une poutre [7].

- Dégradations d'origine physico-chimique (retrait engendrant la fissuration du béton) ;
- Dégradations d'origine chimique (action du dioxyde de carbone, action des ions sulfates et sulfures, actions des chlorures, et la réaction alcali - granulats).



Figure I.3: Poutre de tablier de pont dégradée [6].

- Corrosion de l'acier

La corrosion des aciers du béton armé est généralement due à la carbonatation du béton sous l'action du gaz carbonique, et à l'action de l'oxygène et de l'humidité. Cette dégradation procède par étape : dans le béton sain (1), un agent agressif pénètre progressivement (2), lorsque sa teneur est assez forte, l'armature commence à se corroder (3), et la rouille peut faire éclater l'enrobage (5) (Figure I.4).

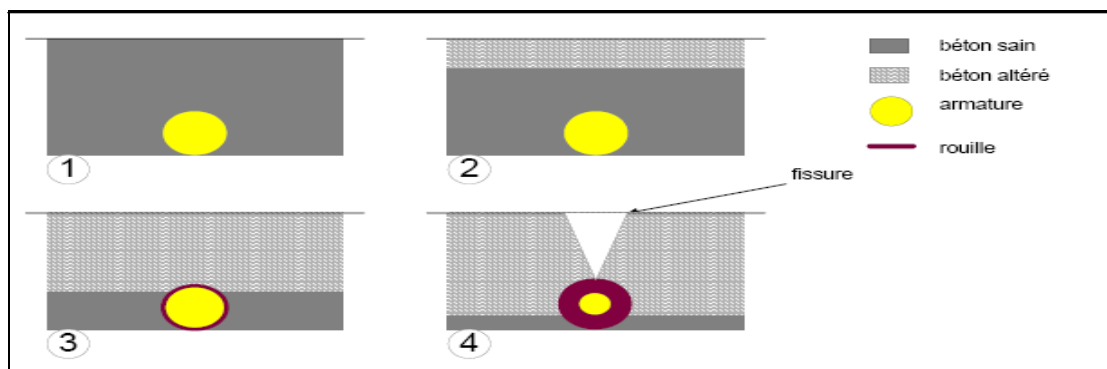


Figure I.4: Dégradation due à la corrosion [6].

La présence d'ions chlorure, dans l'environnement, cause aussi une détérioration progressive sur la structure. La figure I.5 montre les anomalies apparentes dans une pile de pont dues à la corrosion des aciers [7].



Figure I.5: Corrosion des armatures d'une pile de pont [7].

I.2.3 Moyens et procédures de diagnostics des désordres des structures en béton

Le diagnostic est le moyen d'obtenir un relevé de tous les désordres affectant la structure en béton (appuis, superstructure et fondation) de façon à pouvoir traiter la réparation et/ou le renforcement.

I.2.3.1 Les moyens de diagnostic

Parmi les moyens d'investigation des désordres, nous citons les plus usuels [7][9,10] :

- L'examen visuel (avoir une lampe de poche, paire de jumelle, appareil photo, un endoscope qui permet d'examiner des gaines de canalisation sans procéder à des travaux de démolition);
- Des mesures qui peuvent être faites par : un mètre précis, un niveau d'eau, un fil à plomb, un pied à coulisse, des jauges d'épaisseur ou une boussole;
- Contrôle de planéité, de niveau, d'alignement (par un cordon de maçon, un jeu de règles métallique allant de 0.2 à 2 m, un niveau de géomètre pour vérifier les niveaux de pentes et de flèche, ainsi qu'un inclinomètre);
- Examen de fissures, par une loupe graduée pour évaluer les ouvertures de fissure, des fissuromètres pour suivre l'évolution des ouvertures;
- Savoir le taux d'humidité des matériaux, avec des hydromètres électriques fournis avec des échelles de conversion en tenant compte de la nature des matériaux;
- Mesure des conditions climatiques (humidité, température) par :
 - ❖ un thermomètre électrique qui permet à la fois des mesures de température d'air, d'eau et de surface pour les matériaux solides ;
 - ❖ un thermomètre de confort ;
 - ❖ un psychomètre équipé de thermomètre sec et humide afin de déterminer le taux d'humidité relative de l'air ;
 - ❖ un thermo hydrographe pour l'enregistrement des caractéristiques du climat;
 - ❖ un appareil permettant de déterminer la vitesse de l'air.
- Déterminer la vitesse d'absorption d'eau, en faisant usage à :
 - ❖ des pipes d'absorption pour les surfaces horizontales ou verticales ;
 - ❖ d'une pissette pour le remplissage précis des pipes ;
 - ❖ d'un chronomètre pour déterminer le temps de mesure.
- Faire des prélèvements d'échantillons en disposant de : de burins, marteau, tournevis, jeu de clefs, une pince, scies à bois et métal, quelques seringues, une foreuse, de tampons de coton pour le prélèvement de dépôts;
- Evaluer l'enrobage du béton par le "Pachomètre".

I.2.3.2 Procédures de diagnostic

La procédure est composée en étapes (ou phases) inter-liées. La figure 1.6, résume la procédure de diagnostic d'une structure de pont. L'intervention in situ, pour diagnostiquer la structure présentant des anomalies, s'effectue selon un phasage approprié.

Une première technique consiste à faire des études sur prélèvement en vue de l'identification du matériau et de l'évaluation de ses propriétés. Cette étape est composée des études sur prélèvements et des études en place.

Les études effectuées sur prélèvement ont un double objectifs ; l'identification du matériau en place, et l'évaluation de ses propriétés. Afin d'y arriver aux objectifs, on effectuera des essais tels que : les essais mécaniques (compression, traction, etc.), les essais physiques (mesures de densité, porosité et teneur en eau ou technique d'auscultation sonore et mesure de vitesse de propagation d'ondes sonores et les essais chimiques (diffraction aux rayons X (DRX), microscopie électronique à balayage (MEB)).

La plupart des techniques d'auscultation du matériau en place sont des moyens d'extrapolation des résultats obtenus sur des éléments témoins. On peut détecter la qualité du béton par des essais non destructifs (NDT), qui sont le sondage au marteau ou scléromètre pour déterminer la dureté de la surface (résistance), ou l'auscultation dynamique qui consiste en la mesure de la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans le béton.

Cette technique permet d'apprécier l'homogénéité d'un béton, de donner et apprécier l'importance d'un défaut; et de donner dans certains cas une estimation de la résistance à la compression du béton.

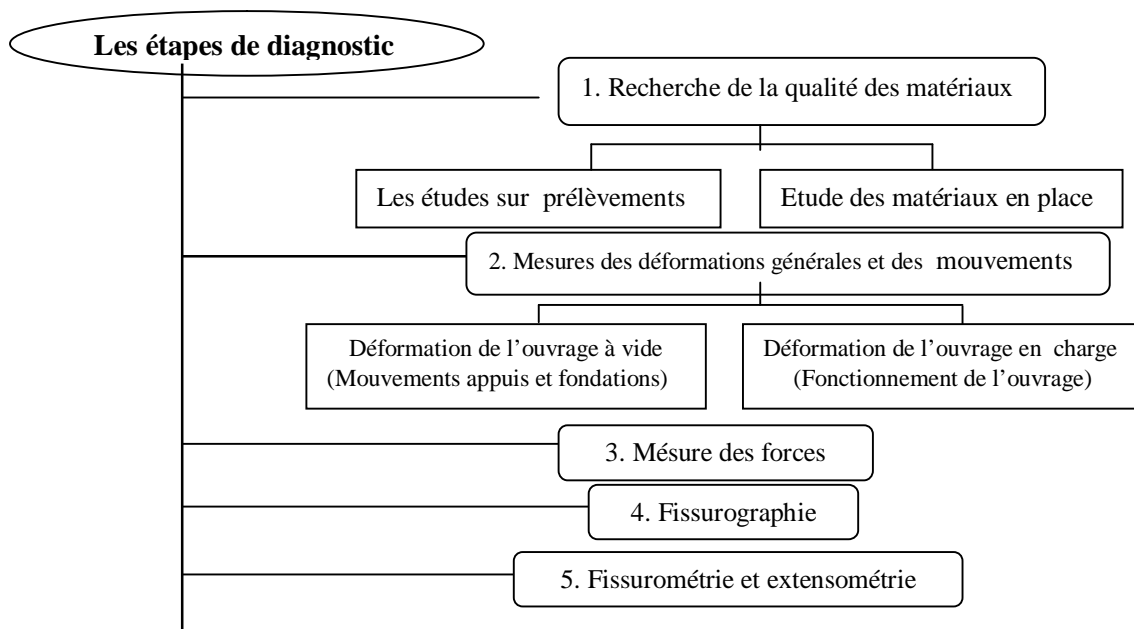


Figure 1.6: Organigramme résumant les étapes d'un diagnostic [6]

D'autres techniques d'auscultation sont disponibles comme la radiographie (gammagraphie), ou la radioscopie, où une source de rayonnement est placée d'un côté de la paroi à ausculter et le flux de rayonnement, après traversé de la paroi, vient impressionner un film photographique pour permettre de voir à l'intérieur du béton.

Le diagnostic passe par plusieurs étapes qui se résument en :

- Détection de la corrosion des armatures du béton armé : Elle est basée sur la mesure du potentiel électrochimique qui permet de repérer à la surface d'un tablier ou d'une surface de béton les zones de corrosion des aciers. Cette détermination se pratique en déplaçant le long du tracé des armatures et à la surface du béton, une électrode de référence en cuivre- sulfate de cuivre saturé (ou parfois en argent- chlorure d'argent). Cette électrode est reliée à un millivoltmètre qui, lui-même, est relié au ferrailage.

Les mesures de potentiel d'électrode peuvent être pratiquées de façon ponctuelle ou de façon continue. Il est ainsi possible d'obtenir des cartes d'équipotentiels dont l'interprétation repose sur la définition de trois classes séparées par des valeurs seuils telles que celles fournies par la norme ASTM C876-91 [6]:

Tableau I.1: Mesure de différence de potentiel en volt [6].

Classe S	$-200\text{mV} < E$	Les aciers sont passivés
Classe M	$-350\text{mV} < E < -200\text{mV}$	L'enrouillement est possible
Classe R	$E < -350\text{mV}$	L'enrouillement est probable

- Contrôle de la teneur en chlorures : Elle se pratique sur la poudre obtenue en perçant le béton à différentes profondeurs. L'analyse est ensuite réalisée en laboratoire. Il est ainsi possible d'accéder au gradient de teneur en chlorures existant dans l'épaisseur du béton, et en particulier dans la zone d'enrobage des aciers [7].
- Contrôle de la profondeur de carbonatation : On peut connaître la profondeur de façon semi- destructive, par la phénophtaléine qu'on pulvérise sur une surface fraîchement décapée. Si le béton n'est pas carbonaté, l'indicateur devient rose, si non sa couleur reste inchangée [7].
- Mesure de la perméabilité de surface : Cette mesure se fait sur site par une méthode non destructive qui consiste à placer un appareil en forme de cloche contre le parement, à faire le vide à l'intérieur de cette cloche, et à mesurer le temps en fonction des caractéristiques de perméabilité du support [6].
- Enrobage et emplacement des armatures : Le détecteur d'armatures permet de déterminer non seulement l'épaisseur du recouvrement des armatures mais aussi leur diamètre [7].

I. 3. Techniques de réparation et renforcement des structures en béton

Suivant l'importance et les causes des désordres affectant une structure en béton (pont, bâtiment, autres constructions), le projet de réparation et/ou renforcement repose, en général, sur la mise en œuvre d'une combinaison de plusieurs techniques que l'on peut classer dans l'une des cinq catégories suivantes :

- Les traitements de surface : ragréages et injection des fissures ;
- La protection du béton et des armatures ;
- La régénération des matériaux ;
- L'ajout de forces (ou de déformations).

I.3.1 Traitement de surfaces

Parmi les principaux traitements de surface sont le ragréage et l'injection de fissures.

a- Le ragréage

Cette technique consiste, en premier lieu, à préparer avec soin les surfaces à traiter afin de créer un support sain, rugueux, pour favoriser une bonne adhérence au niveau de la surface de reprise. Les procédures les plus courantes sont l'hydro-démolition, le décapage par marteau pneumatique, ou dans le cas extrême, au brise-béton.

Dans le cas de présence des aciers corrodés, il est indispensable de les décaper (par sablage ou grenailage), ensuite de leur conférer une nouvelle protection à l'aide de produits hydrauliques ou de résines organiques, voire, de les remplacer dans les cas extrêmes. Les produits de ragréage peuvent être classés en trois types principaux :

- Produits à base de liants hydrauliques, constitués par un mélange de ciment, sable, de résines miscibles dans l'eau et éventuellement des fibres.
- Les produits à base de résines de synthèse, constitués de sable (dans le cas de mortier), de polymères organiques réactifs additionnés d'adjuvants spécifiques et, éventuellement, des charges minérales. Les produits les plus utilisés sont ceux à bases de résines époxydiques ou polyuréthanes;
- Les produits mixtes, qui sont des produits à base de ciment et de polymères organiques réactifs.

b- Injection de fissures

Les fissures sont caractérisées par :

- Leur âge, qui peut conditionner l'injectivité;
- Leur tracé, souvent révélateur de leur origine;
- Leur ouverture, mesurable à l'aide d'appareils (fissuromètre, jauges d'épaisseur,...) ;
- Leur profondeur, permettant de distinguer les fissures inertes des fissures actives dont

l'ouverture varie en fonction des facteurs extérieurs (charge, vibrations).

Il y a deux grandes catégories de traitement par injection : traitement superficiel (en surface) et le traitement dans la masse :

- Les traitements superficiels

Ce sont des traitements qui permettent essentiellement d'assurer ou de rétablir l'étanchéité, perdue par l'ouverture provoquée par la fissure, de la surface d'une structure et d'éviter ou stopper la corrosion des armatures. Parmi ces traitements, le calfeutrement; qui consiste à obturer la fissure par l'application d'un produit déposé dans une engravure façonnée le long de leur tracé avec une ouverture de l'ordre des deux tiers de sa profondeur.

L'imprégnation, qui permet d'étancher une surface présente un réseau important et diffus de microfissures. Le produit est passé sur la surface concernée généralement à la brosse ou au rouleau (pontage) et rend hermétique l'ouverture de la fissure par application superficielle d'un film généralement armé et adhérent, de 3 mm d'épaisseur, de part et d'autre des lèvres de la surface.

- Les traitements de masse

Ce traitement consiste à injecter en profondeur un produit liquide qui, après durcissement, aura des caractéristiques mécaniques voisines de celles du matériau environnant. L'injection se fait par cheminement du produit liquide dans la fissure, de l'extérieur vers l'intérieur, après obturation de la partie visible de la fissure. Dans le cas de fissures traversantes aveugles, l'injection est toujours difficile à réaliser, car on ne peut intervenir que sur une seule face. La solution la plus couramment utilisée dans ce cas consiste à régler progressivement la viscosité du produit injecté en l'épaississant au fur et à mesure de l'injection, jusqu'à atteindre la pression dite de "refus" à partir de laquelle le liquide ne s'écoule plus.

I.3.2 La protection du béton et des armatures

La protection des éléments porteurs des éléments structuraux en béton armé est parmi les phases primordiales dans la réparation de ces éléments. On distingue :

a- Techniques de protection du béton

Si l'enrobage des aciers est trop poreux ou d'épaisseur insuffisante, ou lorsque l'environnement est particulièrement agressif, il est souvent nécessaire d'appliquer un traitement de protection du béton. Une telle protection peut aussi être appliquée à un mortier fraîchement déposé, vis à vis des agressions atmosphériques, des fondants de l'eau de mer, des attaques chimiques ou bactériologiques ou, tous simplement, vis-à-vis de la pénétration de l'eau, afin d'assurer une grande durabilité de la réparation. Les cinq grandes familles de produits de différentes caractéristiques sont :

- Les hydrofuges des surfaces qui sont destinés à rendre la surface du béton imperméable à l'eau. Il s'agit principalement de silicone en solution aqueuse que l'on peut appliquer à une surface légèrement humide.
- Les minéralisateurs qui sont des produits qui contiennent des atomes de silicium capables de réagir avec le calcium contenu dans la chaux du ciment pour donner des microcristaux de C-S-H qui pénètrent dans les pores et créent une sorte de "minéralisation" du support.
- Les peintures qui protègent le béton jouent aussi un rôle esthétique. Ces peintures sont à base des copolymères acryliques ou vinyliques en émulsion aqueuse ou autres résines époxydiques. Parmi les peintures qui constituent des revêtements pour le béton, il y a les revêtements minces, en une ou deux couches sur des épaisseurs totales de 1 à 2 mm, à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère, et les revêtement plastiques épais. D'une épaisseur de 1 à 3mm.

b- Protection des armatures

Afin de protéger les aciers porteurs du béton armé constituant les éléments structuraux, il est impérativement nécessaire de passer par les étapes suivantes :

- Prévention de la corrosion des armatures par :
 - L'enrobage suffisant des armatures selon l'environnement;
 - Qualité du béton meilleure;
 - Dosage minimal en ciment, l'épaisseur carbonatée est d'autant plus faible que le dosage du béton en ciment est plus élevé.

Les principales causes de la corrosion des armatures du béton armé, sont la carbonatation et la présence d'ions agressifs tels que les chlorures dans un milieu sec et humide. Les armatures peuvent être protégées par une des techniques suivantes :

▪ Protection cathodique

Cette technique permet de stopper le processus de corrosion, elle doit être appliquée avant que les risques d'ordre mécanique soient importants. Cette méthode consiste à abaisser en un point de l'armature le potentiel de ce métal jusqu'à une valeur qui telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. L'abaissement du potentiel est obtenu en imposant le passage d'un courant électrique qui va de l'enrobage vers l'armature.

▪ Les inhibiteurs de corrosion

Ce sont des composés chimiques à base de nitrite ou benzoïques de sodium, qui prolonge la passivité de l'acier dans le béton en présence d'agents agressifs, s'ils sont appliqués sur les barres d'acier.

- Revêtement des armatures

Cette technique est plus pratique et consiste à la protection de l'acier par revêtement organique de polymères comme les résines époxy; ou par revêtement métallique comme le zinc.

I.3.3 Régénération des matériaux

Afin de donner une renaissance aux matériaux (béton, aciers, câbles), plusieurs techniques peuvent être appliquées, parmi ces techniques, on peut citer:

- **Technique de réinjection des câbles de précontrainte**

Cette technique consiste à remplacer l'air présent dans la cavité (vides laissés par une injection incomplète de câbles de précontrainte), par un produit du type coulis de ciment très fluide et stable. Le remplissage ne peut être complet que si l'on parvient à évacuer l'air emprisonné. Pour ce faire, on utilise la technique du vide qui exige l'emploi de produits spéciaux.

- **Extraction des chlorures**

Ce traitement, permet d'extraire les chlorures présents dans le béton de la structure. Ce traitement peut durer de 6 à 12 semaines et permet d'extraire 40 à 50 % des chlorures situés dans le béton surtout au voisinage de la surface.

I.3.4 L'ajout de forces (ou de déformations)

Afin d'augmenter la capacité portante ou prolonger la durée d'exploitation d'un ouvrage existant, on applique des efforts d'une intensité connue et suivant des directions définies par le biais de câbles précontraints, qu'on appelle précontrainte additionnelle. Cette précontrainte, qui est en général extérieure, permet de renforcer la structure. Son application suppose un traitement préalable des fissures par injection car elle ne peut, à elle seule, refermer les fissures. Parmi ces applications, on distingue :

- **Renforcement des ouvrages en flexion**

On applique ce renforcement en particulier dans les tabliers de ponts, pour augmenter leur résistance à la flexion. Le tracé des câbles précontraints additionnels peut être rectiligne ou polygonal. On peut soit renforcer et/ou réparer les éléments porteurs (poutres, dalles, caissons, etc..) ou les éléments secondaires (entretoises, éléments de tablier).

- **Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant**

Lorsque le problème majeur, dans une structure en béton précontraint, est celui de l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas possible, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, verticaux et constitués de fils, de barres ou de mono torons.

I.3.5 Ajout de matière

Les techniques d'ajout de matière sont [5] :

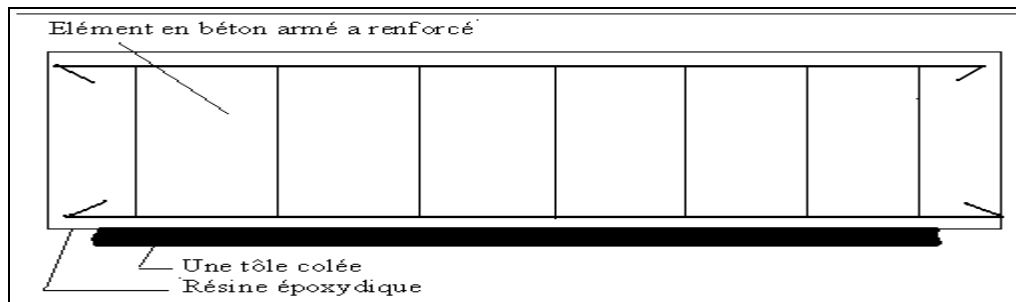
- L'ajout d'armatures passives (appelé parfois chemisage);
- L'ajout de béton (tel que le béton projeté);
- Les tôles collées (Figure I.7).

L'ajout de matière est la technique la plus répandue dans la réparation des ouvrages en béton armé. Cependant, les techniques de chemisage et de béton projeté présentent beaucoup d'inconvénients tels que : le changement de géométrie, de l'esthétique, les grands réaménagements, le coût et le surplus de poids ajouté par la structure sur la fondation.

Le chemisage est toujours pratiqué dans la réhabilitation du bâtiment et le renforcement des appuis des ponts vétustes ou anciens [5].

Contrairement aux techniques sus mentionnées, la technique de tôles collées (Figure I.7), qui a remplacé ces techniques traditionnelles, a permis d'éliminer pas mal d'inconvénients, vu sa simplicité de mise en œuvre.

Cependant, le problème de corrosion en sites agressifs des tôles collées, appliquée pour la première en Afrique du Sud, sur un tablier de pont à poutres en béton reste un inconvénient majeur [9].



Figurel.7 : Renforcement d'un élément par de la tôle collée [10]

Par conséquent, la tôle collée est remplacée par des matériaux résistants à la corrosion comme les tissus à base de polymères (carbone, verre, aramide, résidu plastique).

▪ Renforcement par collage de tissus de fibre de carbone

La technique de collage de tissus de fibres de carbone, consiste à préparer la surface du béton par un sablage à sec en vue d'obtenir un état de surface rugueux et uniforme en tous point avec des reliefs d'impact compris entre 0,5 et 1 mm. Les dépôts de poussières et les particules non adhérentes sont éliminés par un brossage énergique. Ensuite une couche de résine est d'abord appliquée au rouleau à poils ras. Le tissu de fibre de carbone est ensuite appliqué. Si nécessaire, il est possible de juxtaposer plusieurs bandes de bord à bord puis, une couche d'imprégnation de la même résine est mise en place à la spatule à raison de 700 g/m² environ. Cette opération peut être renouvelée pour une deuxième couche de TFC. Enfin, une couche de fermeture est appliquée à la spatule. La figure ci après montre un pont renforcé avec du tissu de fibres carbone. On détaillera dans la section suivante l'application de cette technique, ainsi que les caractéristiques, la performance, et la durabilité des matériaux composites.



Figure I.8 : Renforcement d'un tablier de pont à poutres béton à l'aide de TFC.

I.4 Matériaux composites

I.4.1 Définition et classification des matériaux composites

Un matériau composite est constitué de deux matériaux différents: le renfort et la matrice. Le renfort est rigide et constitué de fibres, apportant au matériau des performances mécaniques élevées. La matrice relativement ductile, maintient les fibres du renfort dans des positions relatives choisies. Elle protège ces fibres physiquement et chimiquement, assure la liaison mécanique entre les éléments du renfort, et permet en plus de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres (Figure I.9).

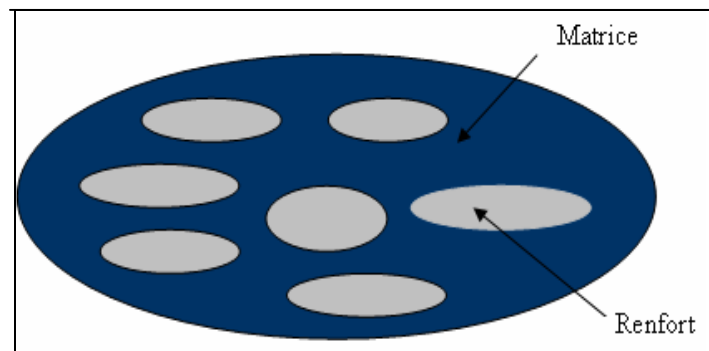


Figure I.9. Répartition renfort matrice [10]

Le renfort peut être constitué par des fibres métalliques, des fibres naturelles organiques ou inorganiques. Ces fibres peuvent être courtes ou longues de l'ordre du centimètre. On distingue ainsi le renfort à mat, le renfort tissus et le renfort unidirectionnel. La matrice est souvent constituée de résine qui peut être de nature poly-strique insaturée, époxyde, phénolique, poly-imide ou polyamide [14].

Les composites peuvent être classés suivant la forme des composants ou suivant la nature des constituants :

i) Classification suivant la forme des constituants

En fonction de la forme des constituants, les composites sont classés en deux grandes classes : les matériaux composites à particules et les matériaux composites à fibres [15].

a) Composites à fibres

On appelle composite à fibres si le renfort se trouve sous forme de fibres. Les fibres utilisées se présentent soit sous forme de fibres continues, soit sous forme de fibres discontinues tels que les fibres coupées, fibres courtes. L'arrangement des fibres et leur orientation permettent de moduler à la carte les propriétés mécaniques des matériaux composites.

b) Composites à particules

Le composite à particules est défini lorsque le renfort se trouve sous forme de particules. Une particule, par opposition aux fibres, ne possède pas de dimension privilégiée. Les particules sont généralement utilisées pour améliorer certaines propriétés des matériaux ou des matrices, comme la rigidité, la tenue à la température, la résistance à l'abrasion et la diminution de retrait. Dans de nombreux cas, les particules sont simplement utilisées comme charges pour réduire le coût du matériau, sans en diminuer les caractéristiques.

ii) Classification suivant la nature des constituants

Selon la nature de la matrice, les matériaux composites sont classés comme composites à matrice organique, à matrice métallique ou à matrice minérale. Divers renforts sont associés à ces matrices. Parmi ces composites, nous pouvons citer :

- Les composites à matrice organique (résine, charges), avec des fibres minérales (verre, carbone, etc.); des fibres organiques (kevlar, polyamides, etc.); ou des fibres métalliques (bore, aluminium, etc.).
- Les composites à matrice métallique (alliages légers et ultra-légers d'aluminium, de magnésium, de titane), avec des fibres minérales (carbone, carbure de silicium (sic)); des fibres métalliques (bore); ou des fibres métallo minérales (bore revêtu de carbure de silicium (BorSiC).
- Les composites à matrice minérale (céramique), avec des fibres métalliques (bore); des particules métalliques (cermets); ou des particules minérales (carbures, nitrures, etc.).

1.4.2 Isotropie et anisotropie des matériaux composites

On dit qu'un matériau est isotrope lorsqu'il est caractérisé par deux coefficients indépendants, le module de Young (E) et le coefficient de poisson (ν). Par contre, un matériau anisotrope est caractérisé par cinq coefficients dépendants qui sont [15] :

- E_l : Module d'élasticité longitudinal ;
- E_t : Module d'élasticité transversal ;
- G_{lt} : Module de cisaillement ;
- ν_{lt} : Coefficient de Poisson majeur ;
- ν_{tl} : Coefficient de Poisson mineur.

Les matériaux composites sont généralement constitués de plis. Un pli est composé de fibres parallèles liées par une résine orientée suivant une seule direction, s'il s'agit d'un pli unidirectionnel. Dans les autres cas, ce sera soit un tissu (chaîne et trame) noyé dans une matrice, les plis sont repérés par leur orientations, la superposition de plusieurs plis orientés suivant la même direction nous donne une couche (Figure I.10).

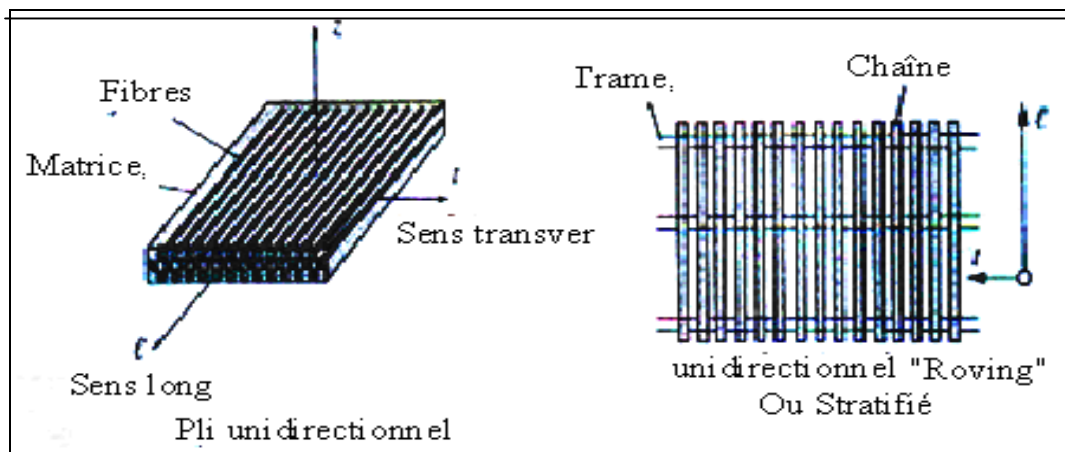


Figure I.10: Schéma représentatif des constituants d'un pli unidirectionnel [16].

Lorsque il' y a superposition de plusieurs couches, en plis élémentaires orientés suivant des directions dépendamment des besoins structurels, on dit qu'on a un stratifié (Figure I.11).

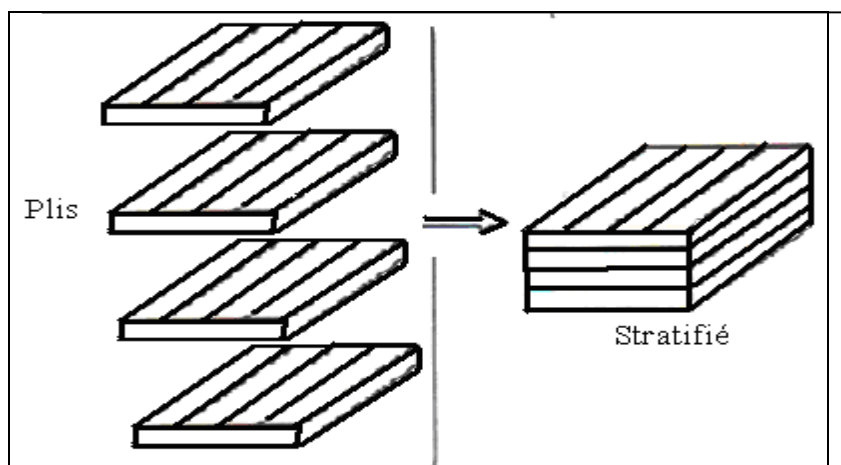


Figure I.11: Constitution d'un stratifié [15].

I.4.3 Différents type de matériaux composites

Les composites trouvent leurs principales applications dans le transport aérien (civil et militaire), maritime et ferroviaire, le bâtiment et ouvrages d'art, l'aérospatial ainsi que les sports et loisirs, notamment grâce à leur bonne tenue mécanique comparable aux matériaux homogènes comme l'acier et leur faible masse volumique. Parmi les matériaux composites de renforcement, on trouve des stratifiés (lamelles), des tissus unidirectionnels ou des tissus bidirectionnels. Les fibres composants ces composites sont à base de :

- Fibres de carbone, utilisées dans le génie civil et l'aviation ;
- Fibres de verre (ou Kevlar), utilisées dans la fabrication de piscine;
- Fibres d'aramides (ou Kevlar), utilisées dans la protection balistiques gilet pare-balles;
- Fibres cramique, utilisées dans l'industrie ;
- Fibres synthétiques thermostables (fibres Kermel, fibres Nomex, fibres Kynol, etc.).
- Autres fibres, généralement à faibles module et contrainte, telles fibres d'origine végétale, d'origine minérale ou fibres métalliques ou synthétiques.

Tableau I.2 : Comparaison qualitative entre les fibres de carbone, d'aramide et de verre E. [18]

Critère	Carbone	Aramide	Verre E
Résistance à la traction	très bonne	très bonne	très bonne
Résistance à la compression	très bonne	inadéquate	bonne
Module d'élasticité	très bon	bon	adéquat
Comportement à long terme	très bon	bon	adéquat
Comportement à la fatigue	excellent	bon	adéquat
Densité	bonne	excellente	adéquat
Résistance alcaline	très bonne	bonne	inadéquate
Prix	adéquat	adéquat	très bon

I.4.4 Matériaux composites à base de fibres de carbone

I.4.4.1 Propriétés des fibres de carbone

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation [19]. Les caractéristiques des fibres de carbone sont les suivantes :

- a- Fibres issues de la carbonisation :
 - Pureté : 97 à 98 % de carbone
 - Masse volumique : 1800 kg/m^3
 - Résistance en traction : 3000 à 5000 MPa
 - Module en traction : environ 250 GPa

- b- Fibres issues de la graphitisation
 - Pureté : 99 % de carbone
 - Masse volumique : $2100 \text{ à } 2200 \text{ kg/m}^3$
 - Résistance en traction : 2500 à 3000 MPa
 - Module en traction : environ 500 GPa

Les fibres de carbone ont une très bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation. De plus, ces fibres sont inertes à température ambiante et vis-à-vis de la plupart des agents chimiques.

I.4.4.2 Propriétés des matrices

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (thermosetting), par exemple, le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique. Les matrices sont des matériaux isotropiques. L'utilisation des matrices dans les composites permet de coller des fibres entre elles et de transférer des efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants, aux forces transversales et aux forces de compression. Par ailleurs, les matrices protègent les fibres, en les isolant de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques [19].

Comme les matrices époxydiques ont de bonnes propriétés en traction, en flexion et en compression on les utilise beaucoup pour la composition des matériaux composites vu leurs performantes caractéristiques mécaniques et leur bonne tenue à la fatigue. On se limite dans notre étude au cas de ces matrices. Les caractéristiques mécaniques typiques de l'époxy sont données dans le tableau I. 3. Notons que ce produit peut être stocké sans altération pendant trois mois à 20°C et jusqu'à un ou deux ans à une température de - 18°C.

Tableau I.3: Caractéristiques mécaniques des résines époxydiques

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au choc (MPa)	7 à 10 kJ/m^2

1.4.4.3 Adhésif

Un adhésif est nécessaire pour coller le matériau composite sur la surface du support (béton, acier, bois, aluminium, maçonnerie,... etc.). L'objectif de l'adhésif est de transmettre des contraintes de cisaillement entre le support et le composite collé. Les caractéristiques typiques d'un adhésif époxy avec une cure à froid sont illustrées dans le tableau I.4.

Tableau I.4: Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy [20]

Densité (kg/m^3)	1100-1700
Module de Young (GPa)	0,5 – 20
Module de cisaillement (GPa)	0,8 – 8
Coefficient de Poisson	0,3- 0,4
Résistance en traction (MPa)	9 – 30
Résistance à l'effort tranchant (MPa)	10- 30
Résistance en compression (MPa)	55- 110
Déformation en traction à la rupture (%)	0,5 – 5
Température de transition vitreuse ($^{\circ}C$)	45 -80

1.4.4.4 Propriétés mécaniques des matériaux composites

Dans les matériaux composites CFRP, les fibres de carbone reprennent principalement des efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Les fibres de carbone présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier. Le tableau I.5, résume les propriétés mécaniques des fibres de carbone et des composites à base de ces fibres, comparées à celles de l'acier.

Tableau I.5: Propriétés mécaniques des composites à base de fibre et de l'acier. [21]

Propriétés	Fibre carbone (Torayca T 700SC)	Composite de fibre carbone (1)	Acier laminé
Densité	1.75 à 1.8	1.53	7.8
Propriétés mécaniques (sens longitudinal)			
Traction			
Contrainte de rupture (MPa)	3530 à 4900	1400	440
Module d'élasticité (GPa)	230	105	200
Compression			
Contrainte de rupture (MPa)	-	1400	440
Module d'élasticité (GPa)	-	105	200
Propriétés mécaniques (sens transversal)			
Traction			
Contrainte de rupture (MPa)	-	80	440
Module d'élasticité ((GPa)	-	7.8	200
(1) carbone/résine époxydique : taux volumique de fibres : 60 %			

On remarque que les matériaux composites à base de fibres de carbone, présentent des avantages suivants :

- Rapport résistance/poids : très élevé.
- Très grande rigidité.
- Résistance à la fatigue.
- Résistance à la corrosion.
- Facilité de mise en place.
- Possibilité d'optimisation (choix de renforcement, direction).
- Multifonctionnalité (résistance mécanique, résistance à l'eau et à la corrosion, etc.).

Cependant, les matériaux composites présentent aussi des inconvénients :

- Coût relativement élevé du produit de base (jusqu'à 10 fois le coût de l'acier, pour une masse identique) ;
- Connaissances limitées sur leurs propriétés à long terme, notamment en ce qui concerne l'adhérence à l'interface béton- composite.
- Manque de ductilité ;
- Absence de normes de conception et de calcul.

I.4.5 Durabilité des matériaux composites

Plusieurs facteurs affectent la durabilité des composites comme les produits chimiques qui donnent une perte d'adhésion ou déflexion de la connectivité fibre/matrice et réduction de rigidité de la fibre. L'environnement ambiant tels que l'humidité, la température, le gradient thermique, la radiation ultra violet, et le gel et dégel affectent les performances des composites.

I.4.5.1 Vieillessement physique de matrice du polymère

Parmi les aspects très importants qu'il faut les prendre en considération dans l'étude de la durabilité des CFRP, celles liées aux changements engendrés dans ses constituants (matrice, fibres ou résine). En effet, le rôle que joue la matrice dans le transfert des contraintes entre les fibres permet de créer une barrière contre un environnement adverse, et par conséquent protéger la surface des fibres des frottements mécaniques. Il est évident que tous les polymères subissent au cours de leur vie des changements, chimiques moléculaires, extrêmement lent dans leur structure. Ces changements sont dus à l'influence de l'environnement et principalement la température et humidité, ce qui induit au vieillissement de la matrice, vu le déséquilibre thermodynamique instantané subit [22].

I.4.5.2 Influence de la température

Vis-à-vis de la température, les performances des matériaux composites sont principalement conditionnées par l'adhésif (résine). En revanche, pour une température basse, les performances sont conditionnées par la matrice [20]. Le point le plus important concernant l'influence de ce paramètre est celui lié à la température de transition vitreuse T_g . En effet, les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (Figure I.12). Pour éviter donc, de voir une rupture brusque issue de l'adoucissement de l'adhésif ou résine, la température maximale de service doit être inférieure à T_g .

La température de transition vitreuse est de l'ordre de 30 à 80°C pour les époxy polymérisant à froid. Cependant, elle peut atteindre les 170 °C pour un système renforcé (selon les conditions de mise en œuvre et la nature du durcisseur).

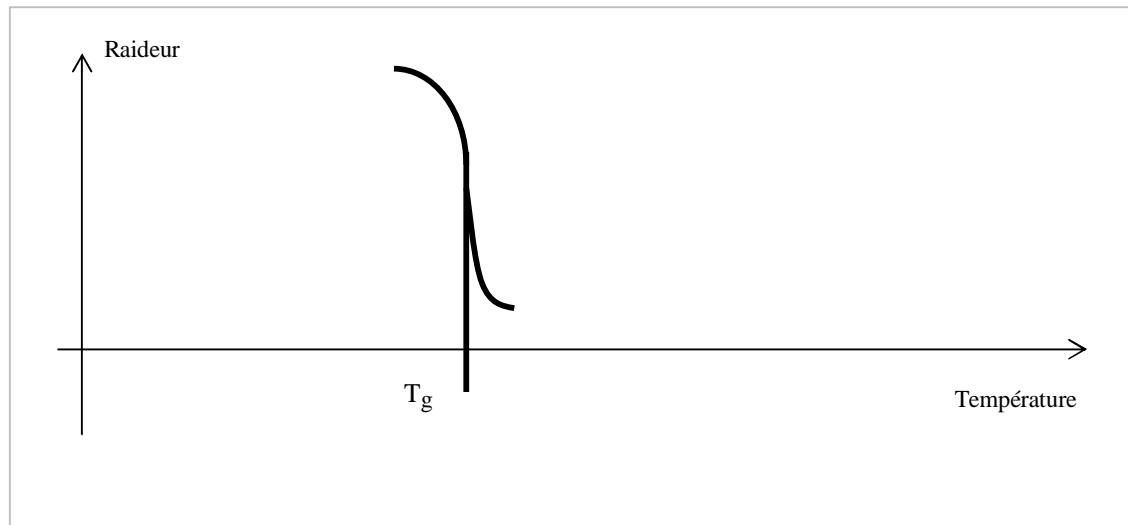


Figure I.12: Température de transition vitreuse Tg [20]

Notons que Tg peut varier en fonction de l'environnement (température et humidité, etc.). Une température élevée pourrait réagir comme une post-cure sur la résine et donc augmenter Tg. En revanche, l'absorption d'humidité par les résines conduira à une diminution de Tg.

Dans un climat de température élevée, pour qu'une structure renforcée résiste, il est recommandé d'utiliser une résine adéquate (résine avec cure en froid ayant une haute température Tg initiale ou une résine ayant une Tg améliorée après post-cure) [20].

1.4.5.3 Influence de l'humidité

Les matériaux composites absorbent de l'eau par le biais de la résine immergeant dans la matrice. La quantité d'eau absorbée dépend de la nature de la résine et de la température de l'eau. Les deux conséquences immédiates en sont la réduction de la température de transition vitreuse Tg et l'adoucissement de la résine [20]. Dans le cas d'une résine époxy, ces deux phénomènes sont partiellement réversibles lors du séchage (de point de vue de structure chimique, l'époxy n'a pas de lien ester, les chaînes de polymères ne sont pas facilement hydrolysables). L'absorption maximale d'eau par une résine époxy est environ de 3% en poids.

La combinaison de la température et de l'humidité influence sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy polymérisée à froid comme s'est illustré sur la figure I.20. En effet, la contrainte à la traction diminue progressivement avec l'augmentation à la température d'une manière pointue lorsqu'il s'agit d'une résine mouillée et avec souplesse dans le cas d'une résine sec (Figures I.13 et I.14). A titre indicatif, à une température ambiante de 20°C, la contrainte augmente 'paraboliquement', jusqu'à une limite, en fonction de la déformation de la résine, avec un certain avantage pour la résine sec (moins humide).

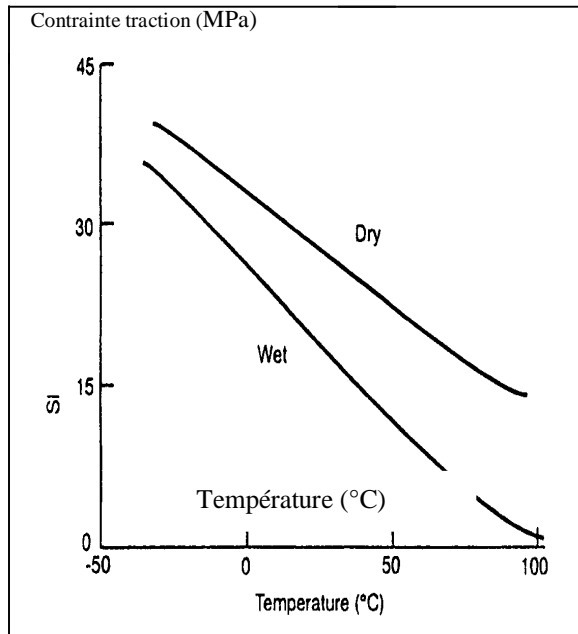


Figure I.13: Influence de la température sur la contrainte de traction d'une résine [19]

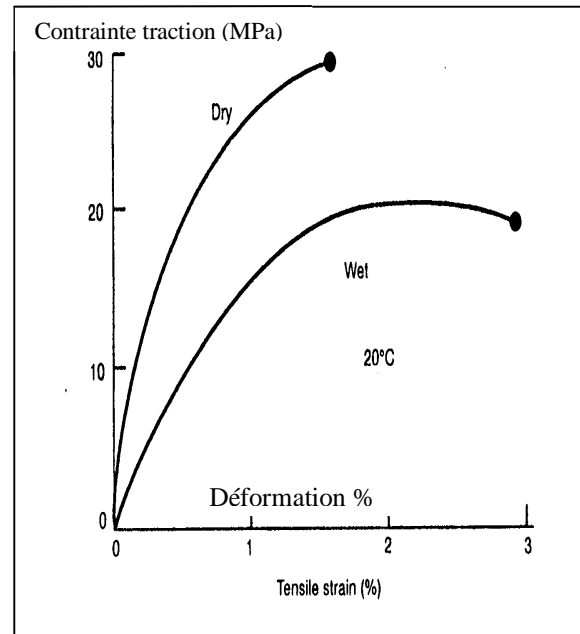


Figure I.14 : Influence de l'humidité sur la contrainte de traction d'une résine [19]

1.4.5.4 Influence des ultraviolets

Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont légèrement influencées par les rayons ultraviolets. Néanmoins, les recherches montrent que les ultraviolets peuvent produire une réduction de la transmissibilité des rayons lumineux et par conséquent la couleur du composite peut changer. Ce changement est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la résine de la matrice et non sur les fibres de carbone qui, ne s'affectent pas par ces rayons.

1.4.5.5 Corrosion et fluage des composites

L'environnement ambiant ou l'atmosphère ne peuvent pas causer une corrosion du composite. Mais, dans des conditions, où le composite est soumis à un certain niveau de contrainte, il peut y avoir corrosion ; c'est la *corrosion sous contrainte*. Ce phénomène dépend de pas mal de facteurs, tels que : le niveau de contrainte, le type de matrice, le type des fibres et le temps. Généralement, les fibres de carbone n'en sont que légèrement affectés quand le niveau de contrainte reste inférieur à 80% de la résistance ultime. Le fluage des composites CFRP n'est pas un facteur déterminant pour le dimensionnement du renforcement des structures renforcées, car ces structures ont déjà subi leur propre fluage.

1.4.5.6 Résistance au feu et incendie

La résistance des tissus de fibres de carbone à la chaleur (à une température très élevée) est assez bonne. En fonction du type de feu observé et la température ambiante de l'incendie, le composite a une durée déterminée (Figure I.15). En effet, la durée de résistance au feu peut atteindre les neuf heures avec une température de 200°C. Cependant, la température peut atteindre les 1000°C pour un feu type (feu spectaculaire) [23]. Cependant, peu d'études ont été réalisées sur la performance des structures renforcées par CFRP au feu.

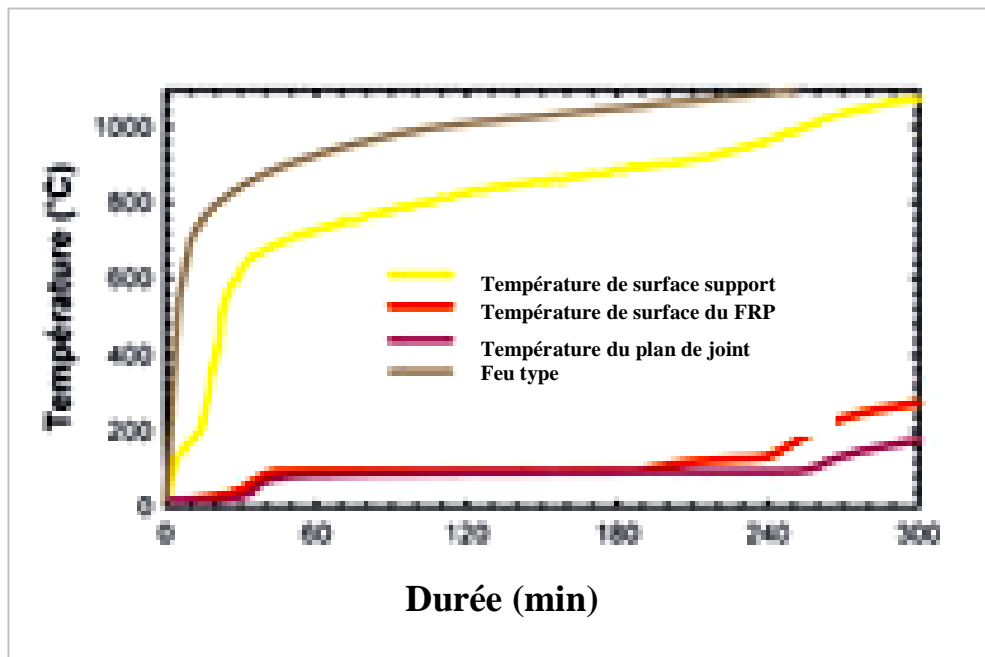


Figure I.15: Influence de la durée du feu sur le comportement du composite [23]

1.5.5 Matériaux composites dans le génie civil

1.5.5.1 Historique

L'utilisation des FRP pour renforcer des nouvelles structures et/ou réhabilitation de structures anciennes remonte à l'après deuxième guerre mondiale [24]. Dans les années soixante dix, les travaux en Europe se sont penchés sur les barres composites à base de fibres du carbone/aramide et de la résine thermodurcissable. Il s'est avéré que ces barres étaient moins appropriées pour béton renforcé à cause de leur faible module d'élasticité [24]. Dans les années 80, des barres à base de fibres d'aramide (Kevlar) ont été développés pour les éléments structuraux pré-tendus. Depuis 1988, les composites de fibres du carbone, tels que les tendons et les draps (tissus) ont été utilisés comme solution alternative en remplacement de la technique de la tôle collée. A partir du début des années 90, que ce soit en Europe, USA, Canada, ou en Asie, les recherches se sont accentuées dans des applications larges, telles que le renforcement et/ou réparation des poutres, dalles, poteaux.

1.5.5.2 Innovation des fibres de carbone dans le génie civil

Dans le cas du renforcement des structures en béton armé, ce procédé consiste à associer aux armatures internes défailantes ou insuffisantes d'une structure existante, un matériau résistant aux efforts de traction ou de cisaillement. Collées sur les faces externes des zones sollicitées (inférieures ou latérales) de la pièce à renforcer, les fibres de carbone tissées participent à la reprise des sollicitations de la structure. Le renforcement par placage extérieur du composite sur une poutre en béton armé sous flexion quatre points a été reporté par plusieurs chercheurs. Le renforcement permet d'augmenter à la fois la rigidité et les charges après plastification des aciers grâce à la réduction de la courbure ultime [25].

En plus de ces applications, les matériaux composites peuvent être appliqués pour la réhabilitation des structures et pour des nouvelles constructions comme matériaux porteurs ou comme ajout de matières (Figure I.16) [26].

Les composites à base de fibres de carbone s'appliquent dans la réhabilitation des structures vétustes et anciennes, ou présentant des insuffisances dans les matériaux porteurs (aciers ou béton). Ceci peut être dans le cas de la réparation des éléments structuraux (poutres, voiles, poteaux, dalles) des structures localement détériorées (fissures, éclatement béton, corrosion aciers, insuffisance d'enrobage, etc.), ou dans le cas du renforcement globale de la structure (bâtiment, pont) non touchée par un séisme (Figure I.17), dans le but de lui redonner sa portance initiale. Ils peuvent être appliqués dans le cas des réajustements (renforcements profonds) des constructions endommagées par des risques majeurs (séismes, inondations, incendies). Aussi, les composites CFRP peuvent être appliqués dans les nouvelles constructions (Figure I.18) [27].

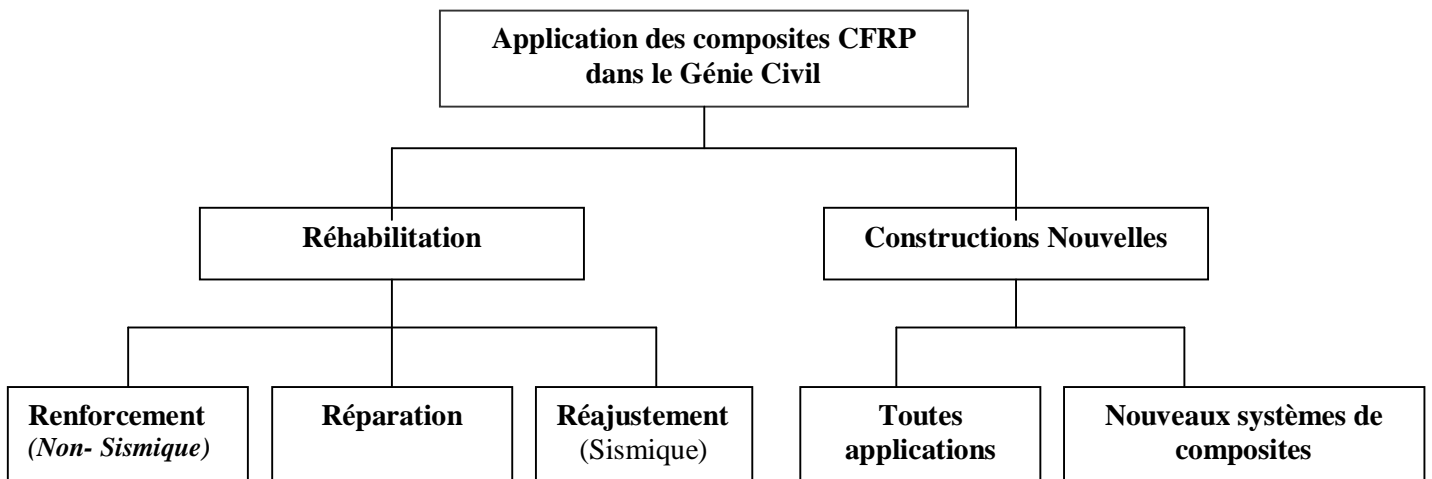


Figure I.16: Utilisation des composites de fibres de carbone dans la construction civile. [26]



Figure I.17: Préparatifs pour placage des composites CFRP [27]



Figure I.18: Application des composites pour une nouvelle construction civile en treillis [27].

1.5.5.3 Application des fibres de carbone dans les structures de génie civil

a- Remplacement des tôles métalliques par des fibres de carbone

Les opérations de maintenance des ouvrages d'art ou d'immeubles, se traduisent souvent par la nécessité de renforcement des structures, suite à des désordres ou de simple mise en conformité avec des codes de plus en plus exigeant. Le type de renforcement le plus utilisé est le collage extérieur de plaques métalliques, selon le procédé l'Hermitte car n'exigeant que des interventions mineures sur la structure ; il est d'un emploi souple ; les renforts sont peu encombrants. Toutefois, le collage de tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation, impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles ;
- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif) ;
- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage.

Ces difficultés ajoutées aux besoins de renforcements de bâtiments dans certaines régions à risque sismique ont favorisé la recherche et le développement de l'utilisation de fibres de carbone, pour renforcer les structures de génie civil.

b- Utilisation des composites CFRP dans quelques Pays

i) Au Japon

Le premier pays avoir utilisé les composites dans le génie civil est le Japon. Ce pays est connu par une région particulièrement touchée par les tremblements de terre et regroupe plus de 1000 îles ainsi que les phénomènes de corrosion saline souvent observés.

Les pouvoirs publics Japonais ont décidé de donner un intérêt particulier au développement des composites à base de fibre de carbone pour le renforcement des structures (ouvrages d'art en particulier). De nombreux ponts en béton précontraint ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion de aciers, en appliquant ces renforcements sur les piles ou sur les faces inférieures des tabliers et en utilisant des pré-imprégnés à base de fibres de carbone comme renfort.

Parmi les applications, on peut citer les renforcements sur le pont Fujimi (Tokyo) en 1993, et le pont Johetsu Shikansen (Nugata), le pont Yonava, le pont Sanahara (Yamanashi), et le pont Yogai (Saitama) en 1994 [28]. À partir de 1995, le nombre des réalisations a fortement augmenté avec d'autres applications dans tous les domaines industriels, tels que des renforcements extérieurs de cheminées, de tunnels routiers, ferroviaires ou de métro, de sites de stockages naturels de pétrole ou de gaz, et mur de bâtiments. Des treillis en fibres de carbone sont utilisés dans des murs de bâtiments de banques non seulement pour leurs propriétés mécaniques mais aussi en tant que conducteur électrique et sont reliés aux systèmes d'alarme. En mars 1998, la structure métallique d'un bâtiment a été remplacée par une structure à base d'un composite de carbone.

Un programme national de mise en conformité parasismique des bâtiments et des ouvrages d'art a été élaboré dans ce pays (premier consommateur de fibres de carbone) dans les secteurs du bâtiment et des ouvrages d'art. La consommation de fibres de carbone au Japon pour l'ensemble des secteurs BTP était supérieure à 300 t en 1996 et à 500 t en 1997 [28].

ii) Aux Etats-Unis

C'est au début des années 1930 que commençait l'idée d'insertion des composites à base de fibres de polymères dans la composition du béton avec l'introduction des fibres de verre. Cependant, les recherches ont été élaborées dans le sens d'application de polymères à base de fibres de carbone, sur des éléments structuraux, juste après la deuxième guerre mondiale à la fin des années 1940. La première application fut en décembre 1996 sur la structure du pont à Russell (Kansas), puis sur le pont d'autoroute à Butler (Ohio) à la même année et le pont Foulk à Delaware (Californie) en 1997. Vu la consistance du patrimoine des ouvrages d'art dans ce pays (615718 ponts recensés en 2003) dont 26.3% structurellement défectueux ou fonctionnellement obsolète, les pouvoirs publics, dans ce pays ont lancé un défi pour sauvegarder ce patrimoine en les réparant par application des CFRP [29]

iii) Au Canada

Au Canada, des études ont été menées pour renforcer extérieurement des ponts anciens corrodés ou ne pouvant supporter l'augmentation des surcharges d'exploitation. A partir du début des années 1990, de nombreuses universités (Alberta, Laval, Manitoba, Royal Military College, Sherbrooke, Queen's, Waterloo.) commencèrent à travailler sur les renforcements et les frettages des piles de ponts et des colonnes de bâtiments [28]. L'utilisation des fibres de carbone en génie civil a été d'environ 50 tonnes en 1997 au Canada et aux Etats-Unis. Parmi les chantiers expérimentaux on peut citer :

- Le renforcement du pont de Calgary (Alberta) par des câbles de 6 m de long. en 1993.
- La réhabilitation du pont Clearwater Creek (Alberta) à partir de bandes de tissus de fibres de carbone préimprégnées en 1996.
- Le renforcement des bases de ponts Jaques Cartier et Champlain qui enjambent le Saint-Laurent à Montréal en 1996.
- Le renforcement d'un pont autoroutier, traversant l'Assiniboine River à Headingley (Manitoba) à l'aide de tissus et de câbles en fibres de carbone en 1997.
- Le renforcement par frettage à l'aide de tissus préimprégnés de plusieurs colonnes de bâtiments dans l'enceinte de l'université Sherbrooke en 1995.
- Le renforcement d'un garage en sous-sols d'un parking, en utilisant des produits pultrudés en 1996.
- Le renforcement d'une structure de toiture dans le centre de Winnipeg (Manitoba) en 1997.

iv) En Australie :

Durant les douze dernières années, les chercheurs Australiens ont poursuivi activement le développement industriel des nouvelles fibres à base de polymères (FRP) et leur utilisation dans la réalisation de nouvelles infrastructures et la réhabilitation des ouvrages détériorés ou présentant des anomalies, tels que les ponts, bâtiments ou constructions industrielles [30]. L'Australie compte quelque 40.000 ponts routiers dont la longueur est supérieure à 7 m. Leurs pouvoirs publics ont alloué un montant avoisinant les dix billions de dollars U.S (\$10 billion) pour la réhabilitation de ouvrages les plus détériorés et stratégiques et qui dépassent les 60ans (Figure I.19).



Figure I.19: Installation des premiers composites FRP "Australiens" sur pont [30].

La première application dans le domaine de réhabilitation des ouvrages d'art fut effectuée en 2001 sur un pont réalisé en 1960, avec une longueur de 650 m de longueur et 8 voies de circulation, se trouvant à Melbourne (Victoria). Il s'agit de la plus grande application à cette époque (Figure I.52).



Figure I.20: Inspection du comportement du tablier du pont renforcé [30]

v). *En Europe :*

En Europe, de nombreuses universités ont travaillé sur les renforcements à base de matériaux composites. Un projet appelé projet « Brite » a réuni plusieurs pays sur ce sujet. Parmi les cas d'utilisation des fibres de carbone en génie civil on cite [28]

- La construction d'un pont, au début des années 1990, avec des câbles de précontraint à base de composite en fibres de carbone, où passent toujours des dizaines de camions de livraison par jour dans l'usine de BASF à Ludwigshafen en Allemagne.
- Le remplacement de deux haubans en acier par deux câbles de fibres de carbone sur le pont de Winterthur (Suisse) en 1996. Chaque câble est constitué de 241 joncs de 5 mm de diamètre. La charge de rupture de chaque câble installé est supérieure à 1300 t.
- La construction d'une passerelle (longueur 80 m, largeur 3,5m) munie de haubans et de torons de précontrainte, le tout en composite époxyde-fibres de carbone en 1998 au Danemark.

- Fin 1997, plus d'une centaine de ponts ont été renforcés en utilisant le principe de renforcement par plats pultrudés et de tissus, dont le premier pont anglais, à Dales town of Skipton, au nord du Yorkshire, en octobre 1997.
- Fin 1996, le marché des BTP représentait en Europe un peu plus de 25 t de fibres de carbone et 50 t en 1997 avec un taux de croissance estimé à 30% par an.

En France, mis à part la fourniture de renforcement des structures en béton, les composites ont relativement peu pénétré le secteur du BTP, notamment du fait :

- d'un prix élevé comparé aux matériaux traditionnels (1,9 fois le prix de l'acier et presque 6 fois le prix du bois) ;
- d'une relative méconnaissance des ingénieurs et concepteurs (BET) vis-à-vis des composites ;
- d'un manque d'information sur le cycle de vie (recyclabilité, durabilité).

Sous l'impulsion de la société Soficar et du LCPC, une étude démarra fin 1994, soutenue par le " Plan génie civil 1995 " du Ministère de l'Équipement, du Tourisme et du Transport (METT) et la DRAST (Direction de la recherche et des affaires scientifiques et techniques), d'un système de renforcement à base de tissus secs imprégnés in situ. Les résultats de cette collaboration ont donné naissance d'un produit appelé TFC (tissus de fibres de carbone), marque déposée par Freyssinet International. En 1996, Freyssinet renforçait, avec succès, le premier pont autoroutier français en remplacement les plats collés métalliques classiques par des tissus secs et imprégnés sur place par un adhésif spécifique à base de résine époxydique (TFC). Après ce premier succès et dès l'année 1997, l'application devenait industrielle, avec l'application de centaine de ponts et de bâtiments avec le procédé TFC [31].

v) *En Afrique :*

La littérature montre que l'Afrique du sud a été le premier pays à avoir appliqué le renforcement des éléments structuraux par le principe de collage extérieur de plaques métalliques (procédé de l'Hermitte) en 1960 sur un pont dégradé. Les recherches se sont, dans un très peu de temps, accentuées notamment dans le domaine des renforcement et :ou réparation des poutres et dalles, ou confinement des poteaux. Parmi les autres pays qui ont lancés des recherches, l'Algérie, la Tunisie, l'Égypte, le Maroc, le Sénégal, etc.

Plusieurs ponts ont été soit réparés, soit renforcée par application des tissus de fibres de carbone bidirectionnels, des lamelles de fibres de carbone ou des tissus de fibres de carbone unidirectionnels.

En Algérie, pays considérée parmi les premiers, en Afrique, avoir appliqué ce type de renforcement. Les composites CFRP ont fait leur apparition sur le marché en 1997. La première application fut en 1998 sur l'ancien pont voûté de Sidi Rached à Constantine, ou des bandes du TFC furent posées sur la poutraison du tablier de ce pont [5].

Un grand nombre d'ouvrages d'art et éléments structuraux de bâtiments ont été renforcés, par la suite, par des composites de fibres de carbone (lamelles et tissus de fibre de carbone). En effet, après la première expérience en 1998, un deuxième pont fut réparé, il s'agit de l'ouvrage rail PK 459 sur oued Bill Braguettz dans la même ville, avec le partenariat SAPTA-Freyssinet-France (fourniture et pose de TFC) d'une part, et la sous-traitance avec SIKA-Outre-mer d'autre part avec l'application des produits de colmatage et d'injection des fissures sur la maçonnerie et le béton d'autre part [32].

En 2000, le Pont Blanc d'El Harrach, fut aussi réparé et renforcé par le procédé (TFC). L'ouvrage, en question, permet le franchissement au niveau du centre ville, de l'oued El Harrach, construit au début des années 1900 (figure I.21). Des dégradations ont été observées sur les différentes parties de l'ouvrage. L'analyse des désordres a montré que les causes sont d'origine atmosphérique, de vétusté de la structure, d'attaque de l'eau due au défaut de l'étanchéité du tablier et la perte d'importantes sections d'acier.

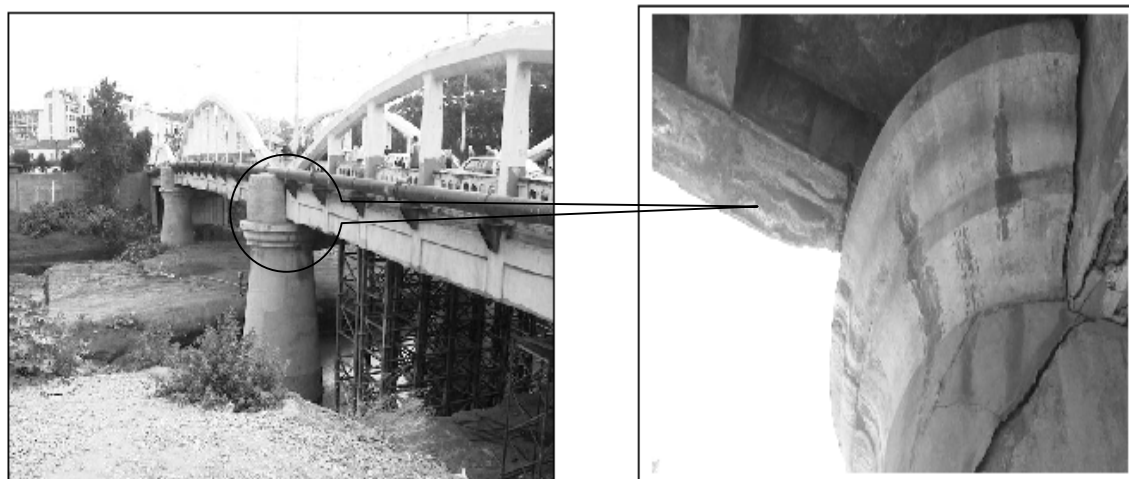


Figure I.21: Pont blanc d'El Harrach (Alger) avec dégradation au niveau de la pile [32]

Cette technique s'est propagée, après, pour la réhabilitation de plusieurs ouvrages d'art sur le territoire Algérien, avec d'autres sociétés de pose et de fourniture (Sika, Travomed, Enros, etc,...). Comme exemple d'application on peut citer : le pont sur oued Messaad à Laghouat en 2005, qui se situe sur l'axe de la route reliant Laghouat à Aflou. Cet ouvrage est constitué de trois travées identiques de 15.5 m chacune, avec un tablier composé de poutres en béton armé (quatre à chaque travée), et d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

Cet axe routier devenu stratégique est très fréquenté par les poids lourds et les convois exceptionnels à causes des nouvelles installations pétrolières réalisées dans cette zone. Cette nouvelle sur-exploitation et l'étanchéité défectueuse de l'ouvrage ont engendré des désordres sur toute la structure parmi lesquelles: la fissuration au niveau de la dalle, la fissuration des poutres, la corrosion avancée des armatures et l'éclatement des bétons. Des réparations ont été effectuées avec un phasage dont le mode opératoire est le suivant [33] :

- Dépose de toutes les parties non adhérentes des bétons et des enduits ;
- Sablage de toute la structure (poteaux, poutres, dalle) et de toutes les armatures corrodées ;
- Injection des fissures par une résine époxydique (Sikadur 52 Injection) afin de reconstituer le monolithisme des éléments ;
- Protection des armatures sablées par un inhibiteur (Sika Monotop 61P AC) de corrosion ;
- Réparation et profilage des bétons par un mortier (Sikatop SF 126) de réparation à haute performance et avec fumée de silice ;
- Renforcement des poutres soumises aux efforts de la flexion par les lamelles "Sika Carbodur 540 ml" ;
- Renforcement des poutres soumises aux efforts tranchants par les tissus Sika Wrap HEX 230C[®] :120 m² (Figure I.22);
- Protection des bétons par un revêtement (SikaGard 680S) méthacrylates contre les agressions atmosphériques.



Figure I.22 : Pose de tissu en fibres de carbone sur les poutres du tablier [33]

D'autres applications pour renforcements de ponts par le tissu en fibres de carbone (TFC) ont été effectuées, suite aux conséquences du séisme de Boumerdes, de Mai 2003. Durant les cinq dernières années, la technique de renforcement par CFRP (TFC) avec les produits Sika et Freyssinet devenait de plus en plus maîtrisable par les techniciens et personnels de terrain des entreprises Algériens. La réhabilitation des ponts comme celui d'Oued Oumazer à Cherchell (Tipaza) en 2006 fait preuve, et la pose parfaite du composite sur les parties détériorées du tablier de l'ouvrage a permis de constater l'effet du renforcement par ce type de composite sur le comportement global du pont.

I.5 Réparation et renforcement par matériaux composites

I.5.1 Application des matériaux composites sur les poutres en béton

L'utilisation d'un tissu de matériaux composites (FRP) associé à des colles époxy sur les faces tendues ou sur les faces latérales est un moyen très efficace pour renforcer ou réparer les poutres en béton armé, plus particulièrement, pour les poutres présentant des insuffisances en acier (faiblement armé) ou des poutres partiellement endommagées (fissurées). Le collage du tissu sur les surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres renforcées et en diminuent la flèche des structures, il augmente également leur raideur, limitant ainsi la propagation des fissures [19]. Une des applications les plus courantes des matériaux composites pour le renforcement ou la réparation des structures en béton armé (poutres, dalles, voiles ou poteaux) concerne celles soumises aux sollicitations de flexion (traction) ou d'efforts tranchant (cisaillement). Du fait des divers comportements des matériaux composant la structure renforcée, la compréhension du comportement de l'ensemble n'est pas facile et nécessite une attention particulière. Par sa définition, le matériau composite est un matériau élastique fragile, dont le comportement diffère de celui du béton et de celui de l'acier (Figure I.19). L'adhésion des tissus de CFRP sur les surfaces de la structure en béton armé provoque donc une modification des comportements structuraux comparativement à ceux des structures en béton armé non renforcées.

Divers travaux de recherches ont été menées pour étudier, expérimentalement et/ou numériquement (analytiquement ou par modélisation) le comportement des poutres en béton armé, isostatiques ou continues, renforcées ou réparées par collage de composites à bases de fibres de verre (GFRP), d'aramide (AFRP) ou carbone (CFRP).

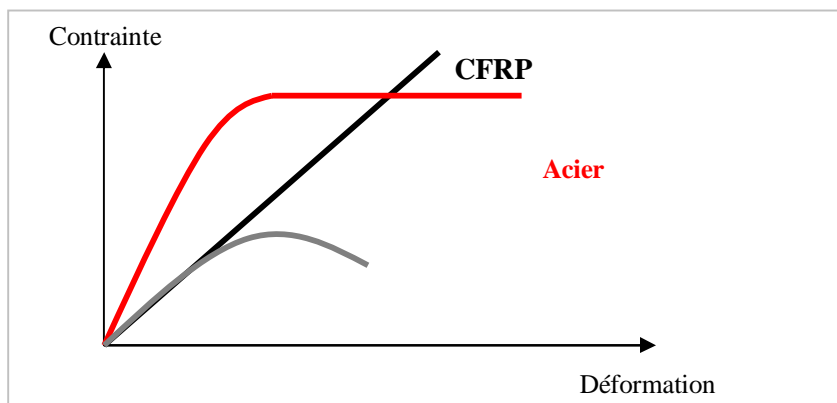


Figure I.23: Courbes du comportement des matériaux usuels de génie civil.

I.5.2 Renforcement en flexion

Philip A. Ritchie et al. [34] ont utilisé les matériaux composites avec la méthode de renforcement par collage de plaque. Leurs essais ont consisté à tester 16 poutres en béton armé (150 mm x 300 mm x 2450 mm, $f_b = 40$ MPa, $A_s = 3HA10$, $f_e = 400$ MPa, $s = 60$ mm), en changeant les propriétés et la nature de la plaque du composite utilisé.

La longueur du renforcement variait entre 1.7 m et 2.4 m tandis que la largeur était fixée à 150 mm; l'épaisseur variait entre 1 et 8 mm.

Les matériaux utilisés étaient les suivants: fibres de verre ($E_p = 11700$ à 30400 MPa, $f_{pu} = 160$ à 590 MPa); fibres de carbone ($E_p = 54500$ MPa à 118000 MPa, $f_{pu} = 590$ à 1500 MPa) et fibres d'aramide ($E_p = 72500$ MPa, $f_{pu} = 1180$ MPa). Pour neuf des poutres testées, l'arrachement du béton fut la cause, principale, de rupture. En guise d'ancrages, les auteurs ont, soit collé des cornières en L sur les faces verticales de la poutre, aux extrémités de la plaque (Figure 1.24) soit prolongé la plaque jusqu'aux appuis (Figure I.25).

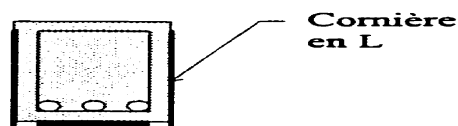


Figure I.24: Ancrage avec cornières d'acier profilées en L.

Les résultats ont montré que le premier type d'ancrage a empêché le déchirement du béton dans 25 % des cas étudiés, tandis que le second a été efficace dans 50% des cas. Les auteurs ont ainsi suggéré de réduire la contrainte de cisaillement dans la colle qui causait le décollement plutôt que de concevoir des ancrages en bout de plaque. Donc, il est recommandé de prolonger la plaque jusqu'aux appuis afin d'atténuer la discontinuité dans la rigidité de la poutre (Figure I.21).

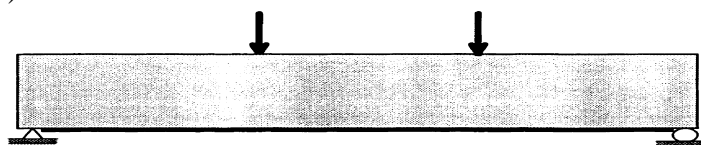


Figure I.25: Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis.

Sharif et al. [35] ont testé huit poutrelles en béton armé (150 mm x 150 mm x 1180 mm; avec $f_b = 37.7$ MPa; $A_s = 2M10$, $f_e = 450$ MPa; $s = 60$ mm) renforcées avec une plaque en fibres de verre ($f_p = 170$ MPa) ancrées de différentes façons (boulons, plaques, cornières).

La plaque de composite mesurait 1000 mm de long et 100 mm de large; son épaisseur variait entre 1 et 3 mm. La plaque et les ancrages en composites étaient constitués de fibres de verre tissées. Pour les poutres avec une plaque de 2 ou 3 mm d'épaisseur, la rupture a été initiée par le décollement de la plaque à une extrémité de la poutrelle. La contrainte de cisaillement dans l'interface avait dépassé la résistance maximale de la colle. Ainsi, le décollement de la plaque n'a pas entraîné l'arrachement du béton. Par contre, l'utilisation de boulons aux extrémités n'a pu empêcher l'arrachement du béton, même si la séparation complète de la plaque a été évitée (Figure I.26).

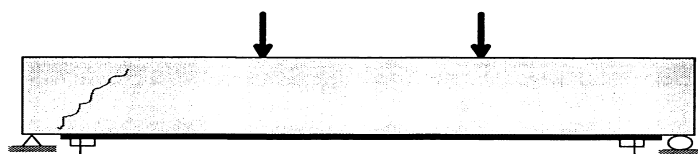


Figure I.26: Ancrage avec boulons.

Des plaques en composites collées aux tiers extérieurs de la portée sur les parois verticales ont provoqué l'apparition de fissures qui ont longé le contour inférieur de ces plaques, du bord jusqu'à la charge (Figure I.27). La rupture s'est faite par cisaillement de la poutre.

Les auteurs n'ont pas tenu compte, dans leur programme expérimental, de paramètres supplémentaires tels l'orientation des fibres qui composent les ancrages ou la plaque de renforcement.

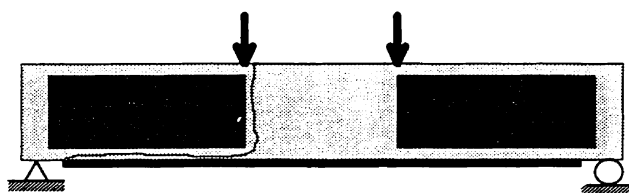


Figure I.27: Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre.

Enfin, une poutre renforcée d'une plaque de composite, faite d'une seule pièce découpée en forme de I (avant son collage sur la poutre), a fait l'objet d'un chargement (Figure I.28). La rupture classique en flexion s'est produite et l'ensemble a démontré une excellente ductilité.

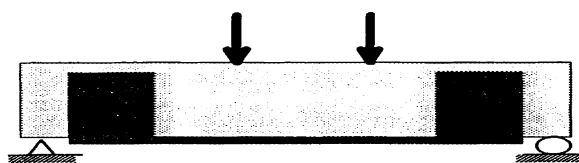


Figure I.28: Ancrage et plaque solidaires, en forme de I.

U. Meier et Kaiser [36], en suisse, ont réalisé un programme expérimental qui consistait à renforcer 26 poutres de béton armé par une plaque de composite de CFRP. Les essais ont été réalisés sur des spécimens de 150 x 200 x 2000 mm, renforcés de quatre barres d'acier de 8 mm de diamètre (deux dans la zone en compression et deux dans celle en traction). Les étriers étaient des barres de 6 mm de diamètre espacées de 220 mm.

Avec l'application d'une plaque de 0,3 mm d'épaisseur par 200 mm de largeur, la charge ultime a été augmentée de 100 % par rapport à la poutre de référence et la flèche à la rupture a été réduite de moitié. Par contre, sur une poutre de 7m de portée, l'augmentation n'a été que de 22 %.

Les auteurs ont aussi porté leur attention sur l'ouverture et la distribution des fissures lors d'un essai sur une poutre pré-fissurée et renforcée d'une plaque de CFRP de 200 x 75 mm.

Ils sont arrivés à la conclusion que le composite crée une meilleure distribution des fissures, d'où une diminution de leur ouverture. Aussi, ils ont identifié que la différence entre les coefficients de dilatation du béton et du CFRP pouvait conduire à des contraintes à l'intérieur du joint. Cependant, après avoir soumis une poutre renforcée à 100 cycles de température (-20°C à 20°C), aucun effet n'a été ressenti sur sa capacité en flexion. Ils concluent donc, que la déformation du composite en fonction de la charge est définie par trois droites limitées respectivement par la charge qui cause la première fissuration du béton, la plastification de l'acier et la rupture de la poutre ou du composite.

Djelal et al. [37], ont orientés leur recherches vers le renforcement à l'aide de deux lamelles de fibre de carbone sur un ou deux lits, le programme expérimental est décrit comme suit : huit poutres de section rectangulaires ont été réalisées pour cette étude. Toutes les poutres sont identiques, avec une section de 15×30 cm et une longueur de 3m. Elles sont été armées de deux barres HA14 à la fibre tendue et 2HA8 en fibre comprimée, avec un acier de nuance E500, béton de contrainte $f_b = 35$ Mpa.

Les poutres ont été testées en flexion quatre points, la mesure de la charge est réalisée à l'aide d'un capteur de force d'une capacité de 500 kN en statique. Le gain en termes de charge et de flèche est illustré dans la figure I.29.

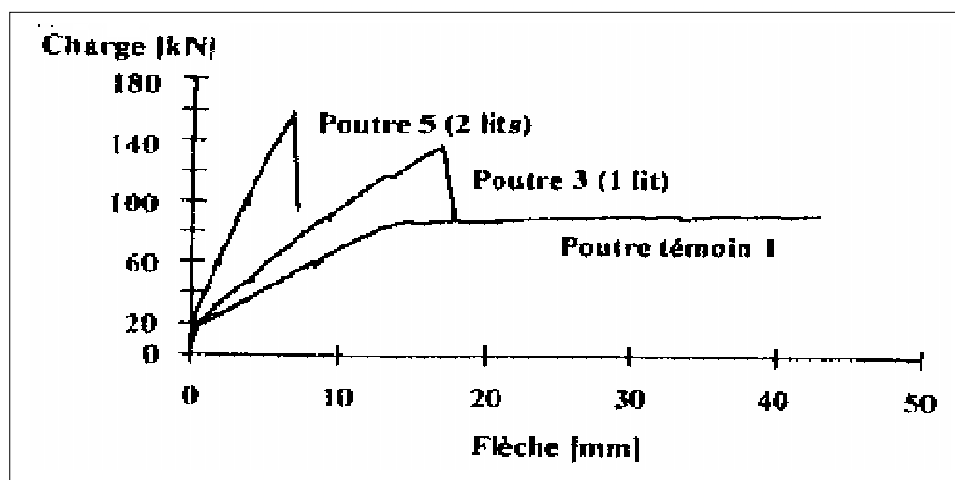


Figure I.29: Influence du nombre de lits de lamelle.

Abdelhady Hosny et al. ont analysé la performance du renforcement des poutres en béton armé par lamelles de fibres de carbone et verre [38]. Ces travaux consistaient à tester 12 poutres en T en béton armé de dimension de 3250 x 460 x 300 mm. Ces poutres ont été testées avec un chargement cyclique sous flexion avec l'adoption de différents modes de renforcement en prenant en compte comme paramètres : la direction des fibres, la localisation des lamelles et la combinaison des fibres de carbone CFRP et de verre GFRP (Figure 1.30). Cette contribution a contribué dans la compréhension du comportement des poutres en T renforcées par la combinaison CFRP et GFRP, puisque les résultats confirment que cette combinaison est considérée comme une méthode efficace pour le renforcement des éléments structuraux. Elle augmente la portance et la ductilité d'une part, et l'énergie de rupture dégagee affecte légèrement l'interface béton- composite, d'autre part [38].



Figure I.30: Test flexion 4 points d'une poutre en T [38].

M. Abdessemed et S. Kenai [5] ont réalisé une investigation expérimentale, qui consistait à la réalisation de neuf poutres, identiques, de dimensions réduites en béton armé. Ces poutres ‘courtes’ ont une longueur de 170 cm et 110 cm de portée et de section 16×18 cm. Les armatures sont de trois barres d’acier HA12 dans la partie tendue et de deux barres HA10 dans la partie comprimée, tandis que les cadres sont des aciers doux lisse de diamètre 8 mm, espacés de 20 cm. Ces spécimens d’essai se distinguent essentiellement par le type du composite collé et les manières de la localisation du collage appliqué. Les deux premières sont des poutres test, elles ne sont pas renforcées, tandis que les sept autres étaient réparties en deux catégories, la première était celle des poutres renforcées avant chargement par collage de trois composites différents : TFC Freyssinet, Sika Carbodur lamelle et Sika Wrap alors que la deuxième catégorie était celle de quatre poutres réparées par injection et placage des composites après le chargement et l’apparition des fissures. Les résultats ont montré un gain en termes de capacité portante, une réduction d’apparition et d’ouverture de fissures, ainsi qu’une diminution de déformation (flèches à mi travée) [5].

1.5.3 Renforcement au cisaillement

Plusieurs recherches traitant le comportement des poutres en béton armé renforcées à l’aide de plaques ou tissus en matériaux composites ont été entreprises. J.D Berset [39] a testé des poutres en béton armé renforcées par collage de plaques composites en fibres de verre sur des zones où le cisaillement est important. D’autres recherches ont été entreprises depuis, pour mettre en évidence la contribution du tissu ou de la plaque composite dans le comportement des poutres renforcées à l’effort tranchant, en prenant en compte l’influence de la géométrie de la section droite, de l’état de la structure existante, du type de renforcement, du mode et l’orientation du collage et de la nuance du matériau utilisé [40].

Les travaux de Saadatmanesh et Ehsani [41] consistaient à renforcer une poutre de béton sans armatures à l’aide d’une plaque de composite en fibres de verre. La poutre était alors chargée aux tiers de sa portée et à cause de l’absence d’armatures longitudinales, une fissure importante s’est développée à la face tendue et a entraîné le décollement de la plaque. Les auteurs ont suggéré d’inclure une certaine quantité d’armatures pour limiter l’ouverture des fissures et empêcher le décollement.

Meier et Kaiser [36] ont identifié deux types de délaminage lors de leurs essais. Le premier a été nommé peeling-off ou décollement rapide de la plaque de renforcement dû à l'ouverture d'une fissure de cisaillement et fût observé sur les poutres avec un fort pourcentage d'acier et de composites. Il était initié sous une des charges concentrées et se propageait vers l'appui le plus rapproché (Figure I.31). Le second type de délaminage était un décollement progressif dû à une surface de béton non parfaitement plane et fût, surtout, observé sur des poutres renforcées de plaques minces (Figure I.32).

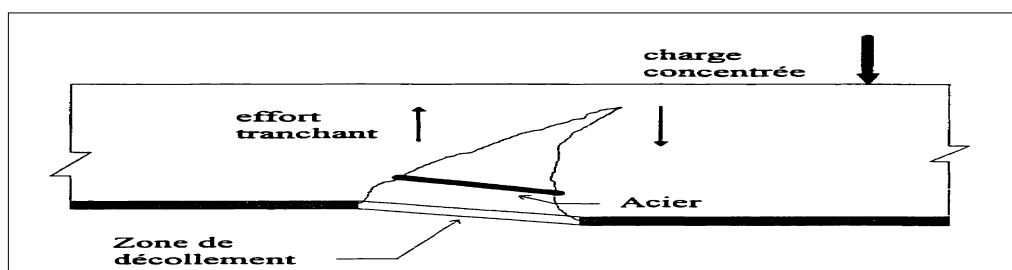


Figure I.31: Décollement de type peeling-off [33].

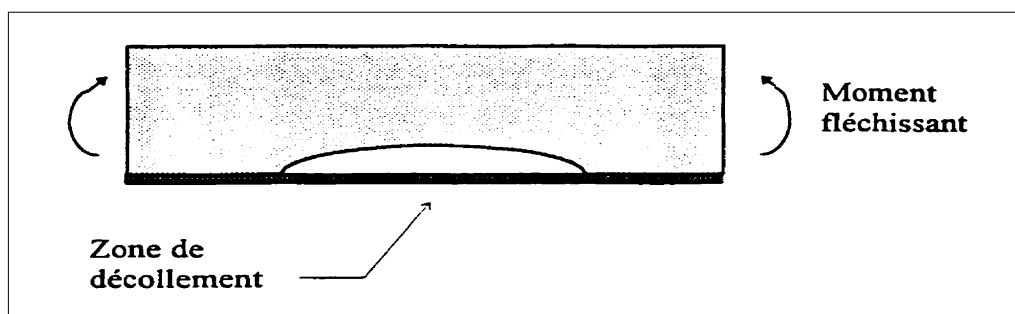


Figure I.32: Décollement dû à une surface concave [36].

Triantafillou et Plevris [42] ont proposé un modèle théorique pour prévoir le décollement de type peeling-off. Selon les auteurs, les ouvertures verticales (v) et horizontales (w) d'une fissure de cisaillement sont dues à un glissement relatif des deux faces internes du béton le long de la fissure et d'un effet de levier dans les barres d'armature. De plus, pour une même quantité d'étriers, l'ouverture de la fissure est contrôlée par le pourcentage d'acier d'armature et de composites. Les auteurs ont supposé que la charge ultime P_u est proportionnelle au rapport des déformations (v/w) multiplié par la rigidité en cisaillement des armatures et de la plaque de composite.

Selon leur modèle, le délaminage survient pour une valeur critique du rapport (v/w) qui dépend de la qualité du lien entre la plaque et le béton. Lors de leur programme expérimental, les auteurs ont testé huit poutres (76 x 127 x 1220) mm; $f_b = 40$ MPa; $A_s = 2\Phi 5$, $f_c = 400$ MPa; $s = 40$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de carbone. La longueur de la plaque était de 1070 mm, la largeur variait entre 42.6 et 63.9 mm et l'épaisseur entre 0.2 et 1.9 mm. La poutre témoin a subi une rupture par plastification des armatures et écrasement du béton. Deux autres poutres, faiblement renforcées, ont cédé par rupture de la plaque de composite. Enfin, les cinq poutres restantes ont subi un décollement de la plaque. Trois des cinq résultats ont servi à calibrer les résultats analytiques lancés et à déterminer les valeurs des modules de cisaillement ($G_s = 77$ GPa et $G_p = 4.4$ GPa).

A noter que la rigidité en cisaillement de la plaque composite (G_{pAp}) était d'environ 20 fois plus faible que la rigidité en cisaillement de l'acier (G_{sAs}), ce qui suggère que la charge de délaminage dépend principalement de la grosseur des barres d'armature et non des dimensions de la plaque de composite. Pour cette raison, les charges de délaminage étaient très voisines, même en variant le pourcentage du composite ($P_u = 29.5, 30.5, 27.9, 25.5$ et 37.3 kN). Cette approche pour déterminer la charge de délaminage, bien qu'intéressante, reste à être validée par de plus nombreux essais afin de déterminer ses conditions d'applications et sa fiabilité.

Deblois et Picard [43] ont effectué des essais sur cinq poutres en béton armé (200x 300x4000) mm; $f_b = 25$ MPa; $A_s : 2\Phi 15$, $f_e = 500$ MPa; $s = 120$ mm avec différentes combinaisons de renforcement (plaques unidirectionnelles et bidirectionnelles, boulons). La plaque de renforcement avait une longueur de 3700 mm, une largeur de 150 mm et l'épaisseur variait entre 6 et 11 mm. Les propriétés du composite en fibre de verre utilisé étaient les suivantes : $E_p = 41380$ MPa, $f_p = 690$ MPa. Les auteurs ont observé dans trois des cinq cas une rupture par délaminage de type peeling-off (Figure 1.29) qu'ils décrivent comme un « décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure située sous une des charges concentrées ». Le décollement s'est rapidement propagé jusqu'à l'appui et a été suivi immédiatement par l'écrasement du béton en compression. Le glissement de la plaque a précédé le délaminage.

Les trois poutres étaient renforcées de plaques bidirectionnelles de 6.35 mm d'épaisseur. Sur deux de ces poutres, ont été installés des ancrages mécaniques aux extrémités (12 et 24 boulons).

Les charges de délaminage très semblables ($P_u = 94, 95.4$ et 98 kN) suggèrent que les ancrages mécaniques n'ont pas eu d'influence sur le décollement. Sur une quatrième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm d'épaisseur plus une plaque unidirectionnelle de 4.75 mm d'épaisseur et 16 boulons aux extrémités, la rupture s'est produite par décollement de la plaque de renforcement à l'une des extrémités ($P_u = 121$ kN). L'ajout d'une plaque unidirectionnelle a augmenté la rigidité globale de la poutre et fait diminuer l'ouverture des fissures de sorte que le décollement de type peeling-off n'a pas prévalu.

Enfin, la rupture de la cinquième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm avec 12 boulons aux extrémités et soumise à un pré-chargement a été causée par le décollement progressif de la plaque sur presque toute sa longueur. Le délaminage était dû à de nombreux vides observés à l'interface plaque – poutre.

Missihoun [44] a réalisé des essais sur quatre poutres en béton armé (200x 300x 3000) mm; $f_b = 40$ MPa; $A_s = 2$ HA10, $f_e = 440$ MPa, $A_s' =$ HA10, $s = 100$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de composite dont les fibres étaient orientées de diverses façons (trois lamelles à : 0° ; 0° et $\pm 6^\circ$; 0° et $\pm 9^\circ$; 0° et $\pm 12^\circ$). Le fait de combiner $\pm 0^\circ$ a permis de contrebalancer les effets de torsion de la plaque et de la poutre.

Dans tous les essais, la plaque mesurait 2900 mm de long, 166 mm de large et 0.9 mm d'épaisseur. Les propriétés des fibres de carbone utilisées étaient les suivantes : $E_{p11} = 82000$ MPa (direction parallèle aux fibres), $E_{p22} = 35000$ MPa (direction perpendiculaire aux fibres), $G_p = 3700$ MPa. Les quatre poutres ont subi une rupture par délaminage de type peeling-off. Le décollement rapide s'est d'abord propagé jusqu'à l'appui le plus rapproché. Le choc du délaminage a ensuite entraîné l'arrachement d'une partie de la couverture de béton sous Les armatures longitudinales, dans la région centrale de la poutre seulement. Les blocs de béton arrachés sont restés collés à la plaque de renforcement. Pour toutes les poutres, les charges de délaminage ont été voisines :

- $P_u = 100$ kN pour fibres orientés à 0° ;
- $P_u = 95$ kN pour fibres orientés à 0° et $\pm 6^\circ$;
- $P_u = 103$ kN pour fibres orientés à 0° et $\pm 9^\circ$;
- $P_u = 105$ kN pour fibres orientés à 0° et $\pm 12^\circ$.

La poutre avec fibres orientées à 0° et $\pm 12^\circ$ était ancrée en U par deux bandes de composite, à une seule extrémité (Figure I.33). Ce dispositif devait servir à empêcher le délaminage du aux contraintes de décollement à l'interface composite- béton.

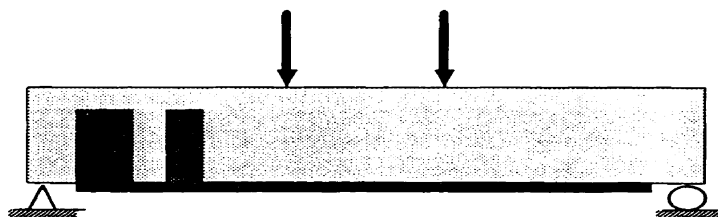


Figure I.33: Ancrages en U à une extrémité [44].

Les ancrages ont cédé, en cisaillement à la base, lorsque le décollement de la plaque est parvenu à l'extrémité de la poutre. L'orientation des fibres n'a pas eu une grande influence sur la charge de délaminage.

D'autres essais ont pris comme paramètres d'étude, l'influence de la hauteur du tissu en fibres de carbone collé sur les deux faces latérales de la poutre en béton armé, et de l'espacement des cadres d'aciers (étriers). C'est le cas des études menés par Diagana et al. [45]. Il s'agit des poutres de (130x 300x 2700) mm ; $f_b = 36$ MPa; $A_s : 2\Phi 16$, $f_e = 550$ MPa; $s = 100$ mm. Les tissus utilisés sont des bidirectionnels $\pm 45^\circ$, de propriétés mécaniques : $E_p = 20\,500$ MPa, $f_p = 210$ MPa. Les hauteurs choisies pour le renforcement des tissus sont : 0, $h/4$, $h/2$, $3h/4$ et h (avec h : hauteur de la face latérale de la poutre). Les collages ont été effectués dans la zone de cisaillement, à savoir entre point d'application de la charge et l'appui (figure I.30), mais avec des espacements différents des cadres d'acier (on a pris deux cas de type de poutres). Les poutres en été testés en flexion 3 points à $2/3$ la longueur.

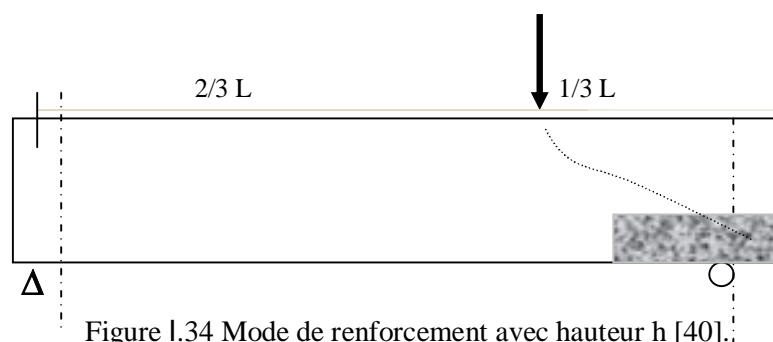


Figure I.34 Mode de renforcement avec hauteur h [40].

L'emplacement des cadres a été pris dans cette étude sous forme de deux variantes ; le premier type avec un espacement au droit de l'appui de l'ordre de 400mm et le deuxième type avec un espacement de l'ordre de 200mm.

Cette étude a permis de mettre en évidence l'influence de ces deux paramètres (hauteur de tissu et l'espacement des cadres d'aciers). La hauteur collée influe sur la charge ultime et l'espacement des cadres influe de l'autre côté sur la contribution à la reprise de l'effort tranchant du tissu composite [40].

Ces résultats ont montré qu'il n'est pas nécessaire de renforcer la poutre sur toute sa hauteur pour avoir une charge de rupture maximale, mais il faut que le tissu doit avoir une hauteur minimale pour contribuer à la résistance au cisaillement. Dans le deuxième cas, il s'est avéré que la contribution du tissu n'est pas la même, que le cas précédent, elle est deux fois plus importante. Cette étude a aussi montré qu'il est possible d'observer une évolution linéaire de la flèche jusqu'à la rupture premier cas), ce qui correspond à une sollicitation à effort tranchant prédominante. Le niveau de charge auquel le tissu reprend les efforts dépend du nombre de cadres [40].

D'autres essais avec le tissu bidirectionnel TFC en prenant en compte l'influence de l'inclinaison, le sens de l'inclinaison, l'endroit de l'emplacement et la forme de renforcement (en forme de U ou bandage) ont aussi été réalisés [45]. Des poutres en flexion trois points ont été testées avec des dimensions presque identiques aux précédentes (130x 450x 2200), en nombre de dix. Les résultats ont montré que les bandes de TFC inclinées à 45° peut augmenter la charge de ruine de 18 à 61% selon le mode de renforcement et l'orientation des bandes. La contribution du TFC bidirectionnel à la résistance au cisaillement de la poutre n'est pas importante lorsque les bandes sont perpendiculaires à la fissure d'effort tranchant (incliné). Les modes de rupture observées sont : la rupture par arrachement du TFC lorsque les bandes sont en forme de U et la rupture du composite dans le cas du renforcement par bandage [45]

I.5.4 Mécanismes de rupture des poutres renforcées par FRP

Dans ce qui a précédé, il s'avère que dans les essais de poutres renforcées forcées sous sollicitation de flexion, quatre modes de rupture sont souvent constatées dans les études expérimentales: la rupture due à la flexion, celle due à l'effort tranchant, celle due au décollement du tissu et celle due à la rupture de l'enrobage du béton (Figure I.35). Parmi celles-ci, le décollement du tissu et la rupture de l'enrobage du béton sont prématurés et souvent brutaux [20].

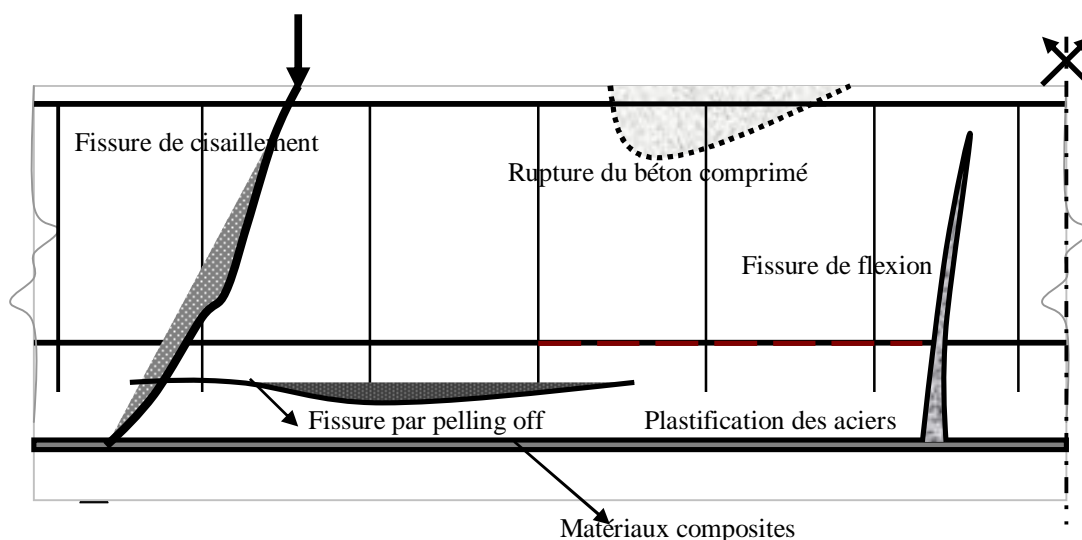


Figure I.35. Modes de rupture des poutres renforcées par FRP [20]

La rupture en flexion des poutres renforcées est provoquée soit par la ruine du béton comprimé (à la fibre supérieure), soit par l'importante plastification des armatures tendues, soit par la ruine du tissu de FRP en traction.

Le premier cas cité se produit brutalement lorsque les poutres sont fortement armées. Elles sont renforcées soit par suffisamment d'armatures, soit par trop de tissu FRP. En revanche, les deuxième et troisième cas concernent des poutres faiblement ou moyennement armées. Lors du dimensionnement des éléments, c'est la rupture par plastification des armatures qui est visée.

Pour ce qui est des poutres renforcées en cisaillement, la rupture se produit lorsque la résistance à l'effort tranchant des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord à partir des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre des sections droites de la poutre. Ce phénomène est dû à la concentration de contrainte provenant du non continuité du tissu. La rupture due à la rupture de l'enrobage de béton ou délaminage du tissu composite provient de la concentration de contrainte de cisaillement dans la couche de la colle (la couche du béton de l'enrobage). La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement de tissu se produit donc toujours entre le béton et la colle. Pour cette raison, sur le tissu décollé, il y a toujours des petits morceaux de béton. La rupture due à la séparation de l'enrobage ou délaminage du tissu est nommée rupture due au décollement de tissu [20].

I.5.5 Facteurs influençant sur le comportement des poutres renforcées

Afin de mieux cerner le comportement des poutres renforcées en flexion ou en cisaillement, il est indispensable de prendre en compte tous les paramètres influençant sur ce comportement, sur la base des recherches faites et des contributions des différents auteurs. En effet, les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites sont constituées de quatre matériaux : le béton, l'acier, la résine (colle) et le tissu composite.

Le béton a un comportement différent en traction et en compression. Le comportement des armatures est élasto-plastique. La colle transfère des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite. La modification du comportement ou la modification de la quantité de chacun ces quatre matériaux, comme la résistance du béton, le taux de renforcement des armatures tendues, les différents types de tissu, l'épaisseur de la colle ou celle du tissu, va affecter la réponse des structures renforcées. En outre, des paramètres géométriques, comme la proportion de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de poutre, la longueur de tissu, affectent également le comportement des structures renforcées.

1.5.5.1 Influence du rapport av/h (distance appui- charge, hauteur)

Parmi les paramètres influencent sur le comportement des poutres en béton armé renforcées par composites CFRP, en flexion quatre points, le rapport de la distance entre le point d'application de la charge P et la position de l'appui à la hauteur de section droite (av/h). C'est l'un des paramètres importants vis-à-vis du mode de rupture des poutres renforcées (Figure I.36).

Une petite valeur de " av/h " provoque souvent une rupture brutale par effort tranchant. Pour des poutres en béton armé, un rapport av/h supérieur à 6 conduit normalement à une rupture de flexion, un rapport av/h entre 2,5 et 6 conduit à une rupture par combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant [20].

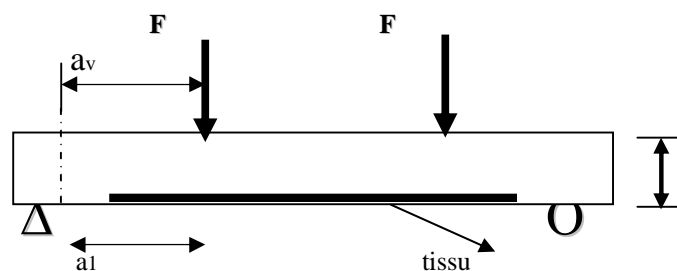
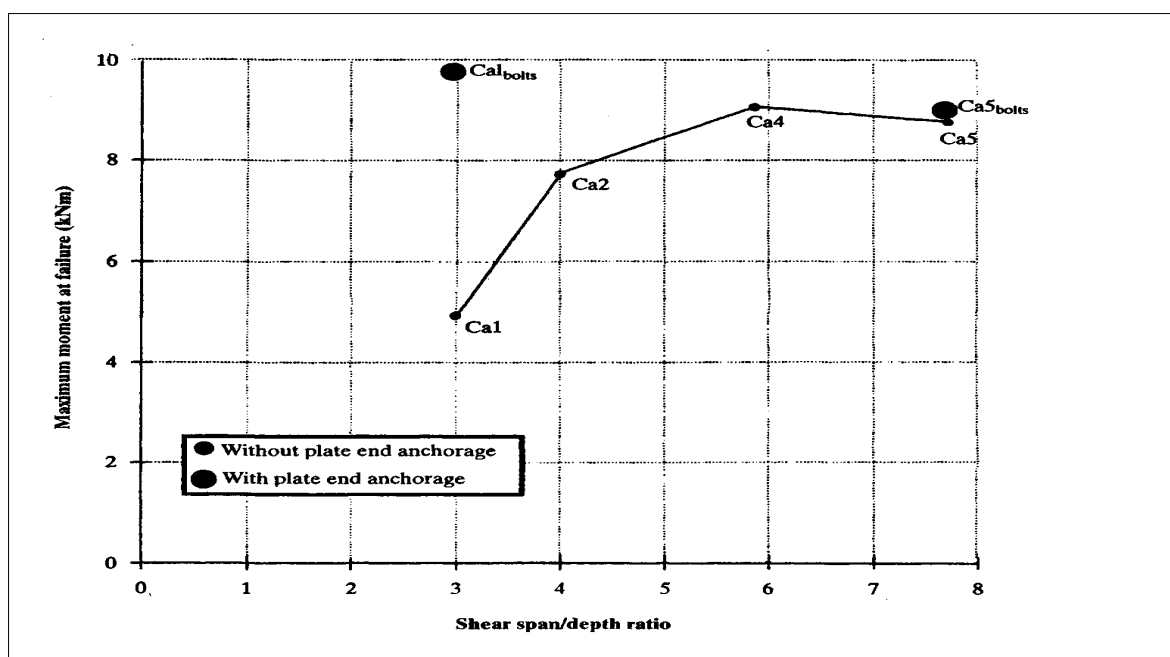


Figure I.36. Schéma statique de poutre en flexion [20].

Hollaway et Leeming [46], ont étudié dans le projet de recherche "Robust" relatif aux poutres en béton armé renforcées par matériaux composites des poutres ayant un rapport variable: $a_v/h = 3,0, 3,4$ et $4,0 \sim 7,72$ respectivement. Les résultats d'essais sont présentés dans la figure 1.33, où on constate que plus les valeurs du rapport a_v/h sont élevées, plus les moments de flexion ultime sont élevés, mais lorsque ce rapport a_v/h est supérieure à 6, l'influence sur la résistance ultime est quasiment nulle. Aussi, afin d'éviter une rupture prématurée, provenant du décollement du tissu, ancrer le tissu aux extrémités est un moyen très efficace. Mais, pour des poutres ayant un rapport a_v/h élevé (supérieure à 6), ce type d'ancrage ne modifie que très peu la résistance ultime de la poutre. Enfin, le mode de rupture des poutres renforcées dépend de la valeur du rapport a_v/h , à savoir :

- $a_v/h = 3$: un décollement, qui provient de fissures d'effort tranchant, se produit aux extrémités du tissu ;
- $a_v/h = 3,4$: rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu, due aux fissures d'effort tranchant;
- $a_v/h = 4,0 \sim 7,72$: rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu. Cette rupture provient de la combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant.

Figure I.37 Moment ultime des poutres renforcées en fonction de la valeur a_v/h [20].

Le travail effectué, par Ze Yi Wu [20], dans le cas poutres courtes ($a_v/h = 1,5$), sans ancrages aux extrémités et sans renforcement latéral, a montré que le mode de rupture est un décollement du tissu induit par des fissures inclinées par effort tranchant. Ce qui confirme le travail précédent effectué.

En résumé, le comportement des poutres en rapport de l'influence de la distance appui-charge est tel que :

- $a_v/h \leq 3,0$ provoque souvent rupture brutale par effort tranchant qui se produit aux droit des appuis.
- $a_v/h \approx 2,5$ et 6 conduit à une rupture par combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant.
- $a_v/h \approx 2,5$ et 6 conduit normalement à une rupture de flexion.

1.5.5.2 Influence du taux de renforcement des armatures tendues

Plusieurs travaux de recherches ont étudié l'influence du ratio (taux) des armatures tendues à la section du béton. Les résultats de ces travaux montrent que pour les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites, le mode de rupture et le gain de résistance ultime apportée par le composite sont conditionnés par le taux de renforcement des armatures tendues [20].

Nguyen et al. [47] ont étudié des poutres (120x150x1500) mm dont les taux de renforcement étaient respectivement égaux à 0,39% et 4,36%. La rupture de la poutre faiblement armée renforcée par CFRP est déterminée par une fissure d'effort tranchant près de l'extrémité du tissu. En revanche, la rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi-portée de poutre [20].

Rahimi et Hutchinson [48] a effectué une étude similaire sur des poutres avec des dimensions de 200x150x2300 mm, renforcées par CFRP, dont le taux de renforcement des armatures était de 0,65% et 1,68% (Figure 1.38). L'augmentation de la résistance ultime des poutres où le taux est de 1,68% (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celles où le taux est de 0,65% (poutre type A, faiblement armée à l'effort tranchant; poutre type B, suffisamment armée à l'effort tranchant).

Tandis que les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé avec décollement du tissu à la partie tendue].

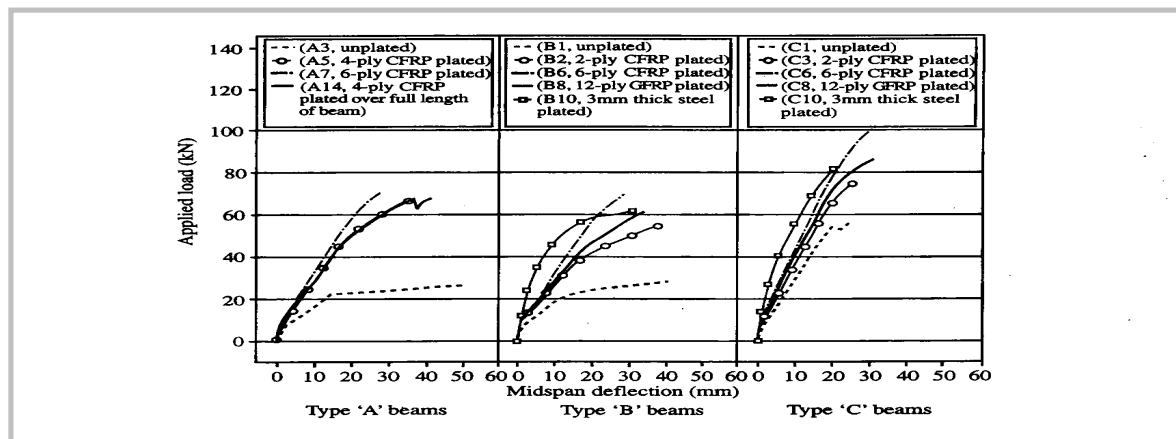


Figure 1.38 Influence du taux de renforcement des armatures tendues [48].

Ces résultats montrent que dans le cas d'une poutre renforcée fortement armée en partie tendue et suffisamment armée à l'effort tranchant, la rupture provient de la ruine du béton comprimé et la résistance des armatures est loin d'être atteinte. C'est une rupture brutale et prématurée. Tandis que pour des poutres faiblement ou moyennement armées, le renforcement par composite est efficace en terme de résistance ultime, d'où leur domaine d'application.

1.5.5.3 Influence de la longueur du tissu

Afin de voir l'influence de la longueur de tissu appliquée sur support, en partie inférieure, plusieurs travaux de recherches ont été lancés. Parmi ces travaux, ceux de Fanning et Kelly [49], qui ont réalisé des essais en flexion quatre points sur des poutres renforcées par tissu de CFRP en utilisant différentes longueurs de tissu et en faisant varier le rapport de la longueur du tissu par rapport à la distance entre la charge et l'appui (a_l / a_v). Il a été constaté que les poutres avec $a_l / a_v = 1$ (extrémités du tissu au niveau des appuis) se sont rompues du fait des fissures d'effort tranchant, situés au niveau du point de chargement, qui provoquent une rupture d'enrobage. En revanche, la rupture des poutres renforcées ayant une valeur de a_l / a_v plus petite (0,5, 0,58, 0,65) provient d'une rupture d'enrobage près des extrémités du tissu.

L'influence de la longueur de tissu sur la résistance ultime (charge) a été également étudiée par Nguyen et al.[47] et Quantrill et al. [50] sur des poutres en béton ayant une valeur a_l / a_v relativement petite (environ 3). Pour les poutres renforcées avec un tissu où $a_l / a_v > 1$, les appuis fonctionnent comme des ancrages d'extrémités du tissu, qui empêchent le décollement, et augmentent considérablement la résistance ultime des éléments.

En résumé, les résultats expérimentaux des études précédentes sur les poutres renforcées de tissu de carbone (CFRP) montrent que l'influence de la longueur du tissu a un lien direct avec le rapport a_v / h (déjà cité) et la valeur de a_l / a_v , à savoir :

- pour $a_v / h < 3$: (Poutres courtes), la longueur du renforcement inférieur ($a_l / a_v < 1$) n'a que peu d'influence sur la valeur de résistance ultime ;
- pour $a_v / h = 4,58$: La longueur du tissu influe sur la résistance de la poutre renforcée;
- pour $a_v / h = 10,6$: (Poutres longues), la longueur du renforcement ($a_l / a_v < 1$) influe peu sur la valeur de résistance ultime ;
- les ancrages du tissu ($a_l / a_v > 1$) conduisent dans tous les cas aux charges de ruptures les plus élevées.

1.5.5.4 Influence de la quantité du tissu (nombre de couches)

Parmi les avantages de la technique de collage par matériaux composites CFRP, la diversité de nombre de couches de tissus. En effet, et vu la souplesse de ce matériau, la quantité de tissu à coller n'est pas limitée. La résistance ultime de poutres renforcées augmente avec la quantité de renforcement composite, mais pas de manière linéaire, du fait des différents modes de ruptures potentielles évoqués précédemment [20]. L'influence de la quantité de tissu longitudinal, sur la résistance ultime de poutres renforcées a été étudiée par plusieurs auteurs. Grace [51] a employé différentes quantités de tissu de carbone en renforçant les zones de moment négatif de poutres faiblement ou fortement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,13% et 0,38%). Il s'avère qu'on peut utiliser un nombre de couches de composites autant que le calcul résistance le demande, et ce nombre peut atteindre jusqu'à dix ou plus par face renforcée.

Rahimi et Hutchinson [48] ont utilisé le tissu de carbone de différentes épaisseurs a été appliqué au renforcement de poutres faiblement ou normalement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,19% et 0,38%.

Ces études [47, 48, 49, 50] ont montré que l'augmentation de la section droite du tissu n'améliore pas la résistance ultime des poutres faiblement armées à l'effort tranchant, quel que soit le taux de renforcement longitudinal d'armatures. Les ruptures observées sont principalement provoquées par les fissures d'efforts tranchants, le tissu longitudinal n'améliore quasiment pas la résistance à l'effort tranchant. En revanche, l'augmentation de la section droite du tissu améliore efficacement la résistance ultime des poutres fortement armées à l'effort tranchant quel que soit le taux de renforcement des armatures tendues. La rupture provient soit du décollement du tissu, soit d'une fissure locale très ouverte due à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

D'autres études, telles que celles d'Arduini et Nanni [20] indiquent par ailleurs que l'amélioration de la capacité des poutres renforcées au moment fléchissant ne peut pas se faire en augmentant l'épaisseur du tissu, dès que la rupture provient du décollement du tissu ou de la rupture locale de l'enrobage du béton [20].

1.5.5.5 Influence de l'ancrage

Les poutres renforcées par composites subissent, parfois, des ruptures prématurées provoquées par un décollement aux extrémités du tissu collé ou à proximité de la mi-portée de la poutre. Pour cela, et afin d'éviter ce décollement, on ancre ce tissu à ces endroits (à l'extrémité et à mi portée). L'ancrage améliore la résistance ultime, et augmente la ductilité des poutres renforcées.

Il peut être réalisé de plusieurs façons : par des verrous, des plats ou des pinces en acier, par des mèches de carbone, par un collage du tissu ceinturant la section ou en forme de "U", ou bien encore par ancrage réalisé par un tissu longitudinal plus long que la portée (ancrage d'appuis) [20].

Quantrill et al.[52] et Hollaway et Leeming [53] ont étudié des poutres de 1 mètre de longueur, renforcées et ancrées aux extrémités, et dont la valeur av/h est égale à 3 [20].

Ces résultats ont montré que l'ancrage des verrous (boulons) ou des appuis est efficace, mais l'utilisation des verrous nécessite des trous dans le tissu, ce qui provoque des concentrations de contrainte et diminue donc localement la résistance du tissu. De plus, ces verrous métalliques peuvent être soumis à des sollicitations de fatigue. L'ancrage du tissu par des plats en acier aux extrémités et à mi-portée a été étudié par Bencardino F. et Spadea G. [54] sur des poutres renforcées, à vraie grandeur, de 5 mètres de longueur et avec $av/h = 6$.

En conclusion, l'influence de l'ancrage sur le comportement des poutres est relative. En effet, l'utilisation de cette technique n'améliore pas la charge de plastification des armatures longitudinales, mais améliore la charge ultime et la ductilité structurale de l'élément.

1.5.6 Comportement des poutres en béton réparées par CFRP après endommagement

L'étude du comportement des poutres renforcées, après endommagement ou pré fissuration, par application des matériaux composites à base de fibres, a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches.

L'objet de ces travaux était, en premier lieu, de trouver un modèle de réparation adéquat pour l'application en pratique dans le cas des structures endommagées ou fissurées (excès de charges, fatigue ou dégradation de la structure, chocs, catastrophes).

Des séries de poutres en béton armé de 3 (trois) metre furent endommagées mécaniquement puis réparées par collage de plaques de fibre de verre (GFRP) ou de carbone (CFRP). Il s'agit des essais par flexion trois points et quatre points, où il a été constaté que l'effet de réparation est fonction de la fissuration préalable (flexion, cisaillement, compression ou peeling off) et cela, peut conduire à des poutres présentant des caractéristiques mécaniques supérieures à celles d'origine. Le comportement fragile des éléments renforcés est mis en évidence et la ruine des poutres intervient par peeling-off. Une méthode analytique basée sur les hypothèses de l'Eurocode 2 a été proposée et ses limites ont été évoquées [55].

Sheikh [56] a réalisé des essais sur des poutres, dalles et colonnes. Une série de spécimens (poutres) à vraie grandeur (4800×1000×550) (mm), avec un ferrailage adéquat (Figure I.39) furent réalisées. C'est des poutres destinées pour le bâtiment, dont 21 jauges de contraintes placées sur les aciers transversaux et les aciers longitudinaux du béton de chaque poutre. L'objet de cette campagne expérimentale est d'évaluer le comportement de la poutre renforcée, après endommagement, par composite CFRP, à l'effort de cisaillement, puisque les dimensions du schéma statique montrent que la poutre se comporte comme un élément court (poutre courte).

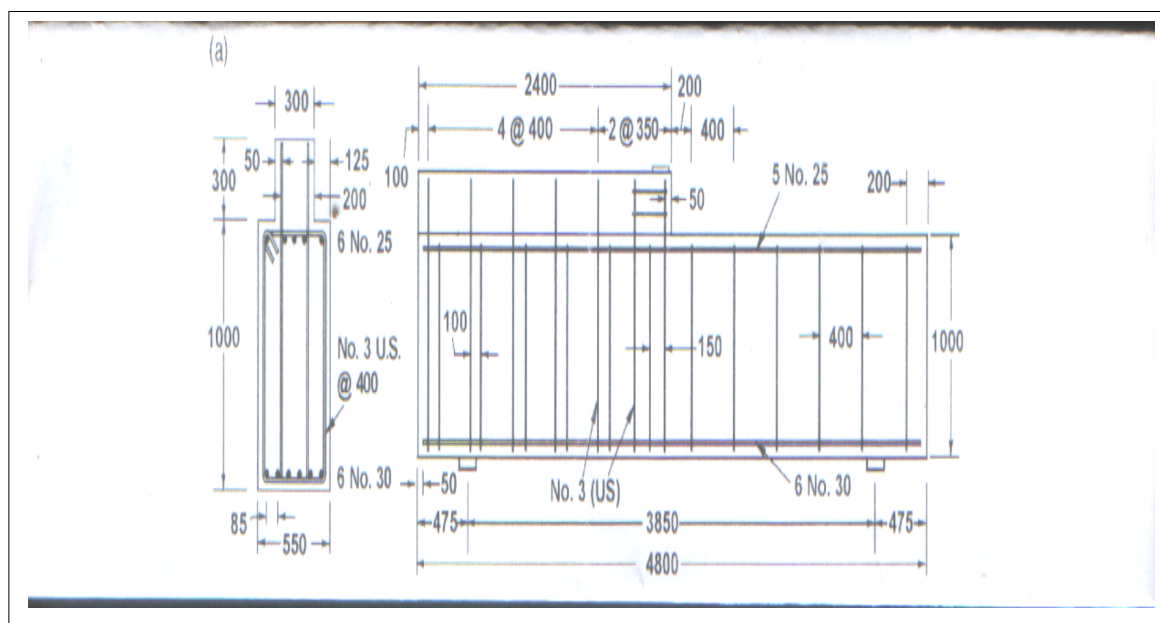


Figure I.39 Schéma de ferrailage des poutres d'essais [56]

Les tissus de fibres de carbone ont été collés sur les faces latérales de chaque poutre et au droit de la fissure inclinée, après endommagement (Figure I.40). La charge d'apparition des premières fissures, par effort tranchant, de la poutre test était de 1600 kN, tandis que la force de rupture fragile avait une valeur de 1700 kN, avec une flèche de 14 mm.

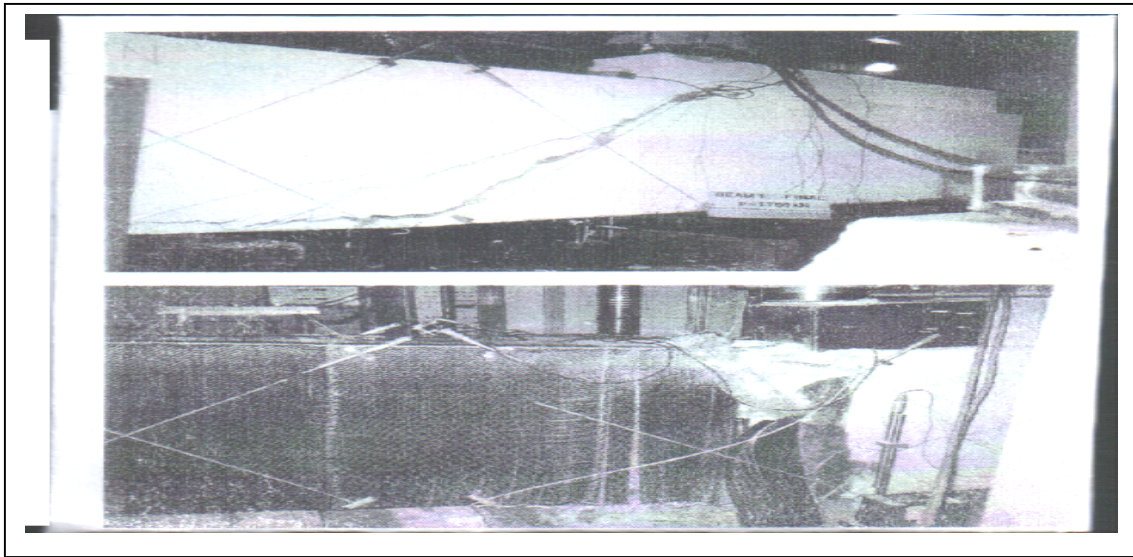


Figure I.40 Photos de la poutre test réparée et renforcée [56]

L'essai de flexion de cette poutre endommagée puis réparée par composites, avait donné une charge de rupture de valeur 2528 kN, correspondant à une flèche très significative de 143mm. Il s'avère que la rupture s'est faite par éclatement du tissu au droit de la fissure diagonale observée initialement.

Les résultats de ces essais ont montré que le tissu de fibre de carbone a redonné la portance à la poutre endommagée puis réparée, avec une augmentation de force d'environ de 49% et un éclatement de tissu (chose projetée), et non réouverture (deuxième) rupture du béton réparé du support. Les résultats, en forme de diagrammes, montrent aussi clairement le gain apporté par le composite dans la charge limite et la flèche correspondante (figure I.41).

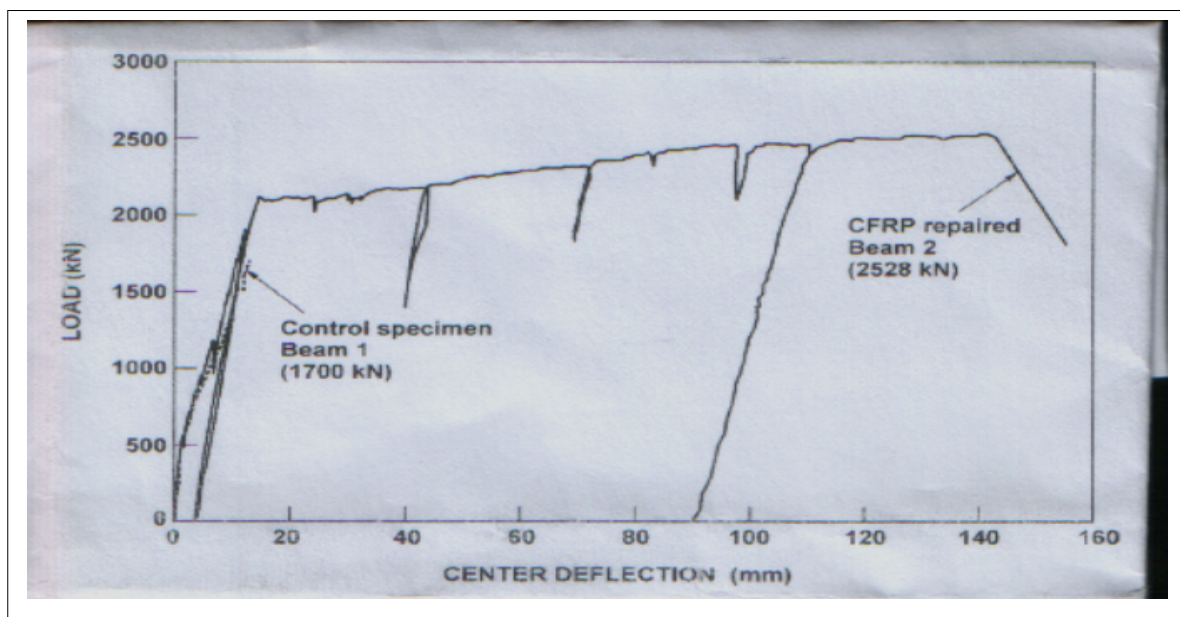


Figure I.41 Charge- flèche de poutre réparée et renforcée par CFRP [57]

I.6 Evaluation des structures de ponts en béton

De nombreux ponts en béton montrent des signes importants de détérioration attribuables aux conditions d'exploitation sévères auxquelles ils font face. La caractérisation de l'état et des performances des ouvrages est indispensable à toute politique de gestion efficace du patrimoine bâti. Les méthodes d'évaluation, et en particulier celles appelées "essais non destructifs" (END), sont aujourd'hui capables de fournir des informations essentielles dans de nombreux cas. La littérature montre que ces techniques participent, activement, à une meilleure évaluation des structures en béton armé.

Il existe plusieurs essais et méthodes physiques d'évaluation structurale, in situ, des structures [58] : les essais de chargement statiques ou dynamiques, les méthodes d'auscultation structurelle et l'évaluation dynamique des structures.

Examinons avec un peu de détails les essais les plus utilisés, dans les structures de ponts, pour l'évaluation de leur comportement dans le temps.

I.6.1 Essais de chargement statiques ou dynamiques

Dans le but d'en connaître davantage sur le comportement structural d'un pont, des essais de chargement statiques et dynamiques peuvent être effectués sur le tablier de l'ouvrage en question. Le chargement statique se fait par l'intermédiaire de camions à essieux et à bennes remplies de sable, qui cheminent dans le sens longitudinal à différentes positions d'arrêt prédéterminées (au nombre de dix à quinze). Lors de ces chargements, des capteurs sont utilisés pour mesurer les déformations des éléments porteurs du tablier, leurs déplacements et leurs rotations durant ces essais [59].

Pour le cas de chargement dynamique, les essais sont réalisés, par des camions de même caractéristiques que ceux utilisés dans les essais de chargement statiques, mais avec des vitesses non nulles. En effet, les camions circulent avec des vitesses contrôlées (5, 30 et 50 km/h) suivant les voies de circulation normale sur le pont. Les mesures des amplitudes maximales de déplacements statiques et dynamiques permettent de déterminer, ensuite, le facteur d'amplification dynamique de la structure testée lors du passage des camions [60].

L'application de ces essais remonte à très loin. En effet, La plupart des ponts font l'objet d'un essai de charge avant leur mise en service. Cet essai vise à vérifier le comportement de l'ouvrage sous des charges relativement élevées, généralement supérieures aux charges de service quotidien. Le rapport d'essai de charge décrit le comportement observé dans l'ouvrage et indique les divergences éventuelles entre le comportement observé et celui prévu par l'ingénieur [61]. Dans un certain nombre de cas, une différence importante entre les flèches calculées et les valeurs mesurées lors de l'essai a été observée. Il a été constaté que de telles divergences se manifestent souvent par le développement ultérieur de la fissuration et parfois par la non-stabilisation des déformations, ce qui affecte la durabilité de l'ouvrage et exige une maintenance coûteuse.

Des conditions précises et une instrumentation adéquate doivent être mis à disposition des essais de chargement, afin de réduire l'écart entre l'observé et le calculé. Les essais de charge doivent permettre de contrôler le comportement réel de l'ouvrage sous charges.

Ces essais servent en particulier à vérifier les points suivants:

- La concordance du calcul statique et /ou dynamique avec les résultats d'essais. Cela est réalisé par la comparaison des valeurs des déformations calculées par l'auteur du projet avec celles obtenues lors des essais;
- L'état de fissuration par une inspection visuelle de l'ouvrage et, le cas échéant, la mesure de la variation de l'ouverture des fissures sous charge;
- L'élasticité de l'ouvrage par l'observation de la réversibilité des déformations;
- le bon fonctionnement des équipements du pont, à savoir des appuis et éventuellement des joints de dilatation;
- La flèche admissible ainsi que la capacité de l'ouvrage à subir une charge statique importante sans dégât;
- La détection des défaillances éventuelles de la structure assez tôt dans la vie de l'ouvrage. Ainsi, le programme de surveillance peut être modifié à temps pour tenir compte des défaillances observées et pour suivre leur évolution.

L'essai de charge sert également comme point de référence pour le programme de maintenance. Les essais de charge sont effectués selon les indications et les recommandations [62].

De ce fait, des recommandations sont exigées pour effectuer des essais, et par conséquent obtenir une base de données servant pour la sauvegarde et la maintenance des ouvrages existants. Ce qui est considéré parmi les difficultés rencontrées dans ce cas d'essais, ajouté à cela l'instrumentation adéquate, l'accessibilité de l'ouvrage pour placement des appareils, analyse rigoureuse des résultats d'essai.

Dans des pays comme la France, l'Angleterre, les états unis d'Amérique, la Suisse [62], la compréhension et l'explication du comportement d'un ouvrage sous charges d'essai permettent de prédire son comportement futur au cours du temps. A titre d'exemple, en Suisse, l'analyse statistique de la base de données constituée des résultats de 210 essais [62] de chargement statique a permis d'identifier les paramètres importants pour l'interprétation des résultats, tels que le flèche à mi travée, le module d'élasticité du béton et l'inertie effective e la superstructure.

I.6.2 Méthodes d'auscultation structurelle

Parmi la deuxième famille des méthodes d'évaluation non destructives des ouvrages en béton, celles appelées " méthodes d'auscultation structurelles". Ces méthodes peuvent être : Globales (topométrie, déformations globales), qui donnent un aperçu global sur la structure, Semi-globales, telle que la courburemétrie, les méthodes locales (extensométrie, fissurométrie, contraintes), ou bien les méthodes de mesure de forces (réactions d'appui, précontrainte, câbles, etc).

Les techniques d'auscultation diffèrent suivant la nature des désordres constatés, mais les choix sont guidés par l'idée que l'on peu se faire des causes probables de la pathologie constatée. Une auscultation efficace doit permettre d'apprécier la qualité des matériaux en place et de caractériser le mode de fonctionnement actuel de la structure. L'évaluation des matériaux s'appuie à la fois sur des études et analyses sur prélèvements et sur des méthodes physiques d'examen en place.

Les moyens permettant de caractériser le fonctionnement de la structure sont aussi très variés, et il est souvent nécessaire d'en associer plusieurs lors d'une même intervention. Il s'agit principalement de mesures topographiques ou géométriques (évolution du nivellement, mesure de déformation générale ou de déplacement sous chargement), de mesures directes de forces ou de mesures locales de fonctionnement [63].

Le but de l'auscultation structurelle des ouvrages est d'offrir un conseil et des moyens d'investigation permettant de diagnostiquer l'état d'une structure, de façon à ensuite prendre les mesures adéquates dans les domaines suivants [62] :

- Les essais de charge statiques et dynamiques permettent de connaître précisément le comportement d'une structure. La comparaison avec les caractéristiques d'autres ouvrages similaires et avec le comportement calculé par l'ingénieur permettent de tirer les enseignements précieux pour le maître de l'ouvrage.
- Les mesures de vibrations permettent d'évaluer l'impact d'une machine, convoi ou du trafic sur une structure ;
- Les mesures à long terme sont un des points forts de l'équipe d'auscultation des ouvrages. Plus d'une dizaine d'années d'expérience dans ce domaine, avec notamment la mise au point d'un système de pots hydrostatiques, ainsi que le suivi à long terme d'une dizaine de ponts font que ce domaine est particulièrement bien maîtrisé.
- Le domaine en plein développement des structures intelligentes prendra sans doute une importance croissante à l'avenir. C'est dans ce but qu'un système novateur de mesure des déformations en continu par le moyen d'inclinomètres est en développement. Les premières mesures effectuées démontrent la faisabilité d'un tel système.
- La recherche est également un point fort de l'équipe d'auscultation des ouvrages. Cela tant pour le développement de méthodes d'investigation ou de mesure que pour l'interprétation des résultats d'essais acquis au cours de nombreuses années [64].

I.6.3 Evaluation dynamique des structures

Les épreuves vibratoires sont en effet effectuées à des fins diverses : tests de vibration, analyse structurale, surveillance et diagnostic, mesures de confort. Ils montrent que l'évaluation dynamique expérimentale sait faire appel aux techniques numériques les plus sophistiquées pour apporter une évaluation pertinente de la fiabilité et de la vulnérabilité d'un ouvrage.

Le premier objectif dans une évaluation dynamique est la détermination ou l'identification des caractéristiques modales de la structure. Cela inclut les fréquences propres, les coefficients d'amortissement et les déformées propres. Pour atteindre cet objectif, l'évaluation dynamique repose sur trois niveaux essentiels : l'acquisition des données (instrumentation), leur traitement (traitement du signal) et leur analyse (analyse modale, vérifications). Dans ce cadre, le choix d'une source d'excitation appropriée est également primordial [60].

I.6.4 Tests de vibration sur les structures de ponts

La mesure de vibrations sur les ponts n'est pas récente et de nombreuses études ont été menées par le passé dans différents laboratoires [64].

Ce qui est aujourd'hui nouveau, c'est l'accroissement des essais dynamiques réalisés sur les ouvrages à des fins de meilleure évaluation de leur comportement structural. Ces essais peuvent se diviser en deux grandes catégories : la catégorie des essais par mesure d'entrée appelés couramment "measured-input tests" destinés pour les grands ouvrages tels que les ponts haubanés, les ponts suspendus ou les ouvrages à tabliers large en treillis, et la deuxième catégorie dite à "tests ambiants", destinée aux ouvrages de moyenne et petite portée, tels que les ponts à poutres, à dalles et mixtes [65].

Parmi les formes de tests ambiants, il y a la vibration forcée par tests de véhicules. Les travaux de recherches menés par Biggs et Suer [66-67] sont parmi les études lancés, suivis par d'autres recherches théoriques et in situ tels que celles de Van Nunen et Persoon [68], Proulx, Hebert et Paultre [69] et récemment Peeters et al. en 2003 [70] qui a fait une analyse comparative de plusieurs techniques pour l'évaluation des propriétés dynamiques des ponts avec des données expérimentales en appliquant des épreuves de vibration ambiante, avec la prise en compte d'un cas d'étude en Suisse [70]. Pour les ponts à trafics intenses et qui ne peuvent pas être libres, on applique la deuxième forme de tests ambiants qui est celle par trafic circulant sur l'ouvrage en service, et dans plusieurs cas l'excitation est associée à d'autres sources de l'excitation ambiante telle que le vent. Les travaux des premières applications de ce type de vibrations sur 57 grands ponts en Californie ont été menés en 1982 par Gates et Smith [71], suivis par ceux des auteurs Farra et al. [72] en 1994, puis par C.Cremona et al. en 1999 et 2003[73].

La vibration ambiante par l'environnement entourant le pont comme le vent, la ville, les vagues ainsi que les piétons et les micro- secousses est une technique pratique et simple qui permet de déterminer les caractéristiques dynamiques des structures, telles que les fréquences propres, les formes modales et l'amortissement modal. C'est une méthode qui fut initiée par Carder en 1937 [74] sur les ouvrages "Oakland Bay Bridge" et "the Golden Gate Bridge" de San Francisco. Plusieurs autres tests ont été menés jusqu'au ce jour et l'objet principale dans ces investigations est de déterminer les paramètres modaux (fréquences propres, déformés propres et coefficients d'amortissement) des structures [75].

Presque toutes les structures sont constamment excitées dynamiquement par des forces ou mouvements présents dans leurs environnements. Quoique, les amplitudes des vibrations ambiantes soient généralement très faibles, l'utilisation des sismomètres ou accéléromètres très sensibles ont fait que ce type de tests est le plus fréquemment utilisé. Les méthodes spectrales utilisées pour déterminer les fréquences naturelles, les formes modales et l'amortissement sont basés sur une importante hypothèse selon laquelle les excitations ambiantes sont aléatoires. L'avantage de cette technique, est qu'elle est basée sur la mesure de la réponse structurelle sous l'effet du vent, qui est un mouvement aléatoire stationnaire qui peut être considéré comme un bruit blanc à bande limitée pour lequel la réponse contient toutes les fréquences, et par conséquent tous les modes de vibrations de la structure peuvent être excités. Un autre avantage est lié à la simplicité des équipements d'essais. Malgré le faible niveau des amplitudes, les tests par vibrations ambiantes sont capables de fournir des fréquences naturelles et des formes modales propres suffisamment sûres.

Dans les ponts, les essais en vibrations ambiantes peuvent être effectués sans pour autant interrompre le trafic routier et permettent l'identification des modes de vibration ayant des fréquences naturelles inférieures à 1 Hz, qui demeurent difficile à mesurer avec les essais en vibrations forcées. Cette méthode expérimentale à l'avantage de permettre de vérifier partiellement un modèle analytique linéaire et élastique.

Les mesures enregistrées par les capteurs sont définies dans le domaine temporel en termes de vitesses ou d'accélération. La transformée de Fourier permet le passage des mesures temporelles vers le domaine fréquentiel qui est exprimé par le spectre de Fourier. Les pics obtenus sur le spectre représentent les fréquences de résonance de la structure, et par conséquent les modes de vibration et les amplitudes correspondantes. Les amplitudes obtenues en chaque point de mesure, nous permettent de tracer les formes modales par rapport à un point de mesure fixe (référence).

Le principe d'essais de vibration sur les structures ne peut se faire sans la compréhension et la prise en compte de :

I.6.4.1 Paramètres de l'essai vibratoire

Il est important de rappeler que chaque structure possède une série de modes de vibration définies par quatre paramètres : la fréquence propre f , le mode propre ou déformée modale $\{\Phi\}$, le coefficient d'amortissement ζ et la masse généralisée m (ou alternativement la rigidité généralisée k).

Ces paramètres peuvent dans certains cas varier avec l'amplitude du déplacement [76]. Les paramètres les plus simples à mesurer sont les fréquences propres, notamment avec les analyseurs de spectre aujourd'hui disponibles. Les amortissements et les déformées modales sont plus difficiles à mesurer et la détermination des masses généralisées requiert la mesure de l'excitation (vibration). Cependant, tous ces paramètres sont essentiels si l'on souhaite disposer d'un modèle expérimentale qui simule la réponse dynamique de la structure.

La mise en œuvre d'une évaluation dynamique repose sur quatre niveaux essentiels [76] :

- Le premier niveau est le choix de la source d'excitation (passage d'un camion, passage d'un train, bruit ambiant, excitation d'environnement tels que le vent, les piétons, la ville, etc.) ;
- Le second niveau est d'ordre métrologique et concerne l'instrumentation et l'acquisition des données (capteur accélérométrique et plan d'instrumentation) ;
- Le troisième niveau fait appel aux méthodes d'identification (fréquence et déformées propres) pour traiter les données acquises en identifiant notamment les caractéristiques dynamiques ;
- Le quatrième niveau est celui de l'analyse vibratoire, qui peut être la comparaison d'un modèle expérimental à un modèle théorique, mais aussi la détection de modifications structurales.

I.6.4.2 Choix de la source d'excitation

Les sources d'excitation peuvent être classées de plusieurs manières. Dans la pratique des essais dynamiques, il faut séparer les excitations dites de choc ou d'impact des excitations dites vibratoires [77]. Dans le premier type, il y a l'application répétitive d'efforts sur un nombre assez important de périodes naturelles de la structure. Les chocs ou impacts sont par contre caractérisés par des événements transitoires de courte période (de la milliseconde à la minute). A cette différence de durée d'application de l'effort, s'ajoute également une différence sur l'amplitude. On dénomme souvent les excitations dynamiques par choc ou impact, *excitations impulsionnelles* ou *transitoires*.

Les excitations vibratoires sont appelées *excitations forcées*. La catégorie des excitations forcées, objet de notre étude, englobent cependant des excitations très différentes, qui se résument en :

- **Excitations périodiques** : Dans ce cas, on applique une force harmonique au moyen d'un actionneur. Ce dernier peut être hydraulique, électro-mécanique, ou simplement un pendule inversé attaché au tablier de l'ouvrage.
- **Excitations à large bande** : On utilise ici des actionneurs hydrauliques ou électro-mécanique, afin d'exciter la structure sur une bande de fréquence assez large. Les signaux d'excitation peuvent être des bruits blancs ou des signaux multi-harmoniques. De même que pour l'excitation périodique, ce type d'excitation est défini par l'expérimentateur et est donc contrôlable.
- **Excitations ambiante** : Dans ce cas, l'excitation assurant la mise en vibration de la structure provient du trafic, des piétons, des vents, de la ville ou de l'environnement. La littérature montre que ce type d'excitation a été très appliqué durant cette dernière décennie, et à même donné des résultats très significatifs convergeant dans le but de la maîtrise du comportement des ouvrages [75].

I.6.4.3 Principe de la technique

La technique d'excitation ambiante consiste tout d'abord à connaître la source d'excitation, les instruments de mesures et les l'acquisition des données recueillis sur site et les méthodes d'identification.

- **L'excitation :**

Dans ce cas d'essais dynamiques, la source de l'excitation est inconnue. Ce type d'essais utilise des forces ambiantes ou d'opérations comme sources d'excitation. La technique de vibration ambiante est appliquée lorsqu'il est difficile d'exercer une force artificielle sur la structure. Pour la plupart des structures de génie civil et mécanique, il est parfois très difficile d'utiliser une force externe connue à cause des dimensions des structures, leur forme ou leur endroit. Les forces sont alors exercées par des forces ambiantes ou forces d'opération comme par exemple sur les structures offshore (compliquées), le vent sur les édifices, les surcharges sur les ponts et les vibrations sur les grandes machines.

- **Capteurs de vibration :**

Les capteurs les plus utilisés sont des accéléromètres de type piézoélectrique. Ils ne demandent pas une alimentation électrique et s'opèrent dans un large range de fréquence. Ils se trouvent toujours avec un système de mesure compatible.

L'indice principal des capteurs pour vibration des structures de génie civil est d'abord le range des fréquences mesurables. Pour des ponts, viaducs ou bâtiments, les fréquences naturelles importantes sont de type fréquences basses. C'est-à-dire de moins de 100Hz [78]. Les modes structuraux principaux sont souvent les premiers cinq à huit modes. Donc, il faut chercher les capteurs de range convenable.

Le deuxième indice est la sensibilité des capteurs. C'est le rapport du signal électrique à la grandeur mécanique du capteur.

Normalement pour les structures de génie civil, la sensibilité des capteurs est mieux entre 20 et 100 mV/g [78]. Il faut aussi faire attention la sensibilité aux chocs de température dans des cas de très basse fréquences d'environ 3g/deg. Les capteurs de base range de fréquence ont une très haute sensibilité à la température parce que le changement de température peut causer une vibration de basse fréquence.



Figure 1.42. Capteur triaxial (a) et capteur Uni-axial (b)

Le poids des capteurs est aussi important dans ce cas. Car il faut assurer une attache parfaite des capteurs à la structure. Les capteurs de poids lourd peuvent être disposés directement sur une surface plane. Les plus légers sont mieux attachés par une plaque en acier fixée à la structure (Figure 1.42 a et b).

Pour mesurer seulement les fréquences de vibration naturelle de la structure, un seul capteur est suffisant. Avec plusieurs capteurs, on peut mesurer aussi les déformés modaux. Les résultats de plusieurs capteurs sont mieux, mais il faut compter la puissance du conditionneur [78].

La disposition des capteurs est très importante et demande une expérience sur la connaissance de la structure. Les capteurs doivent être mis aux points caractéristiques, qui sont très sensibles à la vibration et aussi représentent les modes propres prévues. Les modes modaux sont bien sûr des modes spatiaux. Normalement, on doit penser à disposer les capteurs pour trouver au moins 5 à 8 premiers modes. Il y a des modes principaux dans chaque direction qu'on doit compter comme X- transversale, Y- verticale et Z- longitudinal. Il faut noter aussi que le pont est un système complexe des superstructures et des piles, des culées. Il faut donc disposer les capteurs dans toutes les structures. Les piles et les culées sont peut être mesurés ensemble avec la superstructure pour des modes structuraux. Mais chaque partie peut être aussi mesurée séparément pour des modes d'eux même.

- **Signal conditionneur**

Le troisième élément essentiel dans la vibration ambiante est le conditionneur des signaux. Il est le plus important car les signaux des capteurs sont toujours très bas. Il y a souvent des amplificateurs en charge qui peuvent faire un anti-aliasing, un passe bas pré- filtrage (bas échantillonnage rate) du signal et qui permet une utilisation de long câblage. Quelques systèmes fournissent aussi l'intégration analogiquement aux vitesses ou déplacements. Les amplificateurs sont souvent des multicanaux pour enregistrer les signaux de plusieurs capteurs. Il y a aussi des vibromètres au laser qui peuvent faire la mesure de plusieurs points à loin distance et pas besoin de capteur. Mais les réponses de ces points ne sont qu'à mesurer consécutivement et ce type de système est beaucoup trop cher [79].



Figure I.43. PCB/système Vibration ETS [78]

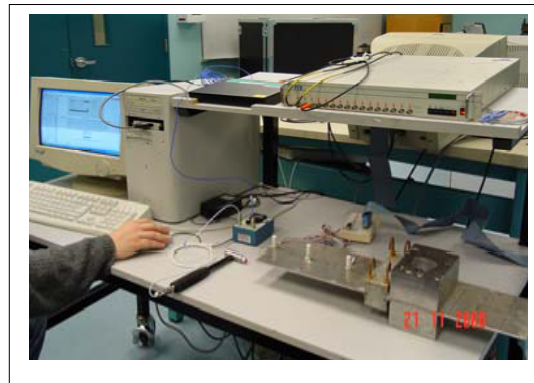


Figure I.44. Scanning vibrometer Vibration ETS [78]

Le système "Vibration ETS" possède un certain nombre de systèmes de conditionneurs et amplificateurs qui peuvent être utilisés pour mesurer la vibration des types de structures. On peut noter le système de PCB avec 16 canaux, le LMS ou Zonic avec 8 canaux et un nouveau "Polytec vibromètre" au laser qui peut mesurer la vibration à partir d'une distance de 100m (Figures I.43 et 1.44).

- **Acquisition les données**

Pour l'acquisition des données, les sources de vibration sont les voitures et les camions qui passent normalement sur le pont. Ces mouvements, lorsqu'ils existent, et en plus d'autres sources de bruit au milieu de l'essai (entourage, village, vent, ...). Il est conseillé de mesurer la vibration du pont le mieux :

- Quand il y a moins de surcharge sur la chaussée du pont. Il est parfait si on peut bloquer la circulation et utiliser un seul camion connu pour l'essai.
- Quand il y a moins de bruits ambiants. Ces sources de bruit, de forces peuvent causer une vibration parasite sur des capteurs sensibles.
- Il est mieux de prendre le passage d'un camion par camion, pour avoir les réponses impulsives de la vibration libre de la structure après la sortie du camion.

L'acquisition des données demande d'abord d'une conversion d'analogique à numérique. Les données numériques pures sont initialement analysées et procédées par échelle, enlèvement de tendance etc.

Les données en accélération sont ensuite traitées par des méthodes différentes pour identifier les caractéristiques de la structure. Elles peuvent aussi être traitées par des méthodes d'analyse numérique diverses.

I.6.4.4 Méthodes d'identification

La méthode d'identification, est la plus importante partie dans l'essai dynamique, car elle est l'aiguille aimantée de technique d'analyse modale. Comme on utilise les passages de surcharges, ou le bruit ambiant pour causer la vibration, l'excitation est alors aléatoire et est composée d'une large gamme de fréquence. De plus, on ne connaît rien sur cette excitation.

L'identification devient alors prépondérante pour se situer. Dans la pratique, il existe deux groupes principaux des méthodes d'identification modale, soit au domaine fréquentiel, soit au domaine du temps (temporaire).

Dans le domaine de fréquence, la méthode de puissance spectrale (peak picking method) est la méthode de base [79]. Elle a été appliquée aux structures de génie civil (bâtiments, construction civile et industrielle) d'abord et dans les structures de pont suspendu après.

Les méthodes dans le domaine temporel sont souvent des méthodes paramétriques et peuvent être divisées en deux branches. La première branche est composée des méthodes qui tendent à s'accorder la fonction de corrélation des réponses ou la fonction des réponses impulsives. On peut noter trois méthodes principales de ce type : la méthode Ibrahim (ITD) [80], la méthode LSCE [81] et la sous- espace (SSI) [82]. La deuxième branche est celle des méthodes qui utilisent un modèle mathématique approprié pour s'adapter aux réponses de la structure. Les paramètres caractéristiques de la structure sont identifiés par des méthodes d'identification du système comme la méthode des moindres carrées, la maximum vraisemblance et les variables instrumentaux. On peut noter les méthodes d'autorégressive (AR modèle), autorégressive à moyenne mobile (ARMA modèle) ou l'espace d'état modèle.

L'analyse modale est basée sur l'analyse fréquentielle des données provenant d'une structure testée. Dans la pratique, afin fin d'y arriver à cette analyse fréquentielle, on fait des enregistrements de la réponse de la structure (pont, bâtiment, construction industrielle,...etc.) aux sollicitations de type forcées (moteur, vibration) ou ambiante (bruit de fond, piétons, environnement). Cet enregistrement est récupéré dans le domaine temporel (signal avec repère : amplitude- temps). Pour faciliter l'analyse, on peut utiliser la transformation de Fourier rapide 'FTT' (Fast Fourier Transformation) pour représenter le signal ou la fonction dans le domaine des fréquences (domaine fréquentiel). Il est plus facile, en génie civil, de traiter l'information dans le domaine fréquentiel que temporel pour ce genre de problème.

La bibliographie montre que dans la pratique de l'analyse des essais dynamiques (forcées ou ambiantes) sur les structures de ponts, les signaux enregistrés sont faciles à étudier en faisant des transformations par divers procédés, du faite que dans le domaine temporel, le signal est difficile à traiter et semble parfois complexe, par contre si on transforme ce signal dans le domaine fréquentiel, on obtient des pics correspondants aux modes qui ont excités (modes propres de la structure) [82].

A titre d'exemple, dans le cas d'une poutre encastree à une extrémité (Figure I.45), l'identification est faite en récupérant l'enregistrement des signaux dans le domaine temporel (temps) et puis par des transformations mathématiques (FTT par exemple), on ramène ces enregistrements au domaine fréquentiel (fréquence).

M.Talbot et J.F.Laflamme [83] ont appliqué les transformations de Fourier rapide (FTT) pour l'analyse modale d'une structure d'un pont par transformation de la fonction temporelle en fonction fréquentielle par FTT.

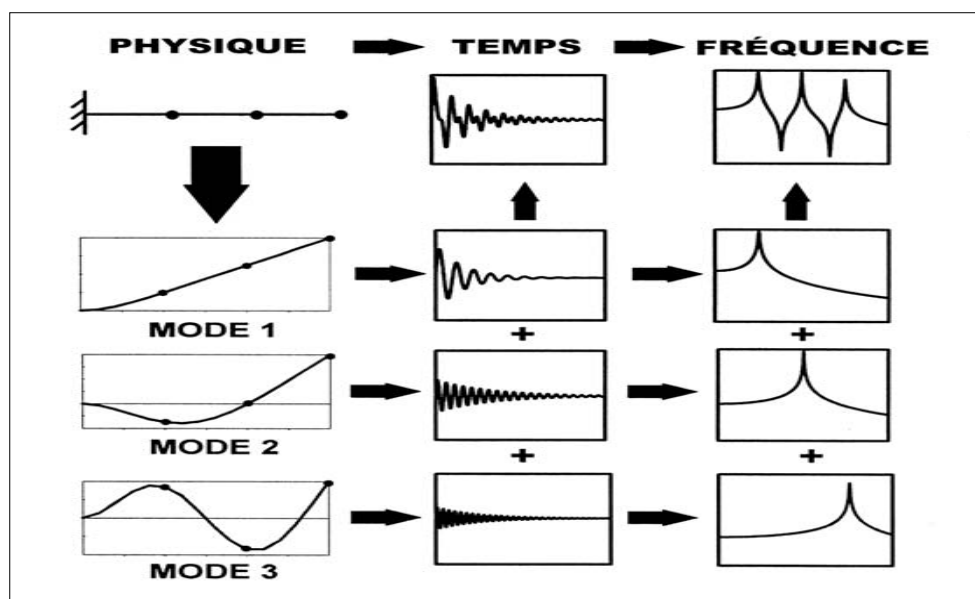


Figure I.45 Décomposition de la vibration d'une poutre console dans les domaines temporel et fréquentiel [82]

I.6.5 Analyse expérimentale d'un pont

Les caractéristiques dynamiques d'ouvrages de génie civil existants peuvent être obtenues en première approximation à partir de modèles mathématiques plus ou moins complexes.

Une autre approche consiste à tester en laboratoire des modèles réduits. Toutefois, ces méthodes ont montré leurs limites du fait des problèmes posés par la similitude modèle réduit réel, et également à cause de leur coût.

Une dernière approche est l'analyse «in situ» des ouvrages déjà réalisés. La méthode consiste à mesurer et à analyser les réponses des structures à des sollicitations naturelles ou artificielles.

Dans les cas pratiques, cette étude consiste à l'utilisation des réponses à des sollicitations par le bruit de fond (vibrations ambiantes). De plus, la faible amplitude des sollicitations n'endommage pas les structures qui se comportent dans le domaine élastique linéaire. Enfin, les études dynamiques basées sur le bruit de fond sont rapides, simples, peu coûteuses et ne constituent pas de gêne pour les structures en service [77].

La méthode consiste à placer des capteurs de vitesse ou d'accélération en différents points de la structure de l'ouvrage, pour enregistrer sa réponse au moyen d'une chaîne de mesure. L'intérêt des essais in situ est d'intégrer un ensemble de paramètres jouant un rôle important dans le comportement vibratoire de la structure qu'il est difficile de reproduire en laboratoire ou de modéliser numériquement (par exemple le rôle du sol, les dispositions constructives,...). De plus, le fait de travailler en grandeur et temps réels supprime les biais d'interprétations qui peuvent intervenir dans les essais sur modèle réduit. Par ailleurs, l'information obtenue à faible niveau de sollicitations peut être utilement exploitée pour la détermination des caractéristiques dynamiques (fréquences propres) du pont.

Conclusion :

L'application de nouvelles techniques, tels que le renforcement par collage externe de matériaux composites, sur les éléments structuraux, est une solution alternative plus appropriée. Les fibres généralement utilisées dans ces matériaux composites sont en verre, en carbone ou en aramide, sous forme de tissus unidirectionnels ou bidirectionnels, de lamelles ou de barres. Dans les structures en génie civil, les matériaux à base de fibres de carbone offrent l'avantage de rapidité d'exécution, résistance élevée à la traction, un module d'élasticité élevé, une bonne résistance à la corrosion, en plus de leur efficacité dans le renforcement des structures. Cette efficacité peut être évaluée grâce aux essais non destructifs par vibrations ambiantes ou forcées.

La bibliographie a montré, que malgré la vaste utilisation de ces essais dynamiques sur les ponts anciens, ou en cours de réalisation, pour la détermination de leurs caractéristiques dynamiques et la détection des anomalies et/ou endommagements locaux ou globaux, le manque d'études d'évaluation des structures de ponts renforcées par matériaux composites dans le temps par utilisation des vibrations ambiantes.

En effet, les essais non destructifs in situ pour l'évaluation structurale des ponts et le nombre d'essais effectués jusqu'à présent converge vers sur le choix du modèle numérique qui cale le travail expérimental effectué à un état physique bien défini de l'ouvrage.

C'est pourquoi, vu le nombre très inquiétant des ouvrages anciens et vétustes et le lancement de la politique de sauvegarde de ces structures, il est impérativement nécessaire d'évaluer dans le temps, par des essais dynamiques, le comportement de ces ouvrages ; avant, au cours et après leur réhabilitation dans le but de voir la performance des techniques de renforcement adoptées.

CHAPITRE II

MATÉRIAUX UTILISÉS ESSAIS ET PROCÉDURES EXPERIMENTALES

CHAPITRE II

MATERIAUX UTILISÉS ESSAIS ET PROCEDES EXPERIMENTAUX

II.1 Programme d'essais des poutres au laboratoire

II.1.1 Introduction

Dans le but de suivre de près le comportement statique des poutres isostatique renforcées par composites, une étude expérimentale, au laboratoire, pour confronter et vérifier les résultats des études théoriques a été menée.

Les essais ont été effectués au laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger. La charge du bâti de flexion de la presse d'essai est limitée à 300 kN. Le but de ces essais est d'étudier le comportement statique, sous chargement, des poutres en béton armé simplement appuyées et soumises à la flexion, quatre points, renforcées par matériaux composites : unidirectionnel (tissu Sikawrap) ou/et lamelles stratifiés (SikaCarbodur).

On propose d'étudier dans la première partie, le comportement des poutres renforcées avant endommagement c'est-à-dire avant renforcées à vide. La deuxième partie d'essais sera consacrée à l'étude du comportement des poutres réparées après endommagement c'est-à-dire renforcées après réparation et collage des composites.

II.1.2 Caractéristiques des matériaux

II.1.2.1 Béton

Les granulats utilisés proviennent de la carrière 'Jobert d'Alger', il s'agit du gravillon 3/8 et du gravier 8/15. Le sable entrant dans la composition du béton est un sable de mer. Pour le liant hydraulique, il s'agit d'un ciment classe CEM II A 42.5 de la cimenterie de 'Meftah'. Le dosage en ciment est fixé à 350 kg/m³. Le ciment est de densité 3,05, sa finesse de mouture se caractérise par une surface spécifique de Blaine égale à 3185 cm²/g. L'eau utilisée est l'eau potable de robinet.

La méthode de composition théorique retenue est celle de FAURY, pour un béton ordinaire. La dimension maximale des granulats est égale à 14 mm. L'affaissement mesuré étant égale à 5,6 cm, ce qui conduit à un dosage de 213 litres d'eau par mètre cube de béton. La composition pondérale pour 1mètre cube de béton, compte tenu des densités absolues (2,6 pour le sable et 2,6 pour le gravillon) est la suivante :

- Sable 0/5 mm : 743,6 kg ;
- Gravillon 3/8 mm : 204,6 kg ;
- Gravier 5 /14 mm : 798 kg ;
- Ciment : 350 kg.

La quantité totale des matériaux utilisés est la suivante:

- *Sable 0/5 mm* : 299 kg ;
- *Gravillon 3/8 mm* : 119 kg ;
- *Gravier 5 /14 mm* : 259 kg ;
- *Ciment* : 162 kg ;
- *Eau de gâchage* : 68,5 litres

Les propriétés mécaniques de ce béton sont les suivantes (issues de tests réalisés) :

- *Résistance moyenne en compression uniaxiale* : $f_{cm} = 35 \text{ MPa}$
- *Résistance moyenne en traction uniaxiale* : $f_{tm} = 3.2 \text{ MPa}$
- *Module d'Young* : $E = 32\,000 \text{ MPa}$

II.1.2.2 Armatures

Les Propriétés mécaniques des armatures utilisées sont les suivants :

- *Limite d'élasticité* : $f_y = 550 \text{ MPa}$
- *Module d'Young* : $E_y = 200 \text{ GPa}$

II.1.2.3 Matériaux composites

Les matériaux composites utilisés dans notre étude sont de deux types; le premier type est unidirectionnel, composés de tissus en fibres de carbone (sikawrap) et le deuxième type est stratifié composé de lamelles de fibres de carbone.

a) Tissu de fibres de carbone Sika Wrap

Le Sika Wrap HEX 230C est un tissu de fibres de carbone, unidirectionnel, de masse surfacique égale 225 g/m², d'épaisseur de 0.13 mm, sous forme de rouleaux de longueur 45 à 70 m, de largeur 305 mm ou 610 mm et sa couleur est noir. Les performances mécaniques sont les suivants :

- *Résistance en traction* = 3500 MPa ;
- *Module d'élasticité en traction* = 230GPa ;
- *Allongement à la rupture* = 1.5%.

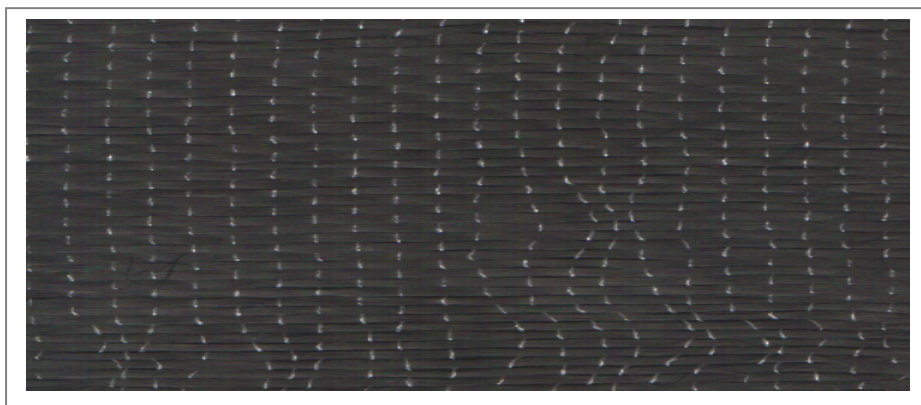


Figure II.1: Tissu unidirectionnel Sika Wrap

La résine d'imprégnation du tissu Sika wrap HEX 230 C est le SikaDur 330. C'est résine bi-composant, constituée de deux composants : composant A résine de couleur blanche et composant B durcisseur de couleur grise. Les performances mécaniques sont les suivants :

- *Densité = 1.3;*
- *Adhérence sur le béton sablé est supérieure à la cohésion du support (dès 24 h) ;*
- *Résistance à la traction ≥ 30 MPa à 2 jours et 20°C ;*
- *Résistance à la compression ≥ 55 MPa à 2 jours et 20°C ;*
- *Module d'élasticité en flexion = 3800 MPa à 7 jours et 23°C.*

Les performances mécaniques du composite formé par le tissu Sikawrap et sa résine ont été mesurées en laboratoire, du fabricant, après 7 jours de durcissement à 23°C.

- *Résistance en traction = 750 MPa ;*
- *Module d'élasticité en traction = 55GPa ;*
- *Allongement à la rupture = 1.15%.*

b) Type composite stratifié

Le composite composé de Sika carbodur lamelle et la colle sikadur 30, est un composite stratifié. Les caractéristiques physiques des lamelles Sika Carbodur de type "S" se présentent comme suit :

- *Composition : fibres de carbone agglomérées dans une matrice de résine époxydique ;*
- *Pourcentage volumétrique de fibres : >68% ;*
- *Densité : 1,5 ;*
- *Présentation en rouleaux de 10, 25, 50 et 250 mètres ;*
- *Couleur : noir ;*
- *Dimensions (voir Tableau II.1).*

Tableau II.1: Différents types de lamelles "S" Sika Carbodur.

Type de lamelle	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Section (mm ²)
S512	50	1.2	60
S812	80	1.2	96
S1012	100	1.2	120
S1512	150	1.2	180

Les performances mécaniques de ces lamelles se résument en :

- *Module d'élasticité en traction > 165GPa ;*
- *Résistance en traction > 2800 MPa ;*
- *Allongement à la rupture > 1.7%.*

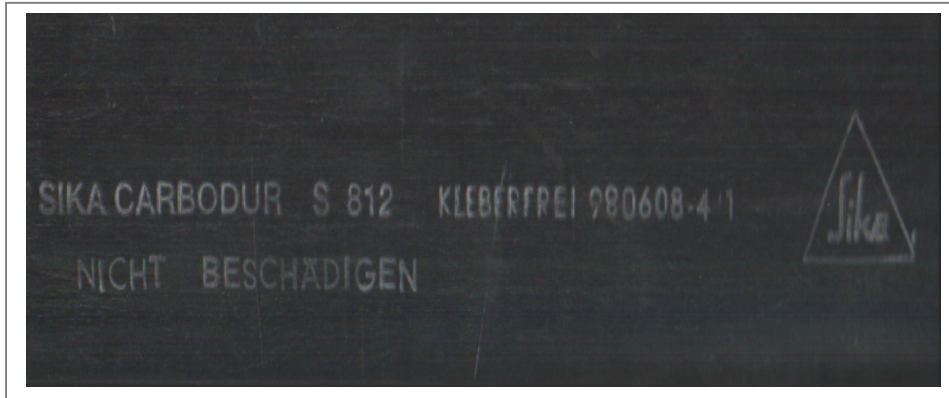


Figure II.2: Lamelle Sika Carbodur type "S"

Le Sikadur 30 Colle est une colle époxydique à deux composants sans solvant, de couleur gris clair, utilisé pour le collage du Sikacarbodur lamelle. Cette colle est de deux composantes : composant A : résine (couleur blanc) et composant B : résine (couleur noir). Parmi les performances mécaniques :

- *Densité : 1.8 ;*
- *Résistance à la compression ≥ 55 MPa à 2 jours à 20°C ;*
- *Résistance à la flexion ≥ 30 MPa à 2 jours à 20 °C ;*
- *Module d'élasticité statique ≥ 12800 MPa ;*
- *Adhérence sur béton ≥ 4 MPa (rupture dans le support) ;*
- *Résistance à la traction par cisaillement ≥ 15 MPa à 28 jours ;.*
- *Coefficient de dilatation = 0.03 mm/m.°C de -10°C à +40°C.*

II.1.3 Instrumentation des essais - Préparation des corps d'éprouvettes

II.1.3.1 Dimensionnement des corps d'essais

Les éprouvettes d'essai sont des poutres en béton armé, de longueur 170 cm, avec une section de 16 cm de largeur et de 18 cm de hauteur, avec une portée est de 150 cm (Figure II.3). Le ferrailage passif, pour le renforcement du béton, sont des armatures : tendues en HA12 en bas et comprimée en HA10 en haut. Les cadres sont des étriers en acier doux 8 mm (Figure II.4).

II.1.3.2 Confection des poutres

Après façonnage des aciers et pose de la cage d'armatures dans le coffrage en bois, le "mélange" du béton est versé dans un malaxeur électrique. Les poutres sont coulées en deux couches et vibrées par un vibreur électrique. Après coulage, un talochage de la surface est réalisé manuellement. Les éprouvettes sont conservées au laboratoire à 20°C, couvertes d'un nylon 48 heures puis laissées au laboratoire jusqu'à l'âge de l'essai. On mesure en parallèle l'affaissement à l'aide du cône d'Abrams, et les résistances du béton aux 7^{ème} et 28^{ème} jour du coulage sur des cubes de 10cm d'arrêt, conservés dans les mêmes conditions que les poutres.

La température ambiante lors du coulage variait entre 16 et 21°C, le climat était dans la plupart des temps chaud. Le cône d'Abrams a donné une hauteur d'affaissement moyenne de 8.6 cm avec une tolérance de 20%, tandis que la résistance à la compression du béton mesuré sur des éprouvettes a donné une valeur moyenne de 21.90 MPa au 7^{ème} jour et 31.80 MPa au 28^{ème} jour.

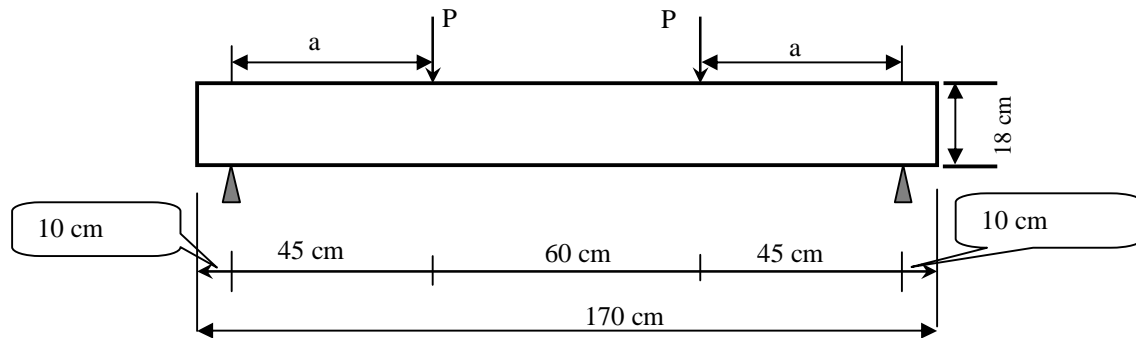


Figure II.3: Schéma statique de la poutre d'essai

II.1.3.3 Instrumentation et appareils de mesure

Avant coulage du béton, la barre d'acier inférieur central, pour chaque poutre, a été équipée de jauge électriques de déformations unidirectionnelles, et ce afin de suivre l'évolution de la déformation unitaire de chaque acier tendu en fonction de la charge appliquée. Une jauge à béton est aussi collée à la face supérieure au milieu de la poutre, pour suivre les déformations du béton (Figure II.4).

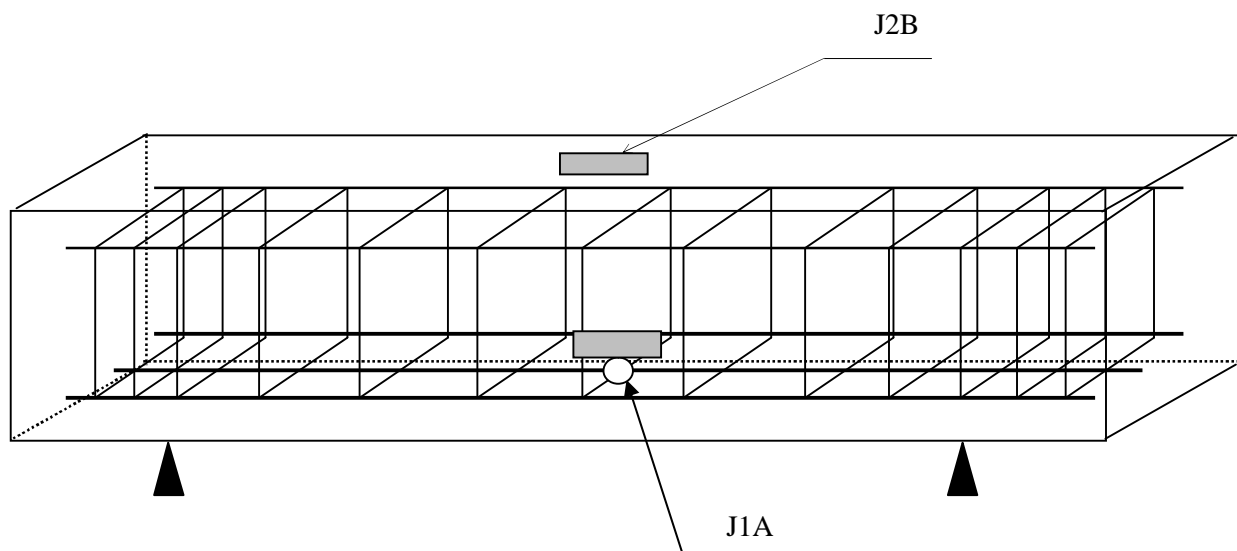


Figure II.4: Emplacement des jauges d'acier et béton

La préparation des supports de collage des jauges a été bien faite pour avoir une très bonne adhérence entre la jauge et ce support, pour cela il faut :

- Meuler les aciers HA (pour les supports aciers) ;
- Dépoussiérer le support meulé ;
- Préparer une surface lisse (frottement par papier vert) ;

- Désinfecter à l'aide de l'alcool, la surface support ;
- Eliminer toute trace de laitance éventuelle ;
- Placer soigneusement la jauge, après avoir testé son bon fonctionnement ;
- A l'aide d'un fer à souder, placer les deux files électriques, qui seront branchés au pont d'extensiométrie (Figure II.5);
- Coller la jauge (Figure II.6 a et b) sur le support, à l'aide d'une colle spéciale ;
- Isoler et protéger la jauge contre tout contact (béton frais, frottements, etc.).

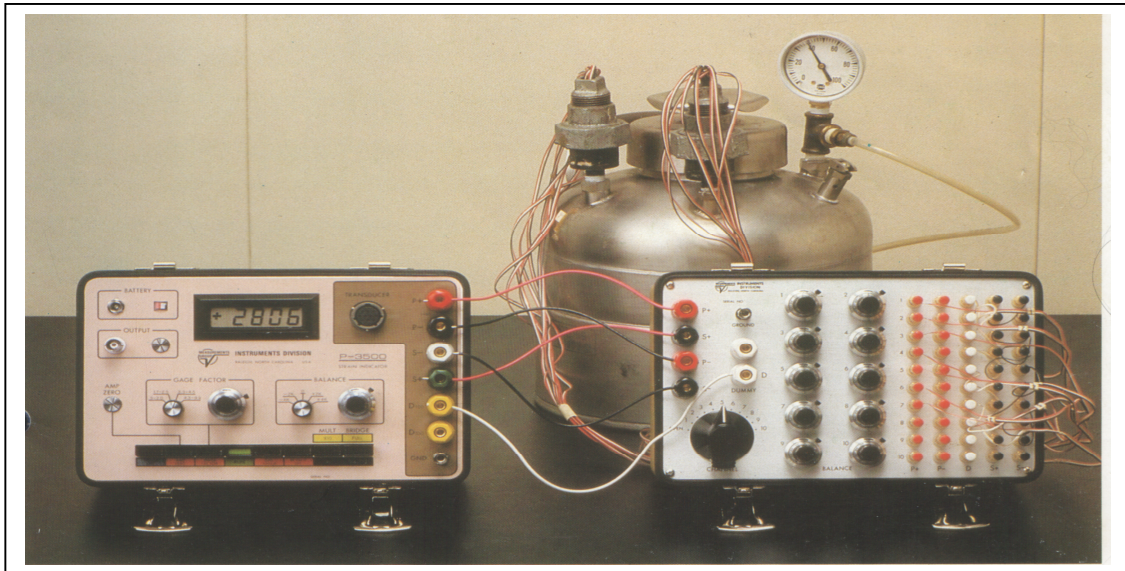


Figure II.5: Pont d'extensiométrie portable- P3500-modèle SB-10

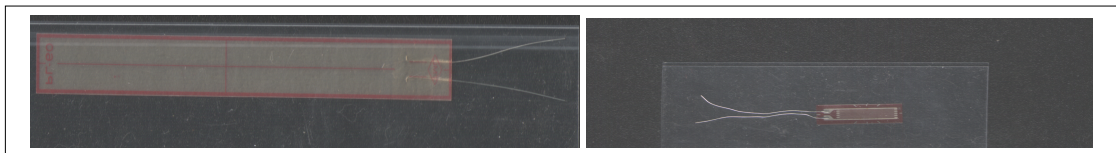


Figure II.6 (a) et (b): Jauges de béton (PL-60-11) et d'acier (KFG-10-120)

La lecture des jauges se fait par l'utilisation du pont d'extensiométrie qui peut supporter 10 jauges (sorties). Les jauges utilisées ont les caractéristiques suivantes :

- Jauge béton: $R = (120 \pm 0.3) \Omega$, facteur de jauge : $K = 2.07$
- Jauge acier : $R = (120 \pm 0.2) \Omega$, facteur de jauge : $K = 2.13$

Les allongements de l'acier sont déterminés à l'aide de jauges de déformation. Les valeurs sont lues directement sur le pont d'extensomètre. Pour suivre les déformations du béton, une jauge est disposée sur l'axe de symétrie de la poutre au niveau de la fibre la plus comprimée. (Figure II.4).

Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance en Ω) propres à chaque type de jauges sont réglables sur le pont dès le départ. Les jauges sont collées directement sur l'armature après coulage de la surface de contact (Figure II.4).

Pour la mesure des flèches, un capteur de déplacement a été disposé au milieu et la face inférieure de la poutre d'essai. Ce capteur a une précision de 0.01 mm (Figure II.7).

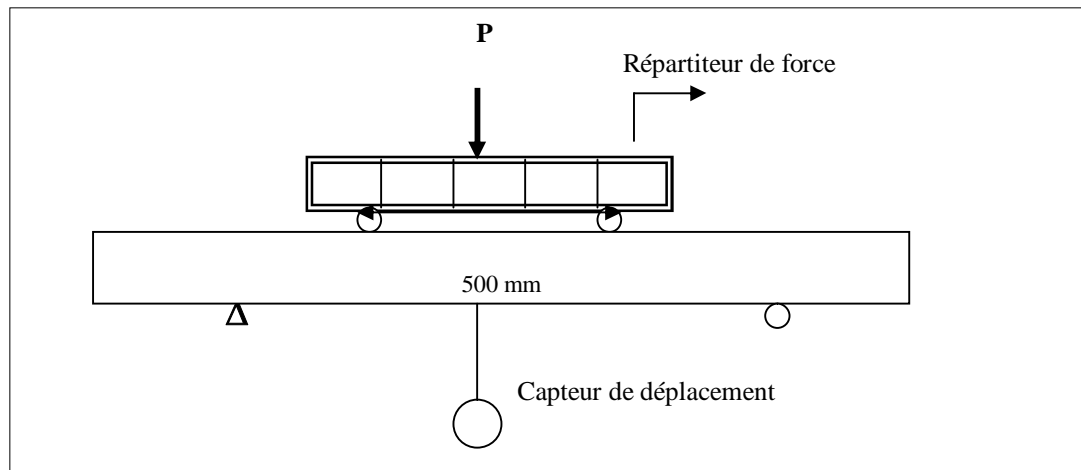


Figure II.7: Emplacement du capteur de déplacement et répartiteur de force

Avant le commencement des essais, nous avons effectué l'étalonnage de la presse hydraulique. Le tracé de la courbe d'étalonnage de la presse hydraulique (force manomètre en fonction de force presse hydraulique), a donné l'allure ci après (Figure II.8), ce qui a permis de confirmer que l'écart est minime, avec un coefficient de corrélation de 0.9987.

Toutes les poutres ont été testées en flexion quatre points sur le portique de chargement au laboratoire génie civil de l'E.N.P. Les forces appliquées ont été mesurées d'une part par un capteur de pression et d'autre part par un capteur de force (manomètre) placé entre le vérin de chargement et la poutre d'appui.

La mise en charge de chaque poutre se fait par paliers successives de 5kN, sans déchargement (chargement continu). Le temps de lecture a été fixé à 5 minutes environ, en raison de la stabilité de tous les appareils de mesure. On note manuellement en fonction de la charge appliquée, la lecture de mesure de déformation de chaque jauge, la flèche donnée par capteur. La lecture se résume à :

- charge P appliquée sur le répartiteur ;
- flèche f appliquée à mi travée en face inférieure ;
- déformation de l'acier HA centrale de la fibre inférieure de la poutre ;
- déformation de la fibre comprimée supérieure de la poutre.

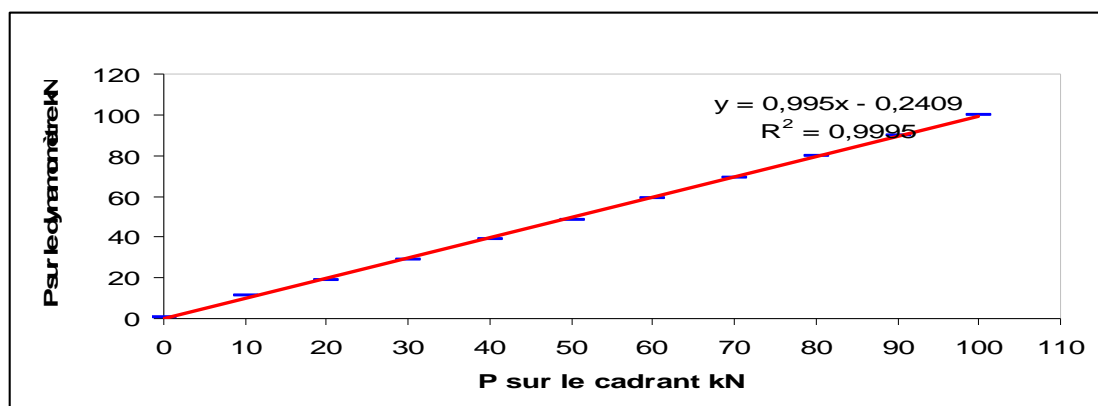


Figure II.8: Courbe d'étalonnage de la presse hydraulique

II.1.3.4 Essais sur poutres renforcées avant chargement

L'objectif de notre étude est de déterminer le mode le plus efficace et qui garde le béton intact sans endommagement en prenant en compte les modes appliqués en pratique. On dénomme par "RA" les poutres avec renforcement par composites selon les modes de collage (Figures II.9 à II.10). Alors que la mention "PT", désigne la poutre de référence.

- 1^{er} cas : Poutre RA1

Le premier renforcement de la poutre est par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) afin de voir les fissures qui apparaissent avec le chargement (éventuellement rupture par fissure horizontale au droit des armatures longitudinales de traction appelée "pelling-off").

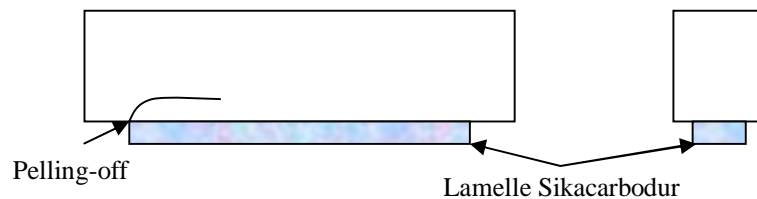


Figure II.9: Renforcement poutre par Lamelle Sika Carbodur

- 2^{ème} cas : Poutre RA2

Le deuxième cas de renforcement de la poutre est par une lamelle de fibre de carbone (sikacarbodur) + tissu Sika Wrap à 1/3 de la hauteur, par bandes isolées, afin de pouvoir annuler (ou réduire) la rupture par pelling-off.

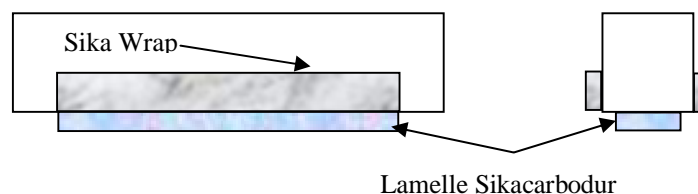


Figure II.10: Renforcement poutre par Sika Carbodur et sika wrap

- 3^{ème} cas : Poutre RA3

Le troisième renforcement, consiste à coller 1/3 hauteur des faces latérales la poutre par tissus Sika wrap en forme de "U" et la face inférieure par des lamelles de fibre de carbone (Sikacarbodur).

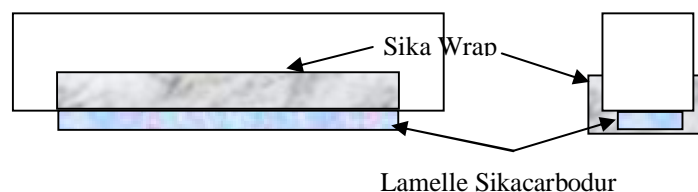


Figure II.11: Double renforcement aux faces latérales et face inférieure

- 4^{ème} cas : Poutre RA4

Ce mode consiste à appliquer, sur les faces latérales, des bandes verticales en tissu sika wrap espacées d'une manière équidistante, et une lamelle de sika carbodur collée sur la face inférieure. C'est le mode appliqué en pratique pour le renforcement des poutres de ponts en béton armé.

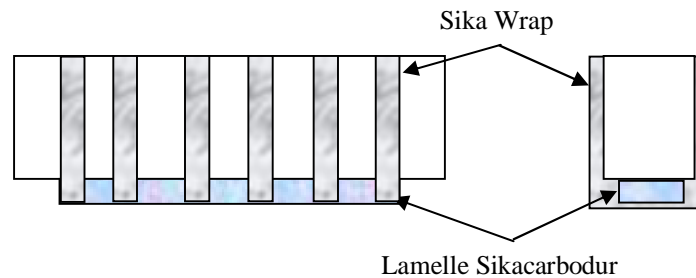


Figure II.12: Renforcement en bandes aux faces latérales et lamelle en face inférieure

Tous les composites sus cités sont collés sur les poutres (support) à l'âge de 30 jours. La préparation pour chaque composite a été réalisée comme suit :

Après découpage du composite à la longueur définie à l'aide d'une scie à métaux ou au disque à tronçonner, la face à encoller est nettoyée.

Le mélange des deux composants A et B de la colle "Sikadur 30 Colle" est produit avec un malaxeur muni d'une hélicoïdale à vitesse lente (300 tours/minute environ) pendant trois minutes environ jusqu'à obtenir un mélange uniforme gris clair.

La colle est mise en œuvre en double encollage ; une couche sur le béton (1 mm environ) et une couche sur le Sika Carbodur Lamelle (1 à 2 mm). La lamelle est plaquée sur le support et pressée par un rouleau jusqu'à l'obtention d'un reflux continu sur les bords de la lamelle.

La "Durée Pratique d'Utilisation" (DPU) débute dès la fin du mélange des deux composants. Elle est plus longue à basses températures et se raccourcit à hautes températures. Pour l'augmenter en cas de température élevée, il est recommandé de diviser la colle, une fois mélangée, en petites portions. Une autre méthode efficace consiste à stocker avant utilisation les deux composants dans un endroit frais.

Pour le Sika Wrap, on applique à l'aide d'un rouleau ou d'une brosse le Sikadur 330 à raison de 0.7 à 1.2 kg/m² suivant la rugosité du support et on place le tissu sur la couche d'apprêt. Après le tissu est noyé soigneusement dans la résine avec le rouleau de marouflage. La résine est ensuite répartie avec ce rouleau jusqu'à l'obtention d'une structure homogène.

La machine d'essais est de capacité de 300 kN. Elle est composée de trois portiques déplaçables dans le sens longitudinal de la table d'essai. Chaque portique comporte un vérin hydraulique coulissant sur sa traverse, perpendiculairement au déplacement des portiques (Figure II.13).

Le chargement se fait par un répartiteur de force pour permettre un essai en flexion quatre points.

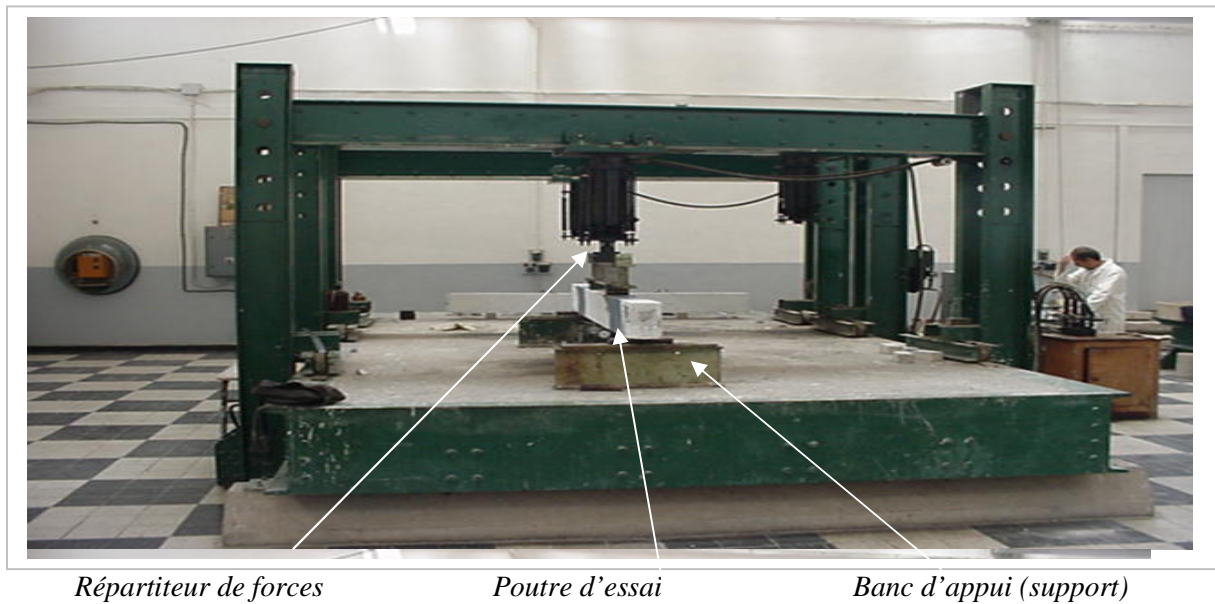


Figure II.13: Machine d'essais et ses portiques

II.1.3.5 Essais sur poutres réparées après endommagement

Pour cette partie de campagne expérimentale, la confection des poutres s'est fait de la même manière que celle de la partie précédente, en prenant les mêmes conditions de confection, de préparation et de dispositifs d'essai.

Les poutres d'essai, de dimensions identiques (170×18×16) cm, ont été tout d'abord endommagées (fissurées) puis colmatées et réparées par collage de matériaux composites à base de fibre de carbone. L'objectif est de voir le comportement de ces spécimens renforcés après endommagement, c'est-à-dire comment se comporte une poutre arrivée à un certain pourcentage de rupture (80 à 85%) et renforcée sous chargement. Le gain apporté par chaque procédé de renforcement sera discuté afin de le quantifier et déduire le renforcement le plus efficace pour ce type de réparation. Toutes ces poutres ont été testées en flexion quatre points.

Ces poutres sont :

- Poutre de référence (appelée RP1) ;
- Poutre réparée par composite sika carbodur (RP2) ;
- Poutres réparées par composite sikawrap (RP3) ;
- Poutres réparées par double renforcement des composites wrap et carbodur (RP4).

- **Poutre de référence**

Il s'agit de la poutre d'essai appelée "RP1". Le chargement consiste à appliquer une force F progressive par pas de 5kN, jusqu'à la rupture totale de la poutre (ruine). On note alors la valeur de la charge de rupture F_r , et à l'aide du capteur de déplacement on mesure la flèche correspondante (Figure II.14).

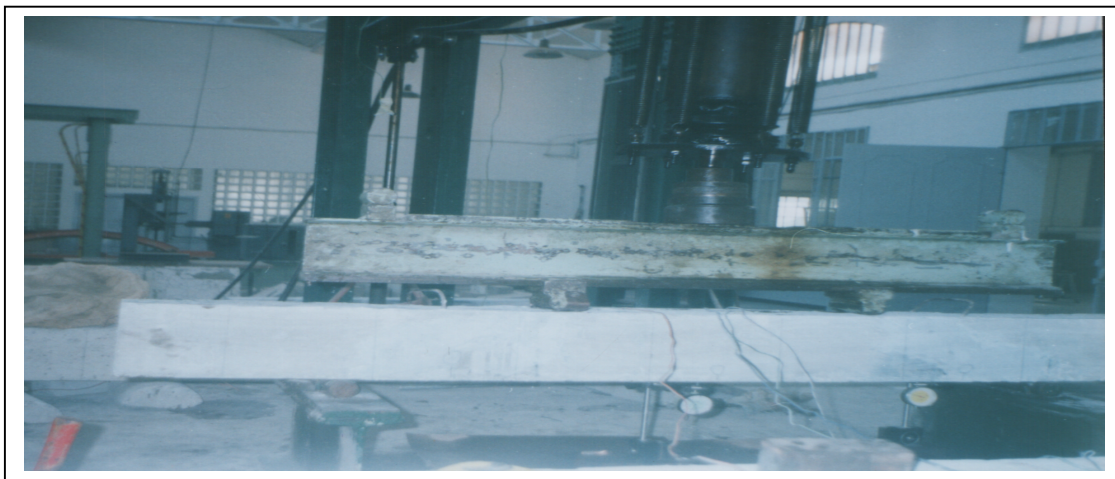


Figure II.14: Essai de chargement sur la poutre de référence RP1

- **Poutres endommagées et réparées**

Dans cette catégorie de poutres, au nombre de trois (03), la première phase consiste à appliquer une charge F progressivement, jusqu'à l'apparition nette des fissures (pourcentage de 70 à 80 % de la rupture F_r), afin de pouvoir les injecter (pénétration parfaite) par résine époxy. On mesurera la flèche à chaque charge correspondante, ainsi que les déformations des aciers inférieurs (de traction).

La deuxième phase, est la phase de réparation des poutres endommagées. Elle consiste à colmater les fissures de ces poutres, injectées précédemment par résine Sikadure 52, puis les calfeutrer par Sikadur 30 Colle. On doit attendre au minimum 48 heures avant l'application et collage du composite sur la poutre (Figures II.15 et II.16). Le détail des essais effectués est récapitulé dans le tableau ci- après (Tableau II.2), avec toutes les poutres réparées correspondantes et le type d'essais effectués avec le composite collé.

Tableau II.2 Récapitulation des essais des poutres réparées

<i>Corps d'épreuve</i>	<i>Type d'essai</i>	<i>Composite collé et dimensions (cm)</i>	<i>Schéma de la poutre</i>
RP1 (référence)	Chargement (Ruine)	Néant	
RP2 (réparée)	Chargement Endommagement Réparation Chargement Ruine	Injection et colmatage fissures Collage Sika Carbodur (100 × 8) cm	
RP3 (réparée)	Chargement Endommagement Réparation Chargement Ruine	Injection et colmatage fissures Collage Sika Wrap (100 × 30) cm	
RP4 (réparée)	Chargement Endommagement Réparation Chargement Ruine	Injection/colmatage fissures Collage SikaWrap en U [30×(18+16+18)] + Sika Carbodur (100×8) cm	

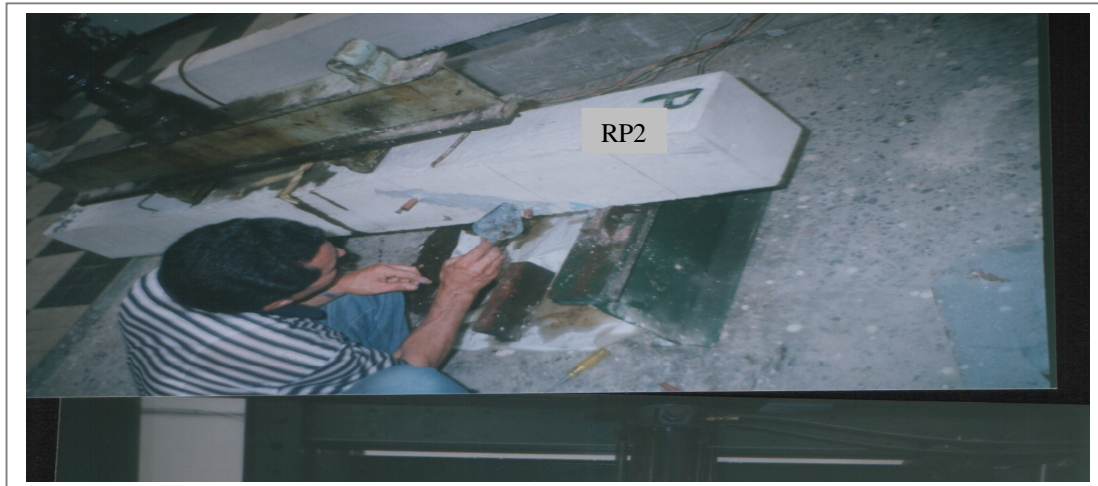


Figure II.15: Colmatage et calfeutrement des fissures de la poutre endommagée



Figure II.16: Pose des composites pour la poutre RP4

II.2 Programme d'essais dynamiques sur un pont réhabilité par composites

II.2.1 Introduction

Nous présenterons dans cette partie l'évaluation structurale d'un pont, hyperstatique en béton armé âgé de 80 ans [84], se trouvant dans la wilaya de Tipaza. L'évaluation du pont est basée sur les paramètres modaux obtenus par un essai dynamique (vibration ambiante) in situ et un modèle numérique afin de caler les résultats expérimentaux obtenus.

II.2.2 Description de l'ouvrage

Le pont en question est un passage supérieur sur oued "Oumazer" se trouvant à Cherchell dans la wilaya de Tipaza, distante de 80 km à l'ouest d'Alger, se localisant dans la zone III caractérisée par des fortes activités sismiques [85]. L'ouvrage, qui a été réalisé en 1927, est un pont hyperstatique à trois travées. Le tablier est constitué de quatre poutres maîtresses en béton armé, à inertie variable, liaisonnées par des entretoises et longrines surmontées d'une dalle en béton armé.

L'infrastructure est composée de deux piles, qui sont constituées de quatre poteaux liaisonnés par voiles, et de deux sommiers sous forme d'appuis simples, qui sont en béton armé (Figure II.17). Les caractéristiques géométriques du pont sont :

- Longueur totale	70,00m
- Longueur de la travée d'accès	15,00m
- La travée intermédiaire	40,00m
- Longueur de la chaussée	6,00m
- Longueur des trottoirs	1,00m
- Hauteur de la pile	10,00m



Figure II.17: Vue d'ensemble du pont "Oumazer"

Les détériorations sont visibles sur les éléments du tablier, avec des éclatements du béton d'enrobage, corrosion des armatures et des fissures plus ou moins profondes sur les éléments structuraux du tablier. Au niveaux de l'infrastructure (Figure II.18), les piles présentent des anomalies qui se résument en la dégradation totale des bétons et apparition des aciers complètement corrodés avec diminution de leur section). Cela est dû probablement aux attaques des eaux salées du milieu marin entraînant des éclatements du béton et une perte de masse et exposant ainsi les aciers à des corrosions et une perte alarmante de la section résistante. Le diagnostic révèle aussi des fissures inclinées à 45° au niveau des abouts des poutres maîtresses qui traduisent l'accroissement des contraintes de cisaillement dues essentiellement à l'augmentation du trafic routier. On retient également que cette zone a été frappée par un séisme de magnitude 6.1 à l'échelle de Richter en 1989.



Figure II.18 Vue des dégradations apparentes sur la pile

En outre, l'analyse des désordres (Figure II.19) a permis de dégager des solutions d'intervention qui convergent vers la réhabilitation et/ou le renforcement des éléments détériorés, afin de redonner à ces éléments leur portance initiale et rendre à la structure de l'ouvrage son état d'avant. La méthodologie choisie pour réparer et renforcer le pont repose sur les phases d'interventions suivantes :

- Chemisage armé des piles ;
- Réparation des bétons dénudés
- Injection des fissures par la résine époxydique ;
- Réparation des poutres par collage de tissus de fibres de carbone CFRP.



Figure II.19: Eléments en béton très détériorés avec aciers corrodés

II.2.3 Réparation et renforcement du pont

II.2.3.1 Chemisage des appuis

Le chemisage des appuis en béton consiste à remplacer le béton d'enrobage dégradé (fissures, éclatement, carbonatation) par une couche de béton avec ajout de barres d'armatures, en passant par la préparation rigoureuse de la surface comme suit :

- Détection de toutes les zones dégradées des appuis (piles) et semelles ;
- Pose d'échafaudage (Figure II.20) ;
- Piquer tout le béton détaché ou désagrégé sur toute la hauteur des fûts (y compris les parties enterrées) jusqu'à atteindre le béton sain ;
- Mettre les armatures à nu en les dégagant d'au moins 2 cm tout autour ;
- Débarrasser les barres d'armatures de toute rouille par sablage ;
- Application du produit anti-corrosion sur les barres d'armatures sous forme de kit pré-dosé composé de résine et durcisseur ;
- Renforcer les armatures dont la section a diminué par le rajout de nouvelles barres ;
- Préparation d'un coffrage adéquat pour coulage du béton.

Le coffrage, de préférence métallique, doit être muni de cales d'espacement destinées à assurer l'enrobage des armatures avec une augmentation des dimensions par rapport aux dimensions initiales. Cette augmentation de la section a pour but de faciliter le coulage du béton et de renforcer la résistance des voiles de la pile.



Figure II.20. Echafaudage des appuis du pont

II.2.3.2 Bétonnage des voiles de la pile

La dernière étape du chemisage consiste à remplir les gaines qui se feront par un béton de latex. Les bétons de latex ne sont pas complètement étanches à la pénétration des chlorures, mais ils offrent une protection bien supérieure à celle obtenue avec des bétons courants de type B 30. Selon différents auteurs, la durée de vie pour les resurfaçages en béton de latex (réparation) serait d'au moins quinze à vingt ans [86]. La formulation des bétons de latex est identique à celle des bétons de ciment Portland courants. Les proportions du mélange doivent simplement être ajustées pour tenir compte de la proportion d'eau contenue dans l'émulsion de latex et de l'important effet de plastification du latex. Selon le dosage et le type de latex employé, le rapport E/C sera compris entre 0,30 et 0,40. Etant donné la diversité des latex disponibles, on devrait vérifier la compatibilité du produit sélectionné avec le ciment par des mélanges d'essais. La quantité de latex à employer (exprimée en extrait sec) se situe généralement entre 10 et 20 % de la masse de ciment [87].

Baron et al. [86] a donné la formulation typique du béton de latex (de chemisage) qui se résume à (Tableau II.3) :

Tableau II.3: Formulation pour 1m³ de béton Latex

Ciment (kg)	Latex %	E/C	Gravillon (kg)	Sable (kg)	Affaissement (cm)	Résistance à 28 jours (MPa)
390	15	0.30	985	805	15.5	45

L'intérêt pour les bétons de latex tient donc à ce qu'ils améliorent plusieurs propriétés (imperméabilité, durabilité, adhérence) tout en conservant une mise en œuvre facile [87].

II.2.3.3 Injection des fissures et tests ultrasoniques sur béton

Pour colmater et réparer les fissures des poutres endommagées, on a utilisé la résine Sikadur30 Colle et le SikaDur 52 injection.

L'injection est assurée par le SikaDur 52, qui est une résine époxydique à deux composants A (résine) et B (durcisseur sans solvant, de couleur jaune ambré de densité 1.2), tandis que le calfeutrement des fissures après injection est assuré par la résine Sikadur 30 colle.

Afin d'apprécier la qualité du béton de l'ouvrage et de vérifier l'opération de colmatage des fissures, des essais à l'ultrason ont été réalisés avant et après sa réparation (Figure II.21).



Figure II.21: Mesures ultrasoniques au droit d'une fissure

Le principe consiste à mesurer la vitesse du son dans le béton au droit d'une fissure, sachant que la vitesse augmente avec le module d'élasticité, donc la résistance du béton [88]. La valeur trouvée donne des appréciations sur la qualité du béton d'une part et sur l'efficacité de l'injection d'autre part. Le tableau ci après illustre les valeurs des vitesses de propagation mesurées sur le béton de la poutre fissurée du tablier du pont en question, avec quatre distances (deux avant la fissure et deux après la fissure).

Tableau II.4: Vitesses de propagation ultrasonique sur une poutre

Distance (m)	0.25	0.45	0.70	0.92
Vitesse moyenne avant injection (m/s)	2523	2335	940	1034
Vitesse moyenne après injection (m/s)	2604	2444	2818	3021

Une nette amélioration des vitesses de propagation du béton est observée après injection de la résine. L'injection des fissures par résine époxydique améliore l'homogénéité du béton à presque 70 % et par conséquent contribue à sa durabilité. Cependant, il faut noter que les vitesses mesurées restent faibles et montrent un béton de qualité douteuse à mauvaise (vétusté du béton datant de 1927). Par conséquent, il est nécessaire de renforcer davantage les éléments porteurs structuraux (poutres et appuis) par des techniques fiables de renforcement.

II.2.3.4 Renforcement de la structure par composites

Afin de redonner aux éléments détériorés leur rigidité de l'état initial, il est impératif de choisir de bons matériaux d'ajout en performance et efficacité pour que l'élément renforcé puisse supporter les charges et surcharges du trafic. Le tissu unidirectionnel Sika wrap est appliqué sur les faces latérales des poutres principales pour reprendre l'effort de cisaillement, tandis que le stratifié de fibres de carbone Sika carbodur est appliqué sur les faces inférieures de ces mêmes poutres pour reprendre l'effet de traction (Figure II.22).

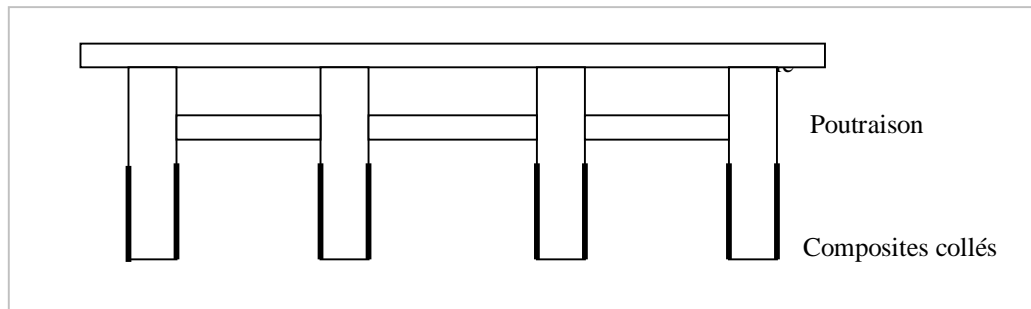


Figure II.22: Applications des fibres de carbone CFRP sur les poutres du pont

La réparation de toute la structure a duré dix mois, ce temps a été suffisant pour nous permettre de prendre toutes les précautions nécessaires pour effectuer des essais d'évaluation de la structure.



Figure II.23: Pile du pont après sa réparation

En absence de plans d'exécution (coffrage et ferrailage) et les notes de calcul de dimensionnement de l'ouvrage, les caractéristiques fondamentales de la structure (masse et rigidité) avant et après sa réparation ont été calculées sur la base des informations requises du bureau d'études et de l'entreprise d'exécution.

II.2.4 Tests de vibration ambiante

L'étude expérimentale présentée ci-après a pour objet l'analyse expérimentale du pont "Oued Oumazer" sous vibrations ambiantes et la détermination de ses fréquences propres. Ces dernières seront comparées à celles obtenues au moyen du modèle numérique qui sera développée dans un autre chapitre. Par la suite, on procédera à l'évaluation de la fonction de transfert des deux piles du pont.

II.2.4.1 Etapes de l'étude expérimentale

L'évaluation des paramètres dynamiques de l'ouvrage par les essais de vibrations ambiantes ont été menés comme suit :

- Choix du modèle et vérification de la conformité des plans de génie civil ;
- Prise en compte des caractéristiques mécaniques des matériaux ;
- Enregistrement de la réponse de la structure aux vibrations ambiantes ;
- Traitement des enregistrements et détermination des fréquences propres de la structure ;
- Analyse modale du modèle d'éléments finis dans le but d'optimiser les schémas d'instrumentation des essais de vibrations ambiantes en se basant sur l'identification des formes modales analytiques.

Afin d'effectuer les vibrations ambiantes, décrites précédemment, on a procédé à des enregistrements de bruis de fond à l'aide d'une station d'enregistrement CityShark II-6, et de quatre sismomètres Lennartz 5secondes. La station CityShark peut enregistrer simultanément les signaux de 6 capteurs.

Pour cette étude, seuls quatre capteurs ont été utilisés (Figures II.24). Ces capteurs sont équipés de 3 composantes : une composante verticale, et deux composantes horizontales perpendiculaires entre elles. La durée de chaque enregistrement est de 15 minutes. Le signal a été échantillonné à 200 Hz.



Figure II.24: Station City Shark



Figure II.25: Sismomètre Lennartz

Les mesures des fréquences propres ont été effectuées sur le pont avant et après application des fibres de carbone lors de sa réparation. L'objet de ce test dynamique est de déterminer les modes de vibration les plus prépondérantes d'une part et de voir l'influence des composites plaqués sur les poutres pour le comportement du pont d'autre part.

L'emplacement des sismomètres était choisi sur la base des résultats trouvés (positions plus défavorables), après modélisation du pont par le logiciel SAP2000 (Figure II.26). On place tout d'abord deux sismomètres C1 et C2 sur les deux trottoirs et à l'axe transversal du pont, puis on place deux autres sismomètres C3 et C4 distants de six mètres des deux premiers (Figure II.27).

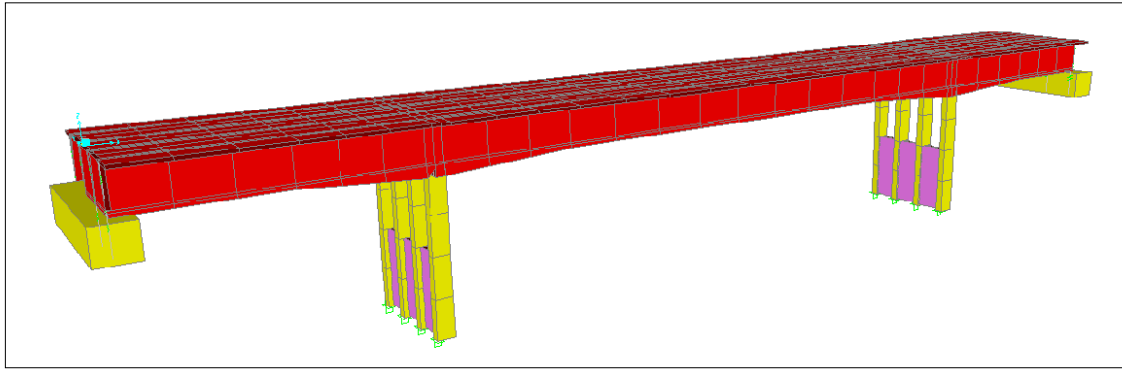


Figure II.26 : Schéma de modélisation de l'ouvrage.

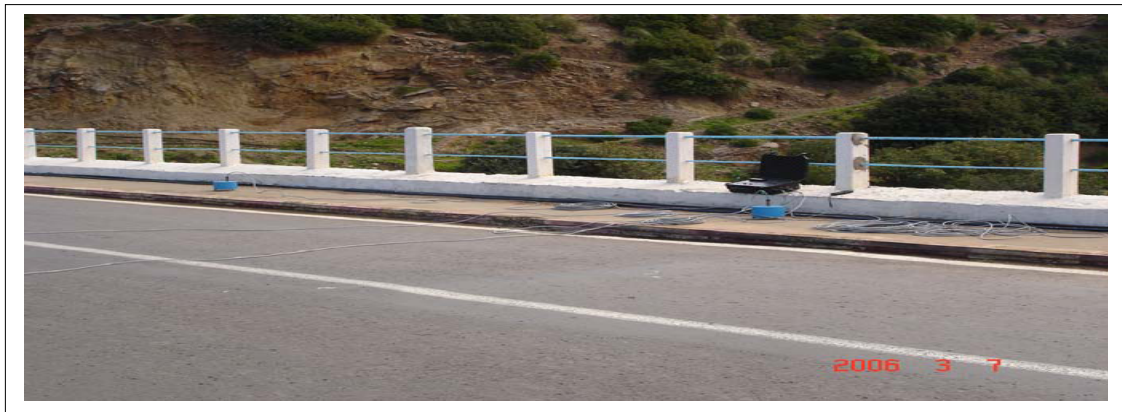


Figure II.27 : Positions des capteurs sur le pont.

II.2.4.2 Enregistrement des résultats

Les enregistrements ont été effectués sur la moitié du pont allant vers Cherchell, sur une longueur de 42 m (Figure II.28). Deux capteurs fixes de référence (C1 et C2) sont placés au milieu de la travée centrale aux extrémités du tablier dans le sens transversal. A partir de cette référence, on placera les autres capteurs mobiles (baladeurs C3 et C4) de part et d'autre du tablier comme indiqué sur la figure II.29. Les enregistrements se font sur des points distants de 6, 12, 18, 24, 30, 36 et 42 m par rapport aux points de référence (C1 et C2). Ce balayage se fait jusqu'à ce que la première moitié du pont soit couverte. On recommencera, par la suite, la même opération avec un pas de 6 m coté Tipasa.



Figure II.28 : Vue générale du pont avec emplacement des capteurs longitudinalement.

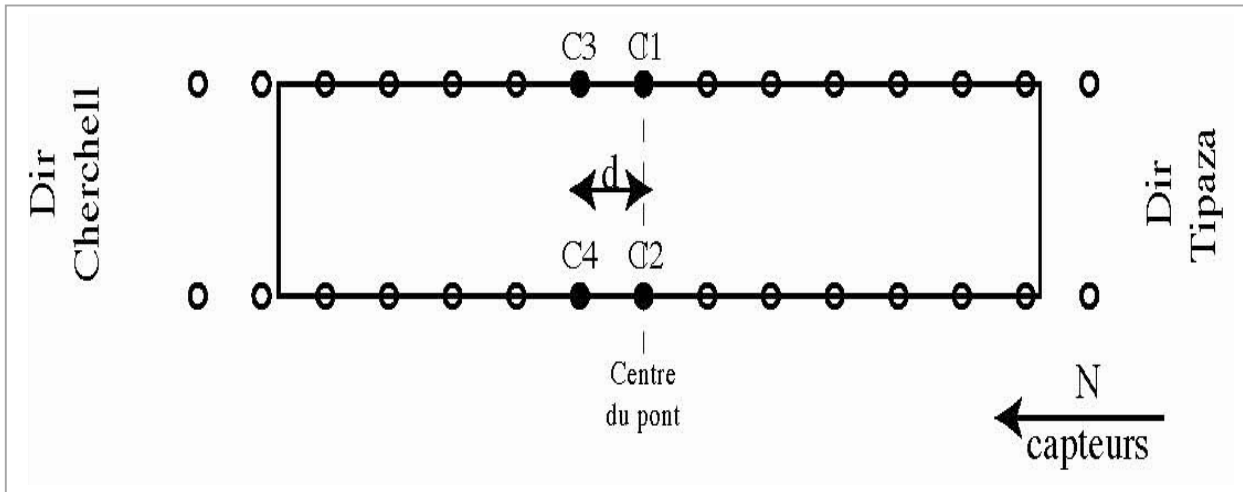


Figure II.29 : Configurations des sismomètres

Cela a permis de couvrir en enregistrements sur toute la longueur concernée par cette étude. A noter que deux autres mesures sont prises aux fonds des deux piles. Ces enregistrements sont effectués sur le sol près des deux piles du pont simultanément avec des enregistrements sur le tablier, afin d'estimer les fonctions de transfert de ces piles.

Les enregistrements du bruit de fond ont été réalisés sur le tablier du pont, instrumenté avec 4 capteurs (Tableau II.5). Les capteurs 1 et 2 sont fixes et installés au milieu du pont. Les capteurs 3 et 4 sont mobiles et installés de part et d'autre du tablier (Figures II.30 et II.31).



Figures II.30 et II.31 : Ajustement et emplacement du capteur au fond de la pile

Les enregistrements de bruit de fond recueillis ont été analysés et traités à l'aide du logiciel Geopsy [89]. Les enregistrements de 15 minutes ont été divisés en fenêtres de 40 secondes.

L'opération a commencé par le calibrage des enregistrements par rapport aux amplitudes des signaux captés au niveau des points de référence au mi travée (amplitude maximale). Compte tenu de la densité de circulation et du flux de trafic, cette opération a permis de régler le gain en fonction de l'amplitude des signaux captés et d'éviter ainsi leur saturation. Les transformées de Fourier des signaux enregistrés permettent de déterminer les fréquences propres de l'ouvrage qui sont extraites, par simple repérage des pics correspondant aux maxima des réponses.

Tableau II.5 Distances des capteurs 3 et 4 par rapport au centre du pont

Direction	Numéro de l'enregistrement	Position du Capteur C3 (m)	Position du Capteur C4 (m)
Cherchell	C01	6	6
Cherchell	C02	12	12
Cherchell	C03	18	18
Cherchell	C04	24	24
Cherchell	C05	30	30
Cherchell	C06	36	36
Cherchell	C07	42	42
Tipaza	C08	-6	-6
Tipaza	C09	-12	-12
Tipaza	C10	-18	-18
Tipaza	C11	-24	-24
Tipaza	C12	-30	-30
Tipaza	C13	-36	-36
Tipaza	C14	-42	-42

CHAPITRE III

RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

CHAPITRE III

RESULTATS ET DISCUSSIONS

III.1 Résultats des essais sur poutres

III.1.1 Renforcement des poutres avant chargement

Le déroulement des essais de cette première partie expérimentale, permet de constater que le comportement des poutres, quelque que ce soit leur nature, témoins (tests) ou renforcées, passent par trois phases distinctes :

- Phase élastique (avant l'apparition des fissures)
- Phase plastique (apparition et développement des fissures)
- Phase de rupture.

III.1.1.1 Poutres de référence

i) Diagramme force-flèche

Les courbes force-flèche des poutres témoins (PT1 et PT2), à l'abscisse située à mi travée, sous chargement, montrent qu'il y a trois phases à caractériser :

- Une phase de « béton armé non fissuré », où la flèche croît linéairement avec la charge. Cette phase s'étend à 40 kN avec l'apparition des fines fissures verticales ascendantes (du moment fléchissant) et une flèche de 2.23 mm environ.
- Une phase de « béton armé fissuré », linéaire- parabole, où on peut constater l'apparition des fissures inclinées à 65 kN et une flèche de 4.22 mm environ.
- Une phase de « béton armé fissuré plastique » après la plastification des aciers où on note une nette augmentation de la profondeur et de la propagation de l'ouverture des fissures inclinées. La flèche mesurée à mi-travée est de 10.55 mm et la charge de rupture (par cisaillement) était de 88 kN.

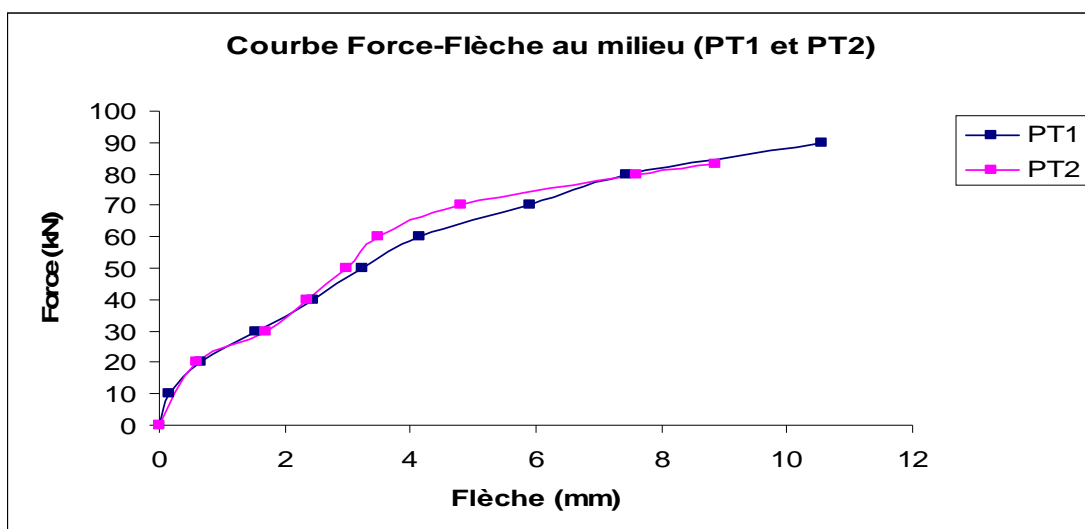


Figure III.1: Courbe Force-Flèche au milieu des poutres de référence 'PT'

ii) Evolution des fissures

L'évolution des fissures sur les poutres témoins 'PT' se résume à :

- Durant la première phase (élastique) aucune fissure n'apparaît, l'acier et le béton ont subi les mêmes déformations.
- Pendant la deuxième phase (à partir de 40 kN environ), on remarque l'apparition de fissures très fines verticales dans la zone où le moment fléchissant est maximal (zone de traction). Les premières fissures inclinées commencent à apparaître à partir des points de chargement. Ces dernières vont s'accroître et s'élargir au fur et à mesure que la charge augmente.
- Dans la troisième phase, on note une nette propagation de la fissure inclinée de chaque côté. La force de rupture (PT1 et PT2) était de 88 kN, et la rupture était par cisaillement.

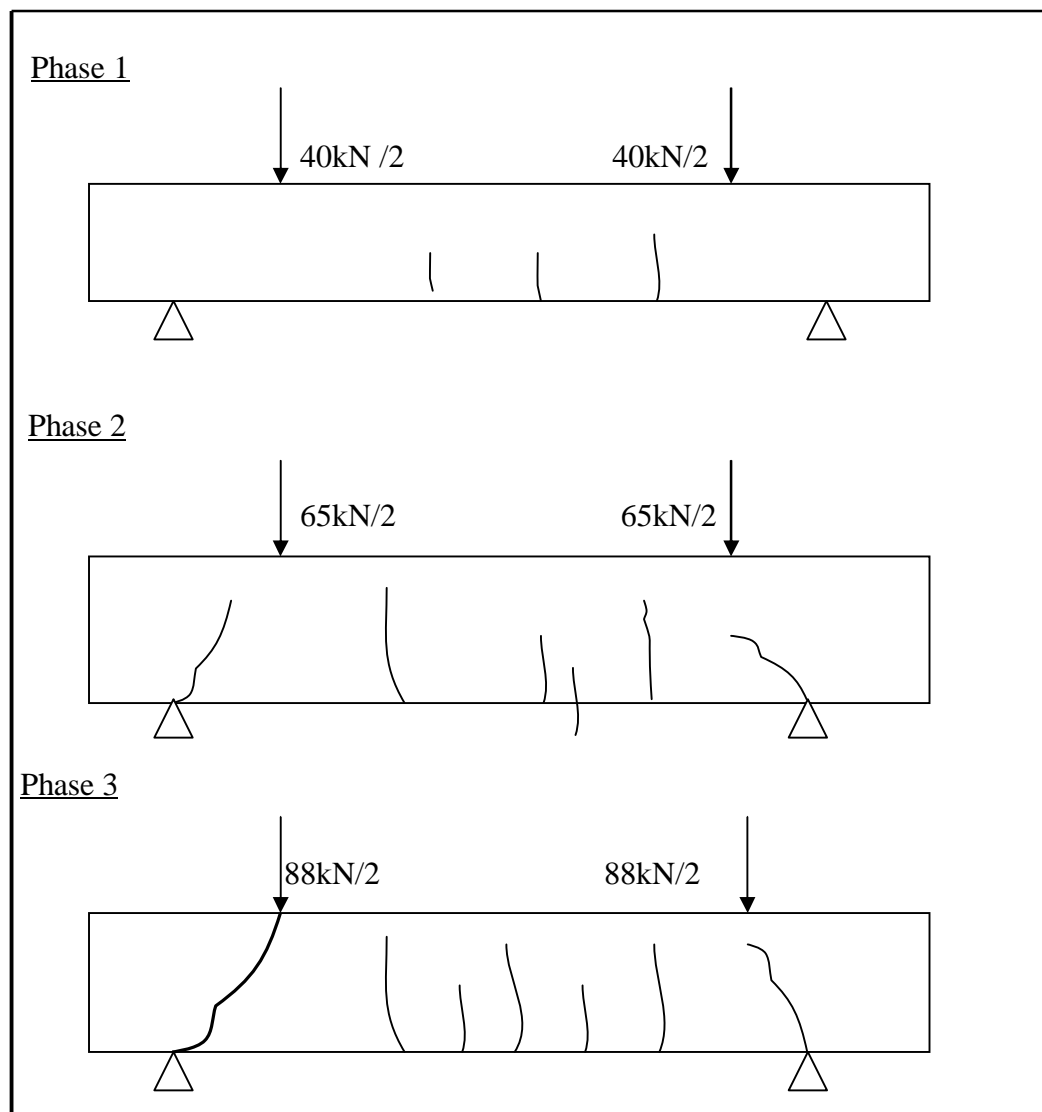


Figure III.2: Phases d'évolution des fissures poutres de référence 'PT'

III.1.1.2 Diagrammes Force- flèche des poutres renforcées

La discussion des résultats se fera pour chaque mode de renforcement parmi les quatre modes déjà cités.

i) Poutre renforcée – Type RA1

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît, la poutre subit sous l'action du chargement un allongement égale à celui de son support, qui est lui-même dicté par l'allongement de son armature active. Pendant la deuxième phase, on remarque l'apparition de fines fissures inclinées sur les deux cotés à 55 kN et aucune fissure verticale n'apparaît (reprise des efforts de traction par la lamelle). Les deux fissures inclinées se propagent en longueur, en profondeur et en largeur.

La rupture se prononce à 100 kN par effort tranchant (cisaillement) d'un seul côté. La flèche de rupture est de 6.60 mm. Le gain en terme de portance est de 12.71% par rapport à la référence "PT".

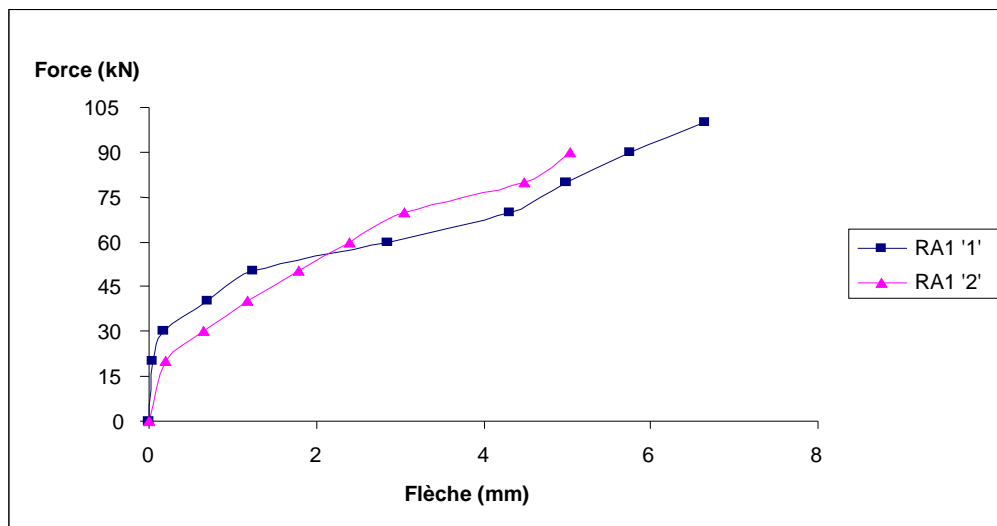


Figure III.3: Courbe Force- flèche à mi-travée des poutres renforcées " RA1"

ii) Poutre Renforcée – type RA2

Durant la phase élastique, la poutre reste intacte et aucune fissure n'apparaît et les déformations du béton, d'acier et du composite ainsi les flèches sont réduites et ceci à cause de la présence du tissu qui a joué le rôle de "coudre" des fissures.

Pendant la deuxième phase, aucune fissure n'apparaît au début, mais au fur et à mesure de la progression de la charge appliquée, on remarque l'apparition de fines fissures inclinées sur les deux cotés de la poutre. A la valeur de 70 kN, on constate le début de l'arrachement du tissu de Sikawrap de ses extrémités, ce qui favorise la propagation de ces fissures inclinées.

La rupture se prononce à 115 kN par effort tranchant d'un seul côté. Un gain d'environ 32.94% en portance par rapport à la référence "PT" et la flèche de rupture est de 6.8 mm. Une couche de sikawrap, à 1/3 de hauteur de la poutre aux faces latérales, a donné un gain appréciable en portance, mais n'a pas empêché la rupture par cisaillement. Cependant la plaque de lamelle sika carbodur a éliminé l'apparition des fissures de traction.

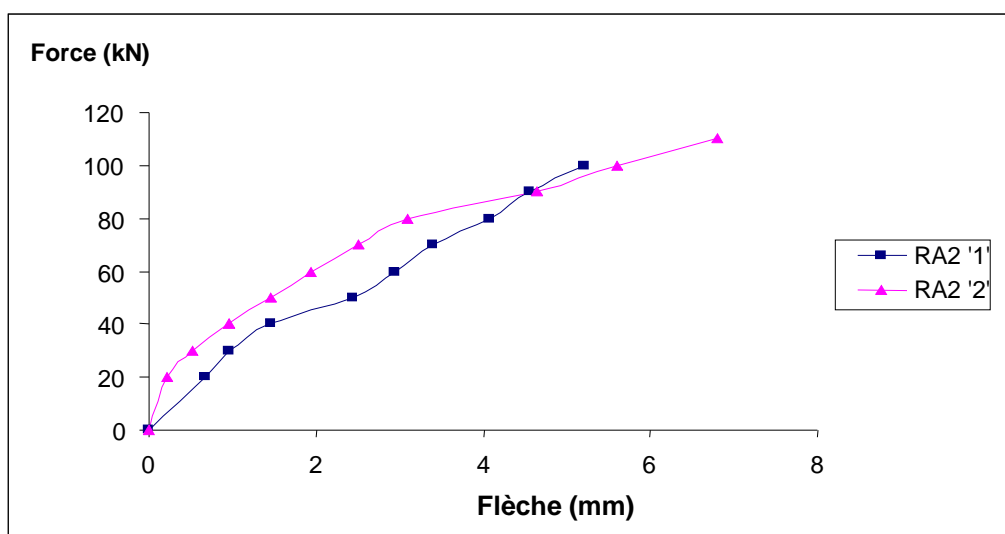


Figure III.4: Courbe Force-Flèche à mi-travée des poutres renforcées " RA2"

iii) Poutres renforcées – type RA3

De la même manière que précédemment, durant la première phase la poutre reste presque intacte où aucune fissure n'apparaît et les déformations du béton, d'acier et du composite ainsi les flèches sont réduites.

Durant la deuxième phase on remarque aussi pour ce type qu'aucune fissure verticale n'apparaît d'une part, d'autre part on remarque l'apparition de fines fissures inclinées sur les deux cotés à une charge de 60 kN (reprise des efforts par la lamelle et le tissu). Les deux fissures inclinées se propagent en longueur, en profondeur et en largeur. Et comme dans le cas du type "RA2", l'arrachement du tissu à ses extrémités est observé.

La rupture est déclarée à 105 kN par effort tranchant (avec un gain de 20.81% à celles de référence). La flèche de rupture est de 4 mm. La forme en "U" du tissu Sika wrap n'a apporté aucun apport supplémentaire à la portance de la poutre renforcée.

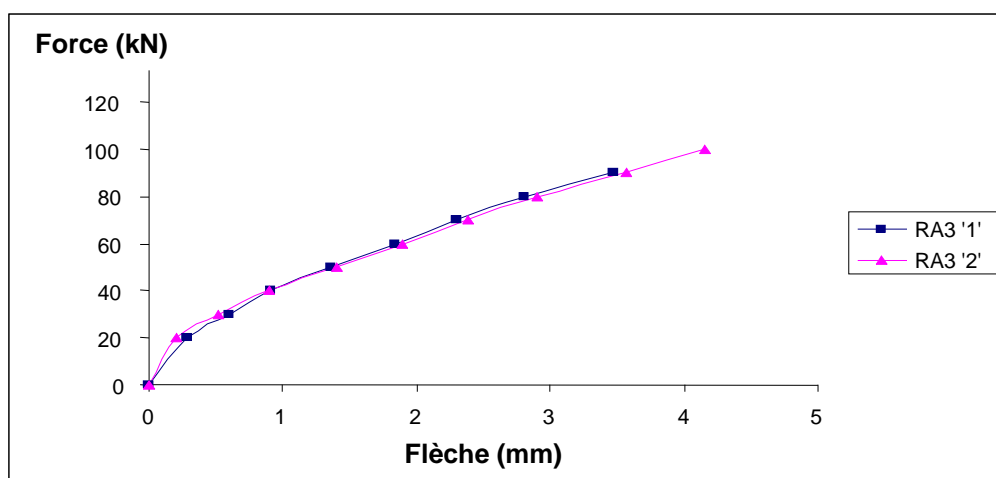


Figure III.5: Courbe Force- flèche à mi travée de la poutre renforcée "RA3"

iv) Poutres renforcées –type RA4

Le renforcement par bandes du sikawrap en faces latérales et du sikacarbodur en face de traction, a donné les meilleurs résultats en comparaison avec les types précédents (RA1, RA2 et RA3). Ceci est dû à l'utilisation d'un double renforcement (lamelle en traction et tissu wrap en cisaillement). Les fissures n'apparaissent qu'à 80 kN et les fissures inclinées naissent à 100 kN de chargement.

La rupture apparaît simultanément par cisaillement (effet de l'effort tranchant) et par décollement de tissu (les bandes extrêmes) à 130 kN (avec un gain de 50.29% à celles de référence), la flèche à la rupture est de 5.3 mm.

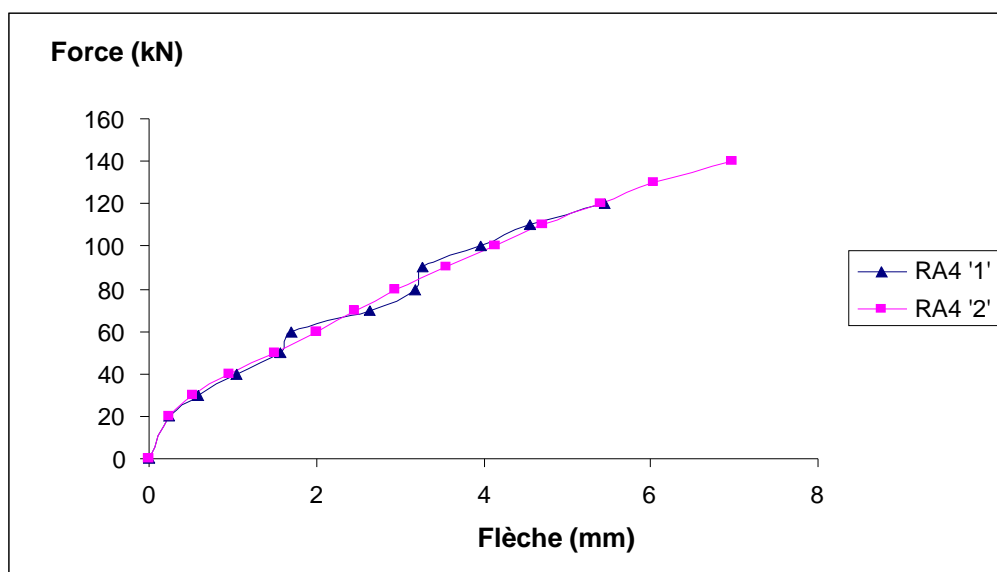


Figure III.6: Courbe Force- flèche au milieu de la poutre renforcée "RA4"

III.1.1.3 Comparaison des différents types de renforcement

La confrontation des résultats des digrammes force- flèche obtenus, nous permet de faire la comparaison entre les différents modes de renforcement en fonction de la flèche obtenue à partir de la charge appliquée. En effet, en prenant comme référence la poutre témoin "PT", les écarts sont apparents (Figure III.7) montrant l'effet bénéfique du renforcement par matériaux composites en terme de flèche qui peut atteindre un gain d'environ 50%. Le double renforcement (RA4) résiste le plus avec une portance avoisinant les 140 kN et une flèche très réduite de 6.5mm, soit une différence de presque 75% en portance et de 93% en flèche (par rapport à celle de référence PT). Le renforcement "RA3" est très bénéfique en terme de réduction de déformation (flèche), cependant, il ne donne pas de gain appréciable en portance. Pour les autres renforcements (RA1 et RA2), et malgré la réduction apparente qu'ils portent pour la flèche, demeurent non efficaces en pratique pour la résistance des éléments structuraux.

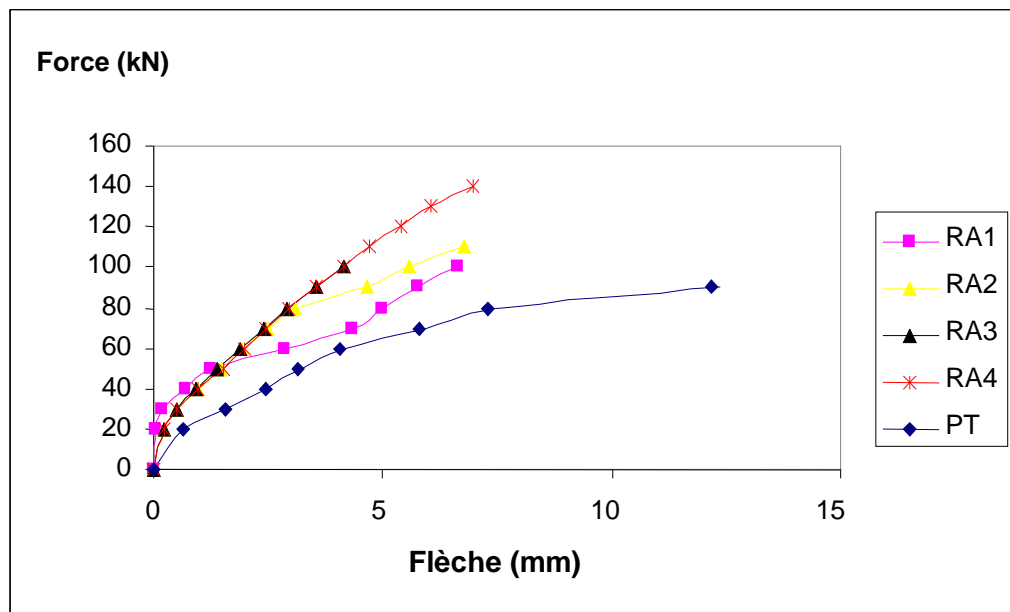


Figure III.7: Confrontation digrammes Force- flèche des poutres renforcées

III.1.1.4 Diagrammes force- déformation béton et acier

Les courbes force- déformation issues des mesures effectuées par les jauges de déformation placées sur le béton (à sa fibre comprimée) et aciers de traction, pour les différents modes de renforcement, nous ont permis de constater la nette différence entre ces modes en terme d'écartement de ces courbes en phase de chargement des poutres renforcées. En effet, le module d'élasticité, caractéristique physique intrinsèque de l'élément poutre, permet de donner une bonne lecture du comportement de cette dernière (Figures III.8 et III.9)

Pour les déformations des éléments porteurs (béton et aciers) de la poutre renforcée RA1, il s'avère que le renforcement par "seulement" lamelle Sika Cabodur à la fibre inférieure ne réduit pas la déformation du béton comprimé, mais réduit la déformation des aciers qui est dû au rôle joué par la lamelle comme une armature additive. A noter, pour ce mode de renforcement, une nette augmentation du module d'élasticité qui signifie l'augmentation de la rigidité de la poutre.

Comme le cas précédent du mode de renforcement, le double renforcement (type RA2) réduit beaucoup plus les déformations des armatures longitudinales de traction vu le rôle joué par la lamelle. Dans ce cas, le mode de rupture observé est par effort tranchant (par cisaillement) et la poutre dans sa partie centrale reste intacte. De même, on constate pour ce mode de renforcement une nette augmentation du module d'élasticité qui signifie l'augmentation de la rigidité de la poutre d'une manière plus intense que celle du renforcement "RA1"

L'effet du double renforcement, sur la face inférieure et sur les faces latérales, réduit peu la déformation du béton comprimé, mais diminue considérablement la déformation des aciers par rapport à la poutre de référence. Ceci est dû, probablement au rôle joué par ce mode de renforcement comme une double armature additive qui reprend les efforts de traction et cisaillement en confinant parfaitement la poutre.

De même, on constate une augmentation du module d'élasticité qui signifie l'augmentation de la rigidité de la poutre.

Pour le dernier mode de renforcement, en l'occurrence le type RA4 avec en fibre de traction le Sika carbodur et faces latérales des bandes verticales du tissu Sika Wrap, les résultats montrent que ce double renforcement augmente considérablement la capacité portante de la poutre où le gain est de 50% est observé. Cependant, on remarque une nette diminution de la déformation du béton et des aciers par rapport à la poutre de référence au même niveau de chargement.

Donc, on peut conclure que le double renforcement en "U" pour la poutre "RA3" semble le renforcement le plus bénéfique en terme de gain de déformation par rapport aux autres modes de renforcement, où une réduction d'environ 15% est observée. Cependant on remarque pour l'ensemble de ces modes de renforcement (Figures III.8 et III.9), un gain non négligeable du module d'élasticité.

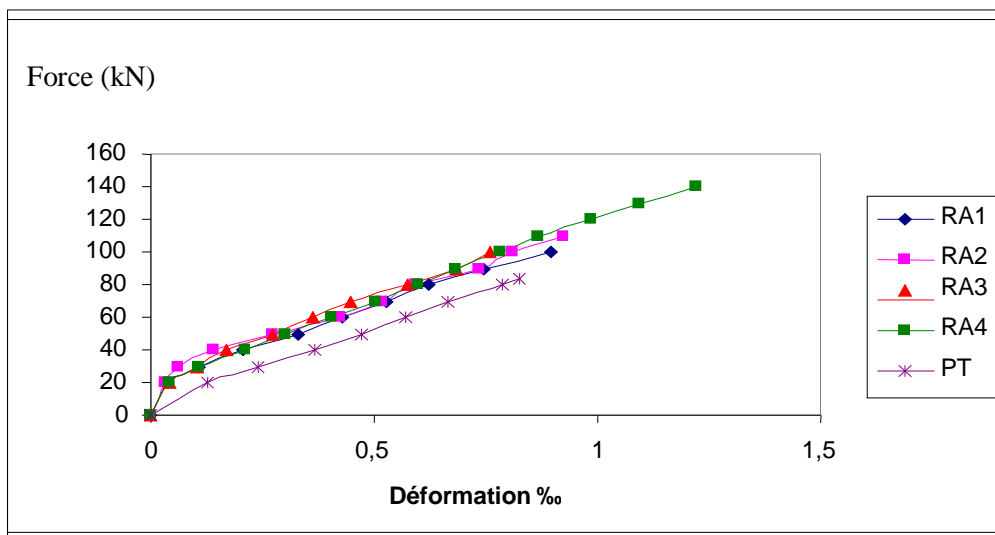


Figure III.8: Diagrammes de déformations du béton des différentes poutres renforcées

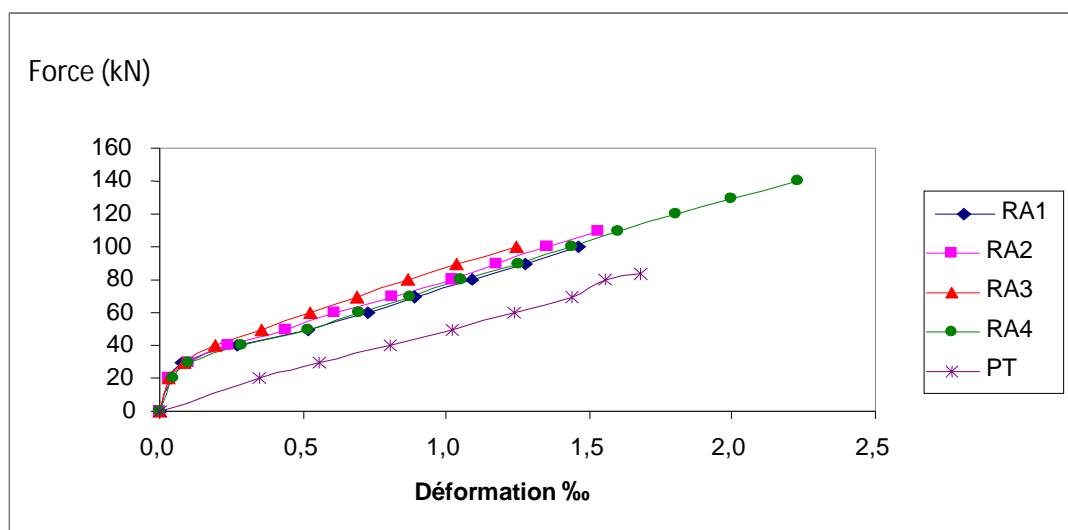


Figure III.9: Diagrammes de déformations des aciers des différentes poutres renforcées

III.1.1.5 Diagrammes déformations du composite collé

Afin de suivre l'évolution du composite collé sur les poutres d'essai, une mesure de déformations de ces derniers a été faite. La figure III.10 montre quelque soit le mode de renforcement, le composite subit une déformation maximal de 2.3 mm/m ce qui est loin de sa valeur limite. Le composite collée par lamelle SikaDur n'est totalement pas exploité vu la faible valeur de sa déformation comparée à celle admissible permise.

Il s'avère aussi que le renforcement par bandes de tissu de Sika Wrap en faces latérales de la poutre soulage cette dernière et fait travailler le composite lamelle Sika Carbodur à environ 35% seulement de sa limite.

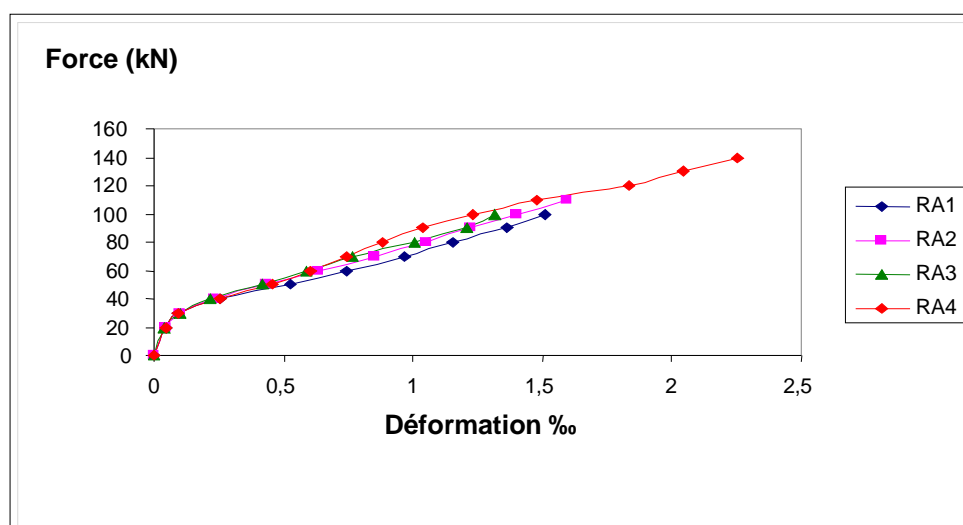


Figure III.10: Diagrammes déformations composite collée des poutres renforcées

III.1.2 Poutres réparées après endommagement

Les poutres endommagées puis réparées par injection des fissures et collage des matériaux composites, ont un comportement différent à celles des poutres renforcées à vide.

III.1.2.1 Diagrammes force – flèche des poutres réparées

Les courbes force- flèche sont données dans la figure III.11 et le tableau III.1 donne une analyse sommaire de ces courbes en présentant les charges et les flèches à l'état limite de service et à l'état limite ultime, ainsi qu'à l'apparition de la première fissure. On remarque que les différents procédés de réparation ont contribué à redonner à la poutre "endommagée" une capacité portante comparable à celle de la poutre de référence "RP1".

En effet, pour la poutre RP2 réparée par renforcement par le lamelle Sika Carbodur, la première fissure apparaît à 90 kN (75 kN pour celle de référence) soit un gain de 20% et l'état limite de service est atteinte à la valeur de 118 kN, soit un gain de 16% par rapport à la poutre témoin RP1. La force de rupture est de 125 kN par rapport à 110 kN, soit une amélioration de 15%, avec une légère chute de la flèche à la rupture (5.30 mm par rapport à 5.10 mm).

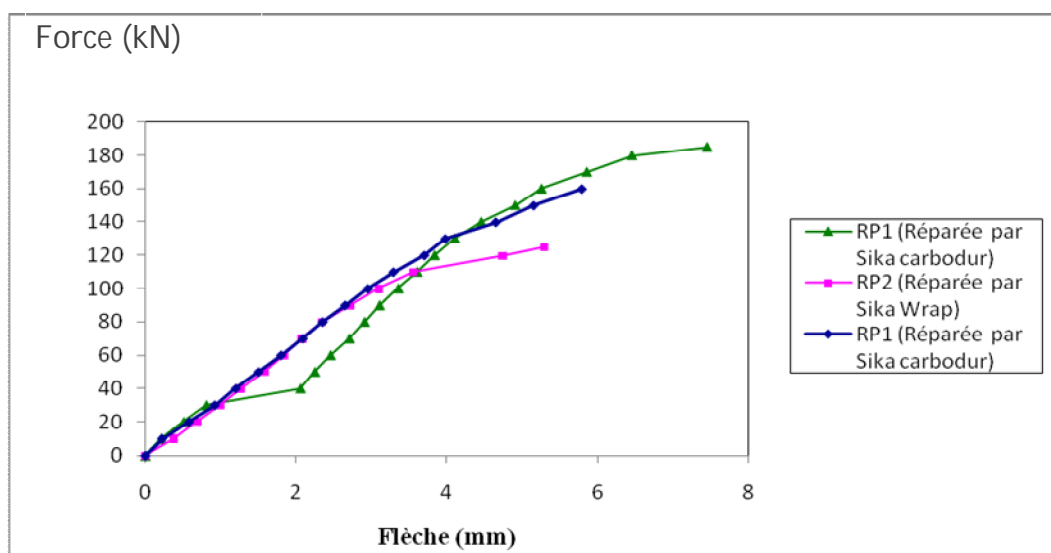


Figure III.11 Courbe Force-flèche des poutres réparées

Tableau III.1: Tableau de résultats déroulement des essais des poutres réparées

N° Poutre	RP1	RP2	RP3
Composite de réparation	Sika Carbodur	SikaWrap	Carbodur + Wrap
Force (kN)/ Première fissure	90	110	90
F ELS (kN)	118	135	140
F ultime (kN)	125	150	185
$F(ultime)/F(fissure)$	1.39	1.36	2.05
Flèche 1ère fissure (mm)	2.72	3.50	3.11
Flèche ELS (mm)	4.35	4.40	4.46
Flèche ELU (mm)	5.30	5.05	7.46
Mode de rupture	Cisaillement et éclatement résine composite	Eclatement béton d'interface sous résine	Délamination

III.1.2. 2 Diagrammes force – déformation des poutres réparées

Les courbes force- déformation du béton et des différents aciers de poutres après réparation sont résumées dans les figures III.12 et III.13. Le tableau III.2 résume les déformations du béton et de l'acier aux états, de la première fissure, l'état de service et l'état ultime.

A l'apparition des premières fissures, la poutre RP1 (sika carbodur) subit une déformation de 0.79 ‰, tandis que le béton de la poutre RP2 (sika wrap) se comprime moins (0.63‰). A l'état limite de service, les déformations des deux poutres réparées RP1 et RP2 sont presque identiques 1.046‰ et 1.143‰. A la rupture on trouve des gains de 9% et 22% , respectivement pour les poutres RP1 et RP2, par rapport à la poutre de référence. Pour la poutre RP3, le gain en déformation pour les différentes phases est appréciable (équivalent à environ 55%) par rapport aux autres poutres réparées.

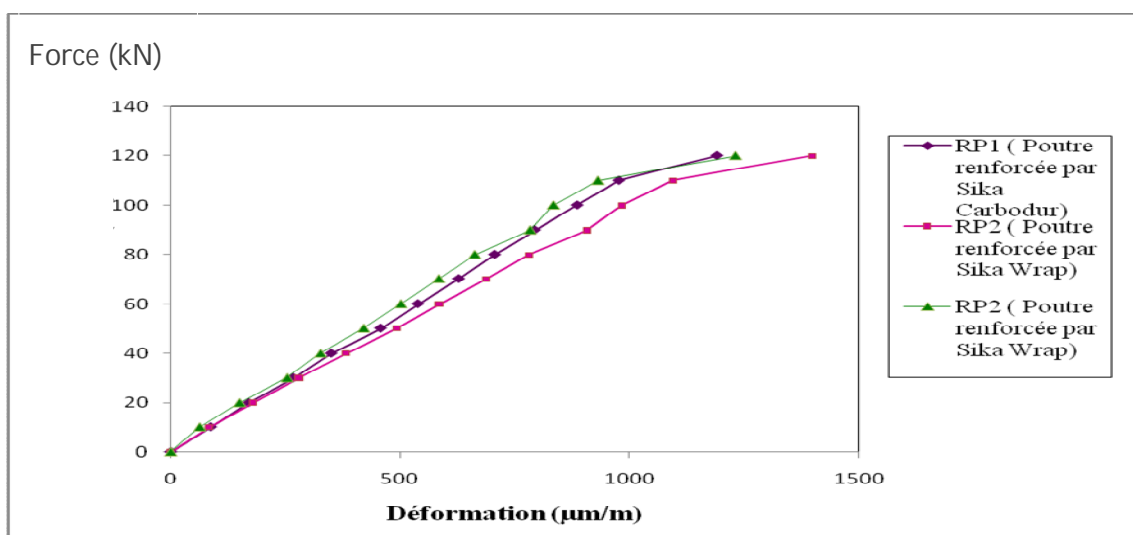


Figure III.12: Courbes force- déformation béton des poutres réparées

Les déformations de l'acier de traction, à mi travée, des poutres réparées de la poutre RP1, réparée avec le Sika Carbodur présentent des meilleurs résultats avec des déformations réduites : 0.907 ‰ aux premières fissures, 0.122 ‰ à l'ELS et 1.526‰, soit un gain de 16 % à l'ELU (par rapport à celle de référence). On remarque, aussi, des valeurs élevées pour les autres procédés, qui sont dues à la reprise des efforts de traction par lamelles Sika Carbodur. Le tissu Sika Wrap a donné des résultats faibles (régression de 2 et 18% respectivement à l'ELS et à l'ELU).

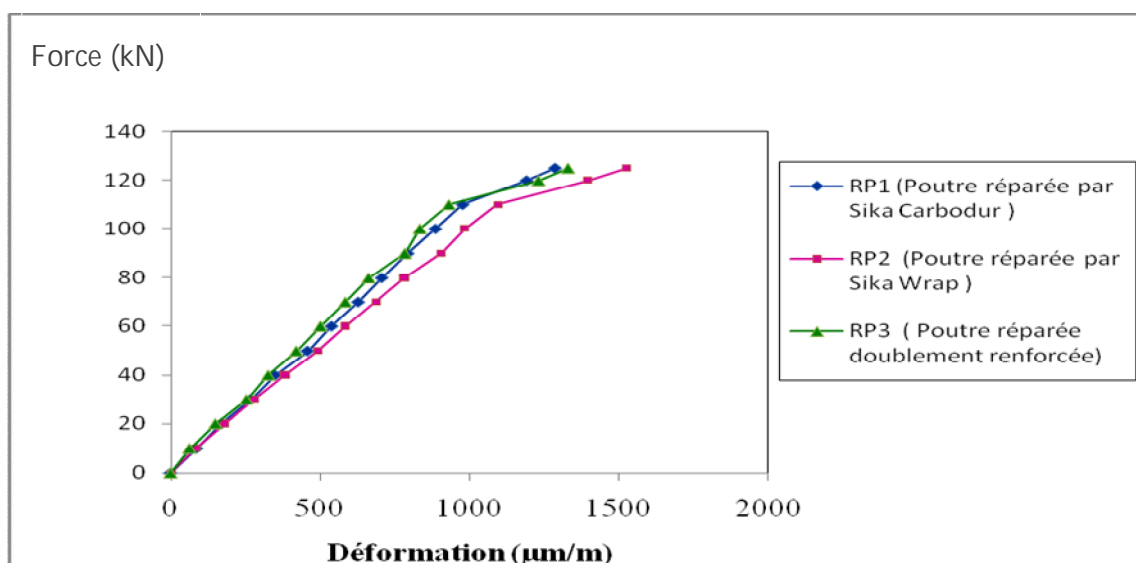


Figure III.13: Courbes force- déformation acier de traction des poutres réparées

La réparation par collage de lamelle sika carbodur est le plus performant en terme de déformations des aciers et béton, à condition d'avoir une parfaite bonne injection des fissures de la poutre endommagée. Pour le Sika Wrap qui a été utilisé, expérimentalement, comme renfort de flexion, il s'est avéré qu'il a donné un assez bon comportement vis-à-vis aux déformations des aciers tendus. Tandis que le double renforcement (Sika Carbodur avec Sika wrap en bandes en "U"), peut être exploité même pour les poutres sévèrement endommagées (cas de séisme).

Tableau III.2 Influence des procédés de réparation sur les déformations

N° Poutre		P référence	RP1	RP2	RP3
Procédé de renforcement		-	Sika Carbodur	Sika Wrap	SikaCarbodur SikaWrap
Défor.béton	Fissur.	714	794	624	794
	ELS	1138	1046	1143	860
	ELU	1182	1287	1443	991
Défor. Acier De traction	Fissur.	1414	907	1246	1755
	ELS	1638	1212	1710	2053
	ELU	1820	1526	1850	2212
Gain défor.béton à l'ELU / réf		--	- 8.9%	-22.1%	16.2%
Gain défor. Acier long. central à l'ELU / réf.		--	16.15%	-1.65%	-17.84

Afin de comparer les déformations du béton et acier des poutres avant et après réparation, les courbes force – déformation pour le béton et l'acier longitudinal central des poutres avant et après leur réparation sont présentées dans les figures III.14 et III.15.

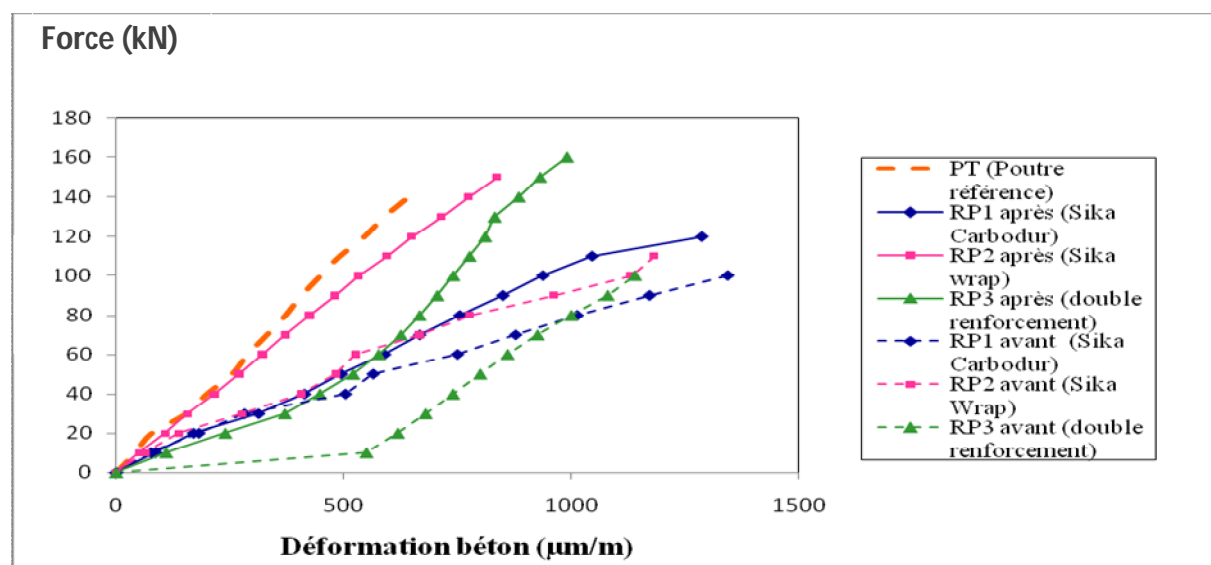


Figure III.14 Courbes comparatives force – déformation béton avant et après réparation poutres

Le béton se déforme davantage, chose évidente pour une poutre endommagée, en comparant les déformations des poutres avant leur réparation avec celle de la poutre de référence "PT". Pour ce qui des déformations après réparation, les résultats de la figure III14 ne donnent pas de grandes renseignements, cependant la chose la plus important qu'il faut la noter c'est que chaque poutre réparée a retrouver sa capacité portante, même parfois augmenté par rapport à celle de référence. La poutre RP1 a une portance de 100 kN, la "RP2 avec 117 kN et celle "RP3" avec 97 kN. Sachant que la portance de la poutre de référence "PT" était de 140 kN.

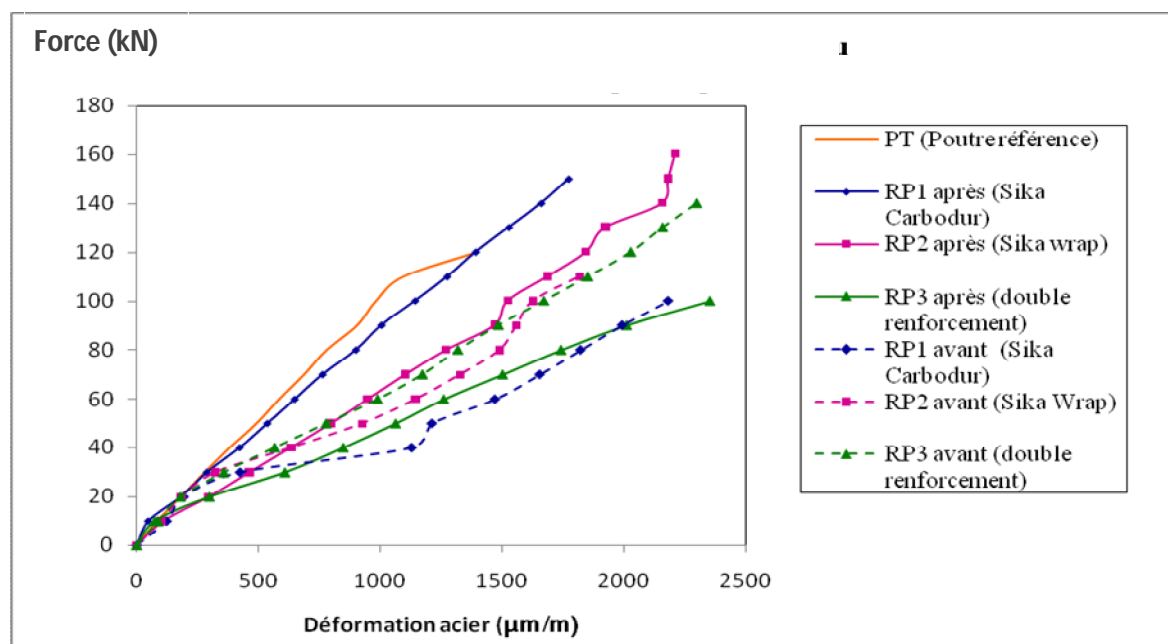


Figure III.15: Courbes comparatives force – déformation acier avant et après réparation poutres

Les courbes de déformation du béton, après réparation, présentent des pentes plus élevées par rapport avant réparation, mais légèrement moins importante par rapport à la poutre de référence PT, ce qui montre l'effet avantageux de la réparation par composite sur la rigidité de la poutre.

Pour les aciers (Figure II.15), le coulage par composite a redonné la portance à chaque poutre réparée. La RP3 semble la plus performante en terme de renforcement ou un net gain de déformation et de charge a été observé.

III. 2 Résultats des essais de vibration ambiante

Les résultats expérimentaux trouvés se distinguent de deux aspects, aspect accélération-temps, et aspect fréquence-amplitude. Par le biais de ces résultats, on aura une réponse sur l'influence du renforcement par matériaux composites de la structure sur son comportement dynamique vis-à-vis de sa fréquence et son amplitude de vibration.

III.2.1 Diagrammes Accélération – Temps

Les valeurs expérimentales, les plus défavorables, prises sont celles des capteurs de référence (C1 ou C2) dans leurs trois directions. On présentera les accélérations et les fréquences records avant et après réparation de l'ouvrage, malgré l'inexistence, parfois, de grandes différences entre les valeurs obtenues (Figures III.16 et III.17).

Les valeurs les plus défavorables (record) des stations mobiles sont obtenues par la position C4 se trouvant à 24 m du centre du pont, avec des accélérations verticales (Z), horizontales dans le sens transversal (Nord) et dans le sens longitudinal (Est). Les accélérations verticales Z sont nettement plus prépondérantes que celles horizontales X et Y, ce qui nous permet de dire que l'ouvrage est très rigide horizontalement et assez souple avec des fléchissements verticaux dues essentiellement aux efforts de traction, dont les accélérations sont de l'ordre de $\pm 0.045 g$ (g : accélération de la pesanteur).

Les signaux verticaux et horizontaux des vibrations des ouvrages, avant et après leur réhabilitation, par matériaux composites CFRP, donnent toujours une nette réduction des amplitudes des vibrations, et par conséquent un amortissement de l'ouvrage, c'est l'une, d'ailleurs l'une des caractéristiques fondamentales des fibres de carbone CFRP [16]. Cependant, lorsque la réhabilitation de la structure est alternée par un ajout de matière (chemisage) plus un renforcement additif par CFRP, la variation par excès de la masse sur cette structure donne une augmentation des amplitudes de résonance allant de 7.5 jusqu'au 33%.

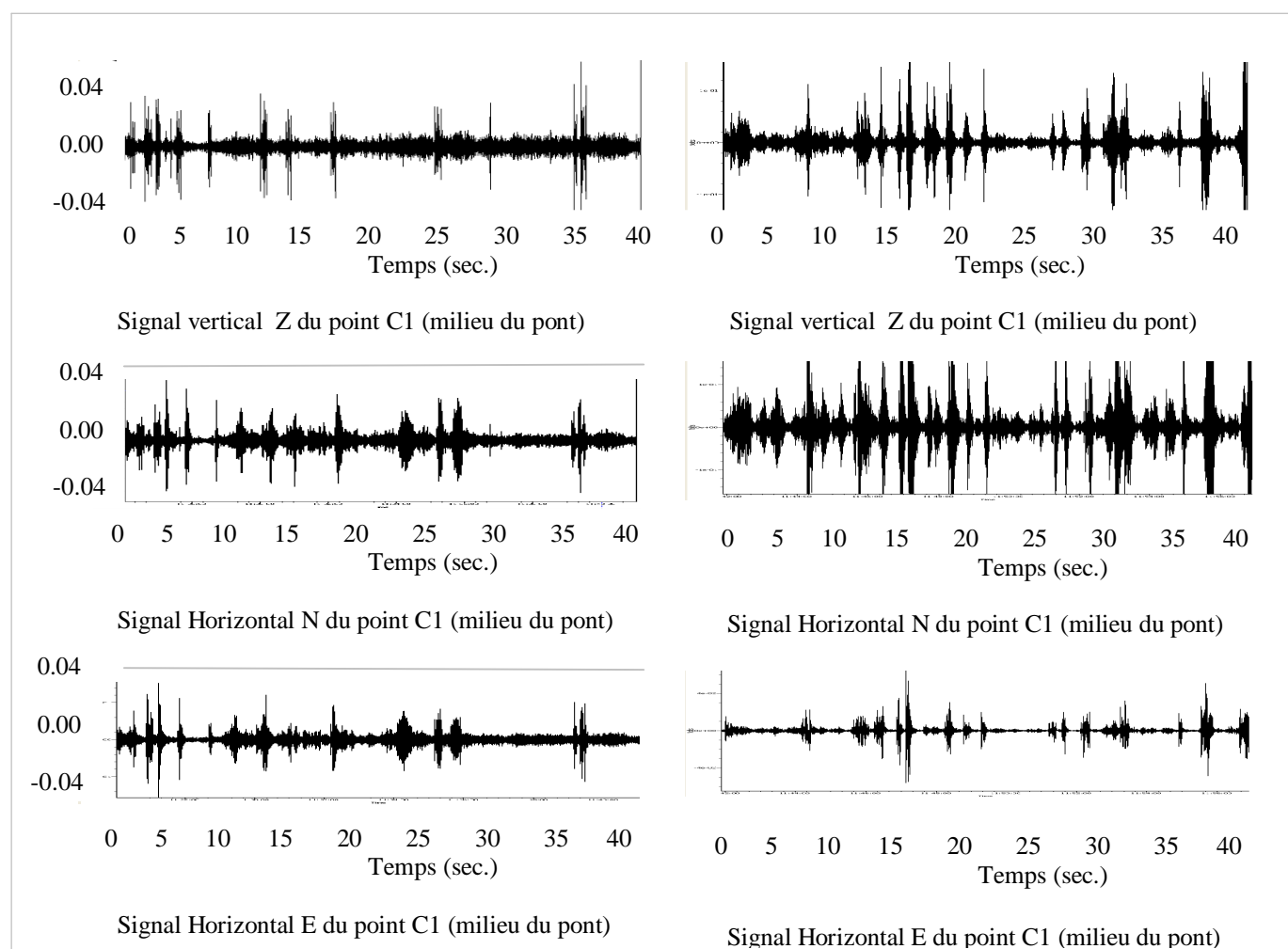


Figure III.16: Accélérations avant renforcement

Figure III.17: Accélérations après renforcement

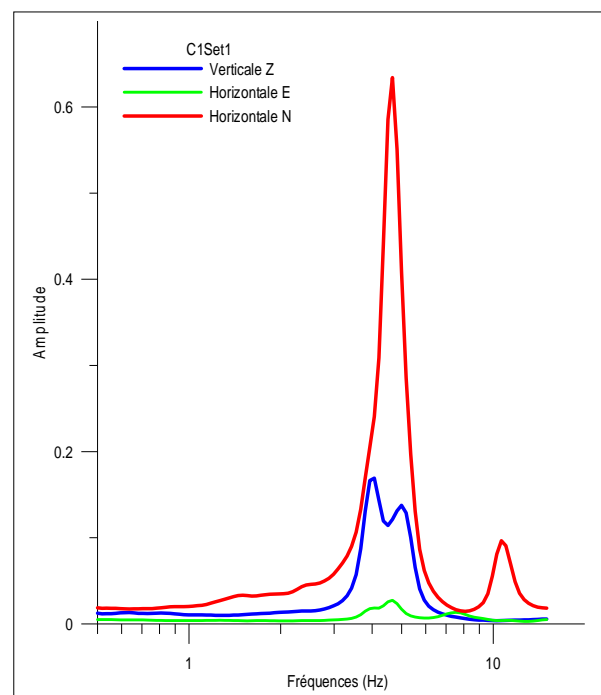
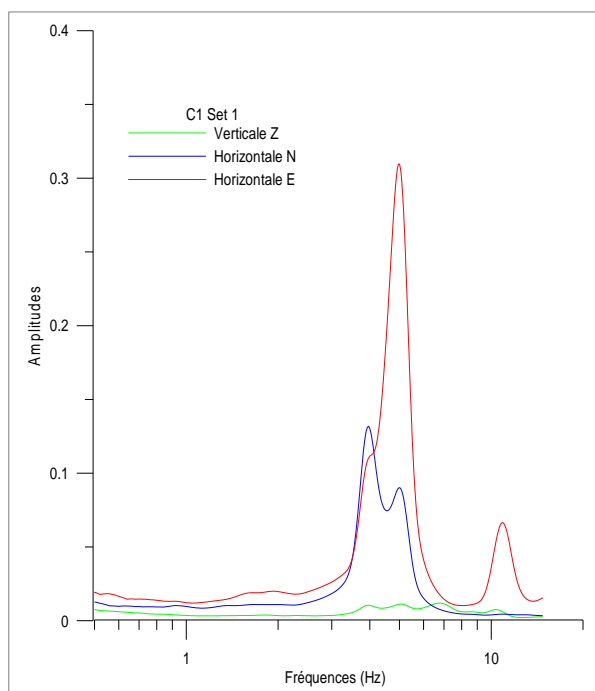
III.2.2 Digrammes Amplitude- fréquence

Concernant les valeurs des fréquences propres prépondérantes, nous constatons des légères variations des fréquences entre les essais d'avant et d'après réparation. Afin d'examiner ces valeurs, nous avons pris les cas les plus défavorables des résultats trouvés. Pour le capteur C1, se trouvant au milieu de l'ouvrage (capteur de référence), la figure III.18a montre que le mode de vibration horizontal (E) est prépondérant avant réparation et le pic d'amplitude se trouvant à 4.98 Hz (Figure III.19), tandis que pour celui après réparation, la figure III.18b montre que le mode de vibration horizontal (N) est le prépondérant avec un pic se trouvant à 4.67 Hz (Figure III.20).

Le tableau ci après illustre les variations en chiffres des fréquences (avant et après réparation) pour les trois directions (Z, N et E).

Tableau III.3: Fréquences de vibration du capteur C1 avant et après réparation

Direction	Verticale Z	Horizontale N	Horizontale E
Fréq. avant (Hz)	3.94	3.95	4.98
Fréq.après (Hz)	4.05	4.67	4.67
Différence	+ 2.8%	+ 18.3%	- 6.2%



Figures III.18a et III.18b : Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C1 au milieu du pont avant et après réparation

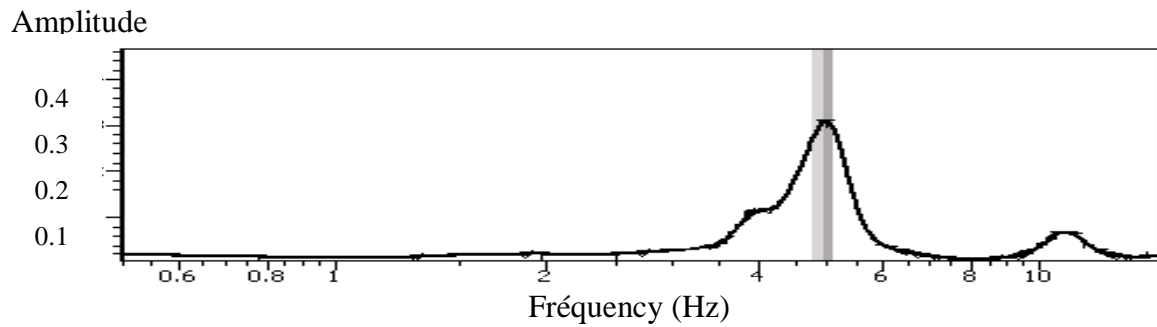
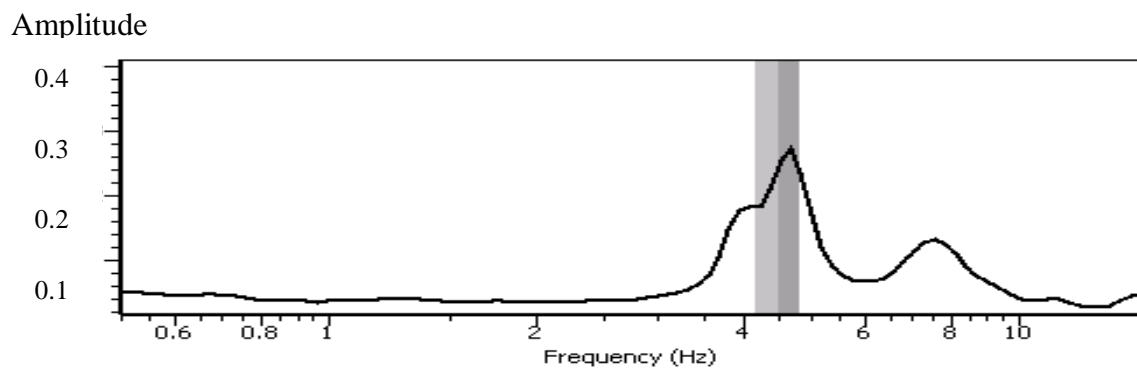
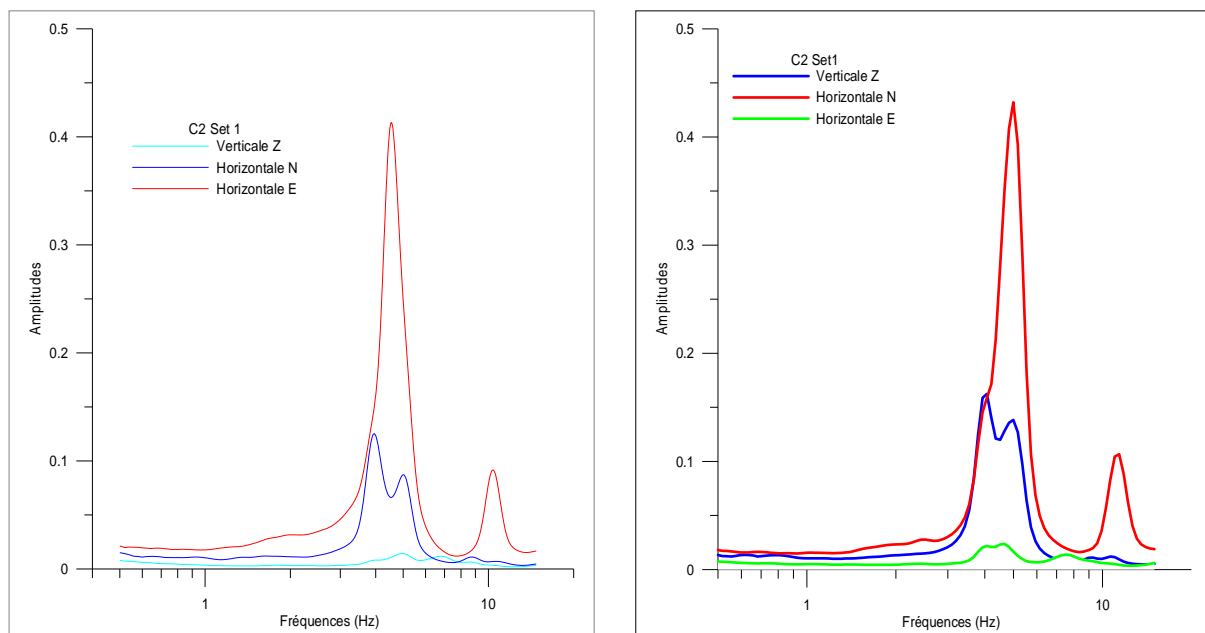


Figure III.19 : Mode de vibration prépondérant (Horizontal E) du capteur C1 (avant réparation).

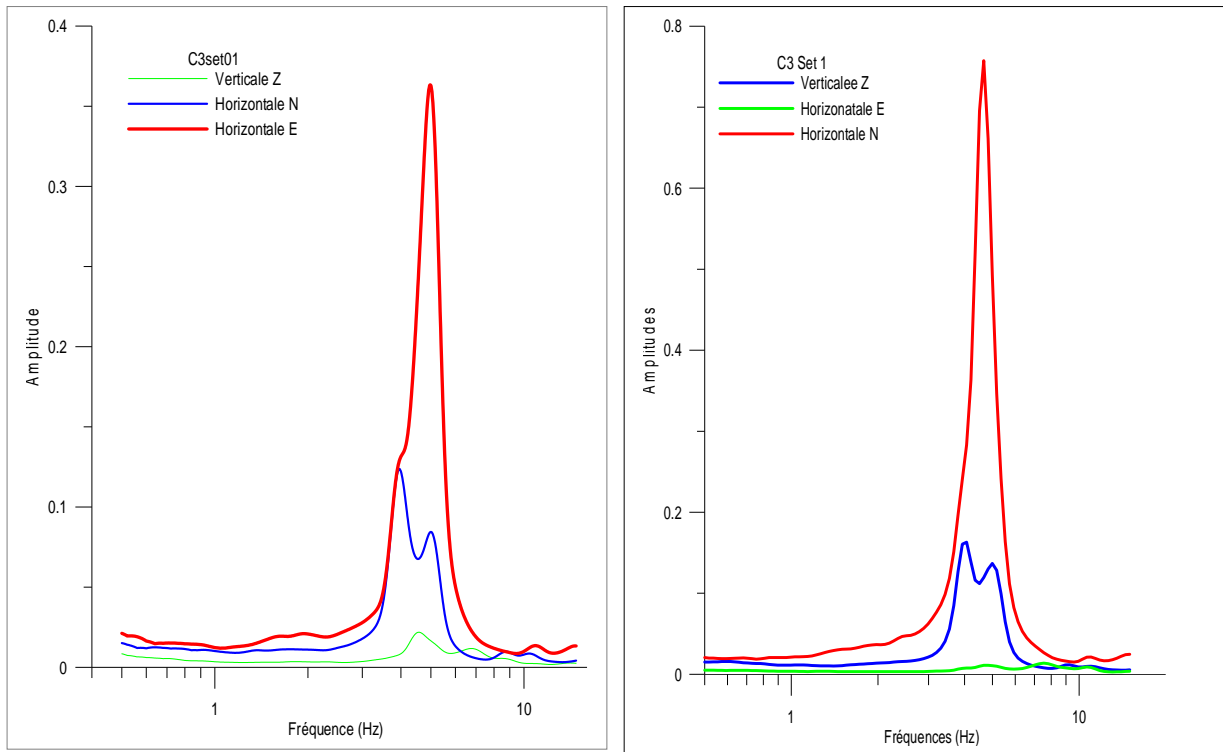


III.20 : Mode de vibration prépondérant (Horizontal E) du capteur C1 (après réparation).

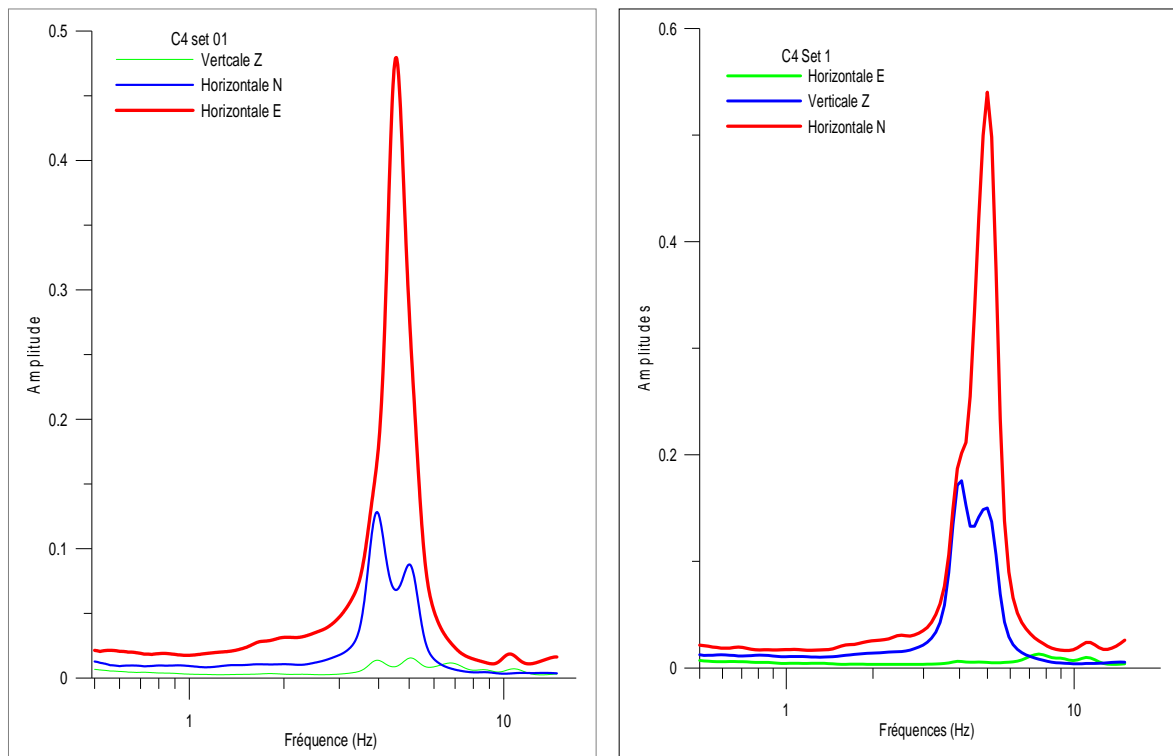
Concernant le capteur C2, c'est le mode de vibration horizontal nord (N) qui est prépondérant, cependant l'amplitude est nettement inférieure par rapport au capteur C1 (Figures III.21a et III.22b), avec des fréquences de 5 et 5.03 Hz respectivement avant et après renforcement de l'ouvrage.



Figures III.21a et III.21b: Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C2 au milieu du pont Avant et après réparation.



Figures III.22a et III. 22b: Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C3 à 6m du milieu du pont avant et après réparation



Figures II.23a et II.23b: Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C4 à 6m du milieu du pont avant et après réparation

Pour le capteur C3, dont les valeurs sont prises au milieu de l'ouvrage (Figures III.21a et III.21b), les fréquences mesurées sont 4.89 et 5 Hz, respectivement avant et après renforcement.

Idem pour le capteur C4 avec des fréquences de l'ordre de 4 à 4.5 Hz. On constate aussi que l'influence du collage des poutres du tablier sur l'amplitude de l'ouvrage est minime, cela est du probablement à l'excès du poids du au chemisage des appuis de ce pont.

Afin de donner un aperçu sur la variation de la deuxième grandeur, qui est la fréquence avant et après réparation, on a dressé le tableau II.8 avec les résultats trouvés pour les six premiers modes propres de l'ouvrage.

Tableau III.4: Valeurs des fréquences des modes propres expérimentaux

N°	Fréquence avant réparation (Hz)	Fréquence Après réparation (Hz)	Différence %	Mode vibration
1	3.94	4.05	2.8	Vertical (Z)
2	4.55	4.67	2.20	Horizontal (E)
3	4.89	5.00	2.25	Vertical (Z)
4	5.03	5.07	0.08	Horizontal (N)
5	6.72	6.93	3.10	Vertical (Z)
6	7.23	7.36	1.80	Horizontal (E)

Ces résultats expérimentaux (Tableau III.4) ont montré que la masse ajoutée de la réhabilitation du pont a résulté une légère augmentation des fréquences du cintrage longitudinales (F1, F3, F5) considérablement avec des taux variant de 2 à 3 %. Cependant, il a rehaussé la rigidité transversale du pont qui résulte en changements minimes dans les modes horizontales longitudinales (F4) et a augmenté également les fréquences des modes du cintrage longitudinal transversales associées (F2, F6).

En réalité, les matériaux composites à base de fibres de carbone collés influent par excès sur les fréquences propres des modes prépondérants des ouvrages d'art en béton renforcés, avec des pourcentages allant jusqu'à 8%, et cela est due éventuellement à la variation de la rigidité k de la structure (puisque'il y a une proportionnalité entre les fréquences propres f et la rigidité k) [90]. Tandis que les ponts endommagés puis réhabilités par ajout de béton tels que le chemisage donnent, pendant leur évaluation des fréquences qui varient selon le mode de vibration. En effet des lectures approfondies montrent que la fréquence du pont diminue après sa réparation pour le mode de fléchissements verticaux (Z) (l'augmentation de la masse du pont diminue la fréquence f), tandis que les modes horizontaux (X et Y) et mode de torsion influent directement et proportionnellement par rapport à la fréquence de la structure [91, 92].

III.2.3 Comparaison avec recherches antérieurs

On propose dans cette partie faire la lumière sur les résultats de quelques travaux antérieurs, similaires et récents sur l'évaluation de ponts renforcés par composites collés. Bien que la plupart des travaux s'axent sur l'évaluation dynamique des ouvrages dans le but de détecter les endommagements et/ou voir l'effet de ces endommagements sur le comportement de l'ouvrage dans le temps [64, 75, 93]. L'étude du comportement dynamique des structures de pont avant et après leur réhabilitation reste très peu. Néanmoins, on peut noter les travaux menés par A.Khalil and al. en 1998 [92] en 1998 ou ceux de F. Necati Catbas en 2007 [94].

Les études menées par A.Khalil sur le pont "Boone River IA-17" localisé approximativement à 2 km vers le sud d'Etats-Unis 20 sur Iowa Autoroute 17 (IA 17). Ce pont a été construit en 1972, composée de trois travées non identiques de 29.70, 38.10, et 29.70 m, respectivement, surmontées par un tablier à poutres sous chaussées (au nombre de cinq) [92].

L'intervention des pouvoirs publics, consistait à réparer cet ouvrage en collant des plaques composites d'aciers au niveau des poutres du tablier avec des chemisage dans des zones dégradées. Cette action fut réalisée en 1997.

Les mesures des fréquences propres de l'ouvrage (Tableau III.5), avant et après, la réparation ont données les six premiers modes de vibrations illustrées par la figure III.24 ci après. Les valeurs des fréquences de modes prépondérant montrent une légère différence en excès avant application des composites soit une réduction de la fréquence et par conséquent l'augmentation de la période et l'absorption, donc des vibrations du tablier du pont. En effet Les ajouts de masse, par chemisage a résulté une baisse des fréquences longitudinales (F1, F3, F5) considérablement. Cependant, il a rehaussé la rigidité transversale du pont qui résulte dans le minime changements dans les modes de torsion (F2, F4) et une augmentation dans les modes du cintrage longitudinal transversales associées (F6, F7 et F8) [92].

Tableau III.5: Les fréquences des premiers modes propres [92]

Modes /Fréquences (Hz)	Avant réhabilitation	Après réhabilitation
F1	2.99	2.90
F2	3.29	3.28
F3	4.58	4.42
F4	4.81	4.76
F5	5.35	5.17
F6	6.72	7.16
F7	7.57	8.00
F8	8.02	8.38

Ces résultats confirment, que le chemisage augmente la masse M et le composite augmente la rigidité de l'ouvrage k . Les fréquences des modes longitudinales (E et N) augmentent et celles des modes verticales Z ou de torsion diminuent.

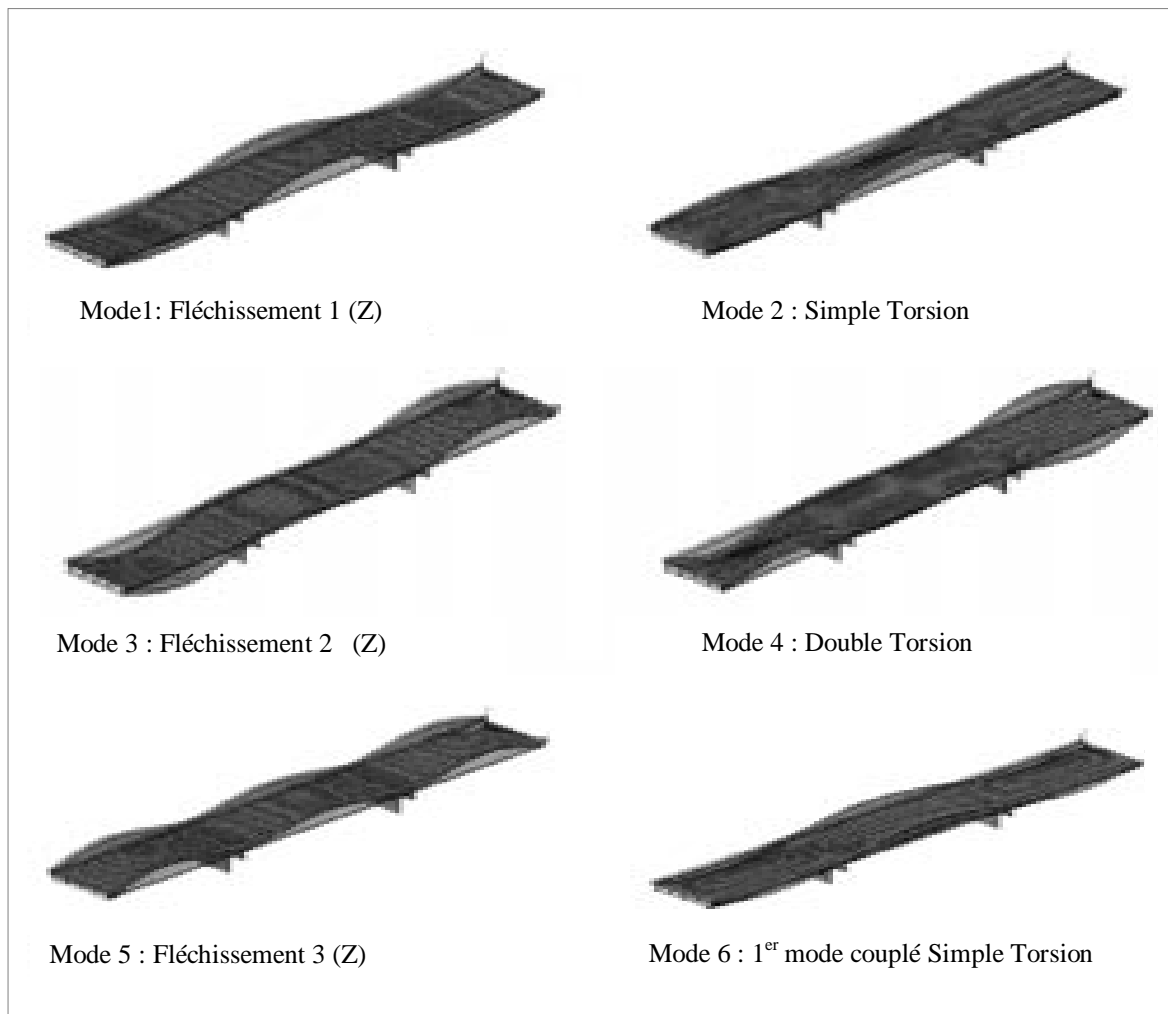


Figure III.24: Modes de vibration de l'ouvrage testé [92].

F. Necati Catbas et al. ont mené, en 2007, des études plus approfondies pour évaluer le comportement d'un pont réhabilité par application de matériaux composites à base de fibre de carbone [94]. Il s'agit d'un pont ancien appelé pont 2028 sur PR28, qui est à poutres sous chaussée en béton armé, se trouvant sur l'autoroute 52 près de la ville Cayey au Porto Rico (Figure III.25).



Figure III.25: Vue d'ensemble du "Pont 2028 on PR 52" avant sa réhabilitation [94].



Figures III.26 et III.27: Fissure typique sur la poutre et application du CFRP [94]

Il s'agit d'un ouvrage, mis en service en 1997, composé de deux ponts jumelés, de deux travées chacun de 25 mètre, séparés par un joint. Chaque pont dispose d'une chaussée qui comporte trois voies de la circulation. La superstructure est en béton armé, composée de neuf (09) poutres continues en forme de T qui surmontent une dalle. L'inertie des poutres est variée avec une hauteur allant de 0.9 à 1.9 mètre.

La décision de réhabilitation de cet ouvrage a été prise suite aux dégradations constatées au niveau des poutres, avec la présence de lourdes déformations et fissures, dues aux chargements excessifs du trafic (Figure III.26).

L'application des composites CFRP collés (Figure III.27) pour réparer d'une part les dégradations et, renforcer d'autre part l'ouvrage qui sera capable de recevoir d'autres charges plus importantes du trafic selon le règlement AASHTO [94].

Afin de suivre le comportement de l'ouvrage, avant et après application du renforcement par composites CFRP, plusieurs tests statiques et dynamiques furent réalisés, parmi d'autres les essais non destructifs. En effet, des essais par vibration ambiante furent appliqués à partir de Novembre 2004, avant la réparation du pont. L'application des composites furent terminée deux ans après (Novembre 2003). En Aout 2004, un deuxième ensemble d'épreuves par essais de vibrations ambiantes a été réalisé.

Des accéléromètres ont été placés à des endroits définis par le calcul effectué (Figure III.28). Les données expérimentales obtenues, in situ, ont été analysées et traitées dans le but d'identifier les modes et les fréquences propres (par le biais de transformation rapide de Fourier FFT).

Le tableau III.6 illustre les valeurs des six premières fréquences du pont, avant et après, application des composites CFRP. Ou, on constate l'influence de ces matériaux sur le comportement de l'ouvrage.

Les modes prépondérants montrent aussi, que le mode vertical flexionnel est le premier mode propre, suivi par le deuxième de torsion et le troisième en double flexion verticale (Figure III.29). L'écart entre les valeurs des fréquences des deux premiers modes est plus ou moins faible avoisinant les 07%, tandis que pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} modes, l'écart est acceptable voir (1.5 à 2%).

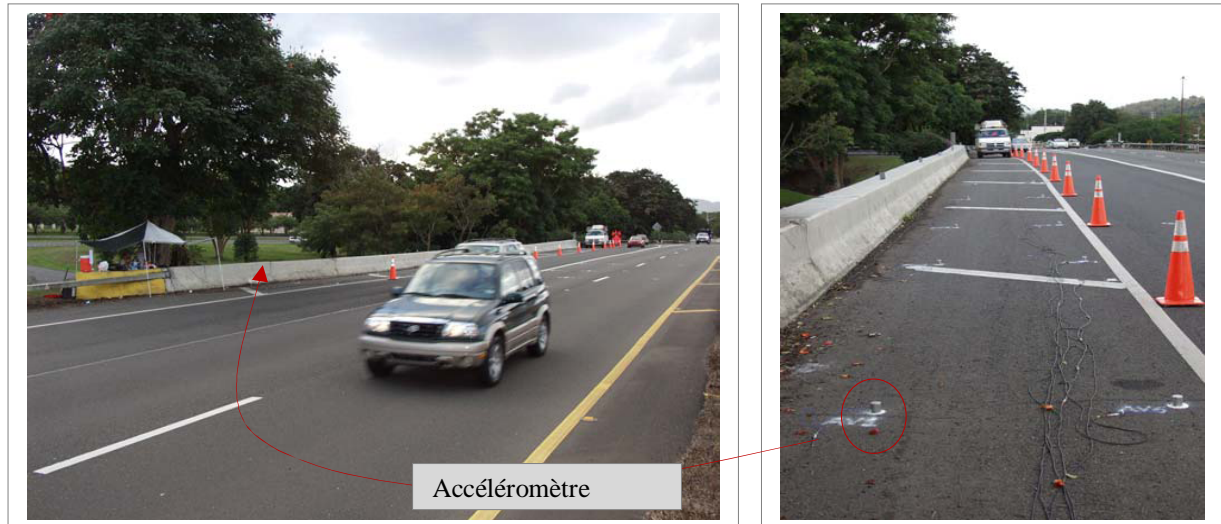


Figure III.28: Emplacement des accéléromètres sur pont [94]

En conclusion, les résultats de ces essais, ont montré que le renforcement a augmenté la raideur du cintrage du pont de 15% (dynamiquement) et a diminué statiquement les contraintes de traction du béton des poutres en béton T approximativement de 13%. De même, ces matériaux composites influent par excès sur les fréquences propres des modes prépondérants de l'ouvrage renforcé, avec des pourcentages allant jusqu'à 8%, et cela est due à la variation de la rigidité k de la structure (puisqu'il y a une proportionnalité entre les fréquences propres f et la rigidité k) [94].

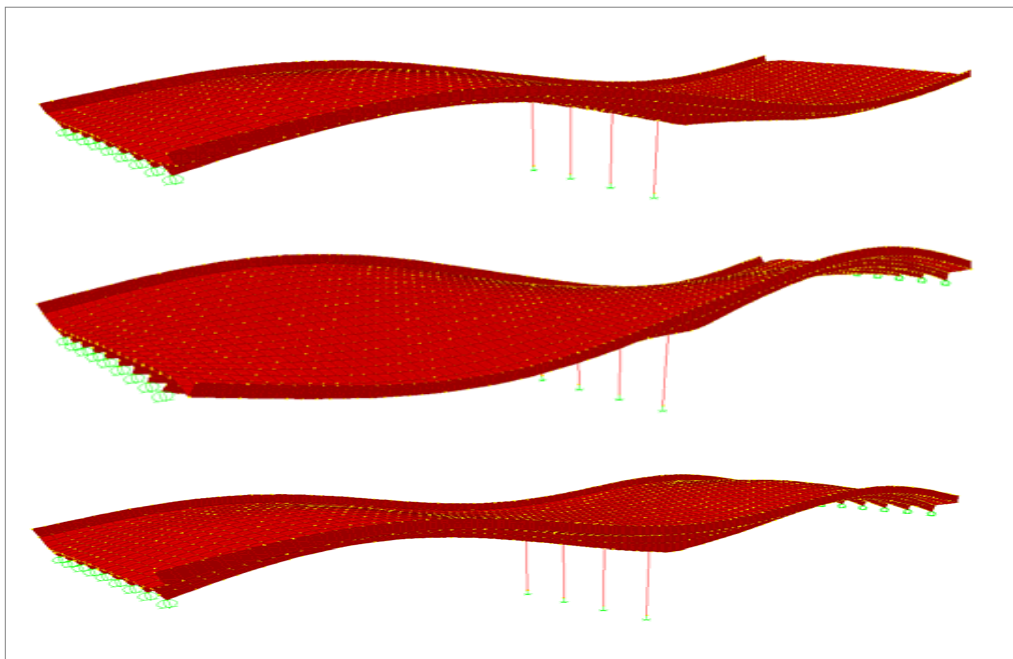


Figure III.29: Premiers modes de vibration de l'ouvrage testé

Il faut retenir que la performance à long terme et la durabilité des composites appliqués pourraient être affectées par plusieurs paramètres tel que conditions de l'environnement locales. A recommander donc, de suivre périodiquement l'ouvrage avec un programme expérimental continu pour évaluer objectivement la performance à long terme et la durabilité de l'ouvrage (par test dynamique) et les matériaux collés (par test statique) [94].

Tableau III.6: Les fréquences des premiers modes propres du pont testé [94]

Opération/Mode	Test avant F(Hz)	Test après F(Hz)	Changement (%)
1	2.64	2.83	7.2
2	3.39	3.61	6.49
3	4.28	4.39	2.57
4	5.36	5.45	1.68
5	6.24	6.33	1.44
6	-	9.55	-

Une étude similaire a été réalisée sur le pont d'Oregon (USA) avant et après son renforcement [95]. Le pont qui a été réalisé en 1914, a une longueur de 18,28 m et une largeur de 7,315 m, avec trois travées hyperstatiques de 6,96 m de longueur chacune. Une 'analyse non linéaire est réalisée par l'utilisation du logiciel ANSYS, où les matériaux : Solid65, link8 et Solid 46, représentent respectivement le béton, l'acier et le matériau composite (Figure III.30). Deux types de renforcement ont été appliqué, un renforcement à la flexion par le composite à base de fibres de carbone (CFRP), et un renforcement au cisaillement assuré par matériau composite à base de fibres de verre (GFRP).

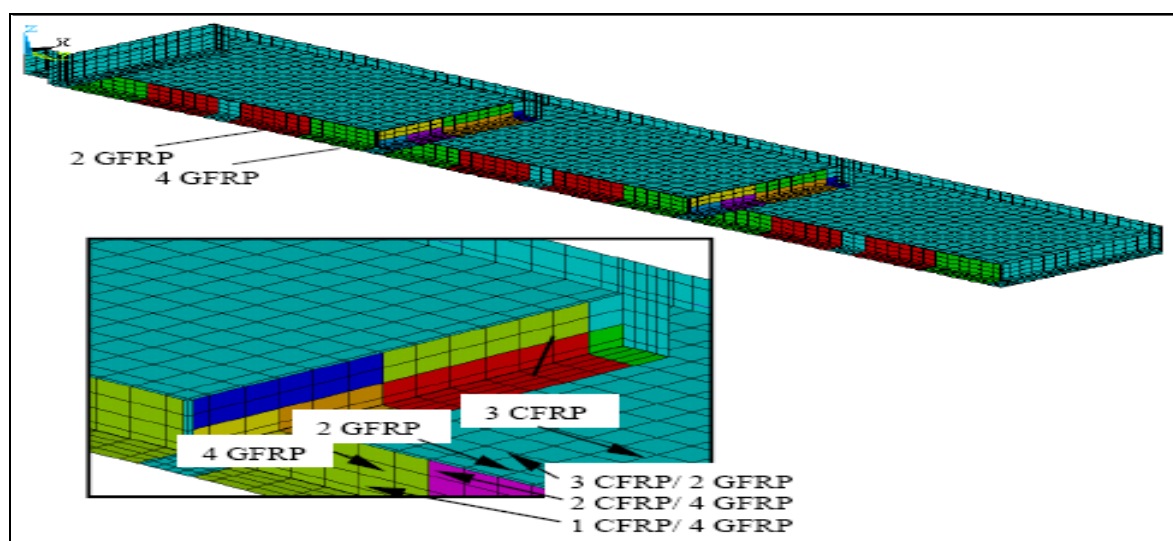


Figure III.30: Modèle du tablier du pont et choix des éléments [95]

Des essais dynamiques par passage de camions provoquant les vibrations ont été appliqués et les déformations obtenues par modélisation et expérimentation sont comparées (Figure III.31). Les résultats montrent une corrélation acceptable entre les deux courbes d'essai et de modélisation. Les positions les plus défavorables sont celles d'abscisses 1100 m à mi-travée du tablier.

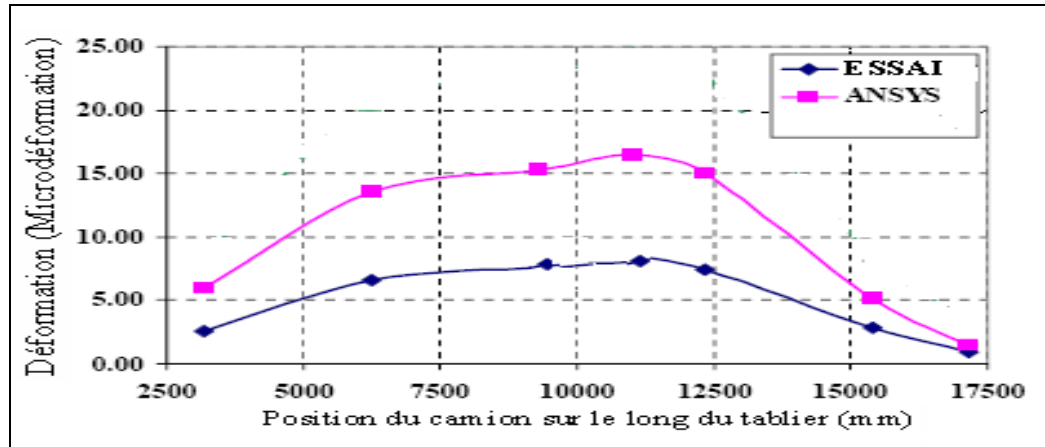


Figure III.31: Déformation du pont en fonction des positions du camion [95]

D'autres recherches ont été menées, sur les essais dynamiques par vibration ambiante sur les ponts endommagés, afin de détecter les endommagements et dans le but de trouver un modèle adéquat pour caler les résultats expérimentaux [73, 96]. Parmi les récentes recherches, on peut citer celle de M. Dilena et al. [97], qui a pris comme cas d'étude le pont isostatique en béton armé à poutres, à quatre travées, se trouvant à Dogna (Italie) traversant la rivière "Fella". Ce pont, mis en service en 1978 connaît des détériorations surtout dans la travée de rive droite (Figure III.31).



Figure III.32: Vue d'ensemble du Pont "Dogna" [97]

Des tests de vibrations ambiantes furent alors réalisés en Août 2003 afin de détecter les dégradations de l'ouvrage et analyse analytique à été faite en appliquant l'équation fondamentale afin de déterminer les modes propres prépondérants. Les valeurs déterminées ont été comparées à ceux trouvés expérimentalement [97]. Cependant, peu de travaux ayant contribué dans la compréhension du comportement d'un pont dynamiquement (expérimentalement et numériquement) afin de quantifier ajout des matériaux additifs et leur influence sur les vibrations de la structure et caler les résultats expérimentaux.

CHAPITRE IV

ANALYSE NUMÉRIQUE

CHAPITRE IV

ANALYSE NUMERIQUE

IV.1 Introduction

L'analyse numérique est divisée en deux parties, la première concernera la modélisation numérique du comportement des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites et la deuxième présente une application pratique sur un pont en béton armé renforcé par matériaux composites. La modélisation s'est basée sur le logiciel "ANSYS". Un travail supplémentaire a été établi avec une approche numérique "linéaire" par le logiciel SAP 2000, afin d'examiner l'écart entre les résultats issus des logiciels utilisés.

IV.2 Présentation du logiciel de calcul "Ansys" et principe de choix

Pour prendre en compte des paramètres, comme le comportement non linéaire des matériaux, le comportement du béton fissuré et sa contribution après sa fissuration, ainsi que l'interaction béton –acier (adhérence) et le problème d'interface, le logiciel "multi-pluridisciplinaire" Ansys version 12.0.1, incluant une analyse des interfaces sur des poutres en béton armé renforcées par collage des matériaux composites a été utilisé [98].

L'ANSYS, version 12.0.1 est un programme de simulation basé sur la méthode des éléments finis. C'est un logiciel multi-physique conçu pour couvrir différentes disciplines de technologie. Ce logiciel a beaucoup de possibilités d'analyses que ce soit statique, dynamique, linéaire, non linéaire. Le programme ANSYS est capable de prendre en compte la non-linéarité ainsi que la plasticité, la grande déformation, l'hyper-élasticité, le retrait, le contact et l'anisotropie du matériau. L'introduction des données (hypothèses) se fait de deux manières:

- Interface graphique (Gui/Graphical user interface) qui est composé de fenêtre, menus, boîtes de dialogue et d'autres éléments qui permettent d'introduire les données et d'exécuter des fonctions;
- Au moyen des commandes dont le logiciel ANSYS possède plus de 800 commandes ;
- Fichier texte donnant les différentes étapes de modélisation.

Le logiciel contient plus de 64 produits. Les divers produits de base d'ANSYS sont les suivants [98] :

- 1.ANSYS Explicit Dynamics;
- 2.CFX_Intro_R12_Final
- 3.DesignModeler_12.0_Final
- 4.FLUENT_Intro_R12_Final
- 5.Introduction to Mechanical Workbench
- 6.Introduction to Mechanical Workbench NonLinear
- 7.Meshing_Application_Intro_12.0_Final
- 8.Rotordynamics R12 lectures-and-workshops input-files

Pour la discipline "Structure" le nom du produit de base est **ANSYS/ structural** avec une série de produits secondaires [99] :

- *ANSYS/ structural/Emag 3D* : est un produit secondaire qui englobe les deux programmes de calcul STRUCTURE et ELECTROMAGNETIQUE.
- *ANSYS/ structural/FLOTRAN* : est un produit secondaire qui englobe les deux programmes de calcul STRUCTURE et FLUIDE.....etc.

Il y a dix processus disponibles pour le logiciel en question. Chaque processeur permet de réaliser plusieurs fonctions et répondant à une tâche spécifique (visualisation des résultats) [98]. Parmi les processus utilisés dans le calcul de structures : Le PRER 7 qui crée et met en place le modèle, ou le processus "Solution" dont la fonction consiste à choisir le type d'analyse, le chargement et exécution du logiciel. L'affichage graphique des résultats est assuré par le processus Post1 ou le processus poste 26.

Les résultats, issus du traitement par Ansys, sont donnés sous forme de listes, tableaux (déplacements nodaux, contraintes, déformations...etc.), et sous forme graphes, modèles 3D (contours des contraintes, déformations, fissuration...etc.). Le logiciel ANSYS 12.0.1, contient plus de neuf processeurs dont l'utilité, le chemin d'accessibilité et les commandes sont résumées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS [99]

<i>Processeur</i>	FONCTION	Chemin GUI	Commande
<i>PRER 7</i>	CREATION DU MODELE (GEOMETRIE, MATERIAUX,...)	Main menu> pre-processor	/PREP 7
<i>Solution</i>	Application du chargement et obtention de la solution.	Main menu> Solution	/SOLU
<i>Post 1</i>	Revue des résultats du modèle entier à un temps spécifié	Main Menu>général post pro	/POST 1
<i>Post26</i>	Revue des résultats à des points spécifiques du modèle fonction du temps	Main Menu>time hist postpro	/POST 26
<i>OPT</i>	Conception initiale	Main Menu>design opt	/OPT
<i>AUX2</i>	Transformation des fichiers binaires en forme exploitable.	Utility> Menu>File>List>BinarFiles	/AUX 2
<i>AUX12</i>	Spécifique aux analyses thermiques (calcul et génération de la matrice de radiation)	Main Menu>Radiation Matrix	/AUX12
<i>AUX15</i>	Translation des fichiers CAD	Utility Menu>File>import	/AUX15
<i>RUNSTAT</i>	Statistiques	Main Menu>Run-time stats	/RUNS

IV.3 Analyse non linéaire et choix de la méthode

Dans l'analyse non linéaire, la charge totale appliquée à un modèle d'éléments finis est divisée en une série d'augmentations de charge appelée prises en charges '*load steps*'. À la fin de chaque solution progressive, la matrice de rigidité du modèle est ajustée pour refléter les changements non linéaires dans la rigidité structurale avant de procéder à l'augmentation de la charge suivante. Le programme d'ANSYS s'appuie sur l'équilibre des itérations de Newton-Raphson pour mettre à jour la rigidité du modèle. La figure IV. 2 montre l'utilisation de Newton-Raphson approche dans un seul degré de liberté d'analyse non linéaire. Cette méthode exige une convergence pour chaque fin de charge incrémentale sans tolérance limitée.

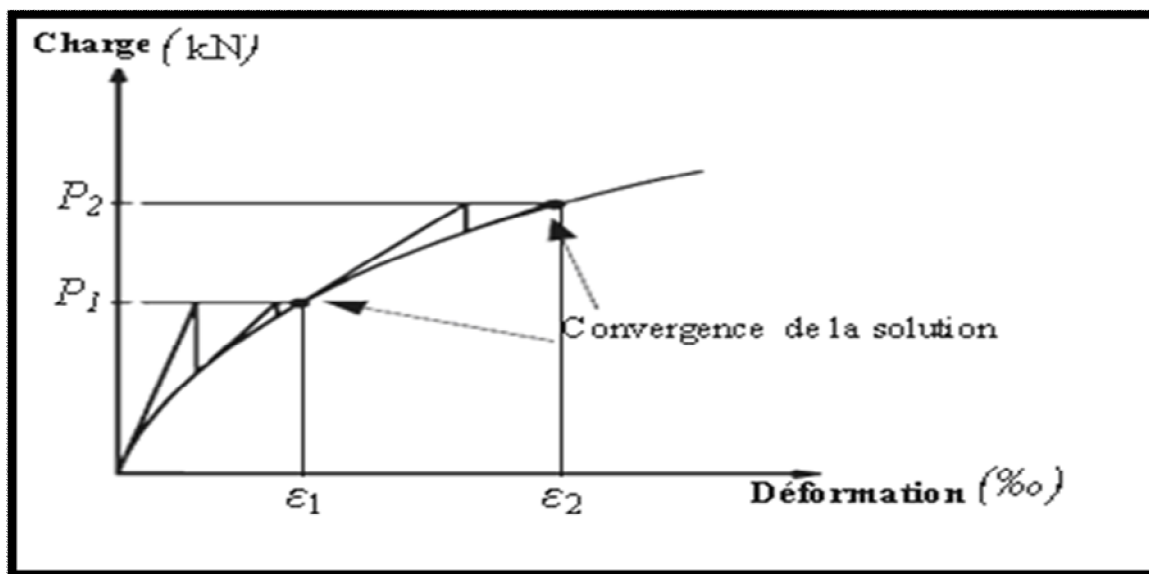


Figure IV.1: Solution par d'itération de "Newton-Raphson"

Avant chaque solution, l'approche de Newton-Raphson évalue le vecteur de l'équilibre de charge, qui est la différence entre les forces de rappel et les charges appliquées. Par la suite, le programme effectue une solution linéaire, en utilisant la condition d'équilibre des charges et le contrôle de la convergence. Si les critères de convergence ne sont pas remplis, le vecteur de l'équilibrage de charge est réévalué, la matrice de rigidité est mise à jour, et une nouvelle solution est atteinte. Cette procédure itérative se poursuit jusqu'à la convergence du problème [100].

Dans notre cas, pour les éléments massifs en béton armé, les critères de convergence ont été basés sur la force et le déplacement. Il a été constaté que la convergence de la solution pour les modèles est difficile à réaliser compte tenu du comportement non linéaire du béton armé, cependant, et vu la richesse dans la bibliothèque du Logiciel "Ansys", on peut conclure que ce logiciel est capable de résoudre des problèmes non linéaires, compte tenu qu'il est muni d'une interface graphique vaste et facile pour effectuer les différentes à l'utilisateur et puisqu'elle est dotée d'une bibliographie d'éléments assez riche capable à satisfaire pratiquement tous les problèmes de modélisation. Ce ci va nous permettre d'introduire les différents modèles des matériaux employés dans la modélisation des poutres en béton armé renforcées par composites.

IV.4 Modélisation des poutres renforcées par CFRP avant chargement

Afin d'analyser le renforcement des poutres par composites à base de fibres de carbone, et par conséquent trouver un modèle numérique proche à la réalité expérimentale, on présentera dans cette partie une modélisation numérique, par le biais du logiciel ANSYS.

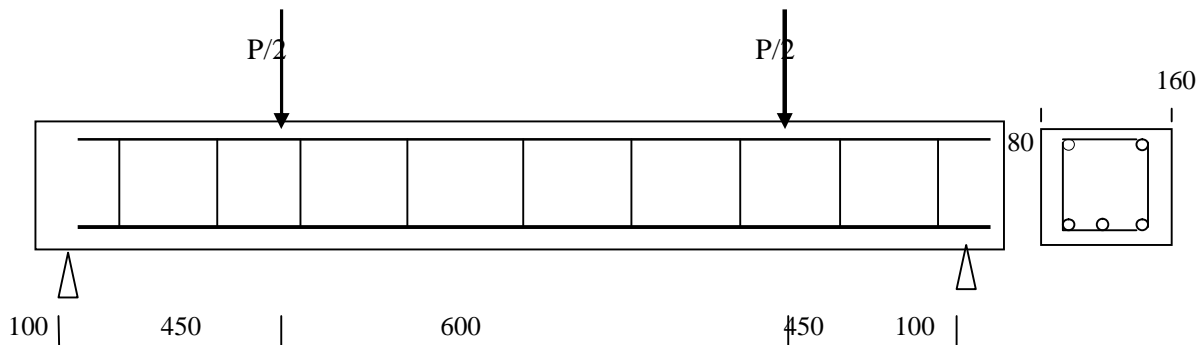


Figure IV.2: Schéma statique de la poutre d'essai

L'élément *Solide 65* est utilisé pour modéliser le béton. Cet élément ayant huit nœuds, et chaque nœud contient trois degrés de liberté, des translations dans les trois directions nodales. L'élément est capable de subir une déformation plastique et de se fissurer dans les trois directions [99]. La géométrie et la position des nœuds de ce type d'élément sont indiquées dans la Figure IV.3.

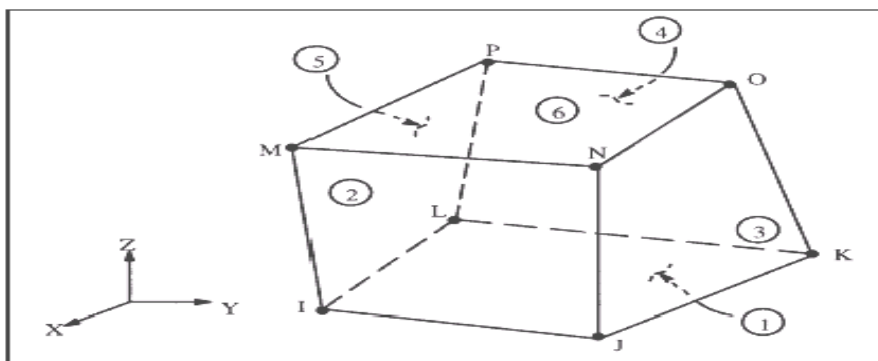


Figure IV.3: Élément Solid 65 à 3D [99].

L'élément (Link 8, 3D Spar) est utilisé pour la modélisation de l'acier. Cet élément ayant deux nœuds, chaque nœud contient trois degrés de liberté et trois déplacements dans les directions X, Y, Z.

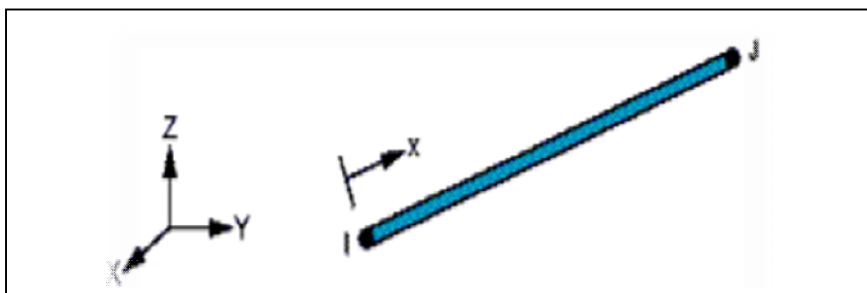


Figure IV.4: Élément Link8 à 3D spar [99].

L'élément "Solid 46", est un élément solide utilisé pour modéliser le comportement des matériaux composites. L'élément peut avoir 100 couches pour différentes orientations avec ses propriétés ortho-tropiques dans chaque couche, trois degrés de libertés pour chaque nœud et un déplacement pour chacune des trois directions (Figure IV.5).

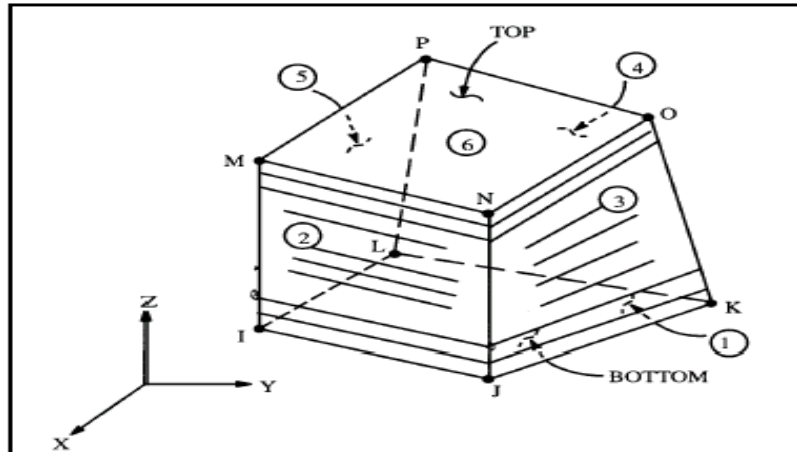


Figure IV.5: Solid 46 – 3-D layered structural solid [99].

La courbe contrainte - déformation du béton, utilisée dans la modélisation, est présentée dans la figure IV.6. En compression, la courbe contrainte-déformation est linéairement élastique jusqu'à environ 30% de la contrainte maximale à la compression. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente graduellement jusqu'à la contrainte maximale à la compression (σ_{cu}). Après ce point la courbe descend, et se produit l'écrasement et la rupture à une déformation ultime ϵ_{cu} . En traction, la courbe contrainte-déformation est approximativement linéaire et élastique jusqu'à la contrainte maximale à la traction, puis la résistance diminue graduellement à zéro [99].

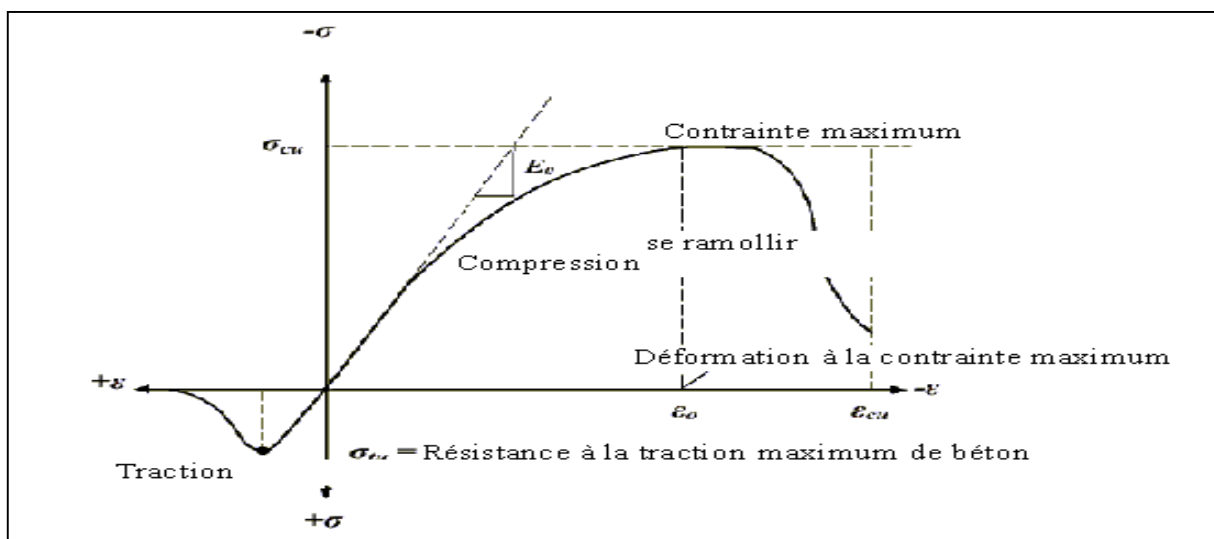


Figure IV.6 Comportement typique du béton sous un chargement uniaxial [99].

Les propriétés linéaires isotropiques et multilinéaires isotropiques pour le béton, sont données à partir des caractéristiques suivantes :

- Module d'élasticité (E_c) ;
- Résistance à la compression ultime (f'_c) ;
- Résistance à la traction ultime (f'_t) ;
- Coefficient de poisson (ν) ;
- Coefficient de transfert de cisaillement (β_t) ;
- La relation contrainte-déformation en compression uniaxiale ;

Les résistances ultimes du béton à la compression et à la traction sont données par les équations (1), et (2), respectivement [98]:

$$f'_c = \left(\frac{E_c}{4730} \right)^2 \quad (1)$$

$$f'_t = \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

Avec : E_c , f'_c et f'_t en MPa.

Le coefficient de poisson pour le béton est assumé égal à 0.2. Le coefficient transfert de cisaillement β_t , varie entre 0.05 et 0.25 [100]. Il est pris égal à 0.2 dans nos calculs.

Le programme d'ANSYS, utilise la relation contrainte-déformation pour le béton dans la compression uniaxiale. Les équations suivantes ont été utilisées pour calculer la courbe multilinéaire isotopique du béton.

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad (3)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (4)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (5)$$

Avec:

f : Contrainte du béton en MPa.

ε : déformation pour la contrainte f .

ε_0 : Déformation à la résistance ultime de compression f_{uc} .

La courbe contrainte-déformation multilinéaire isotrope mise en application exige que le premier point de la courbe soit défini par l'utilisateur. Elle doit satisfaire la loi de Hooke.

$$E = \sigma/\varepsilon \quad (6)$$

La figure IV.7, illustre la courbe contrainte –déformation simplifiée du béton sous un chargement uniaxial.

Cette courbe contient six points reliés par lignes droites, le premier point, définis par $0.3 f_c$ qui est calculé par l'équation (5), les points intermédiaires sont obtenus à partir l'équation (3), et ε_0 calculé par l'équation (4), le dernier point est défini par f_c et ε_0 , après ce point un comportement parfaitement plastique est supposé.

Les propriétés du béton utilisées dans cette études sont, le module d'élasticité : $E_c = 25000$ MPa, résistance à la compression égale à 28MPa, la résistance à la traction est de 3MPa. Ces propriétés du béton utilisées sont ceux obtenus par la formulation dans l'étude expérimentale.

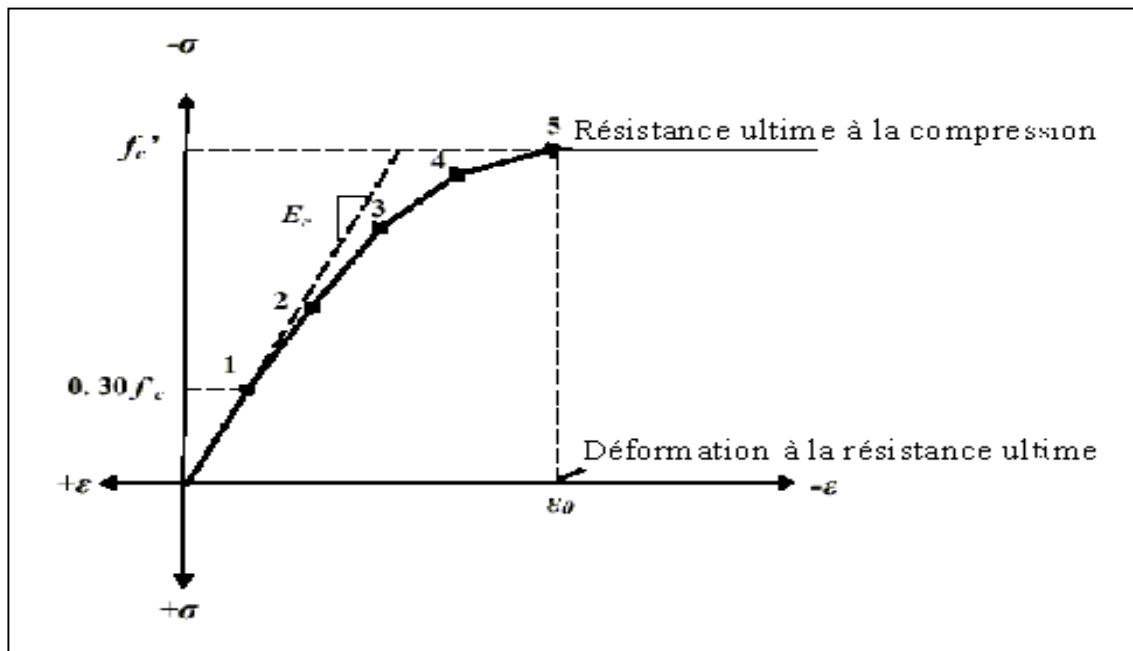


Figure IV.7 Diagramme contrainte-déformation simplifié du béton en compression

Les coordonnées des cinq points, aux termes de déformation et contrainte, afin de les insérer dans le calcul de modélisation sont données dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 Coordonnées déformations – contraintes en différents points

	Déformation (ε) en %	Contrainte (σ) en MPa
Point 1	0.336	8.4
Point2	0.672	15.4
Point3	0.1	20.9
Point4	0.13	24.7
Point5	0.22	28

La courbe contrainte –déformation des aciers de ferrailage est donnée par la figure IV.8. Les propriétés de l'acier sont :

- Module d'élasticité: $E_s = 210\ 000$ MPa ;
- Contrainte de traction: $F_y = 410$ MPa ;
- Coefficient de poisson: $\nu = 0.3$.

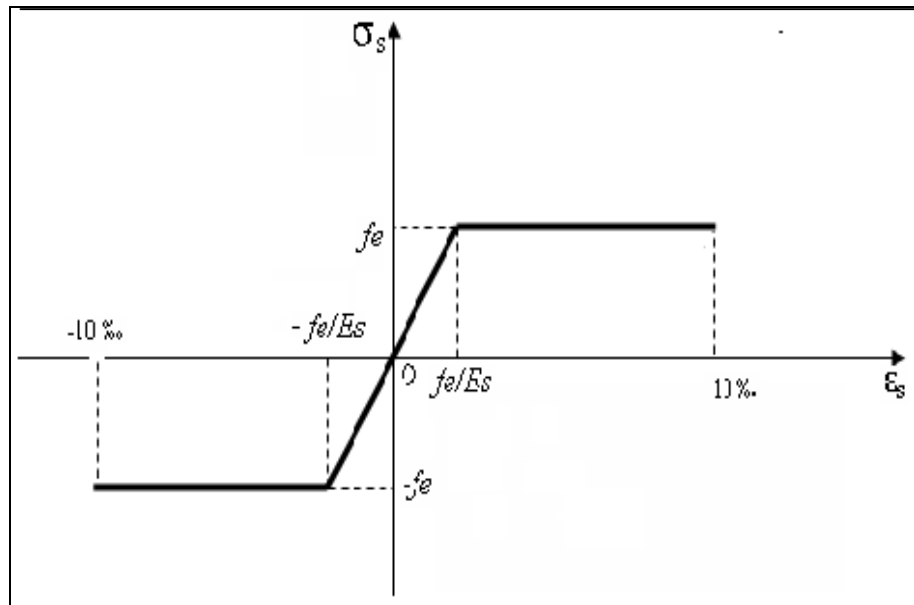


Figure IV.8 Diagramme contrainte – déformation de l'acier [100]

Les matériaux composites à base de fibre de carbone (CFRP), sont des matériaux anisotropes car leurs propriétés ne sont pas les mêmes dans toutes les directions.

Le comportement élastique- fragile des matériaux composites est illustré par la figure par la figure III.8. La courbe montre que la partie élastique est caractérisée par une contrainte de traction élevée avec une déformation avoisinant les 1.5%

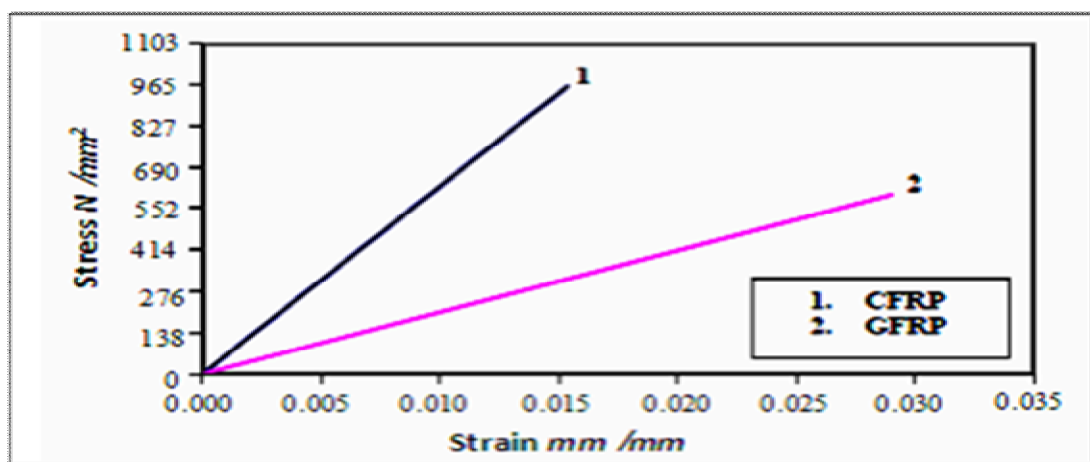


Figure III.9 Courbe contrainte – déformation du composite CFRP [90].

Les données d'entrée nécessaires pour les composites de FRP dans les modèles d'élément finis sont comme suit [101]:

- Nombre de couches ;
- L'épaisseur de chaque couche ;
- L'orientation de la direction de fibre pour chaque couche (θ) ;
- Module d'élasticité du composite de FRP dans les trois directions (E_x , E_y , et E_z) ;
- Coefficient de poisson major pour les trois plans (ν_{xy} , ν_{yz} et ν_{xz}).
- Module de cisaillement du composite de FRP dans les trois plans (G_{xy} , G_{yz} et G_{xz}) ;

$$G_{xy} = \frac{E_x E_y}{E_x + E_y + 2E_x \nu_{xy}} \quad (7)$$

Le tableau ci-après résume les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux composites utilisés dans la modélisation.

Tableau IV.3: Caractéristiques mécaniques des composites

Caractéristiques mécaniques Composite	Module d'élasticité (Mpa)	Coefficient de poisson Major	Contrainte de traction (MPa)	Module de cisaillement (MPa)	Epaisseur (mm)
CFRP	Ex= 62000 Ey= 4800 Ez= 4800	ν _{xy} = 0.2 ν _{yz} = 0.2 ν _{xz} = 0.3	958	G _{xy} = 3270 G _{yz} = 3270 G _{xz} = 1860	0.9

IV.5 Analyse numérique

Pour la géométrie choisie, on a pris comme modèle les éléments déjà cités et afin d'établir la bonne distribution de la charge d'une part, et pour garantir la meilleure connectivité entre les différents éléments discrétisés, d'autres parts, ces éléments sont connectés avec le béton nœud par nœud (Figure IV.10).

L'analyse par éléments finis nécessite, tout d'abord, un maillage du modèle (discrétisation). En d'autres termes, le modèle est divisé en un certain nombre de petits éléments, délimités par des nœuds. L'objectif est de déterminer les contraintes et les déformations aux points d'intégration de ces petits éléments, après application des charges et identification des conditions aux limites. Pour chaque poutre d'essai, la formulation de la géométrie du matériau béton (solid 65), qui est considéré comme un élément de volume (block) dont le nombre de mailles, de cet élément, est pris égal à 2176 éléments.

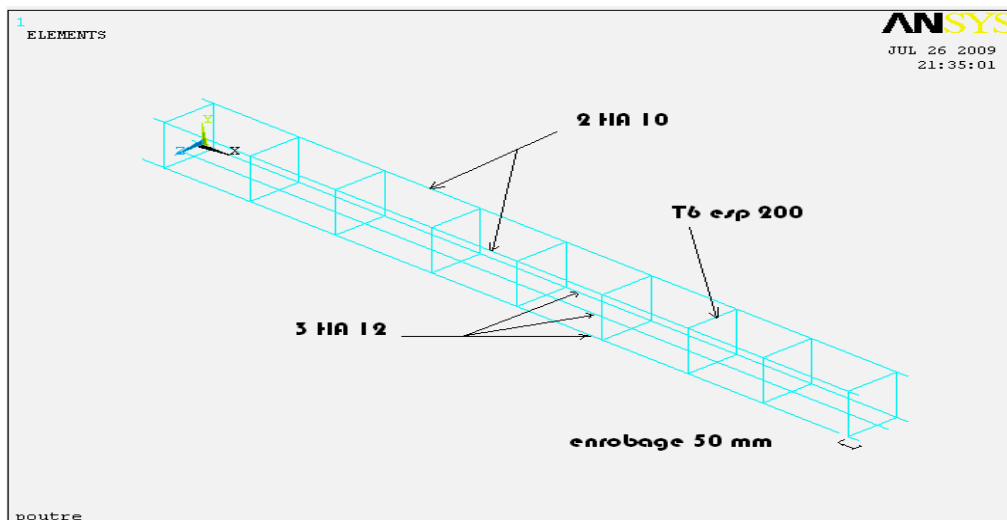


Figure IV.10: Modèle E.F choisi pour géométrie de la poutre

Le deuxième matériau est l'acier (link 8), qui est considéré comme un élément barre. Il est discrétisé par des éléments barres connectés nœud par nœud dans le béton, pour assurer la connectivité nodale. Le ferrailage contient des barres longitudinales de haute adhérence qui sont divisées en 1848 éléments et des armatures transversales qui sont devisées en 40 éléments.

Enfin, les nœuds de l'élément de couche du composite FRP (solid46) et les pièces discrétisées de l'élément de l'acier (link 8) sont reliés aux nœuds des éléments béton (solide65) adjacents afin de fournir le lien parfait (glue) entre les deux matériaux. La figure III.10 illustre la connectivité des éléments. Dans cette étude, la liaison (interface) est supposée parfaite entre des matériaux (armature- béton, béton- colle et colle- tissu CFRP). Pour fournir le lien parfait, l'élément de liaison pour l'acier d'armature (link 8) était relié entre les nœuds de chaque élément en béton (solide65) adjacent, si les deux matériaux partagent les mêmes nœuds. La même approche a été adoptée pour les matériaux composites CPRF (solid46).

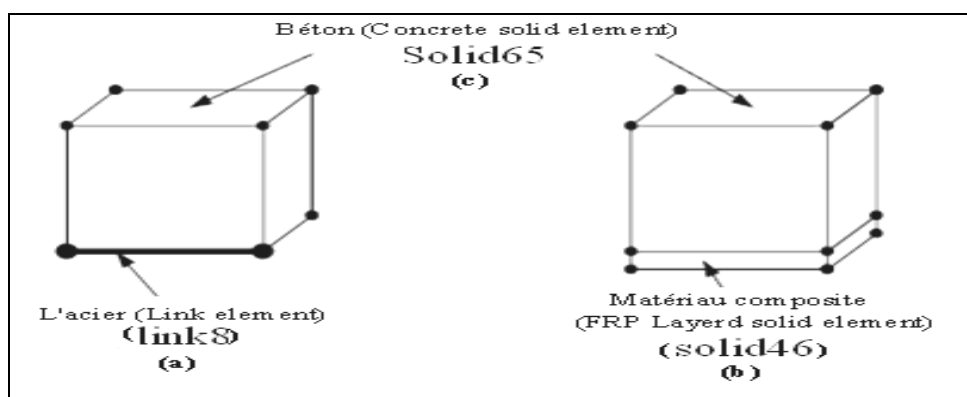


Figure IV.11: Connectivité des éléments solid46 et Link8 [99]

Pour le maillage (discrétisation de l'élément), le "Mesh 200 - éléments finis 3D" a été choisi dans l'étape de création des mailles (éléments finis) qui ne prend pas part à la solution. On a procédé de former un pré-maillage sur certaines lignes choisies (longueur, largeur et hauteur) de la poutre et gérer ainsi la densité du maillage dans les différentes régions de la structure.

Pour l'élément solid65, la maille a été mise en place pour la création d'éléments rectangulaires. Les divisions choisies des lignes sont notés et le modèle adopté a été maillé en utilisant des éléments en ligne afin que les nœuds des éléments en ligne soient exactement sur le nœud des éléments solides et sont ensuite fusionnées de sorte que les deux éléments des barres (armatures) et les éléments en béton partagent les mêmes nœuds. Ce maillage adopté a donné un certain nombre d'éléments dont le nombre total est de 4064 éléments (poutre de référence) et 4288 éléments pour la poutre la plus défavorable renforcée (Tableau IV.4).

Tableau IV.4: Eléments du maillage de la poutre non renforcée.

Modèle	Nombre des éléments			
	Solid65	Link8	Solid46	Total
Poutre non renforcée	2176	1888	/	4064
Poutre renforcée (Wrap+lamelles)	2176	1888	224	4288

Le chargement adopté et les conditions aux limites choisies pour la poutre de référence, et pour les quatre poutres renforcées sont données dans la figure IV.13. Le modèle est chargé avec les mêmes conditions que l'essai expérimental.

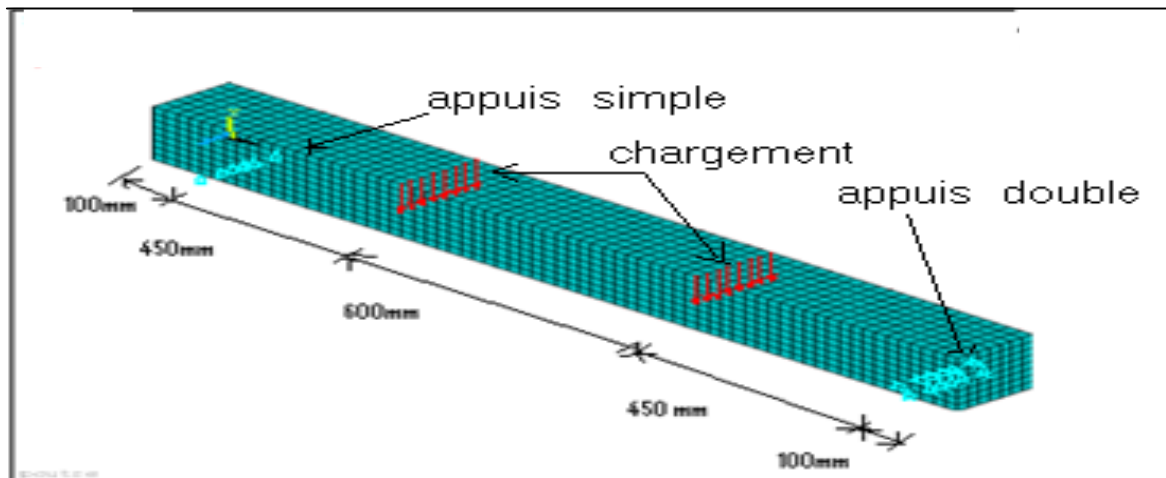


Figure IV.12: Chargement et conditions aux appuis pour le modèle par éléments finis.

IV.5.1 Lancement du calcul de modélisation

A partir des caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque matériau, les contraintes (stress), les déformations (strain) et les déplacements (displacements) sont calculés. Le calcul se fait dans le post processor solution, où on peut calculer la solution du LS (load step), ainsi donc, les résultats de cette solution sont donnés dans le post 1 ou 26. On peut avoir les résultats graphiquement (contraintes - déformations), ou par listes (déplacements, contraintes et déformations).

La figure IV.13, présente la distribution de la contrainte dans la poutre d'essai non renforcée. Sous l'effet du chargement extérieur et vu la symétrie du problème, les contraintes présentent une symétrie axiale. Les deux contraintes observées dans cette figure sont : la contrainte de compression qui apparaît sur la partie supérieure de la poutre et surtout près de l'application de chargement, et une contrainte de traction sur la partie tendue de la poutre, dont sa valeur est maximale à mi-travée.

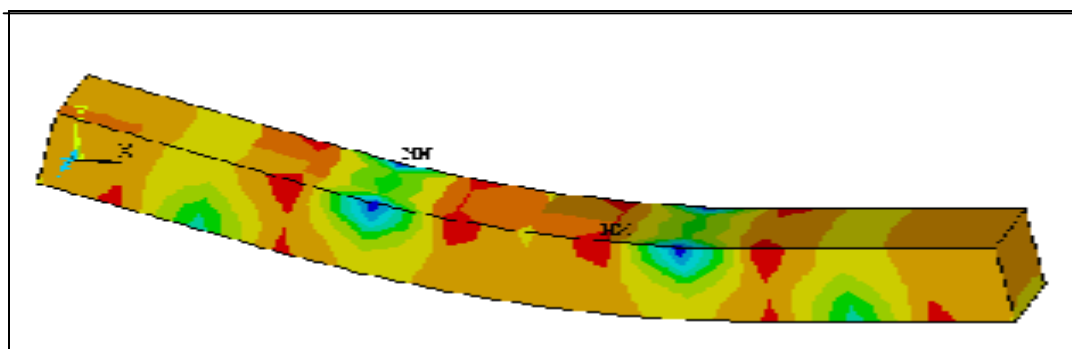


Figure III.13: Distribution des contraintes dans la poutre d'essai.

Les déformations, ont représentées par la figure IV.14. Et vu la symétrie de la géométrie de la poutre, les déformations sont aussi symétriques. On remarque, aussi, que la partie inférieure de la poutre représentée par la couleur bleue est la partie la plus sollicitée.

Ces déformations sont dues à la traction du béton et de l'acier, où la déformation est maximale au milieu de la poutre. La partie représentée par la couleur rouge est due aux contraintes de compression, avec une compression plus importante du béton (la concentration des deux charges)

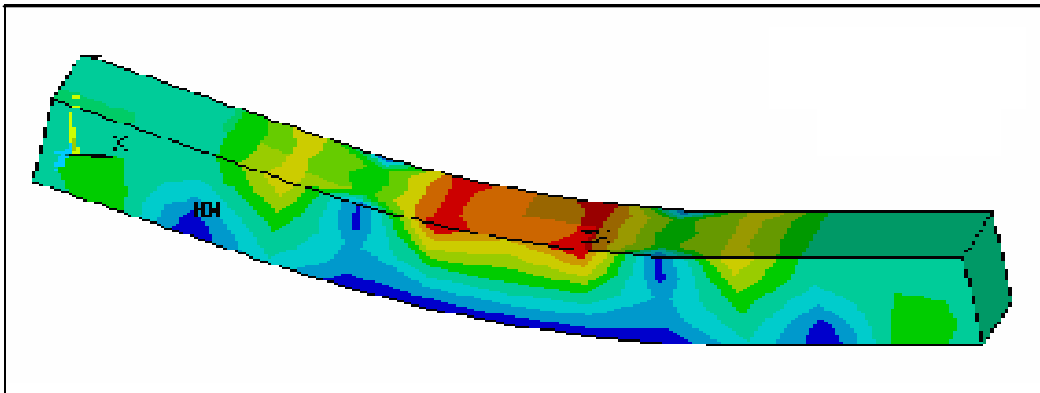
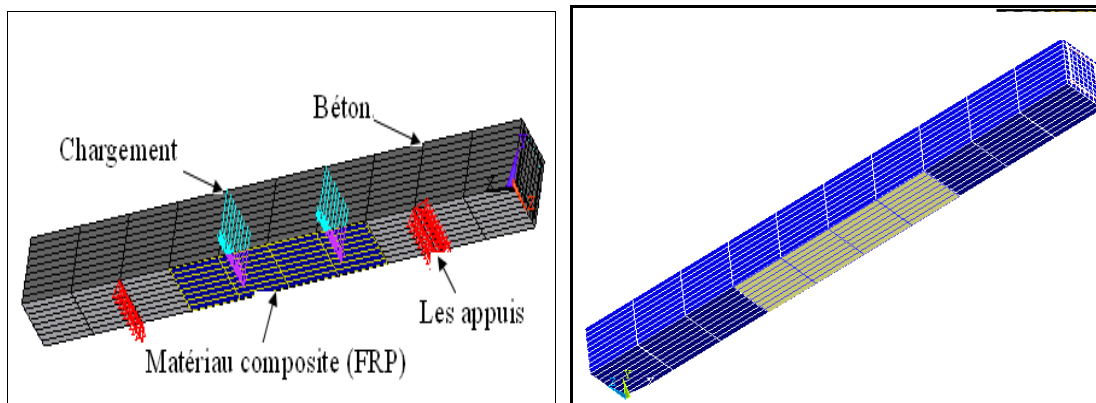


Figure IV.14: Distribution des déformations dans la poutre d'essai.

Les résultats obtenus sont donnés dans chaque nœud. L'objectif est de connaître les nœuds les plus sollicités et les plus déformables sous ce type de chargement. A ce point, on tire toute la liste des déplacements et des déformations pour chaque pas de chargement (load step) et pour chaque nœud, puis on extrait les résultats les plus défavorables.

Les figures IV.15a et IV.15b, représente la discrétisation en petits éléments pour poutre renforcée (RA1). Le béton est considéré comme un élément volume. Le nombre des éléments (béton, aciers), reste le même, que dans la poutre non renforcée. On a ajouté les éléments du composite CFRP représenté comme élément bloc (Solid46), au nombre de 24 (3x8x1). Les mêmes conditions d'appuis que l'exemple précédent sont conservées.



Figures IV.15a et III.15b: Modélisation de la poutre RA1 avec discrétisation.

Les résultats des contraintes et des déformations obtenus pour les différentes modélisations des poutres renforcées seront discutés dans le paragraphe suivant.

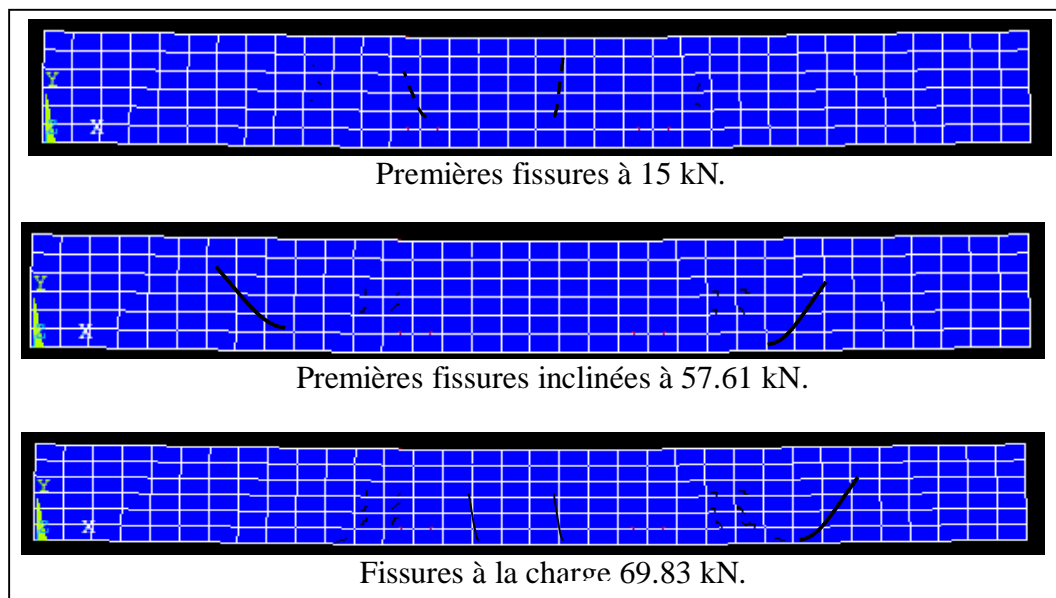
IVI.5.2 Résultats numérique et discussion

L'analyse est basée sur la prévision de diagramme charge-déplacement et charge-déformation à mi-distance, charge de première fissure; charge à la rupture ainsi que la fissuration à la rupture.

IV.5.2.1 Diagrammes charge-déplacement

Le comportement de la poutre de référence se caractérise par trois régimes différents (Figures IV.16 a, b et c) :

- Un régime béton armé non fissuré, où la flèche, croit linéairement avec la charge. Cette phase s'étend jusqu'à 15 kN avec l'apparition des premières fissures verticales ascendantes (Figure IV.16 a). La flèche atteinte est de 0.81 mm.
- Un régime béton armé fissuré, linéaire-parabole, on peut constater l'apparition des premières fissures inclinées à 51.61kN (Figure IV.16b) et la flèche atteinte est de 5.34 mm. Jusqu'à l'état limite de service ($L/250$ environ), la flèche est de 6.62 mm et la charge correspondante est de 57.78 kN.
- Un régime béton armé fissuré plastique après la plastification des aciers de flexion, avec une flèche de 17.72 mm et une charge maximale de 69.83 kN (Figure IV.16 c).



Figures IV16 (a, b, c): Progression des fissures pour la poutre de référence.

Les trois phases (régimes) sont également observées pour la poutre RA1, avec collage de lamelle sur la face inférieure. En effet, et avec l'influence du composite, on a remarqué que la pente de la courbe force- flèche a augmentée, ce qui explique l'amélioration du module d'élasticité, donc augmentation de la rigidité (EI). La charge de la rupture observée pour la poutre renforcée est de 78.24 kN, soit un gain en termes de capacité portante d'environ 12 %. La flèche de rupture est de 16.14mm en comparaison à 17.72mm pour la poutre de référence, soit une diminution de 10% environ.

Pour la poutre RA2, avec un renforcement en bas par lamelle et 1/3 de renforcement latérale par tissu wrap, on constate aussi un comportement similaire avec les trois phases déjà citées. La figure IV 17 illustre les courbes force-flèche de la poutre de référence, des premiers poutres renforcées RA1 et RA2.

Les courbes force-flèche, montrent clairement que les renforcements améliorent la portance de la poutre et même la flèche à mi travée.

En effet, la force de rupture pour le type RA2 est de 84.48 kN, avec une flèche avoisinant les 12 mm. Le double renforcement (RA2) est mieux adéquat que le simple (RA1). Le gain est de 21% en portance et 26% en flèche. La poutre renforcée par confinement en "U" (RA3) a une portance à la rupture qui atteint la valeur de 115.56 kN, avec une flèche de 11.24 mm. Soit un gain de 65% en portance et une réduction de 37%.

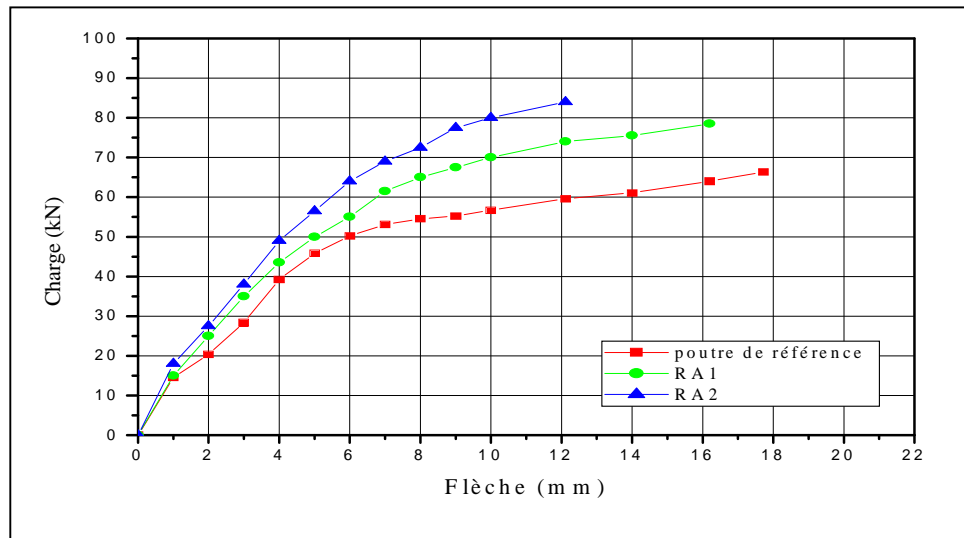


Figure IV 17: Coubre flèche- déformation poutres renforcées RA1 et RA2

Pour le cas du renforcement par confinement totale des faces latérales de la poutre en bandes et collage de lamelle à la partie inférieure (RA4), le gain est très appréciable. En effet, la poutre se rompt à la valeur de 148.67 kN, avec une flèche de 7.43 mm. Un pourcentage en gain très consistant de 98.5 % en portance et une réduction de plus de 140% en flèche à mi travée.

IV.5.2.2 Diagrammes charge-déformation

Les déformations sont mesurées à mi-distance à la fibre supérieure de la poutre d'essai. La lecture du listing des résultats permet de déterminer pour le nœud le plus sollicité la déformation en fonction de la charge appliquée.

La figure IV.18, exprime la courbe de l'évolution de la déformation de la poutre en fonction de la charge. On remarque une première partie linéaire de la courbe, une variation de la charge entre (0-80) kN, donnant une déformation entre (0- 480 $\mu\text{m}/\text{m}$). Cette phase correspondre à la phase du béton armé non fissuré.

Pour la charge allant de 80 kN jusqu'à 85kN, on remarque une déformation allant jusqu'à (600 $\mu\text{m}/\text{m}$), c'est la phase du béton armé fissuré. Au-delà d'une charge de 85 kN, on constate une déformation allant jusqu'à 800 $\mu\text{m}/\text{m}$, c'est la partie du béton armé fissuré plastique.

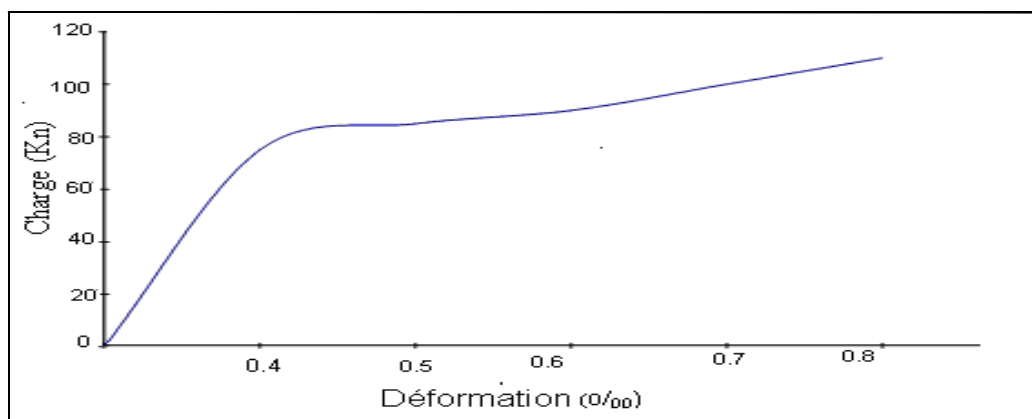


Figure IV.18 Courbe Force- déformation poutre PT

Les déformations et le gain relatif des différentes poutres par rapport à la poutre référence à l'ELU et l'ELS le tableau IV.5. On constate que le gain en déformations des poutres renforcées à l'ELS est de l'ordre de 12 à 20% seulement. Cependant des gains très significatifs (20 à 33%) sont observés pour les déformations à l'ELU.

Le double collage par composite de tissu wrap sur toute la hauteur de la poutre en U et en bandes semble le plus adéquat pour le renforcement des poutres (une réduction de la déformation de l'ordre de 33%). Ce renforcement a pris en compte toutes les détériorations possibles (peeling-off, fissures inclinées, fissures ascendants et éclatement du béton de compression au droit des applications des forces).

Tableau IV.5 Déformations poutres modélisées

Type de poutre		Référence PT	Renforcée RA1	Renforcée RA2	Renforcée RA3	Renforcée RA4
Déformation de la poutre (um/m)	ELS	401	351.40	346.62	326.69	319.44
	ELU	1253	868.70	987.49	893.76	839.76
Gain déformation/ poutre PT (%)	ELS	-	12.37	13.56	18.53	20.34
	ELU	-	30.67	21.19	28.67	32.98

IV.5.3 Confrontation expérimentale- numérique

IV.5.3.1 Calibrage du modèle numérique

Le modèle tridimensionnel par éléments finis, décrit dans le paragraphe précédant, a été validé contre les résultats expérimentaux. Le calibrage exact n'est pas facile, dans le sens où les vraies valeurs des caractéristiques mécaniques du béton, des aciers HA et doux, des composite, ainsi que le collage au niveau du support (adhérence) ne sont pas fiablement connus. Donc les valeurs prises comme données pour le calcul numérique, par ANSYS, sont probablement approchées par rapport aux les valeurs réelles.

Pour y arriver au modèle calé d'éléments finis, plusieurs tentatives d'approximations ont été faites. Ces approximations tenaient compte des propriétés des matériaux introduits, l'influence des matériaux composites et le mode de leur application sur les poutres, sans oublier le modèle choisi pour appuis et le chargement imposé. Les éléments finis que le calibrage modèle ait choisi ont permis d'ajuster les paramètres sélectionnés jusqu'à ce que des valeurs raisonnables dans la charge, flèche, déformations ont été observés.

IV.5.3.2 Comparaison et commentaires

Le tableau IV.6 présente une comparaison sommaire des valeurs numériques et expérimentales de la portance, la flèche et la déformation du béton des différentes poutres testées.

Tableau IV.6 Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

N° Poutre	Portance (N)			Flèche (mm)			Déformation béton ($\mu\text{m/m}$)		
	Expér.	Num.	Ecart %	Expér.	Num.	Ecart %	Expér.	Num.	Ecart %
Poutre réf. PT	88	69.83	-20.6	10.55	17.7	67.79	832.5	1253	50.5
Poutre RA1	100	78.24	-21.2	6.6	16.1	-	902	868.7	-3.7
Poutre RA2	115	84.48	-26.5	6.8	12.0	76.47	962	987.5	2.7
Poutre RA3	105	115.56	10.0	4	11.2	-	791.8	893.8	12.9
Poutre RA4	130	148.67	14.4	5.3	7.8	47.92	1305.2	839.7	-35.7

L'écart entre la portance expérimentale et celle obtenue par le modèle ne dépasse pas les 27%, montrant ainsi que le choix géométrique du modèle, les caractéristiques des matériaux "non linéaire" et l'adhérence parfaite choisie pour le support (béton – composite) sont acceptables. Cependant, l'écart pour les flèches et un degré moins les déformations est très important. Cela est dû probablement au maillage choisi qui n'a pas coïncidé avec les nœuds "les plus sollicités" donnant les résultats les plus défavorables.

IV.5.4 Études comparatives avec les résultats d'autres chercheurs

Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement des poutres renforcées par additifs d'aciers ou de fibres de carbone (CFRP), avec modélisation par la méthode des éléments finis. Parmi ces recherches similaires à notre cas on peut citer :

H. Bellakehal et al [102] ont étudié numériquement une série de poutres isostatiques en béton armé soumise à des essais de flexion quatre points. Trois types de poutres (F01, F11 et S6-PRE3) ont été modélisés par le logiciel ANSYS :

- F01 : poutre en béton armé non renforcée (référence).
- F11 : poutre renforcée par une plaque d'acier (Figure IV.19).
- S6-PRE3 : poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP (Figure IV.20).

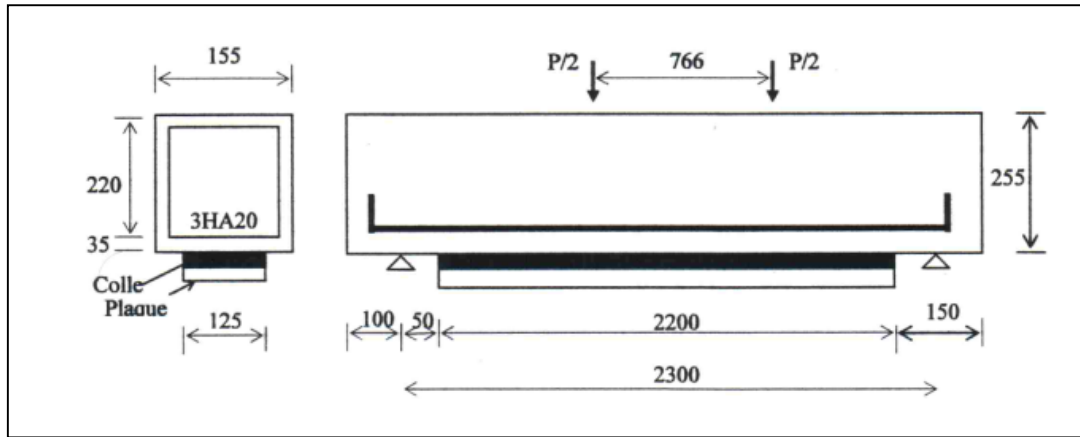


Figure IV.19: Montage de la poutre F01 et F11 [102]

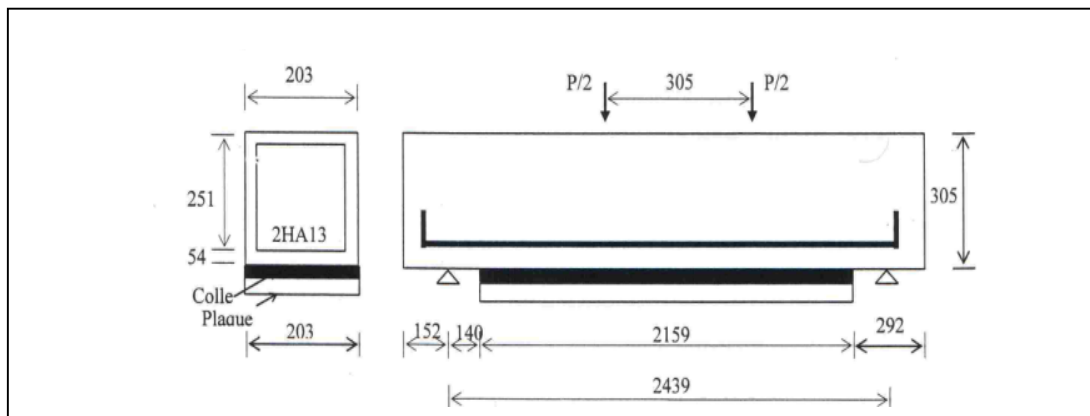


Figure IV.20: Montage de la poutre renforcée par une plaque de CFRP (S6-PRE3) [102]

Les poutres étant symétriques, seule une moitié a été modélisée (Figures IV.21, IV.22 et IV. 23). Pour éviter les problèmes numériques liés à la concentration des contraintes, la force a été appliquée sous forme d'une pression (charge répartie sur une surface). Le modèle utilise deux types d'éléments : élément solide à huit nœuds (solid65) représentant le béton, et élément de barre à deux nœuds (link8) représentant l'acier d'armature. Le maillage adopté pour la poutre renforcée par la plaque d'acier est identique à celui de la poutre de référence, avec l'addition des éléments de la plaque. Cette dernière est représentée par des éléments solides à huit nœuds (solid 45). Les liaisons entre les différents éléments sont considérées comme rigides. Les tableaux IV.7, IV.8 et IV.9 présentent la topologie de la maille utilisée pour le modèle de la poutre F01.

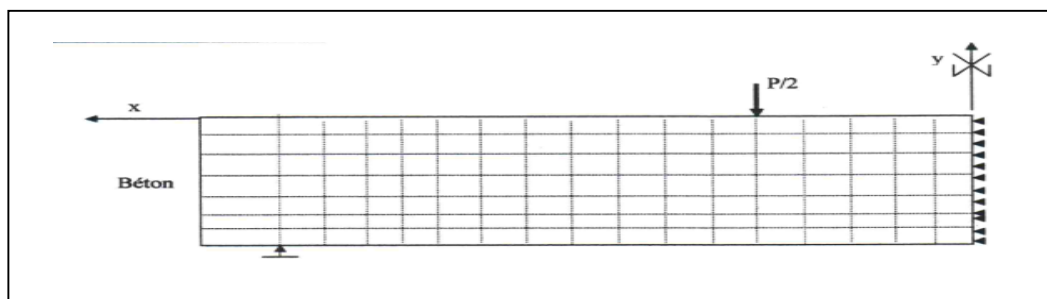


Figure IV.21: Modélisation numérique de la poutre F01 [102].

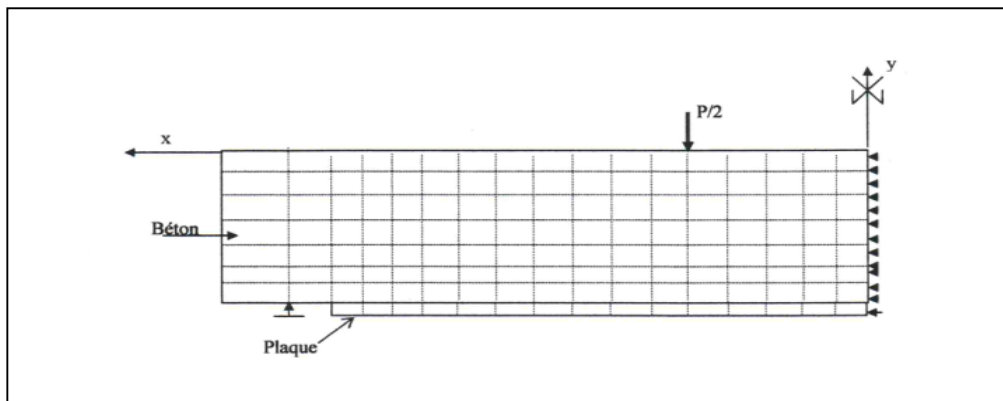


Figure IV.22: Modélisation numérique de la poutre F11 [102]

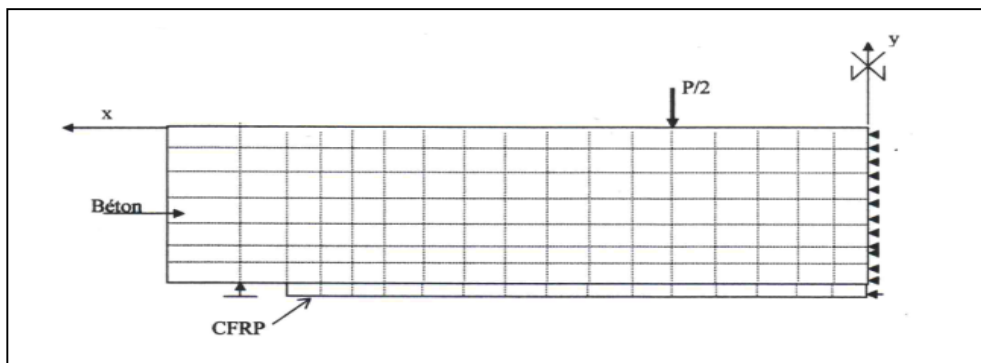


Figure IV.23: Modélisation numérique de la poutre S6-PRE3 [102]

Tableau IV.7: Topologie de la maille (poutre F01) [102]

Eléments	Solid65	Li nk8	Total
Nombre de nœuds	/	/	840
Nombre d'éléments	560	100	660
Nombre total des nœuds bloqués	45	/	45

Tableau IV.8: Topologie de la maille (poutre F11) [102]

Eléments	Solid65	Li nk8	Solid 45	Total
Nombre de nœuds	/	/	/	935
Nombre d'éléments	560	100	72	732
Nombre total des nœuds bloqués	45	/	5	50

Tableau IV.9: Topologie de la maille (poutre S6-PRE3) [102]

Eléments	Solid65	Li nk8	Solid 45	Total
Nombre de nœuds	/	/	/	720
Nombre d'éléments	400	68	80	548
Nombre total des nœuds bloqués	35	/	5	40

Les résultats numériques par éléments finis sont confrontés aux valeurs expérimentales pour cette étude. Le tableau IV.10 présente l'ensemble des résultats numériques et expérimentaux obtenus à mi-travée des poutres testées [102].

Tableau IV.10 : Résultats expérimentaux et numériques obtenus [102].

Poutres		Charge à la rupture (kN)	Flèche à la rupture (mm)	Déformation béton à l'ELU(‰)	Déformation composite à l'ELU(‰)
Expérimentale	F01	210	21.1	4.57	/
	F11	239	21.8	4.31	7
	S6-PRE3	97.47	24.8	2.7	10.08
Numérique	F01	201.37	19.91	5.1	/
	F11	241.8	20.02	6	20
	S6-PRE3	97.28	26.8	2	18.7

La lecture de ce tableau montre que les résultats numériques sont dans l'ensemble plus proches des résultats expérimentaux. Cependant, un écart plus ou moins important entre les résultats des modèles numériques et ceux du modèle expérimental est constaté pour la poutre renforcée par la plaque en CFRP. Ceci est peut être dû aux modèles de matériaux intégrés dans l'ANSYS qui ne prennent pas en charge la dégradation graduelle du béton suite à la fissuration [103]. Et les microfissures produites par rétrécissement de séchage dans les poutres expérimentales. En plus, l'adhérence entre les matériaux (acier, béton, composites) est assumée parfait dans les modèles, mais cette hypothèse n'est pas vérifiée pour les poutres expérimentales.

Kachlakev et al. [104] ont étudiés les effets du renforcement au cisaillement des poutres en béton armé (sans les étriers) renforcées extérieurement sur les deux côtés par des fibres de verre (GFRP) et des fibres de carbone (CFRP) pour le renforcement à la flexion. Les poutres ont été soumises à un essai de flexion quatre points. Les résultats du modèle d'éléments finis tridimensionnels d'ANSYS ont calés les résultats expérimentaux obtenus [103-110].

Les résultats du modèle numérique et expérimental étudié par Kachlakev sont comparés aux résultats de notre modèle d'éléments finis d'ANSYS. Les dispersions sont avérées plus ou moins importantes

D'autres travaux de recherches, récentes dans ce domaine, ont été élaborés. On peut citer ceux de Guido Camata en 2007 [105], qui a pris des poutres en béton armé de (200× 300× 3250) mm, renforcées en traction par plaques de fibres de carbone et tissus de fibres de verre, sous flexion (Figure IV.24).

L'analyse numérique, dans le but de caler les résultats expérimentaux, a été faite par l'application d'un programme numérique par la méthode des éléments finis, développée par l'Université de Calorado [105].

La simulation numérique a montré que la poutre renforcée par plaque CFRP a cédé par delamination à 115 kN, avec une flèche verticale de 20.8 mm, alors que la charge de rupture de celle renforcée par plaque GFRP avait une valeur de 147 kN, correspondant à une flèche de 45.0 mm. Le tissu de fibre de carbone semble se comporter mieux. En plus, les résultats de la simulation numérique ont parfaitement calé les résultats de la campagne expérimentale [105].

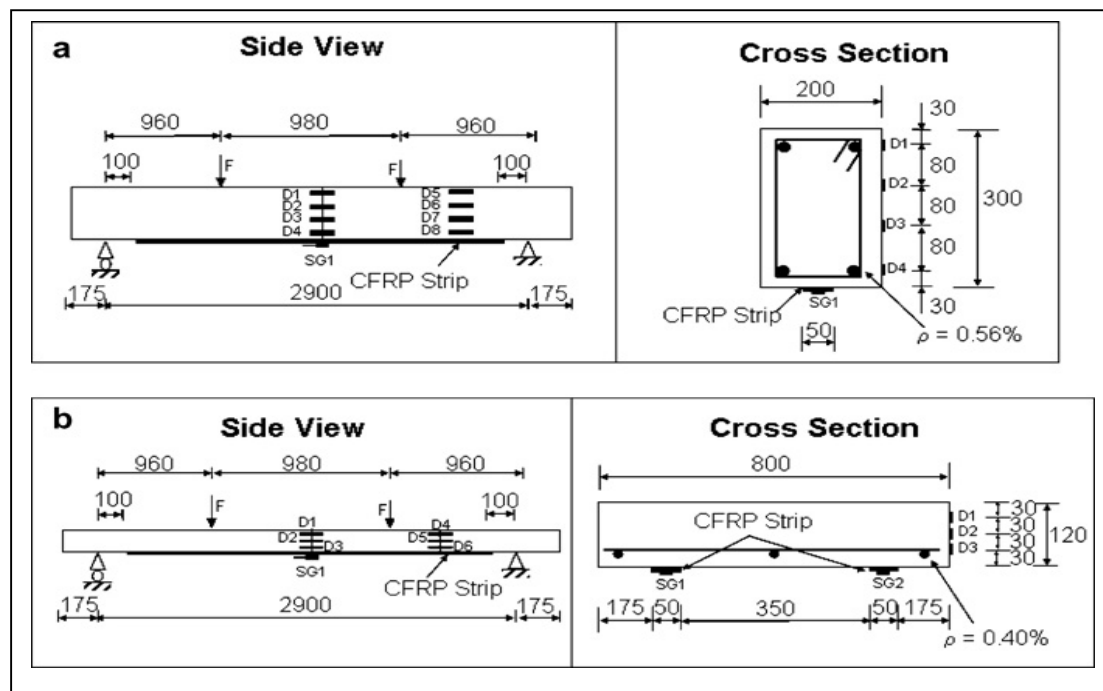


Figure IV.24: Dimensions de la poutre d'essai [105]

L'analyse des résultats numériques nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les poutres renforcées par les composites CFRP et GFRP, donnent des déformations réduites, comparativement à la poutre de référence, mais avec des charges de rupture plus importantes ;
- Des gains négligeables dans les déformations du béton en compression pour les poutres renforcées en comparaison à la poutre de référence sont observés ;
- Des gains très significatifs dans les déformations d'aciers tendus pour les poutres renforcées par rapport à la poutre de référence sont obtenus ;
- Des déformations plus importantes dans les renforts en acier dans les modèles sont observées comparativement aux déformations d'aciers dans les poutres expérimentales de diverses études. Ceci est dû à la force constante de traction dans l'élément en acier à travers l'élément en béton dans le modèle ;
- Les composites de renforcement réduit l'apparition des fissures dans les modèles ;
- Les résultats numériques obtenu, par la prise en compte du comportement réel (non linéaire) des matériaux porteurs (aciers, béton, composite), montrent globalement une concordance raisonnablement bonne avec les résultats d'essais expérimentaux, et confirment clairement l'effet bénéfique du renforcement sur le comportement des poutres, qui se traduit notamment par la réduction des flèches et des déformations, et l'augmentation des charges de rupture et de fissuration.

IV.6 Modélisation d'un pont renforcé par composites et analyse modale

Le pont qui a subi les essais de vibrations ambiantes, avant et après sa réparation, a été modélisé par un calcul linéaire par le logiciel SAP 2000 [106] d'une part, et par un calcul non linéaire par ANSYS d'autre part, afin de se situer pour la calibration des résultats expérimentaux obtenus.

IV.6.1 Modèle du pont renforcé par CFRP avec comportement linéaire

La modélisation du pont renforcé par composites de fibres de carbone (CFRP, ne peut se faire sans la présentation des données de calcul. En effet, les données présentées dans la partie expérimentale se résument comme suit :

IV.6.1.1 Données de calcul

Les données prises dans le calcul de la masse et de la rigidité, avant et après réparation de l'ouvrage sont comme suit :

a- Masse :

• Avant réparation :

- Poids du tablier (dalle + poutres + équipements) : 1295 t
- Poids de l'infrastructure (piles) : 174.9 t

D'où le poids total de la structure avant réparation: $P_1 = 1470$ t

• Après réparation :

Poids des matériaux additifs pour renforcement :

- Béton de chemisage (au niveau des piles) : 250 t
- Acier de chemisage (au niveau des piles) : 12.2 t
- Résine d'injection des fissures : 0.235 t
- Peinture de protection pour toute la structure : 17.1 t
- Fourniture de fibres de carbone :
- Tissu Sika Wap : 0.132 t
- Lamelles Sika Carbodur : 0.48 t

D'où le Poids des produits additifs est de $\Delta P = 80.2$ t

Donc le poids totale de la structure après réparation : $P_2 = 1750.2$ t

b- Rigidité :

• Avant réparation :

Les modules d'inertie calculés, avant et après renforcement, en prenant en compte des caractéristiques du béton et composites, ainsi que les mesures effectuées sur site [106] :

- Moment d'inertie : $I_1 = 2.416$ m³
- Module d'élasticité : $E_1 = 25000$ MPa

• Après réparation :

- Moment d'inertie : $I_2 = 2.432$ m³
- Module d'élasticité : $E_2 = 32.500$ MPa.

Ces valeurs montrent que le pourcentage d'augmentation de la masse de la structure réhabilitée (avant et après renforcement) est de 16%, tandis que celle de la rigidité ($K=EI$) est de 23.6%.

IV.6.1.2 Calcul numérique

Deux types d'éléments ont été choisis pour la modélisation du pont, l'élément "frames" pour les poutres principales et secondaires du tablier, ainsi que les poteaux des piles et l'élément "shell" pour les éléments surfaciques tels que la dalle de couverture et les voiles raidisseurs des appuis (Figure IV.25). Les coordonnées x , y et z représentent respectivement l'axe longitudinal, l'axe transversal et l'axe vertical de l'ouvrage. Le pont est droit d'un angle du biais de 100 grades. Le matériau béton utilisé a un comportement élastique linéaire, isotropique et homogène [107]. Le module d'élasticité avant réparation est $E_1 = 25000$ MPa (vu son état vétuste et dégradé avant réparation), sa densité est de 2400 kg/m^3 , tandis que celui après réparation est $E_2 = 32500$ MPa (après injection de fissures et renforcement par matériaux composites CFRP), la densité est prise égale à 2400 kg/m^3 .

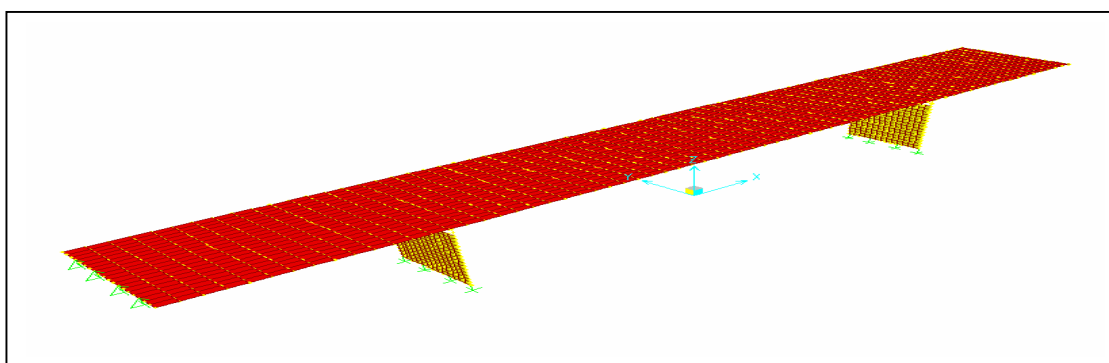


Figure IV.25: Vue tridimensionnelle du modèle du pont par SAP2000

Les matériaux composites ont été introduits dans le calcul du module de Young E et de la rigidité K de la structure (hypothèses de calcul introduites dans la modélisation des poutres du pont). On considère que le béton renforcé par tissus de fibre de carbone garde son comportement élastique linéaire, mais avec son nouveau module de Young E_2 . Les appuis sont encastrés aux tabliers, vu l'existence des anciens appareils d'appui fixes. Les sommiers (culées) sont simplement appuyés et les piles sont encastrées aux fondations (Figures IV.26 et IV.27). La modélisation a été effectuée par analyse modale de structure [107], dont le but est de déterminer les fréquences et les modes propres. Le nombre de modes pris en compte est six (6), de telle manière que la somme des masses modales m_i retenues représente la quasi-totalité des masses de l'ouvrage (environ 90%) dans notre cas d'étude [108-109].

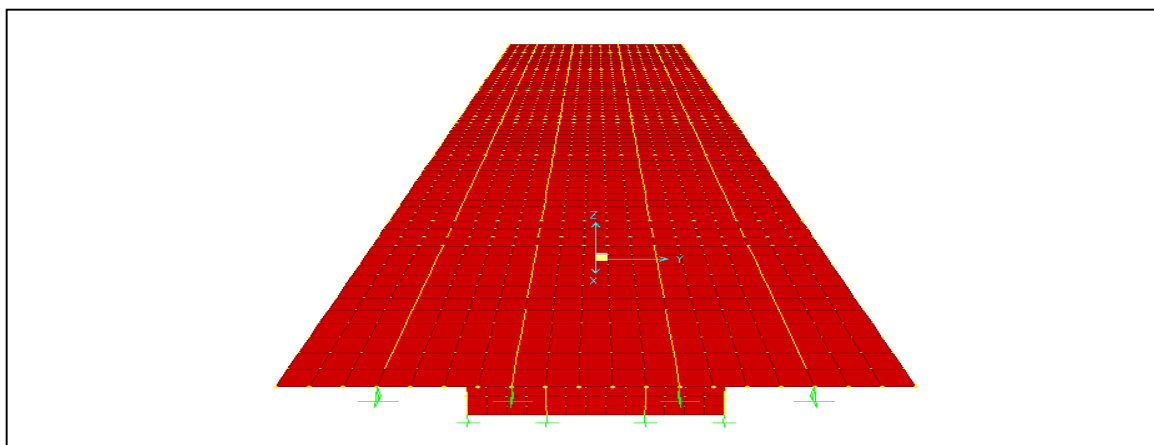


Figure IV.26: Modèle en vue en plan du pont

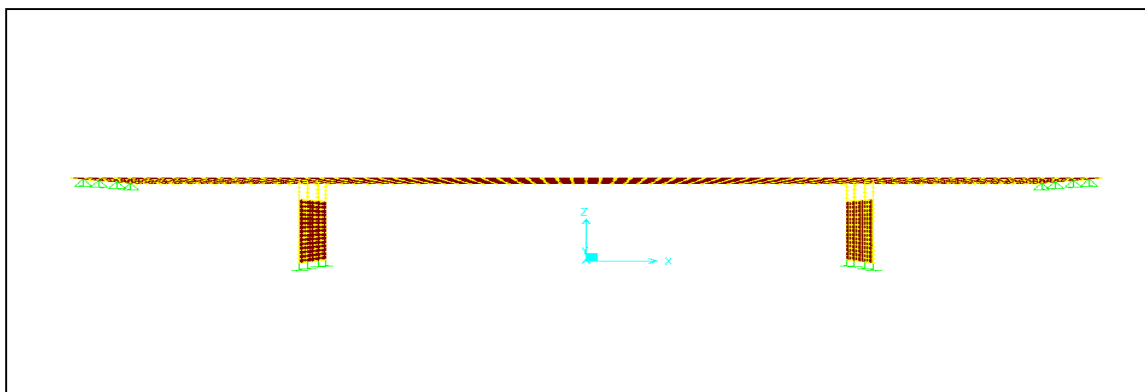


Figure IV.27: Vue en élévation de l'ouvrage

IV.6.1.3 Résultats numériques

L'analyse dynamique du modèle calibré a conduit à l'obtention des paramètres modaux de la structure du pont. Les fréquences modales de l'analyse par MEF, avec comportement linéaire, trouvées sont résumées dans le tableau IV.11, avec les formes des modes correspondantes illustrées dans la figure IV.28 [77]. Cette modélisation nous a permis de distinguer les six premiers modes prépondérants d'une part et la compréhension du comportement de la structure (pont) avant et après sa réhabilitation.

Tableau IV.11: Valeurs des fréquences obtenues par SAP

N°	Fréquence avant réparation (Hz)	Fréquence après réparation (Hz)	Différence	Mode de vibration
1	2.85	4.00	40%	Horizontal (H)
2	3.13	4.16	32.9%	Vertical (Z)
3	3.89	4.54	16.7%	Torsion
4	8.23	10.11	22.84%	Vertical (Z)
5	13.02	13.37	2.7%	Torsion
6	13.22	16.66	26.02%	Horizontal (E)

La fréquence prépondérante pour le modèle numérique choisi est de l'ordre de 2.85 Hz, avant réparation et 4.00 après réparation de l'ouvrage. Ceci présente un gain en fréquence de 40%, qui est équivalent à une réduction de période de 29% avec une vibration horizontale longitudinale excitant en grande partie le tablier. Le second mode est vertical avec un gain avoisinant les 33% en fréquence. Tandis que le troisième mode est de torsion avec des valeurs de 3.89 et 4.54 Hz avant et après réparation respectivement. Le gain est de l'ordre de 17%. La détermination de la fréquence devient aléatoire à partir du quatrième mode, probablement due au non prise en compte du comportement non linéaire.

On note aussi, que quelque soit le mode de vibration, ces valeurs confirment celles trouvées par les essais expérimentaux à savoir l'amortissement des vibrations du pont en question après réparation.

Le calibrage peut être amélioré pour les autres modes, avec la prise en compte du comportement réel des matériaux porteurs de l'élément support (béton) et des éléments additifs (composites), objet du prochain paragraphe.

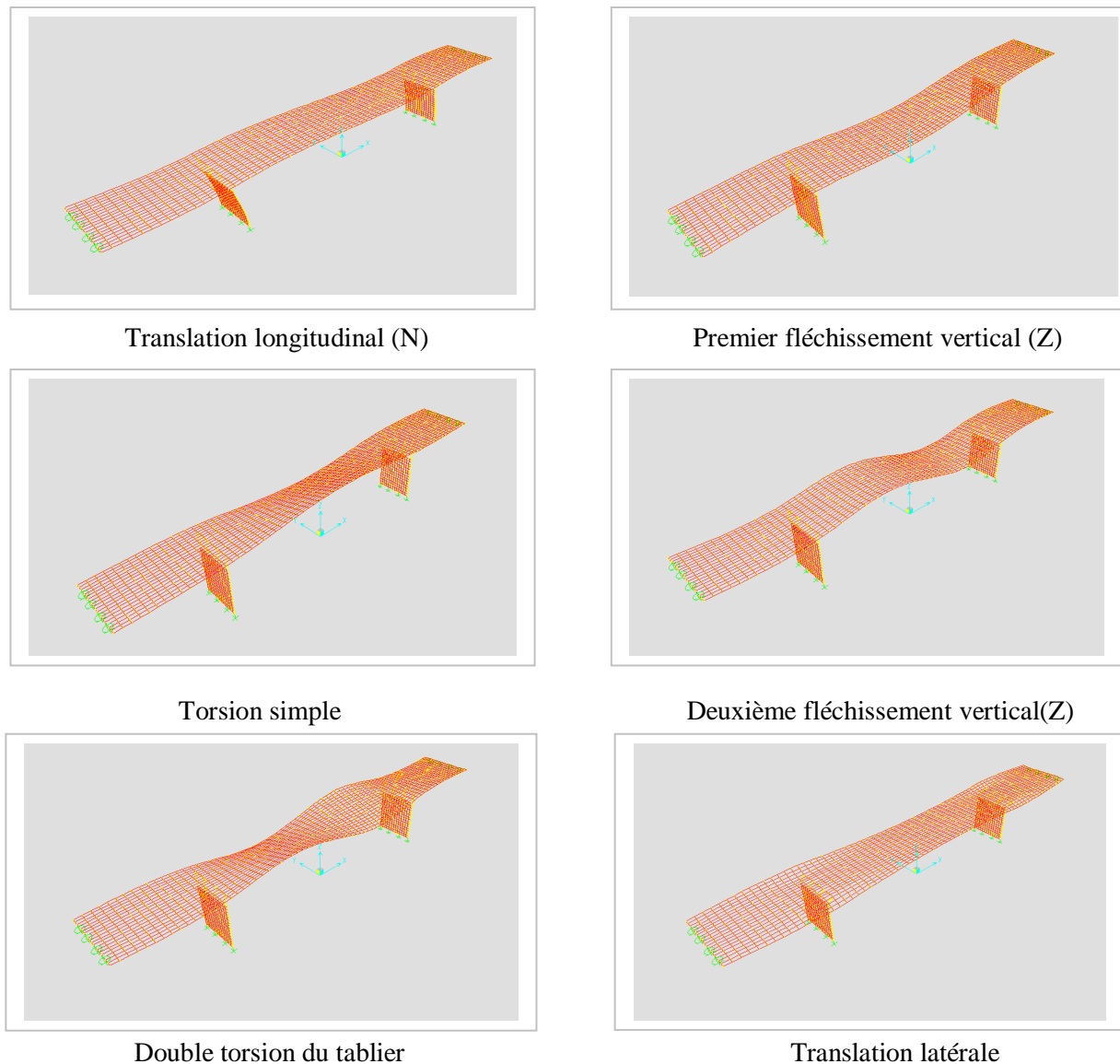


Figure IV. 28: Différents formes des modes de vibration.

Le tableau IV.12 et les figures IV.31 et IV.32, présentent une comparaison entre les fréquences obtenues expérimentalement et celles obtenues numériquement pour le pont avant et après renforcement.

Tableau IV.12: Comparaison fréquences entre model FE et expérimental

N°	Fréquence avant renforcement (Hz)			Fréquence après renforcement (Hz)		
	Expérim.	Num (Sap)	Ecart (%)	Expérim.	Num. (Sap)	Ecart (%)
1	3.94	2.85	27.7	4.05	4.00	1.23
2	4.55	3.13	31.2	4.67	4.16	10.9
3	4.89	3.89	20.45	5.00	4.54	9.2
4	5.03	8.23	- 63.6	5.07	10.11	- 99.1
5	6.72	13.02	- 93.8	6.93	13.37	- 92.9
6	7.23	13.22	- 82.8	7.36	16.66	- 126.4

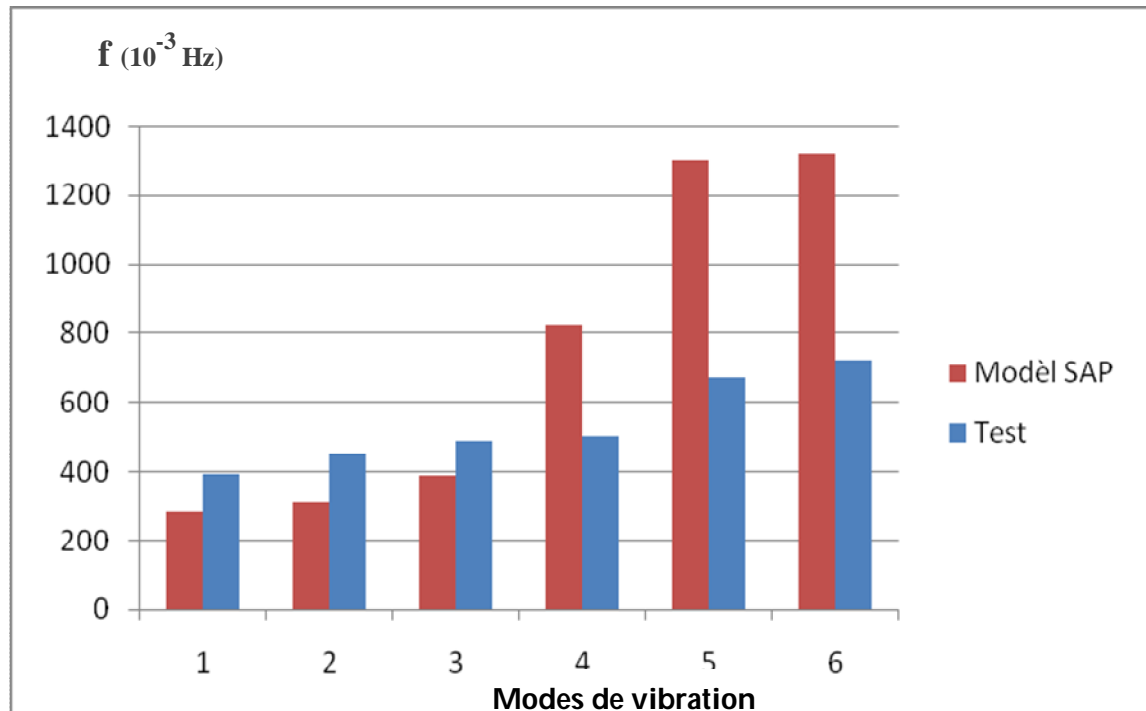


Figure IV.29: Comparaison numérique- test en fréquences avant réparation du pont.

On remarque que la corrélation entre les fréquences obtenues expérimentalement et numériquement est acceptable pour les trois premiers modes mais elle est très faible pour les modes supérieurs.

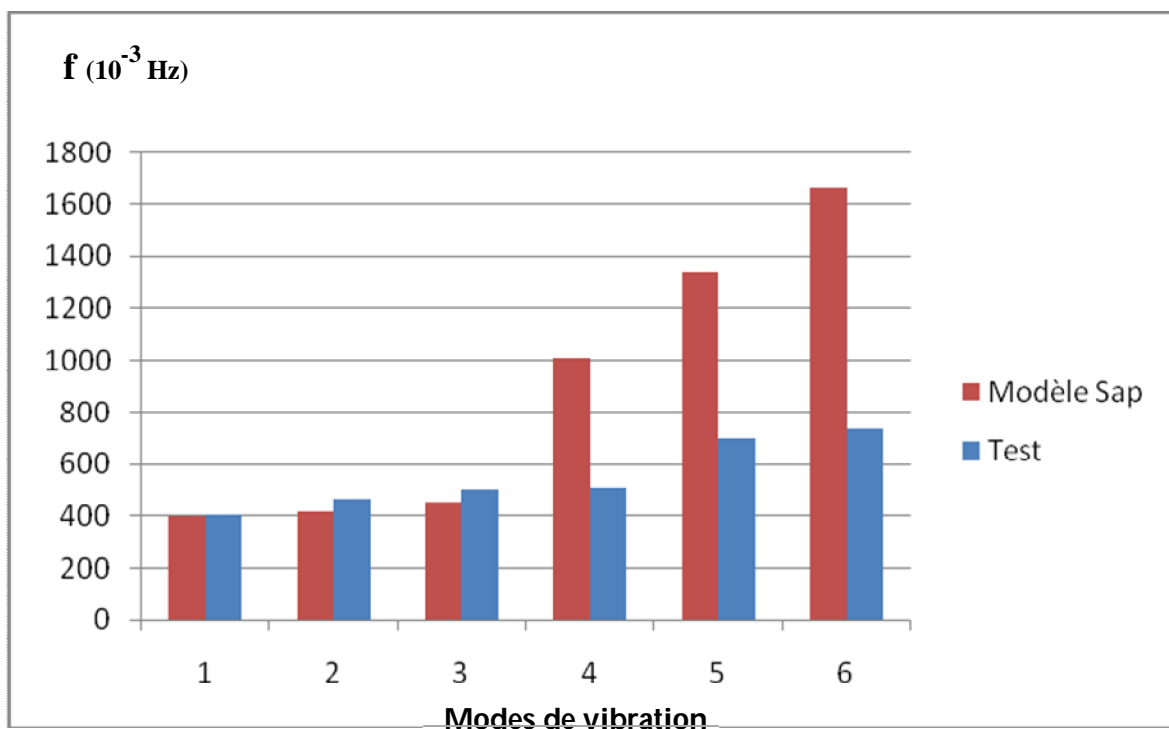


Figure IV.30 : Comparaison numérique- test en fréquences après réparation du pont.

IV. 6.2 Modèle du pont renforcé par CFRP avec comportement non linéaire

IV.6.2.1 Choix du modèle

Pour le comportement non linéaire, la modélisation du pont, en question, a été faite par le biais du logiciel ANSYS. Les données des matériaux choisis est semblable à celles déjà détaillées dans la partie modélisation linéaire des poutres d'essais.

La différence se situe dans le choix des éléments du modèle choisi. On a considéré pour cela les éléments de la bibliothèque du ANSYS, à savoir Solid 65 pour le bloc béton (poutres, dalle, et appuis du pont), Link 8 pour l'acier HA et doux avec leurs caractéristiques, et le Solid 46 pour chaque composite étudié.

La modélisation par analyse modale du pont, a été faite avec les étapes énumérées ci après, et ce avant et après son renforcement.

Modèle géométrique

Le choix géométrique des éléments composant le pont (dalle du tablier, poutres maitresses et poutres secondaire, les plies et les semelles), passent par la création des points, puis les lignes, surfaces et enfin les blocs volumiques, avec l'attribution du "Solid 65".

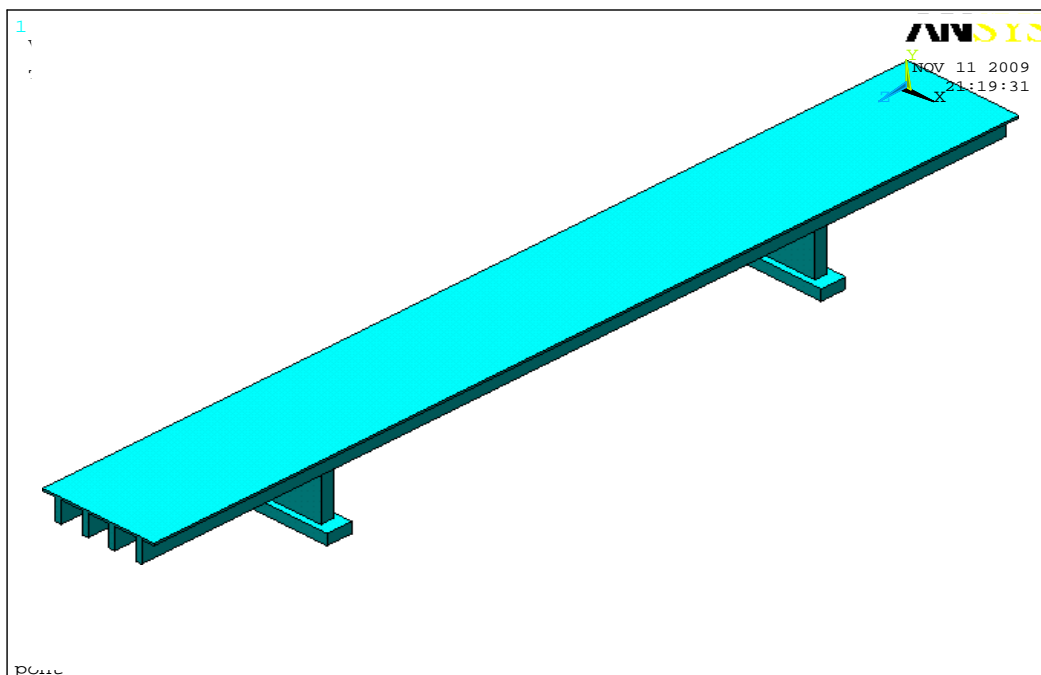


Figure IV.31: Choix du modèle géométrique du pont.

Maillage du modèle

L'ouvrage est discrétisé automatiquement car en raison de la complexité de la géométrie du pont (Figure IV.32). La discrétisation a fait ressortir 7076 éléments connectés par des nœuds. Les piles sont supposées être encastées au niveau du sol (par le biais des semelles), faisant abstraction de toute interaction avec le sol et du fluide avec les piles.

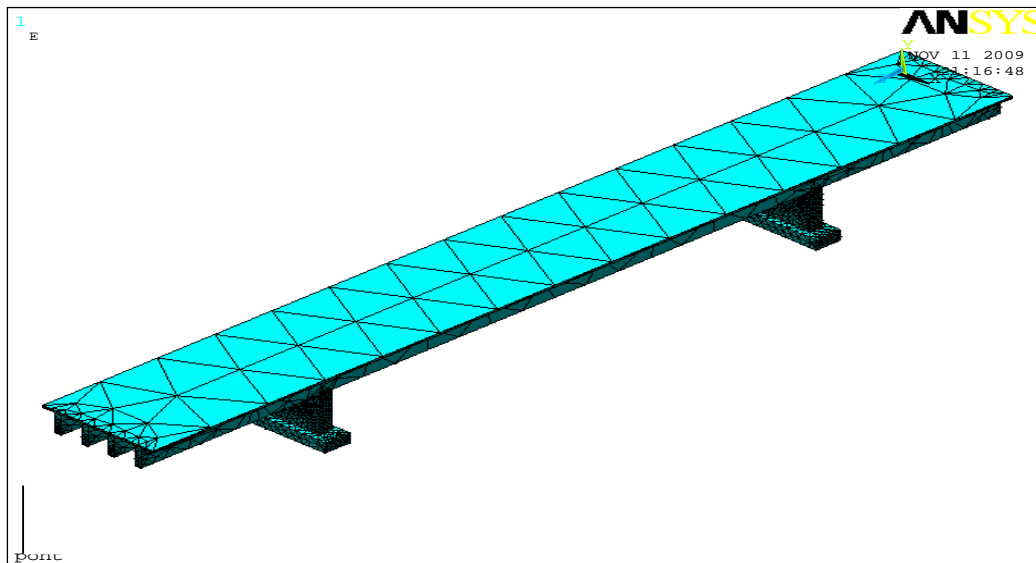


Figure IV.32: Maillage de la structure du pont.

Conditions aux limites

On choisi comme conditions aux limites, des encastremets au niveau des appuis –semelles, et au niveau des consoles, on a supposé une liberté (porte à faux) (Figure IV.33).

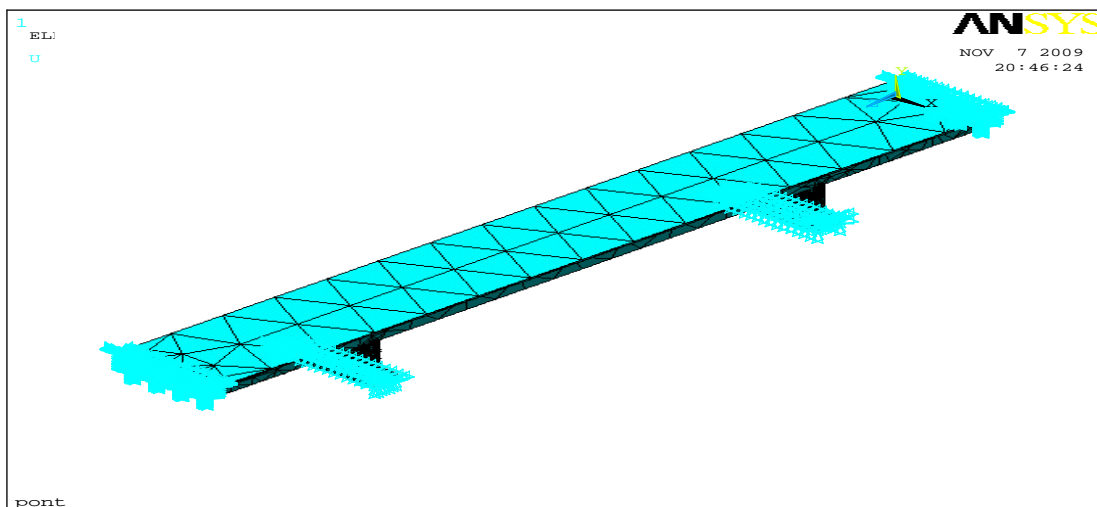


Figure IV.33: Condition aux limites des appuis.

Renforcement par composites

Pour le comportement du pont après renforcement, l'application des composites à été faite sur la partie inférieure de chaque poutre maitresse et sur les faces verticales, en prenant en considération les caractéristiques du matériau et en supposant une adhérence parfaite "Glue de la bibliothèque de l'ANSYS".

IV.6.2.2 Résultats numériques non linéaire

Le lancement du calcul, avec convergence de l'analyse modale de la solution non linéaire du problème, a conduit à calibrer le modèle établi à cet effet.

L'obtention des paramètres modaux du pont (modes propres et fréquences modales) de l'analyse par MEF, nous ont conduits à faire la comparaison entre le comportement de l'ouvrage avant et après son renforcement.

Un total de six modes de vibration du pont a été identifié à partir de la modélisation par MEF.

Tableau IV.13: Valeurs des fréquences obtenues par ANSYS

N°	Fréquence avant réparation (Hz)	Fréquence après réparation (Hz)	Différence	Mode de vibration
1	3.68	4.06	10.32%	Horizontal (H)
2	5.06	5.47	8.10%	Vertical (Z)
3	6.00	6.48	8.00%	Simple Torsion
4	7.96	8.59	7.92%	Vertical (Z)
5	11.12	11.97	7.65%	Double Torsion
6	11.33	12.23	7.94%	Horizontal (E)

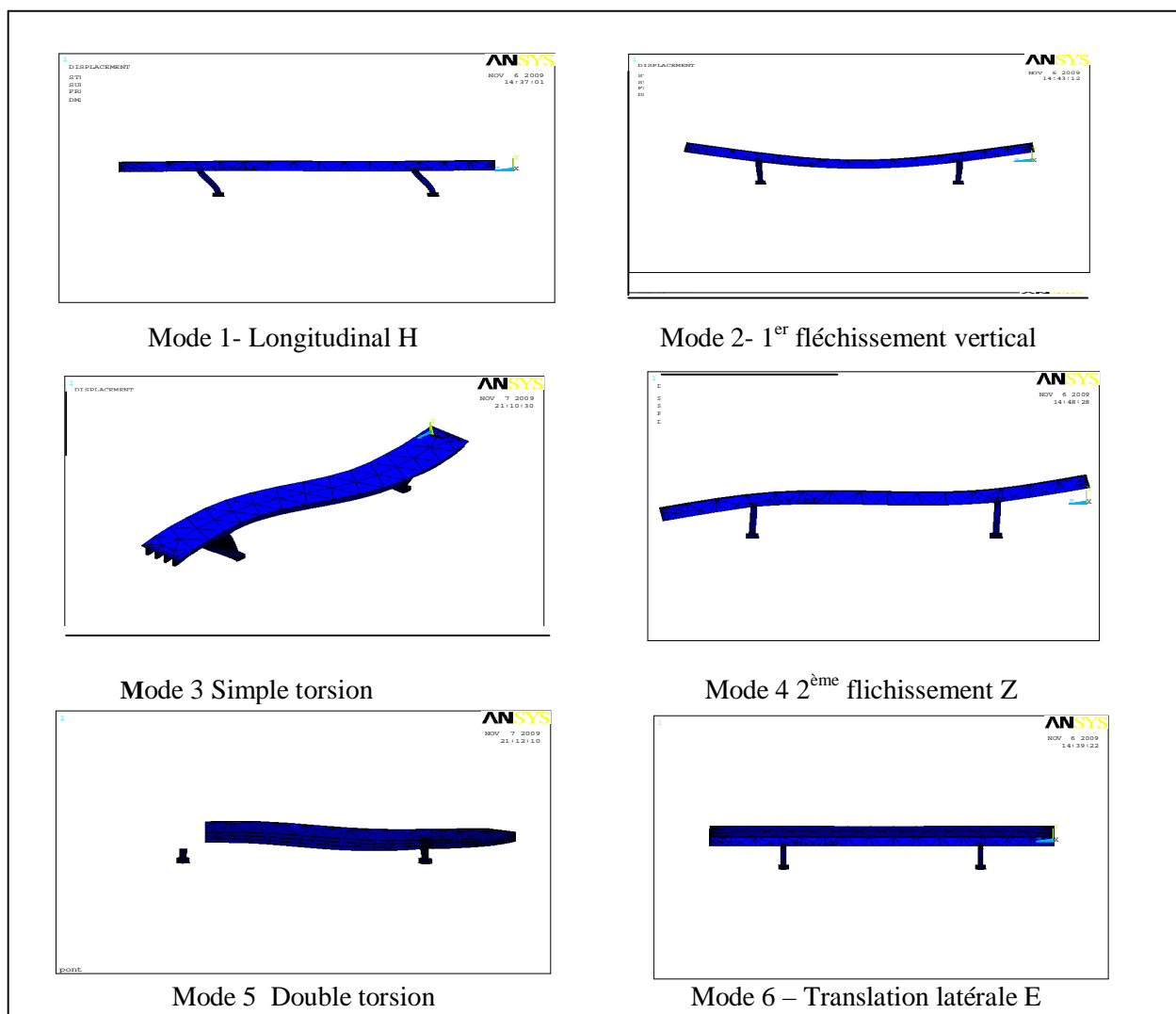


Figure IV.34: Différents modes de vibration du pont après renforcement

Le premier mode est un mode horizontal avec une fréquence de 3.68 Hz avant le renforcement et de 4.06 après le renforcement (Figure IV.34). Le deuxième mode vertical qui s'avère se produire à la fréquence de 5.06 Hz avant le renforcement et de 5.47 après le renforcement. Le troisième mode est un mode torsion d'une fréquence de 6.00 Hz avant le renforcement et de 6.48 après le renforcement (Tableau IV.13).

On remarque que la fréquence du pont est en moyenne de 8% plus élevée qu'avant réparation (Figure IV.35) et par conséquent la période de vibration est réduite.

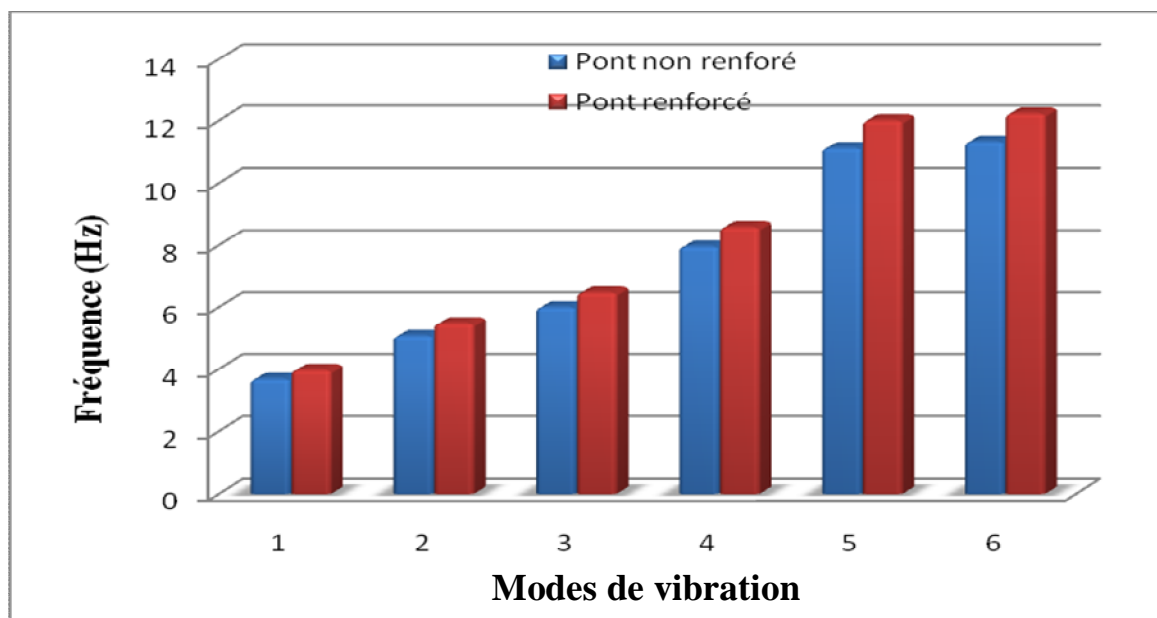


Figure IV.35: Comparaison des fréquences numérique non linéaire avant et après renforcement

La comparaison des résultats de la modélisation numérique non linéaire et les résultats expérimentaux des essais de vibrations ambiantes, avant et après, renforcement a montré un écart très faible (4%) pour le premier mode et de l'ordre de 20% pour les modes 2 et 3 (Tableau III.14). Ceci montre l'importance de prendre en charge le comportement non linéaire des matériaux

Tableau III.14: Valeurs des fréquences obtenues avant et après renforcement.

N°	Fréquence avant renforcement (Hz)			Fréquence après renforcement (Hz)		
	Expérim.	Numérique	Ecart (%)	Expérim.	Numérique	Ecart (%)
1	3.94	3.68	6.6	4.05	4.06	-0.25
2	4.55	5.06	-23.1	4.67	5.47	-17.13
3	4.89	6.00	-22.7	5.00	6.48	-29.6
4	5.03	7.96	-58.25	5.07	8.59	-68.43
5	6.72	11.12	-65.5	6.93	11.97	-72.72
6	7.23	11.33	-56.7	7.36	12.23	--65.76

Les figures IV.36 et IV.37 illustrent clairement la meilleure performance de la modélisation non linéaire (ANSYS) sur la modélisation linéaire (SAP).

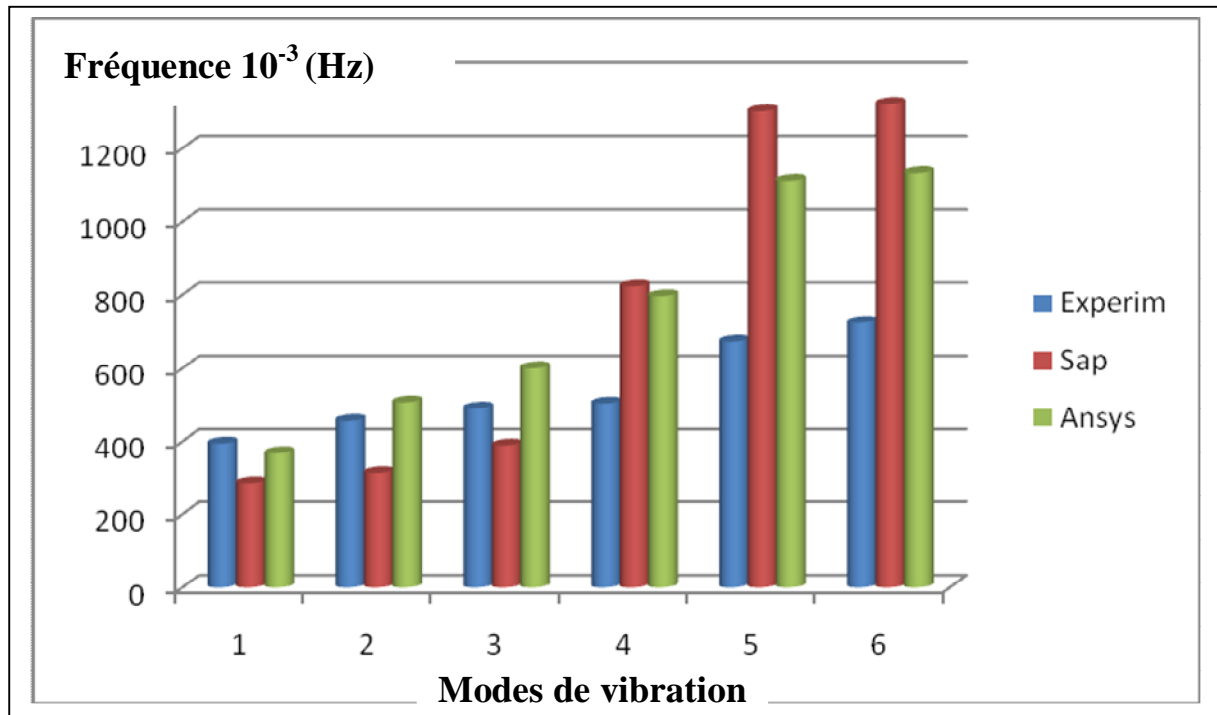


Figure IV.36: Comparaison des fréquences propres du pont avant réparation

Concernant les fréquences du pont après sa réparation, expérimentales et numériques (linéaires et non linéaires), la figure l'histogramme ci après (Figure III.37) illustre les valeurs trouvées avec les écarts observés.

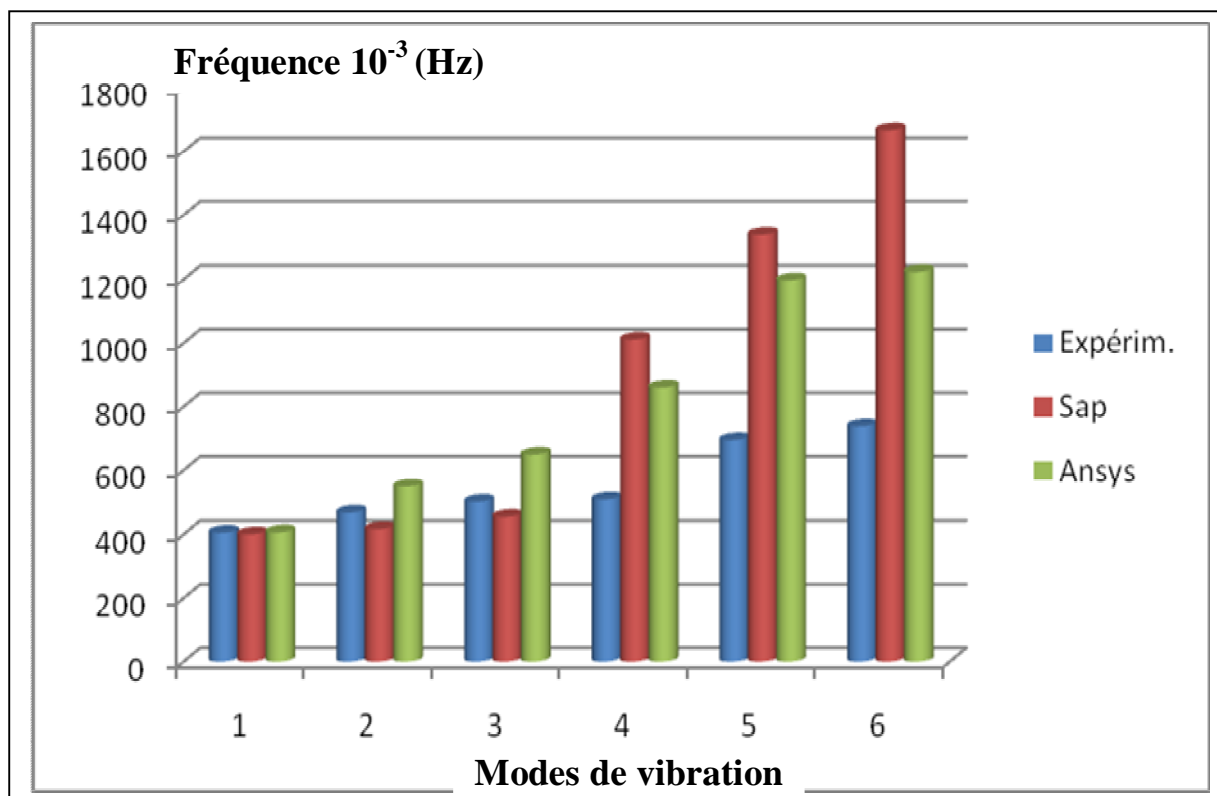


Figure III. 37: Valeurs des fréquences propres après réparation du pont

Les résultats obtenus de l'essai expérimentale et les modélisations linéaire et non linéaire du pont en question avant et après sa réhabilitation par collage de fibres de carbone sur des parties des ses poutres principales nous ont permis de tirer quelques observations très bénéfiques, dont les relevés des conclusions sont les suivants :

- Les matériaux composites contribuent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité ;
- Les fréquences obtenues par éléments finis, *modèle ANSYS* (comportement non linéaire) sont relativement comparables à celles mesurées expérimentalement ;
- Comme l'analyse du modèle de pont par les logiciels SAP 2000 et ANSYS est respectivement linéaire et non linéaire, L'ANSYS présente une meilleure performance par rapport au SAP 2000 ;
- Les matériaux composites absorbent bien les chocs et les vibrations dont ils sont soumis les ponts et par conséquent peuvent se comporter convenablement en cas de séisme, ou d'autres vibrations ;
- Il est possible de constituer une base de données en analysant les ouvrages anciens dynamiquement par des essais non destructifs ;
- D'autres modélisations plus poussées sont recommandées pour caler la totalité des modes propres de la structure testée.

CONCLUSIONS GENERALES
ET
RECOMMANDATIONS

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Les matériaux composites à base de fibres de carbone se caractérisent par leur souplesse et leur simplicité de mise en œuvre. Leurs choix comme éléments additifs de renforcement s'imposent pour les structures sous dimensionnées ou endommagées, et constituent une solution alternative aux autres techniques de renforcement telles que le chemisage, la précontrainte additionnelle ou le béton projeté. Les études récentes faites sur les structures renforcées par matériaux composites ont montré que ces derniers augmentent la rigidité des éléments supports, réduisent la déformation et redonnent aux éléments détériorés leur portance initiale. Cependant, dans la plus part des cas, une dispersion, entre les résultats expérimentaux et les modèles numérique, est observée.

Notre étude a porté sur le comportement des poutres isostatiques renforcées par collage de matériaux composites en fibres de carbone sur leurs faces latérales et inférieures. Nous nous sommes intéressés, particulièrement, aux cas de poutres en béton armé, renforcées à vide et après endommagement, avec la prise en compte d'un cas d'étude réel de pont routier isostatique à poutres sous chaussée, réhabilité par application des composites CFRP. Nous avons utilisé les matériaux composites pour restaurer et augmenter la capacité portante des poutres à la flexion.

Nous avons décrit, dans la partie expérimentale au laboratoire, la préparation des poutres en béton armé, et de leurs surfaces destinées à recevoir l'adhésif (résine) et le matériau composite avec quatre modes de collage différents. Le corps d'épreuve a été instrumenté par des capteurs à jauges électriques, ce qui nous a permis de suivre les déformations en divers points judicieusement choisis. Nous avons mesuré l'évolution de la flèche, par des capteurs, en fonction de l'évolution de la charge appliquée. L'extensiométrie par jauges électriques nous a permis d'observer le comportement local de la structure (poutre) étudiée, aussi bien sans renforcement, avant chargement ou après endommagement. Dans le cas pratique in situ, nous avons suivi l'évolution de l'ouvrage réparé par composites, par le biais de la détermination des fréquences et modes propres. La vibration ambiante a permis de quantifier le gain ramené par le composite collé sur les éléments structuraux.

Le travail accompli dans ce mémoire, nous a permis de tirer des conclusions suivantes :

Pour les poutres renforcées ou réparées :

- Les matériaux composites peuvent être utilisés comme aciers aditifs, pour le renforcement des poutres en béton armé ;
- Quelque soit le degré d'endommagement des poutres, leur réparation par collage de composites CFRP, leur redonne leur portance et garantit leur durabilité ;
- Les résultats numériques obtenus montrent globalement une bonne concordance avec les résultats d'essais expérimentaux au laboratoire, et confirment l'effet bénéfique du renforcement sur le comportement des poutres, qui se traduit notamment par la réduction des flèche et des déformations et par l'augmentation des charges de rupture et de fissuration ;
- Les courbes charge-flèche confirment la validité du modèle à retracer le comportement de la poutre ;

- L'écart plus ou moins important dans les déformations d'aciers, notamment au stade de la rupture serait dû aux forces constantes de traction dans les éléments en acier dans le modèle ;
- La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux montre que le gain mesuré en charge est supérieur au gain numérique ; cet écart serait dû à la non prise en compte dans le modèle des effets de la fissuration et des déformations résiduelles ainsi que les dispersions dues aux conditions d'essai.

Pour la vibration ambiante et analyse numérique :

- La vibration ambiante, par sa simplicité de mise en œuvre, peut être utilisée pour la prédiction du comportement des ponts ;
- Les matériaux composites contribuent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité ;
- Les fréquences obtenues par utilisation des éléments finis avec *modèle ANSYS* (comportement non linéaire) sont relativement comparables à celles mesurées expérimentalement ;
- Comme l'analyse du modèle de pont par les logiciels SAP 2000 et ANSYS est respectivement linéaire et non linéaire, L'ANSYS présente une meilleure performance par rapport au SAP 2000 ;
- Les matériaux composites absorbent bien les chocs et les vibrations auxquels ils sont soumis les ponts et par conséquent peuvent se comporter convenablement en cas de séisme, ou d'autres vibrations ;
- Il est possible de constituer une base de données en analysant les ouvrages anciens dynamiquement par des essais non destructifs.

Nous recommandons, pour les futurs travaux de recherche, de prendre d'autres cas d'études d'éléments structuraux tels que les nœuds poteau-poutre, les voiles (en béton armé, béton précontraint, mixte, ou en acier). Le modèle pour le calcul numérique peut être amélioré afin de caler et réduire les dispersions.

Un travail plus poussé avec la détection des endommagements et le suivi de l'évolution d'une structure renforcée, après réparation, dans le temps en développant un système expert pouvant, à partir de symptômes visuels, définir les causes et l'ampleur des endommagements de l'ouvrage. L'application de l'intelligence artificielle par réseaux de neurones peut être aussi envisagée pour réajuster l'écart observé lors de l'application des logiciels d'éléments finis.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENECES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ministère des Travaux Publics, Direction de l'exploitation et de l'entretien (DEER), Catalogue de saisi des ouvrages d'art en Algérie, Alger, Algérie, 2010.
- [2] Stéphane Avril, Application des méthodes de mesure de champs à la caractérisation mécanique de poutres en béton armé réparées par matériaux composites, Thèse de doctorat, Ecole nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne et de l'Université Jean Monnet, Département Mécanique et Matériaux, France, Septembre 2002.
- [3] Fouré B., Etude expérimentale de la résistance du béton sous contraintes, Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 435, Série Béton 229, 1985, p.1-22.
- [4] Calgaro. J et Lacroix. R, "Maintenance et réparation des ponts", Presse de l'école nationale des ponts et de chaussées, Editions Eyrolles, Paris, 1997.
- [5] Abdessemed M., Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par des tissus de fibres de carbon, Mémoire de magistère, Département de génie civil, Université de Blida, 2003.
- [6] Recommandations et Actes, Pathologie, osculation, réparation des ponts et entretien des ponts et tunnels, Séminaire, Ecole Nationale des Travaux Publics, Alger, 1995.
- [7] AFG/CEFRACOR (Centre Français de l'anti -Corrosion), Réhabilitation du béton dégradé par la corrosion", document technique, Novembre 2003.
- [8] Abdelaoui K., Traitement des dégâts de crues, cas des ouvrages d'art routiers, rapport de la division des ouvrages d'art- DRCCR, Ministère des travaux publics, Maroc, 2004.
- [9] Addelson L., Les défauts de la construction, prévention, diagnostic et remède de principales pathologies de la construction, Bruxelles, 1993.
- [10] Calgaro J. A et Lacroix R., Projet de renforcement et de réparation d'un pont", Technique de l'Ingénieur, Doc.C450V2, 2005.
- [11] Reyaud. V, Subra. G, Calderini. M, Les matériaux composites, Etude expérimentale, ENSCM, Paris, France, 1993.
- [12] Sika, Avis Technique, 30/04 -426: "Elément de structure en béton armé renforcés par un procédé de collage de fibres de carbone", Procédé ROCC, Cedex, Paris, 2004.
- [13] Bulletin de ISIS Canada, "Renforcement des structures", Canada, Février 2000.
- [14] Bentlemcen N., Comportement hygrothermomécanique d'un stratifié à base de fibres, Mémoire de Magistère, Université de Blida, 2001.
- [15] Berthelot J.M., Matériaux composites, comportement mécanique et analyse des structures, Edition Masson, Paris, 1992.
- [16] Lucky J., Composites à fibres de carbone dans le génie civil, Tome: Traité de construction, Techniques de l'ingénieur, Edition 2000.
- [17] Guy D., Matériaux Composites, 4^{ème} édition, Hermès, Paris, France 1997.

- [18] Meier U., Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites, *Construction and Building Materials*, Vol.9, n°6, 1995, p.341-351.
- [19] Hollaway L.C., Leeming M.B., Strengthening of reinforced concrete structures, using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.
- [20] Ze Yi Wu, Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue, Thèse de doctorat, ENPC, Paris, France, Novembre 2004.
- [21] Hamelin. P, Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites, *Technique de l'Ingénieur*, Vol AM5, 2001.
- [22] Steven L. and Stockton P.E, Engineering and design, composite materials for civil engineering structure, Department of the U.S corps of Engineering, Washington, March, 1997.
- [23] Bakis C.E., Cosenza E., Lesko J.J., Fiber reinforced polymer composites for construction – state of the art review, *Journal of composites for construction*, 1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:2(73), May 2002.
- [24] Mathur V.K., Composite materials from local resources, *Construction and Building Materials* 20 (2006) 470–477.
- [25] Draïdi Z., Renforcement et réparation des coques métalliques par matériaux composites TFC, Etude du comportement au flambage, Thèse de Doctorat, Ecole Doctorale : MEGA, I.N.S.A.Lyon, France, 2005.
- [26] Lelli Van Den Einde Lei Zhao and Frieder Seible, Use of FRP composites in civil structural applications, *Elsivier, Construction and Building Materials*, Volume 17, Issues 6-7, September-October 2003, Pages 389-403.
- [27] Hollaway L.C. , The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure, *Elsivier, Construction and Building Materials* 17 (2003) 365- 378.
- [28] Chatain M., Matériaux composites présentation générale, *Techniques de l'ingénieur*, Volume AM5, 2000.
- [29] Alnahhal W., Aref A. and Alampalli S., Composite behavior of hybrid FRP-concrete bridge decks on steel girders, *Elsivier, Composite Structures* Volume 84, Issue 1, June 2008, Pages 29-43.
- [30] Van Erp G., Cattell C., Ayers S., A fair dinkum approach to fibre composites in civil engineering (Australia), *Elsévier, Construction and Building Materials* 20 (2006) 2–10.
- [31] Luycky J., Composites à fibres de carbone dans le génie civil, *Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction*, Doc. C 5 440, France, 2004.
- [32] Structure rénovation/DEC , Unité de réalisation, SAPTA, Expertise et réparation des ouvrages d'art en béton, El Harrach, 2009.
- [33] David E, Djelal C. et Buyle-Bodin F, Endommagements et réparation des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites, 14^{ème} Rencontre Universitaire de Génie Civil, Clermont Ferrand, 9-10 Mai 1996, France.

- [34] Philip A. R., External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics, *Structural Journal (ACI)*, Vol.88, Issue 4, pages 490-500, Juillet 1991.
- [35] Alfarabi S., *Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP Plates, Structural Journal (ACI)*, Vol.91, Issue 2, pages 160-168, Mars 1994.
- [36] Meir U., Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites, *Construction and Building Materials*, Volume 9, Issue 6, Décembre 1995, Pages 341-351.
- [37] Djelal C., Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de lamelles composites : étude expérimentale-prédimensionnement, *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, février 1998.
- [38] Hosny A., Performance of reinforced concrete beams strengthened by hybrid FRP laminates , *Elsivier, Cement & Concrete Composites* 28 (2006) 906-913.
- [39] Bres J.D., Strengthening of reinforced concrete beams for shear using FRP composites, MSc thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts, Institut of technology, Janv. 1992.
- [40] Diagana C., Renforcement à l'effort tranchant de poutres en béton armé par collage de tissu en fibres de carbone, GMMS, Université de Reims, *Annales Bat. Tr. Pub.*, Oct.-Novembre 2001.
- [41] Saadatmanesh H, An W., Ehsani M.R., RC beams strengthened with GRFP plates. Part I: experimental study. Part II: analysis and parametric study. *ASCE Journal of Structural Engineering* 1991, 117(11),pages 3417-3455.
- [42] Thanasis C. Triantafillou , *Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites, Structural Journal, Volume 95, Issue 2, Pages 107-115, American Concrete Institute (ACI), March, 1998.*
- [43] Deblois M., Picard A. and Beaulieu D. (1992), Renforcement de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites- Etudes théorique et expérimentale, in *Advanced Composite Materials in Bridge and Structures*, eds K W Neale and P. Labossière, Proc 1st Int. Conf . ACMBS, Canadian Society for Civil Engineering, Sherbrooke, Québec, Oct ; 1992, pp 265-275.
- [44] Missihoun, M, Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites- optimisation de l'orientation des fibres, *Mémoire de Maitrise & Sciences Appliquées*, Ddpt. de Génie Civil, Université de Sherbrooke, 1995.
- [45] Diagana C.,Renforcement des poutres en béton armé par collage de bande de TFC, GMMS, Université de Reims, XXI^{èmes} Rencontres Universitaires de génie Civil 2003, Prix "Houpert".
- [46] Holloway L.C. and Leeming M.B. (2001), *Strengthening of reinforced concrete structures- using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.
- [47] Nguyen N.T, Oehlers D.J. and Bradford M.A, An analytical model for reinforced concrete beams with bolted side plates accounting for longitudinal and transverse partial interaction, Volume 38, Issues 38-39, September 2001, Pages 6985-6996.
- [48] Rahimi H., Hutchinson A., Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates, *ASCE Journal of Composites for Construction*, February 2001, pp44-56.
- [49] Fanning P.J.,Kelly O., Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates, *ASCE Journal of composites for construction*, May 2001, pp.122 – 127.

- [50] Quantrill R. J., Hollaway L.C., Throne A.M., Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part I, Magazine of Concrete research, 199-48, No/177, DEC/pp331-342.
- [51] Grace N.F., Strengthening of negative moment region of reinforced concrete beams using carbon fiber-reinforced polymer strips, ACI Structural Journal, May-July 2001, pp347- 358.
- [52] Quantrill R.J, Hollaway L.C and Thorne A.M., Experimental and Analytical investigations of FRP-strengthened beam response: Part I, Mag. Concrete Res, v.48, no.117, (1996), pp331 – 342.
- [53] Hollaway, L.C., Leeming, M.B., 1999. Strengthening of reinforced concrete structures- Using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering, CRC Press Ehsani, M.R.
- [54] Bencardino F., Spadea G. and Swamy R.N., Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams Externally Reinforced with Carbon Fiber Fabric, Structural Journal (ACI), Document 99-S18, Vol.99, Issue 2, pp. 163-171, Mars 2002.
- [55] David E, Djelal C. et Buyle-Bodin F, Endommagements et réparation des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites, 14^{ème} Rencontre Universitaire de Génie Civil, Clermont Ferrand, 9-10 Mai 1996, France.
- [56] Shamin A. Sheikh, Osman H.E and All, Application of FRP laminates for strengthening of a reinforced concrete T-beam bridge structure (New York State Department of Transportation, USA), Elsevier, Composites Structures 52 (2001) 453- 466.
- [57] David E., Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de matériaux composites, Thèse de Doctorat, Université d'Artois, Lens, France, 1999, Note : 265 p., bibl : 82 ref., Année de soutenance : 1999, N°: 99 ARTO 0201.
- [58] Crémona C., Dieleman L., Fogil M. et Inchauspé M.H., Evaluation dynamique expérimentale des ouvrages, Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 9 N° 1-2/2005.
- [59] Cremona C., Qu'est-ce qu'une évaluation dynamique ? Principes et méthodes, Article VoIL 9/1-2 - 2005 - pp.11-42, Revue Européenne de Génie Civil (1774-7120).
- [60] Cremona C., Modal identification under ambient excitation: Application to bridge monitoring, Science Direct, Mechanic and industries, Vol.4, Issue 3, 259-271, May 2003.
- [61] Munzer H., Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation du comportement des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte, Thèse de Doctorat /EPFL n° 1296, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1994.
- [62] Muttoni A., Essais de charges statiques, Laboratoire de construction en béton, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL IBETON, Lausanne, Switzerland, 2004.
- [63] Lacroix R. et Calcaro J.A, Pathologie et évaluation des ponts existants, Méthodes d'auscultation des ponts, Techniques de l'Ingénieur, C4502, Aout 1999.
- [64] Alvandi A., Contribution à l'utilisation pratique de l'évaluation dynamique pour la détection d'endommagement dans les ponts, thèse de doctorat, Ecole Nationale des ponts et chaussées, Paris, France, 2003.
- [65] Abdessemed M., Kenai S. , Bali A. et Kibboua A., Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP, Experimental and numerical modelling, Science Direct, Elsevier, Journal "Construction & Building Materials", Volume 25, Issue 3, March 2011, Pages 1270-1276.

- [66] Biggs, J. M., and Suer, H. S, Vibration measurements on simple span bridges, *Bulletin 124*, Highway Research Board, Washington, D.C, 1955.
- [67] Srinivas A., Dynamic Response of Three Fiber Reinforced Polymer Composite Bridges, *Journal of Bridge Engineering – ASCE*, pages 722- 730, November 2005.
- [68] Van Nunen J.W.G, et Persoon A.J, Investigation of the vibrational behavior of a cable-stayed bridge under wind loads, *Journal of Engineering Structure*, Volume 4, Issue 2, April 1982, Pages 99-105.
- [69] Paultre, P., Chaallal, O. et Proulx, J., Bridge Dynamics and Dynamic Amplification Factors, A Review of Analytical and Experimental Findings, *Revue Canadienne de Génie Civil*, 19(2), 260–278, 1992.
- [70] Peeters B. et Ventura C.E, Comparative Study of modal analysis techniques for Bridge Dynamic Characteristics, *Journal of Mechanical Systems and Signal Processing*, Volume 17, Issue 5, September 2003, Pages 965-988.
- [71] Gates J.H. and Smith M.J. (1982), Verification of dynamic modeling methods by prototype excitation, FHWA/CA/SD-82/07, Calif. Dept. Of Transportation Office of Structures Design, Sacramento, CA, 17-27.
- [72] Farrar C.R and James J.H, System Identification from Ambient Vibration Measurements on a Bridge, *Journal of Sound and Vibration*, Volume 205, Issue 1, 7 August 1997, Pages 1-18.
- [73] Cremona C., De Souza B. and Alvandi A., Modal Identification under Ambient excitation: Application to bridge monitoring, *Mecanique et Industries*, Volume 4, Number 3, May 2003, pp. 259-271 (13).
- [74] Carder D.S, Observed vibration of bridges, *Bulletin. Seismol. Soc. Am.* 27 (1937), pp. 269–289.
- [75] Alvandi A., Contribution à l'utilisation pratique de l'évaluation dynamique pour la détection d'endommagement dans les ponts, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, Octobre 2003.
- [76] Abdessemed M., Kenai S., Bali A., Kibboua A., Guillier B. and Chatelain J.L, Suivi et comportement des poutres de ponts en béton renforcées par composites collés, 17ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris, France.
- [77] Vu V.H, Thomas M. et Lakis A.A. , Le Pont est –il fort ?, Réponse d'une technique d'analyse modale opérationnelle, École de technologie supérieure et Ecole Polytechnique, Montréal, Québec, Canada, 2008.
- [78] Polytec-PI, S.A. (France), 1-D and 3-D Vibration Measurement, Imaging and Analysis PSV-400 Scanning Vibrometer brochure, Délizy 93694 Pantin, 2004
- [79] Ibrahim, S.R. and Mikulcik E.C., Method for the direct identification of vibration parameters from the free responses. *Shock and Vibration Bulletin*, 1977(47): p. 197.
- [80] Brown, D.L., Allemang, R.J., Zimmerman, R. and Mergeay, M. Parameter estimation techniques for modal analysis. SAE Technical paper 790221, 1979.
- [81] Peeters, B. System identification and damage detection in civil engineering, PhD thesis, K.U. Leuven, Belgium, 2000.

[82] Talbot M., Laflamme J.F., Nouveaux outils pour l'analyse modale d'une structure, Service de l'Entretien, Direction des structures, Ministres des Transports du Québec 930, Canada, 2005.

[83] Talbot M, Laflamme J.F et Savard M., Approches expérimentales et numériques pour l'analyse dynamique d'un pont routier, Revue Européenne de Génie Civil, 2005, vol. 9, n° 1-2 (298 p.) (1 p.1/2), pp. 187-214.

[84] Ministère des Travaux Publics, Dossier diagnostic des ouvrages d'art, Direction de l'Entretien et de l'exploitation routière, Alger, Mai 2004, Algérie.

[85] Centre National de Génie Parasismique (CGS), ADDENDA code, RPA 99 modifié en 2003, DTR C-248, Alger, 2003.

[86] Baron, J., Ollivier, J.P. (1997), Les béton bases et données pour leur formulation, Edition Eyrolles, France.

[87] Guettala A, Benmebarek S., Diagnostic et réparation d'un pont en béton armé, 2eme Conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, 5-8 juin 2002.

[88] Neville A., (paperback), Properties of concrete, 4rd edition, Pitman, England, 1995.

[89] Geopsy., Geophysical Signal Database For Noise Array Processing. Version 2.0.0 – alpha, Octobre 2005. [http // www.geopsy.org](http://www.geopsy.org). Copyright 2002-2005 by Marc Wathelet (marc@geopsy.org).

[90] Catbas F.N., Grimmelsman K.A, Static and Dynamic testing of a concrete T-Beam Bridge before and after CFRP retrofit, Journal TBR, issue volume 1976/2006, page 77-87, February 28, 2007.

[91] Aref A.J and Alampalli S., Vibration characteristics of a fibber reinforced polymer bridge superstructure, Journal Elsevier, Composite Structures N°52, pages 467-474, 2001.

[92] Khalil A, Modal testing for non-destructive – Evaluation of bridges Issues, Department of civil and construction engineering, Iowa State University, Transportation Conference Proceeding, 1998.

[93] El-Borgi S, Smaoui H, Cherif F, Bahlous S, Ghrairi A. Modal identification and finite element model updating of a reinforced concrete bridge. Emirates J Eng, Res 2004;9(2):29–34.

[94] Catbas FN, Grimmelsman KA, Ciloglu SK, Burgos-Gil I, Coll-Borgo M. Static and dynamic testing of a concrete T-beam bridge before and after carbon fiber reinforced polymers (CFRP) retrofit. Journal Transport Res Board 2006(1976):77–87.

[95] Kachlakev D., Finite element analysis of Historic Bridge Strengthened with FRP Laminate, California Polytechnic State University, USA, 2000.

[96] Ventura C.E, Felber A.J, Stierner S.F, Determination of the dynamic characteristics of the Colquitz River Bridge by full-scale testing, Canadian Journal of civil engineer, 1996, vol. 23, n°2, pp. 536-548 (6 ref.)

[97] Dilena M. and Morassi A., Dynamic testing of a damaged bridge, Journal of Mechanical Systems and Signal Processing, Elsevier, Available online 12 January 2011

[98] ANSYS Basic, "Analysis Practice Guide", 2nd edition, SAS IP, Inc.

[99] Tutorials of ANSYS, version 12.0.1, 24 février 2009.

- [100] Robbert J., Identification des modèles structuraux en dynamique non linéaire, thèse de doctorat, Toulouse, France 2005.
- [101] Kheyroddin A. and Naderpour H., "*Nonlinear finite element analysis of composite RC shear walls*" Shiraz University Dept. of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, I. R. of Iran, Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering, Vol. 32, No. B2, pp 79-89 Printed in the Islamic Republic of Iran, 2008.
- [102] Bellakehal H., « Modélisation non linéaire par éléments finis des poutres en BA renforcées par des plaques », Mémoire de Magister sous la direction du Professeur M. Bouhicha, Université Amar Thelidji, Laghouat, 2006.
- [103] Hadouche F., Analyse numérique du comportement des poutres en béton renforcées par matériaux composites, Mémoire de Magister, Université de Blida, Département de Génie Civil, Avril 2008.
- [104] Kachlakev D., Miller T., Yim S., Chansawat K. and Potisuk T., Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates, Civil and Environmental Engineering et Civil, Construction and Environmental Engineering, Oregon Department of Transportation, May 2001, pp.1-113.
- [105] Camata G., Spacone E. and Zarnic R., Experimental and nonlinear finite element studies of RC beams strengthened with FRP plates, Composites Journal, Part B 38 (2007) 277–288
- [106] Computers and Structures, Inc. "SAP 2000, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures", 2000
- [107] Ayman A. S., Ambient vibration and seismic evaluation of a cantilever truss bridge, Elsevier, Engineering Structures 23 (2001) 1281-1292, February 2001
- [108] Documents SETRA, Ponts courants en zone sismique- Guide de Conception, Analyse modale spectrale, référence F9930, Bagneux Cedex, France, 1999.
- [109] Touhari M. Influence du renforcement par matériaux composites de fibres de carbone sur le comportement d'un pont a poutres en béton, Mémoire de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, Avril 2010.
- [110] Laichaoui A., Analyse expérimentale du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites, Mémoire de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, Avril 2006.

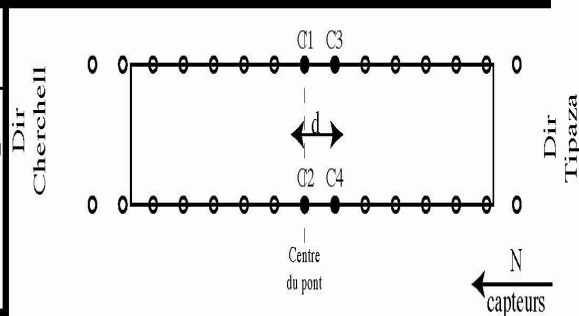
ANNEXE

**Tableau d'Enregistrements des résultats de la vibration ambiante
selon le positionnement des sismomètres.**

DATE	07 / 03 / 2006	HEURE	13 : 40	LIEU	Pont Cherchell	OPERATEUR		ZONE ANTHROPISEE	<input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre, <input type="checkbox"/> non
GPS TYPE and #	Garmin 12	LATITUDE	0437503 de C_	LONGITUDE	4054454 de C_	CONDITIONS	VENT:	<input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort	
GAIN:	8	FREQ. ECH.:	200 Hz	TEMPS D'ENR.:	15	CLIMATIQUES	PLUIE:	<input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte	
						Température (approx): _____ Commentaires: _____			

Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interface artificielle	sol	
																		sec	humide
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071339.007									X						
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C3	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C4	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C5																			
C6																			
C7																			
C8																			
C9																			
C10																			

TRANSMITTOIRES <table border="1"> <tr> <th></th> <th>aucun</th> <th>faible</th> <th>moyen</th> <th>fort</th> <th>très fort</th> <th>distance</th> </tr> <tr> <td>voitures</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>camions</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>piétons</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>autre</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance	voitures							camions							piétons							autre							EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades, ... <input type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/> oui, type _____
		aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance																													
voitures																																				
camions																																				
piétons																																				
autre																																				
	STRUCTURES PROCHES SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines, ...)																																			
OBSERVATIONS																																				
Attention, mesure à 100 m de la mer																																				



d: 4 poteaux, soit 6 mètres

pt noir: mesures du fichier

DATE	07 / 03 / 2006	HEURE	14 : 00	LIEU	Pont Cherchell		OPERATEUR	ZONE ANTHROPISEE <input type="checkbox"/> non <input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre											
GPS TYPE and #	Garmin 12	LATITUDE	0437503 de C_	LONGITUDE	4054454 de C_	CONDITIONS	VENT:	<input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort											
GAIN:	8	FREQ. ECH.:	200 Hz	TEMPS D'ENR.:	15 minutes	CLIMATIQUES	PLUIE:	<input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte											
							Température (approx):		Commentaires:										
Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interface artificielle	sol	
																		sec	humide
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071356.008									X						
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C3	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C4	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C5																			
C6																			
C7																			
C8																			
C9																			
C10																			

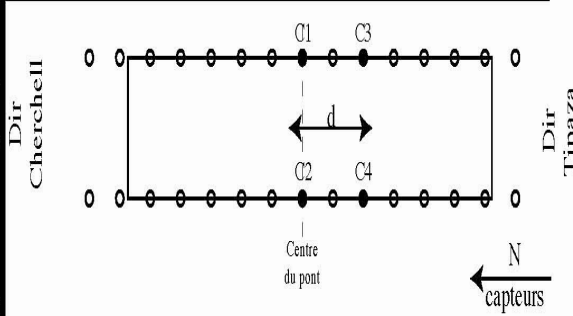
TRANSITOIRES	aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance
voitures						
camions						
piétons						
autre						

EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades...
 non oui, type _____

STRUCTURES PROCHEs SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines...)

OBSERVATIONS

Attention, mesure à 100 m de la mer



d: 8 poteaux, soit 12 mètres

pt noir: mesures du fichier

DATE 07 / 03 / 2006	HEURE 14 : 15	LIEU Pont Cherhell	OPERATEUR		ZONE ANTHROPISEE <input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre, <input type="checkbox"/> non													
GPS TYPE and # Garmin 12	LATITUDE 0437503 de C_	LONGITUDE 4054454 de C_	CONDITIONS		VENT: <input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort													
GAIN: 8	FREQ. ECH.: 200 Hz	TEMPS D'ENR.: 15 minutes	CLIMATIQUES		PLUIE: <input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte													
			Température (approx): _____ Commentaires: _____															
Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interface artificielle	sol sec humide
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071412.009									X					
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X					
C3	Cityshark II	Lennartz 5s											X					
C4	Cityshark II	Lennartz 5s											X					
C5																		
C6																		
C7																		
C8																		
C9																		
C10																		

TRANSITOIRES					EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades...	
aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance	<input type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/> oui, type _____
voitures						STRUCTURES PROCHES SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines...)
camions						
piétons						
autre						

OBSERVATIONS

Attention, mesure à 100 m de la mer

Dir Cherhell

Dir Tipaza

d: 12 poteaux, soit 18 mètres

pt noir: mesures du fichier

DATE 07 / 03 / 2006		HEURE 14 : 30		LIEU Pont Cherhell		OPERATEUR		ZONE ANTHROPISEE <input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre, <input type="checkbox"/> non											
GPS TYPE and # Garmin 12		LATITUDE 0437503 de C_		LONGITUDE 4054454 de C_		CONDITIONS		VENT: <input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort											
GAIN: 8		FREQ. ECH.: 200 Hz		TEMPS D'ENR.: 15 minutes		CLIMATIQUES		PLUIE: <input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte											
						Température (approx):		Commentaires:											
Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interfaces artificielle	sol sec	sol humide
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071431.002									X						
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C3	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C4	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C5																			
C6																			
C7																			
C8																			
C9																			
C10																			

TRANSITOIRES <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th></th> <th>aucun</th> <th>faible</th> <th>moyen</th> <th>fort</th> <th>très fort</th> <th>distance</th> </tr> <tr> <td>voitures</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>camions</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>piétons</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>autre</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance	voitures							camions							piétons							autre							EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades... <input type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/> oui, type: _____	
		aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance																														
voitures																																					
camions																																					
piétons																																					
autre																																					
STRUCTURES PROCHES SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines,...)																																					

OBSERVATIONS

Attention, mesure à 100 m de la mer

d: 16 poteaux, soit 24 mètres

pt noir: mesures du fichier

DATE 07 / 03 / 2006		HEURE 14 : 50		LIEU Pont Cherchell		OPERATEUR		ZONE ANTHROPISEE <input type="checkbox"/> non <input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre	
GPS TYPE and # Garmin 12		LATITUDE 0437503 de C_		LONGITUDE 4054454 de C_		CONDITIONS		VENT: <input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort	
GAIN: 8		FREQ. ECH: 200 Hz		TEMPS D'ENR.: 15 minutes		CLIMATIQUES		PLUIE: <input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte	
						Température (approx):		Commentaires:	

Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interface artificielle	sol		
																		sec	humide	
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071447.003									X							
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X							
C3	Cityshark II	Lennartz 5s											X							
C4	Cityshark II	Lennartz 5s											X							
C5																				
C6																				
C7																				
C8																				
C9																				
C10																				

<p>TRANSITOIRES</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>aucun</th> <th>faible</th> <th>moyen</th> <th>fort</th> <th>très fort</th> <th>distance</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>voitures</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>camions</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>piétons</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>autre</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance	voitures							camions							piétons							autre							<p>EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades...</p> <p><input type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/> oui, type _____</p> <p>STRUCTURES PROCHEs SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines,...)</p>
	aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance																														
voitures																																				
camions																																				
piétons																																				
autre																																				

OBSERVATIONS

Attention, mesure à 100 m de la mer

Attention, le point C4 est sans doute non enregistré.
Gaillot a mal connecté le cable.

d: 20 poteaux, soit 30 mètres

pt noir: mesures du fichier

DATE 07 / 03 / 2006		HEURE 15 : 20		LIEU Pont Cherchell		OPERATEUR		ZONE ANTHROPISEE <input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre, <input type="checkbox"/> non	
GPS TYPE and # Garmin 12		LATITUDE 0437503 de C_		LONGITUDE 4054454 de C_		CONDITIONS VENT: <input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort			
GAIN: 8		FREQ. ECH.: 200 Hz		TEMPS D'ENR.: 15 minutes		CLIMATIQUES PLUIE: <input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte		Température (approx): Commentaires:	

Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interface artificielle	sol	
																		sec	humide
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071519.004									X						
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C3	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C4	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C5																			
C6																			
C7																			
C8																			
C9																			
C10																			

TRANSITOIRES	aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance
voitures						
camions						
piétons						
autre						

EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades,...

non oui, type _____

STRUCTURES PROCHE SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines,...)

d: 24 poteaux, soit 36 mètres

pt noir: mesures du fichier

OBSERVATIONS

Attention, mesure à 100 m de la mer

DATE 07 / 03 / 2006		HEURE 15 : 40		LIEU Pont Cherchell		OPERATEUR		ZONE ANTHROPISEE <input checked="" type="checkbox"/> dispersé <input type="checkbox"/> dense <input type="checkbox"/> autre, _____ <input type="checkbox"/> non											
GPS TYPE and # Garmin 12		LATITUDE 0437503 de C...		LONGITUDE 4054454 de C...		CONDITIONS VENT: <input type="checkbox"/> aucun <input checked="" type="checkbox"/> faible <input checked="" type="checkbox"/> moyen <input type="checkbox"/> fort		PLUIE: <input checked="" type="checkbox"/> aucune <input type="checkbox"/> faible <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> forte											
GAIN: 8		FREQ. ECH.: 200 Hz		TEMPS D'ENR.: 15 minutes		CLIMATIQUES		Température (approx): _____ Commentaires: _____											
Point	Type de station et n°	Type de capteur et n°	N° disque	Nom du fichier	terre compactée	terre meuble	gravier	sable	rocher	herbe courte	herbe haute	asphalte	ciment	béton	pavé	autre	Interface artificielle	sol sec	sol humide
C1	Cityshark II	Lennartz 5s		03071537.005									X						
C2	Cityshark II	Lennartz 5s											X						
C3	Cityshark II	Lennartz 5s			X														
C4	Cityshark II	Lennartz 5s			X														
C5																			
C6																			
C7																			
C8																			
C9																			
C10																			

<p>TRANSITOIRES</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th></th> <th>aucun</th> <th>faible</th> <th>moyen</th> <th>fort</th> <th>très fort</th> <th>distance</th> </tr> <tr> <td>voitures</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>camions</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>piétons</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>autre</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance	voitures							camions							piétons							autre							<p>EMETTEUR CONTINU usines, engins, pompes, rivières, cascades...</p> <p><input type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/> oui, type _____</p>	
	aucun	faible	moyen	fort	très fort	distance																															
voitures																																					
camions																																					
piétons																																					
autre																																					
<p>STRUCTURES PROCHES SIGNIFICATIVES (description, hauteur, distance) (arbres, pylones, bâtiments, ponts, structures souterraines,...)</p>																																					
<p>OBSERVATIONS</p> <p style="text-align: center;">Attention, mesure à 100 m de la mer</p>																																					

d: 24 poteaux + 6 mètres, soit 42 mètres, soit hors pont

pt noir: mesures du fichier

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	
REMERCIEMENTS	
RESUMES (Arabe, Français, Anglais)	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES ET TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	
<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	01
<i>Chapitre I :</i>	<i>Synthèse bibliographique</i>
I.1 Généralités	03
I.2 Pathologie des structures en béton armé	03
I.2.1 Introduction.....	03
I.2.2 Causes de désordres des structures en béton.....	03
I.2.3 Moyens et procédures de diagnostics des désordres des structures en béton.....	08
I.3 Techniques de réparation et renforcement des structures en béton	10
I.3.1 Traitement de surfaces.....	10
I.3.2 Protection du béton et des armatures	11
I.3.3 Régénération des matériaux.....	13
I.3.4 Ajout de forces (ou de déformations).....	13
I.3.5 Ajout de matière.....	13
I.4 Matériaux composites	14
I.4.1 Définition et classification des matériaux composites	14
I.4.2 Isotropie et anisotropie des matériaux composites.....	16
I.4.3 Différents type de matériaux composites	17
I.4.4 Matériaux composites à base de fibres de carbone	18
I.4.4.1 Propriétés des fibres de carbone.....	18
I.4.4.2 Propriétés des matrices.....	18
I.4.4.3 Adhésif	19
I.4.4.4 Propriétés mécaniques des matériaux composites	19
I.4.5 Durabilité des matériaux composites.....	20
I.4.5.1 Vieillessement physique de matrice du polymère.....	20
I.4.5.2 Influence de la température.....	20

1.4.5.3 Influence de l'humidité	21
1.4.5.4 Influence de l'ultraviolet	22
1.4.4.5 Corrosion et fluage des composites.....	22
1.4.4.6 Résistance au feu et incendie.....	22
1.5.5 Matériaux composites dans le Génie civil.....	23
1.5.5.1 Historique.....	23
1.5.5.2 Innovation des fibres de carbone dans le Génie Civil.....	23
1.5.5.3 Application des fibres de carbone dans les structures de génie civil.....	25
1.6 Réparation et renforcement par matériaux composites	30
1.6.1 Application des matériaux composites sur les poutres en béton.....	30
1.6.2 Renforcement en flexion.....	31
1.6.3 Renforcement au cisaillement.....	34
1.6.4 Mécanismes de rupture des poutres renforcées par FRP.....	38
1.6.5 Facteurs influençant sur le comportement des poutres renforcées.....	39
1.6.5.1 Influence du rapport a_v/h (distance appui- charge, hauteur).....	39
1.6.5.2 Influence du taux de renforcement des armatures tendues.....	41
1.6.5.3 Influence de la longueur du tissu.....	42
1.6.5.4 Influence de la quantité du tissu (nombre de couches).....	42
1.6.5.5 Influence de l'ancrage.....	43
1.6.6 Comportement des poutres en béton réparées par CFRP après endommagement	43
1.7 Evaluation des structures de ponts en béton	46
1.7.1 Essais de chargement statiques et dynamiques	46
1.7.2 Méthodes d'auscultation structurelle	47
1.7.3 Evaluation dynamiques des structures	48
1.7.4 Tests de vibration sur les structures de ponts	48
1.7.4.1 Paramètres de l'essai vibratoire	50
1.7.4.2 Choix de la source d'excitation	50
1.7.4.3 Principe de la technique	51
1.7.4.4 Méthode d'identification	53
1.7.5 Analyse expérimentale d'un pont	55

Chapitre II : Matériaux utilisés- Essais et procédés expérimentales

II.1 Programme d'essais des poutres au laboratoire	57
II.1.1 Introduction.....	57
II.1.2 Caractéristiques des matériaux	57
II.1.2.1 Béton.....	57
II.1.2.2 Armatures	58
II.1.2.3 Matériaux composites	58
II.1.3 Instrumentation des essais - Préparation des corps d'éprouvettes.....	60
II.1.3.1 Dimensionnement des corps d'essais.....	60
II.1.3.2 Confection des poutres	60
II.1.3.3 Instrumentation et appareils de mesure	61
II.1.3.4 Essais sur poutres renforcées avant chargement	64
II.1.3.5 Essais sur poutres après endommagement	66
II.2 Programme d'essais dynamiques sur un pont réhabilité par composites	68
II.2.1 Introduction.....	68
II.2.2 Description de l'ouvrage.....	68
II.2.3 Réparation et renforcement du pont	70
II.2.3.1 Chemisage des appuis	70
II.2.3.2 Bétonnage des voiles de la pile	71
II.2.3.3 Injection des fissures et tests ultrasoniques sur béton	71
II.2. 3.4 Renforcement de la structures par composites	73
II.2.4 Tests de vibration ambiante	73
II. 2.4.1 Etapes de l'étude expérimentale.....	74
II. 2.4.2 Enregistrement des résultats	75

Chapitre III : Résultats et discussion

III.1 Résultats des essais sur poutres	78
III.1.1 Renforcement des poutres avant chargement	78
III.1.1.1 Poutres de référence	78
III.1.1.2 Diagrammes force- flèche des poutres renforcées	80
III.1.1.3 Comparaison des différents types de renforcement	82
III.1.1.4 Diagrammes force- déformation béton - acier	83
III.1.1.5 Diagrammes déformation du composite collé	85
III.1.2 Poutres réparées après endommagement	85
III.1.2.1 Digrammes force-flèche des poutres réparées.....	85
III.1.2.2 Digramme force-déformation des poutres réparées	86

III.2 Résultats des essais de vibration ambiante	89
III.2.1 Diagrammes accélération – temps	89
III.2.2 Diagrammes amplitude - fréquences.....	90
III.2.3 Comparaison avec chercheurs antérieurs	94
Chapitre IV :	Analyse numérique
IV.1 Introduction	101
IV.2 Présentation du logiciel de calcul ‘Ansys’ et principe de choix	101
IV.3 Analyse non linéaire et choix de la méthode	103
IV.4 Modélisation des poutres renforcées par CFRP avant chargement	104
IV.5 Analyse numérique	109
IV.5.1 Lancement du calcul de modélisation.....	111
IV.5.2 Résultats numériques et discussions	112
IV.5.2.1 Diagrammes charge-déplacement	113
IV.5.2.2 Diagrammes charge-déformation	114
IV.5.3 Confrontation expérimental- numérique	115
IV.5.3.1 Calibrage du modèle numérique	115
IV.5.3.2 Comparaison et commentaires.....	116
IV.5.4 Etudes comparatives avec les résultats d’autres chercheurs.....	116
IV.6 Modélisation d’un pont renforcé par composites et analyse modale	121
IV.6.1 Modèle du pont renforcé par CFRP avec comportement linéaire	121
I.V.6.1.1 Données du calcul	121
I.V.6.1.2 Calcul numérique	122
I.V.6.1.3 Résultats numériques	123
IV.6.2 Modèle du pont renforcé par CFRP avec comportement non linéaire.....	126
IV.6.2.1 Choix du modèle	126
IV.6.2.2 Résultats numériques non linéaire.....	127
Conclusion générales et recommandations	132
Références bibliographiques	134
Annexe	141
- Tableau d’enregistrements des tests de vibration ambiante	
Table des matières	148

