HAL
open science

Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique et analyse d'éléments de dimensionnement

Raphaëlle Sadone

To cite this version:

Raphaëlle Sadone. Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique et analyse d'éléments de dimensionnement. Autre. Université Paris-Est, 2011. Français. NNT : 2011PEST1118 . tel-00675015

HAL Id: tel-00675015

https://theses.hal.science/tel-00675015v1

Submitted on 28 Feb 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ PARIS-EST

MÉMOIRE DE THÈSE DE DOCTORAT

Présenté pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Structures et Matériaux

Par

Raphaëlle SADONE

Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement.

Thèse préparée à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), soutenue le 12 décembre 2011, devant le jury composé de :

Pierre Labossière	*Université de Sherbrooke, Canada*	*Rapporteur*
Joaquim Barros	*Université de Minho, Portugal*	*Rapporteur*
François Buyle-Bodin	*Université Lille 1*	*Examinateur*
Pierre Labbé	*EDF – Div. Ingénierie Nucléaire*	*Examinateur*
Marc Quiertant	*IFSTTAR*	*Conseiller d'études*
Emmanuel Ferrier	*LGCIE, Université Lyon 1*	*Directeur de thèse*
François Toutlemonde	*IFSTTAR*	*Directeur de thèse*

REMERCIEMENTS

Cette thèse a été réalisée à l'IFSTTAR - Paris, au sein du Département Structures et Ouvrages d'Art d'octobre 2008 à décembre 2011, et je tiens à remercier François Toutlemonde, alors en charge de la Plate-Forme d'Essais des Structures à mon arrivée, de m'avoir accueillie au sein de l'unité.

Par ailleurs, les travaux effectués dans le cadre de la thèse ont pu être réalisés grâce à de nombreuses personnes, que j'aimerais citer et remercier ici.

Dans un premier temps, je souhaite remercier très sincèrement Marc Quiertant, qui fut mon conseiller d'études pendant ces trois ans, pour le temps qu'il a consacré au suivi efficace de mes travaux, pour la confiance qu'il a su m'accorder vis-à-vis du programme expérimental, pour le suivi administratif du projet et pour les relectures minutieuses des divers rapports et articles, ainsi que du présent manuscrit. J'adresse également mes remerciements à Emmanuel Ferrier et François Toutlemonde, mes deux directeurs de thèse, pour m'avoir suivie ces trois années ; je les remercie pour leurs précieux conseils, leur appui technique, et pour leurs relectures du manuscrit.

Je tiens également à remercier Joaquim Antonio Oliveira de Barros, François Buyle-Bodin, Pierre Labbé et Pierre Labossière d'avoir accepté de faire partie du jury. Je suis honorée qu'ils aient accepté de consacrer leur temps et leur expertise à ces travaux.

Mes remerciements vont aussi à Pierre Marchand, en charge de la Plate-Forme d'Essais des Structures, et à Bruno Godart, chef du Département Structures et Ouvrages d'Art, pour leur soutien et les moyens mis à ma disposition.

Ces travaux de thèse étaient inscrits dans le projet ANR-INPERMISE ; j'aimerais de ce fait remercier les personnes qui ont participé à ce projet et qui ont permis des échanges très constructifs : Patrice Hamelin, Emmanuel Ferrier, Marc Quiertant, Jean-Vivien Heck, Julien Mercier, Christian Tourneur, Laurent Michel, Louis Demilecamps. Un grand merci en particulier à Julien Mercier et Christian Tourneur, ainsi qu'à Philippe Thiebaut, Cédric Laurent et Simon Bareyt (de Freyssinet International), pour leur implication technique dans le projet, leur réactivité, leurs idées et leur disponibilité pour l'application des matériaux composites.

Cette étude comprenait un programme expérimental très lourd, qui a pu être réalisé grâce à l'implication technique de nombreuses personnes. Il convient de les remercier ici :

- *Sur la Plate-Forme d'Essais des Structures : Joël Billo, Marc Estivin, Jean-Claude Renaud, Céline Bazin, Cyril Massotte, Romain Lapeyrere (ainsi que Ludovic Lauvin et François-Xavier Barin, qui ont pris part au début de l'étude). Merci d'avoir dessiné, ferraillé, coffré, instrumenté, coulé, rodé, décoffré, poncé, transporté, réalisé le montage d'essai… et finalement cassé cette jolie panoplie de poteaux, jusqu'au dernier. Merci pour votre expérience, qui m'a grandement aidée à solutionner les nombreux problèmes expérimentaux rencontrés ! Merci également à Renaud-Pierre Martin et Florent Baby pour avoir très souvent pris de leur temps pour secourir une thésarde en détresse. Merci à RP pour la gestion des plannings…*
- *Dans les autres unités de l'IFSTTAR, pour leur appui technique : Stéphane Buttigieg (pour la conception de pièces mécaniques), Sandrine Ramanich, Claude Boulay, François Martineau et Franck Guirado (pour leur aide à la caractérisation des*

matériaux), et Hugues Delahousse (pour les photos).

- *Au CETE de Lyon, Département Laboratoire d'Autun : Sylvain Chataigner, Christophe Aubagnac, André Fléty et Olivier Pisseloup, pour leur aide à la réalisation de la campagne expérimentale sur ancrages. Merci également à Sylvain pour ses nombreux conseils et son aide à l'interprétation des données.*
- *Chez EDF : Jean-Marie Hénault et Gautier Moreau pour l'instrumentation par fibres optiques et l'analyse des données.*
- *Anciennement au SETRA : Aurélie Vivier pour ses nombreux conseils.*

Je souhaite également remercier Fabien Rizard, stagiaire que j'ai eu plaisir à encadrer et qui m'a beaucoup apporté pour la modélisation numérique d'une partie de mes travaux.

Mais toutes ces prouesses techniques ne seraient rien sans un superbe soutien administratif… donc un grand merci à Valérie Fournier et Minh Orcési pour leur gentillesse, leur disponibilité et leur serviabilité, ainsi qu'à Henriette Blazejewski.

Comme toute thèse qui se respecte, ces trois années n'ont pas été toujours faciles, mais je tiens à remercier toute l'équipe pour les très bons moments que j'ai pu passer à leurs côtés. Donc Val, Doudou, Marco, Marc, Florent, JC, Othman, RP, Fêe, Céline, Romain, Cyril M., Cyril D., Steph, Minh, André, Véronique, Bruno, Franziska, Lucas... merci ! Et j'espère que Brenda, ses sadonettes et ses gâteaux resteront dans vos mémoires !!!

Enfin, il n'y a pas que le labo dans la vie donc merci à Mâat, Sylvain, Emi, Gigi, la TPE-team, etc., pour ces délicieuses soirées et ces virées aux quatre coins de la France qui ont rendu plus légères ces années de dur labeur !

Et pour finir, un immense merci à mes parents, mon p'tit frère et ma famille proche pour leur soutien et leur aide pendant toutes ces années... pour m'avoir appris qu'avec le fil rouge sur le bouton rouge et le fil vert sur le bouton vert, ça va mieux... même s'il dit qu'il voit pas le rapport! Enfin, évidemment, merci à mon p'tit suisse pour son infinie patience, ses conseils, son soutien moral et technique (pancakes et risotto au top!), et sa capacité à supporter une thésarde au caractère pas toujours facile !

RÉSUMÉ

Les structures sont parfois soumises à des sollicitations extrêmes telles que des chocs et des séismes, dont les conséquences peuvent être désastreuses. La réduction de la vulnérabilité au séisme du bâti existant est un enjeu de société de première importance. Le renforcement d'éléments structuraux par matériaux composites collés offre une solution intéressante, mais les règles de dimensionnement concernant l'application de tels matériaux pour le renforcement parasismique n'ont pas encore toutes été clairement établies. Le présent travail de thèse se propose de contribuer à l'établissement de ces règles pour le renforcement de poteaux en béton armé, par matériaux composites. Une campagne expérimentale a donc été menée sur plusieurs poteaux en béton armé, d'échelle représentative ; diverses configurations de renforcement ont été appliquées sur ces corps d'épreuve, qui ont ensuite été testés en flexion composée alternée. Ces différents essais nous ont permis d'analyser le comportement des poteaux selon la présence ou non de confinement (tissu de fibres de carbone), de renforcement à la flexion (lamelles), et d'ancrage des lamelles de renfort en matériaux composites. Cette notion d'ancrage des composites a fait l'objet d'une campagne expérimentale complémentaire, visant à caractériser une technique d'ancrage innovante et à en vérifier les performances.

Grâce à ces différents essais, les gains en termes d'énergie dissipée apportés par les différentes configurations de renforcement, les gains en termes de ductilité globale de la structure ainsi qu'en termes d'augmentation de la charge portante ont été vérifiés. Outre ces aspects quantitatifs, ce travail a permis de proposer des pistes pour l'établissement de règles de dimensionnement de ces renforts spécifiques à la réhabilitation parasismique, en lien avec les normes actuelles, et notamment l'Eurocode 8.

Mots clés : poteaux béton armé, renforcement parasismique, Polymères Renforcés de Fibres (PRF), ancrage

ABSTRACT

Structures can be submitted to severe loadings, especially impacts and earthquakes, and reducing the seismic vulnerability of existing structures is thus an important issue. Retrofitting by Fibre-Reinforced Polymer (FRP) is an interesting technical solution but design rules have to be developed concerning their application for seismic strengthening. This thesis aims to contribute to the development of design rules concerning the strengthening of reinforced concrete columns by FRP. For this purpose, an experimental campaign carried out on full-scale reinforced concrete columns has been undertaken. Different strengthening configurations have been applied to columns, which were then tested under combined axial and lateral load. Those tests helped to analyze the behaviour of columns depending on the FRP confinement (carbon FRP jacket), on flexural reinforcement (carbon plates) and on anchorage of FRP. An additional experimental campaign has been undertaken in order to characterize an innovative anchoring system and assess its performance.

The purpose of the study was to evaluate the effectiveness of the different strengthening configurations in increasing the dissipated energy and the ductility. In addition to the quantitative aspects, it was made possible to propose design rules for the use of FRP in seismic rehabilitation, linked to current rules, especially Eurocode 8.

Keywords : concrete columns, seismic strengthening, Fiber-Reinforced Polymer (FRP), anchorage, design, reassessment

TABLE DES MATIÈRES

Introduction générale 13

Chapitre 1 Étude bibliographique 17

1.1 Séismes et pathologies associées 19
1.1.1 Généralités 19
1.1.2 Mécanismes de ruine d'éléments structuraux particuliers : les poteaux en béton armé 21
1.1.3 De la nécessité du renforcement parasismique 23

1.2 Solutions de renforcement parasismique applicables aux poteaux 31
1.2.1 Renforcement par chemisage en acier ou en béton armé 31
1.2.2 Renforcement par matériaux composites collés 36
1.2.3 Synthèse et évolution des solutions de renforcement par PRF 52

1.3 État des lieux des normes actuelles concernant le renforcement de poteaux en béton armé par matériaux composites 53
1.3.1 Modèles de confinement du béton par matériaux composites 56
1.3.2 Eurocode 8 63
1.3.3 Règles de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) 66
1.3.4 Le code de calcul italien 70
1.3.5 Règlementation japonaise 75
1.3.6 Règles d'ISIS Canada research Network 77
1.3.7 Règles de l'American Concrete Institute (ACI) 80
1.3.8 Synthèse concernant les différents codes de calcul présentés 83

1.4 Conclusions de l'étude bibliographique 85

Chapitre 2 Ancrage des lamelles de renfort en matériaux composites 87

2.1 Introduction 89

2.2 Revue bibliographique des systèmes d'ancrage existants 90

2.3 Description et caractérisation d'ancrages innovants de plats pultrudés utilisés en renforcement 98

2.4 Essais de caractérisation des ancrages 99
2.4.1 Préparation des essais 100
2.4.2 Instrumentation 103

2.5 Synthèse des résultats expérimentaux obtenus sur les premiers prototypes d'ancrage 103

2.6 Résultats de caractérisation du système d'ancrage avec un angle de 15° 108
2.6.1 Instrumentation des essais sur ancrages avec angle 109
2.6.2 Chargement et acquisition 112
2.6.3 Résultats des essais sur ancrages avec angle 113

2.7 Synthèse des résultats et étude comparative entre les lamelles simples et le système d'ancrage innovant 133

2.8 Modélisation analytique et numérique des essais : étude de la répartition de la contrainte de cisaillement dans les joints collés des ancrages testés 136
2.8.1 Courte introduction au modèle du joint collé.....136
2.8.2 Cas de la lamelle simple 139
2.8.3 Cas de la lamelle ancrée 145
2.8.4 Amélioration du modèle : tissu de confinement.....149
2.8.5 Proposition d'une loi de comportement effort-deplacement pour l'ensemble de « l'assemblage lamelle ancrée ».....153

2.9 Conclusions sur le système d'ancrage..... 156

Chapitre 3 Comportement de poteaux en béton armé renforcés par PRF et sollicités en flexion composée.....159

Introduction et objectifs du programme expérimental 161

3.1 Synthèse de quelques éléments bibliographiques permettant de définir la campagne d'essai 162

3.2 Programme expérimental 165
3.2.1 Corps d'épreuve 165
3.2.2 Matériaux et configurations de renforcement.....170
3.2.3 Sollicitations appliquées et configuration de l'essai.....178
3.2.4 Instrumentation.....182

3.3 Présentation et analyse des résultats expérimentaux..... 188
3.3.1 Vérification de l'encastrement du poteau 188
3.3.2 Principaux résultats expérimentaux.....189
3.3.3 Analyse des courbes de capacité.....198
3.3.4 Conception et essai d'une configuration de renfort révisée 205
3.3.5 Approche énergétique 212
3.3.6 Évaluation de la raideur.....216
3.3.7 Conclusions concernant les résultats expérimentaux 218

3.4 Modélisation du comportement des poteaux : analyse non linéaire effectuée sur le logiciel Beam Compo..... 220
3.4.1 Présentation du logiciel Beam Compo 220
3.4.2 Évolution du logiciel pour le traitement des essais réalisés 222
3.4.3 Modélisation des essais sur poteaux 225

3.5 Contribution à l'étude de règles de calcul simplifiées pour un renforcement par matériaux composites de poteaux sollicités en flexion composée 234
3.5.1 Vérification des sections en termes de moments.....234
3.5.2 Vérification de la rotation de corde ultime 239
3.5.3 Conclusions sur les aspects de dimensionnement.....245

Conclusions et perspectives 247

Références bibliographiques.....251

Annexe 1 Ancrage des lamelles de renfort en matériaux composites : essais sur lamelles simples 263

Annexe 2 Ancrage des matériaux composites : Essais sur lamelles ancrées. 270

Annexe 3 Ancrage des matériaux composites : Essais sur lamelles ancrées crantées 283

Annexe 4 Caractérisation du matériau béton lors des différents coulages.... 297

Annexe 5 Essais de traction sur aciers.....301

Annexe 6 Modélisation des essais sur poteaux avec le logiciel Beam Compo 303

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les séismes constituent un risque naturel majeur ; ils ne sont pas toujours prévisibles et peuvent survenir en de nombreux endroits à travers le monde. Au cours des trois dernières années, plusieurs séismes dévastateurs, de magnitude (M_w) supérieure à 7, ont eu lieu en Chine (Sichuan, mai 2008, $M_w = 7{,}9$), à Haïti (janvier 2010, $M_w = 7$), au Chili (février 2010, $M_w = 8{,}8$), au Japon (nord-est de Honshu, mars 2011, $M_w = 9$), ou encore en Nouvelle-Zélande (Christchurch, février 2011, $M_w = 7{,}1$). La Terre ne cesse de trembler, plus ou moins intensément, et les dégâts sont parfois considérables, tant en nombre de victimes qu'en pertes matérielles. On estime par exemple que le séisme de Kobe de 1995 a coûté plus de 80 milliards d'euros.

L'impact d'une catastrophe naturelle est d'une manière générale corrélé à son intensité et à la densité de population présente sur le lieu d'occurrence de l'événement. Or, si au cours des siècles l'intensité des séismes a été relativement stable à l'échelle planétaire, la densification et l'urbanisation des populations au cours des dernières décennies sont deux facteurs d'aggravation des conséquences des séismes. Jean Jacques Rousseau (*[Rousseau, 1756]*) observait déjà ce phénomène au vu des dégâts occasionnés par le séisme de Lisbonne en 1755 ; en effet, si l'on « n'avait point rassemblé là vingt mille maisons de six à sept étages et si les habitants de cette grande ville eussent été dispersés plus également, et plus légèrement logés, le dégât eût été beaucoup moindre et peut-être nul ». L'impact des séismes est donc indéniablement lié à nos besoins qui ne cessent d'augmenter en termes de bâti, et la problématique de sécurisation parasismique des constructions humaines est un enjeu majeur pour nos civilisations modernes.

Certains pays d'Europe et des pays tels que le Japon et les États-Unis, ont ainsi développé une « culture » sismique relativement importante et leurs règles de construction s'attachent à garantir un bâti fiable et sécuritaire vis-à-vis des séismes. Une illustration parfaite de la pertinence de cette démarche réside dans la résistance d'un grand nombre d'infrastructures suite au séisme survenu au Japon le 11 mars 2011 (même si d'autres désordres ont été générés par le tsunami qui a suivi). En effet, les routes accidentées, les aéroports et les ports ont pu rouvrir moins d'une semaine après le séisme pour les véhicules d'urgence (*[The Japan Times, 2011]*), et environ deux semaines après le séisme pour le trafic général (*[Daily Yomiuri online, 2011]*).

La garantie de disposer de constructions fiables apparaît ainsi comme une nécessité dans l'organisation de la sécurité publique et la prévention des risques majeurs (*[J.O., loi n°2004-811, 2004]*) ; cependant, le renouvellement de toutes les infrastructures de génie civil ou des bâtiments qui ne sont pas aux normes sismiques n'est évidemment pas envisageable instantanément. L'étude de la vulnérabilité des structures et des moyens de les réhabiliter représente donc une priorité d'intérêt général. En France, le nouveau zonage sismique national (*[J.O. n°0248, décret n°2010-1254, 2010]* et *[J.O. n°0248, décret n°2010-1255, 2010]*), lié à l'Eurocode 8 (*[EN 1998]*), implique le reclassement de certains ouvrages/bâtiments construits dans des zones dont le niveau de sismicité a été relevé ; une réévaluation de ces structures est donc nécessaire. A ce titre, le Plan Séisme Antilles (présenté en conseil des ministres le 17 janvier 2007, *[DGPR, 2009]*) déploie d'importants programmes de réduction de la vulnérabilité du bâti. L'objectif est, qu'en moins de 20 ans, la majeure partie du bâti public (enseignement, santé, gestion de crise, logement social) soit, si nécessaire, renforcée ou reconstruite pour résister à un séisme majeur. Cette prescription est par ailleurs confirmée par l'OPECST (Office Parlementaire d'Évaluation des Choix Scientifiques et Technologiques) qui déclare (*[OPECST, 2010]*) que si un séisme tel que celui de Fort-de-France en 1839 se produisait aujourd'hui, il provoquerait plus de 30 000 victimes.

Dans le cadre de la gestion d'un parc d'ouvrages ou d'un parc immobilier, il est donc nécessaire en premier lieu d'évaluer la vulnérabilité des structures, et pour les ouvrages déficients d'être en mesure de proposer des solutions de réhabilitation adaptées. Diverses techniques existent actuellement pour assurer une mise en conformité des stuctures, notamment via les matériaux traditionnels tels que le béton et l'acier. Le renforcement d'éléments structuraux par matériaux composites peut également offrir une solution intéressante et se révèle être une technique de plus en plus répandue. Cependant, afin de répondre à des préoccupations immédiates des professionnels du bâtiment et des travaux publics, il est nécessaire de poursuivre le développement de règles de calcul, pour cette technique de renforcement par matériaux composites, en continuité avec les procédures existantes, développées par exemple au sein des Eurocodes (*[EN 1998]*) ou de guides nationaux.

Dans ce contexte, le projet ANR-INPERMISE (INgénierie PERformantielle pour la MIse en SEcurité des ouvrages par matériaux composites), impliquant des partenaires industriels (Freyssinet International et Vinci Construction France) ainsi que le LGCIE (Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale, Villeurbanne), le CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Champs-sur-Marne) et l'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies, des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux – site de Paris), a été créé afin de développer des essais de qualification et de proposer des méthodes de calcul et de dimensionnement compatibles avec la règlementation (les Eurocodes notamment) dans le cas du comportement en flexion composée ou en compression-cisaillement de poteaux ou de voiles en béton armé ou maçonnés. Il s'agissait notamment de concevoir et valider des procédés constructifs innovants mettant en œuvre des matériaux composites et assurant la mise en sécurité des ouvrages, en particulier dans le cas de sollicitations accidentelles ou extrêmes (chocs, séismes).

L'IFSTTAR ainsi impliqué dans ce projet s'est concentré sur le développement d'essais et de méthodes de calcul impliquant les poteaux en béton armé, ces éléments étant certes critiques dans la tenue des bâtiments aux séismes, mais également en ce qui concerne les ponts. Etre capable de proposer une technique de réhabilitation de ces éléments majeurs, et de prévoir leur comportement ainsi renforcés représente une nécessité. De nombreuses études ont été menées concernant le comportement de poteaux en béton armé, renforcés selon certaines configurations d'application de matériaux composites (principalement avec un chemisage de confinement) et sollicités en compression, en flexion, ou encore en flexion composée. Cependant, peu de données expérimentales sont actuellement disponibles en ce qui concerne le comportement de poteaux en béton armé sollicités en flexion composée et renforcés à la fois par confinement de Polymères Renforcés de Fibres (PRF) et par renforts longitudinaux à la flexion (lamelles pultrudées, technique notamment employée pour le renforcement en face inférieure de poutres). Il est donc essentiel d'être en mesure d'analyser l'efficacité d'une telle solution de renforcement couplée. Par ailleurs, l'ancrage des matériaux composites est souvent indispensable pour en assurer un fonctionnement optimisé ; aussi l'étude de procédés constructifs spécifiques permettant d'améliorer les conditions d'ancrage et de transfert de charge entre le poteau et son élément d'appui (poutre, semelle) est fondamentale dans l'analyse de l'efficacité des techniques de renforcement étudiées.

Les travaux de thèse présentés dans ce manuscrit s'intéressent donc au comportement de poteaux en béton armé renforcés par PRF et sollicités en flexion composée alternée, sollicitation représentative de l'action sismique. Il s'agit notamment d'identifier les mécanismes d'endommagement se développant à l'échelle de l'élément structural et à l'échelle locale, à l'origine de non linéarités de comportement et de déformations ultimes importantes. Passée cette première approche, il convient d'estimer et de vérifier expérimentalement les gains en termes d'énergie dissipée apportés par les différentes techniques de renforcement et les gains en termes de ductilité globale des structures renforcées par PRF. Un verrou scientifique à lever consiste en la

prise en compte simultanée des diverses sollicitations (flexion, compression) et des divers renforts (tissu de confinement, renfort à la flexion, influence d'un ancrage). Nos travaux visent ainsi, par l'analyse de certains éléments de dimensionnement, à contribuer à l'établissement de recommandations et de règles de dimensionnement parasismique.

Bien que la gamme des PRF utilisés en construction soit assez diversifiée, comprenant notamment des PRF à base de fibres de carbone, de verre ou d'aramide, nous avons fait le choix dans cette étude de nous intéresser uniquement aux PRF à base de fibres de carbone, ceux-ci étant mis en place dans la majorité des opérations de renforcement structural par matériaux composites collés dans le domaine des ouvrages d'art.

L'objectif scientifique et technique de ce projet n'est pas de proposer de nouveaux systèmes de renforcement (hormis l'optimisation des conditions d'ancrage) mais, dans le contexte général de l'ingénierie performantielle, d'ouvrir les champs d'application des procédés existants vis-à-vis des poteaux en béton armé sollicités en flexion composée, pouvant être transposés au cas du choc ou des actions sismiques.

Afin de mener à bien les objectifs décrits précédemment, les travaux ont été réalisés en trois étapes majeures. Tout d'abord, afin d'être en mesure de réhabiliter des structures, il est nécessaire de posséder un certain nombre de connaissances sur leurs mécanismes de ruine et sur les techniques de réparation. Le chapitre 1 de ce mémoire décrit donc les différents dommages pouvant être causés par un séisme sur une structure, puis se concentre plus particulièrement sur les poteaux élancés en béton armé. Les différentes techniques de renfort sont ensuite abordées : les techniques liées à des matériaux traditionnels puis les techniques mettant en œuvre de nouveaux matériaux tels que les PRF. Les principaux codes de calcul relatifs à l'utilisation des PRF sont passés en revue, afin d'examiner les différentes méthodes de dimensionnement et d'identifier les éventuelles voies d'amélioration des modèles proposés.

Plusieurs études expérimentales s'accordent sur le fait qu'un ancrage mécanique des matériaux composites collés peut se révéler nécessaire pour optimiser la tenue du renfort, notamment à ses extrémités. Le chapitre 2 décrit donc un ancrage innovant de plats pultrudés spécifiquement développé dans le cadre des travaux de cette thèse. La vérification expérimentale des performances de cet ancrage ainsi qu'une analyse détaillée de son fonctionnement mécanique, grâce à des modèles numériques et analytiques, complètent ce second chapitre.

Le chapitre 3 présente ensuite la campagne expérimentale menée sur des corps d'épreuve d'échelle représentative. Cette série d'essais vise à caractériser le comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites. Différentes configurations de renforts sont testées, mettant en œuvre dans certains cas l'ancrage innovant décrit dans le chapitre précédent. L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus constitue une base de données maîtrisée permettant d'analyser les gains de performance (résistance, ductilité, énergie dissipée) relatifs aux différentes configurations de PRF et de proposer des pistes pour l'établissement futur de règles de dimensionnement de ces renforts spécifiques à la réhabilitation parasismique.

La conclusion propose une synthèse de ces travaux et s'attache à dresser des perspectives pour de futures recherches et améliorations des règles de calcul proposées.

Chapitre 1
ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

SOMMAIRE

1.1 Séismes et pathologies associées 19
1.1.1 Généralités 19
1.1.2 Mécanismes de ruine d'éléments structuraux particuliers : les poteaux en béton armé 21
1.1.3 De la nécessité du renforcement parasismique 23

1.2 Solutions de renforcement parasismique applicables aux poteaux 31
1.2.1 Renforcement par chemisage en acier ou en béton armé 31
1.2.2 Renforcement par matériaux composites collés 36
1.2.3 Synthèse et évolution des solutions de renforcement par PRF 52

1.3 État des lieux des normes actuelles concernant le renforcement de poteaux en béton armé par matériaux composites 53
1.3.1 Modèles de confinement du béton par matériaux composites 56
1.3.2 Eurocode 8 63
1.3.3 Règles de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) 66
1.3.4 Le code de calcul italien 70
1.3.5 Règlementation japonaise 75
1.3.6 Règles d'ISIS Canada research Network 77
1.3.7 Règles de l'American Concrete Institute (ACI) 80
1.3.8 Synthèse concernant les différents codes de calcul présentés 83

1.4 Conclusions de l'étude bibliographique 85

1.1 SÉISMES ET PATHOLOGIES ASSOCIÉES

1.1.1 GÉNÉRALITÉS

Les séismes font partie des risques naturels les plus meurtriers et génèrent de coûteux dégâts. Le risque sismique est présent partout, même si toutes les régions du monde ne sont pas exposées au même degré d'intensité ou de fréquence des séismes. Ce risque naturel est de mieux en mieux connu et appréhendé mais le fait est que chaque année, des dizaines de milliers de séismes ont lieu, de plus ou moins grande intensité, et peuvent s'avérer désastreux s'ils surviennent dans des régions densément peuplées. En effet, les victimes des séismes subissent soit directement l'effondrement des bâtiments, ouvrages d'art et autres constructions ainsi que les événements immédiatement associés à ces effondrements (inondations, incendies, mouvements de paniques, etc.), soit les conséquences de telles destructions (perte de l'habitat, isolement des populations, famine, risques sanitaires, incidents écologiques liés à l'activité industrielle et/ou énergétique, etc.).

Les ondes sismiques se propagent dans le sol et mettent ainsi en mouvement les fondations des constructions : les éléments de la structure se voient imposer des déformations importantes, pouvant amener ces éléments à la ruine. Il est nécessaire, pour limiter les effets des séismes, d'agir en premier lieu sur le bâti. Lors de séismes tels que ceux survenus à San Fernando en 1971, à Loma Prieta en 1989, à Northridge en 1994, ou encore à Kobe en 1995 (*[AFPS, 1989]*, *[AFPS, 1994]* et *[AFPS, 1995]*), de nombreux bâtiments et ouvrages, construits notamment selon d'anciens codes, ont été endommagés, entraînant ainsi une prise de conscience de la nécessité de réhabiliter les bâtiments et ouvrages. Une étude menée par Caltrans (*[Caltrans]*) a ainsi montré qu'après le séisme de Loma Prieta, 1 039 ponts gérés par l'État de Californie ont été classés comme nécessitant un renforcement parasismique ; après le séisme de Northridge, 1 155 ouvrages supplémentaires ont également été classés dans cette catégorie. De la même façon, les séismes survenus à Agadir (Maroc, 1960), à Assise (Italie, 1997), à Izmit (Turquie, 1999), ou encore à Bam (Iran, 2003) ont entrainé un développement de la règlementation parasismique en Europe.

Depuis une vingtaine d'années, de nombreux progrès ont été réalisés de manière à maîtriser le risque sismique tant en matière d'observation et analyse des séismes que de règles de construction parasismique (*[CNR, 2004]*, *[EN 1998]*, *[JBDPA, 1999]*, etc.). Néanmoins, un point important reste le renforcement des constructions existantes ; le rapport de mission post-sismique de l'AFPS rédigé à la suite du séisme de Kobe (*[AFPS, 1995]*) montre sans équivoque que les constructions récentes (dimensionnées avec les dernières versions des codes parasismiques) ont beaucoup mieux résisté que les bâtiments et ouvrages d'art anciens.

Les désordres induits par les séismes concernent en premier lieu le sol avec les phénomènes de liquéfaction (perte de portance du sol menant à un basculement des constructions en appui sur ce support), de glissement de terrain ou encore l'apparition de failles. Cependant tous ces phénomènes sont difficilement prévisibles et complexes à prévenir ; c'est pourquoi le renforcement parasismique concerne généralement les structures elles-mêmes.

Les désordres le plus souvent observés sur les structures peuvent être assez variés, et diffèrent selon leur type. Sur les ponts (*[SETRA, 2011]*), les désordres générés par un séisme peuvent être les suivants :

- échappement du tablier de ses appuis (qui s'avère plus dommageable si le séisme sollicite l'ouvrage dans sa direction longitudinale, ou si l'ouvrage présente un biais important – voir Figure 1-1)

- rupture fragile des piles lorsque des butées latérales rigidifient leur connexion au tablier
- rupture fragile des piles en cas d'insuffisance des armatures transversales (le béton n'étant pas suffisamment confiné, il ne peut pas résister aux sollicitations sismiques créant des rotules plastiques)
- rupture fragile en cas de flambement des armatures longitudinales
- endommagement des culées (Figure 1-2), des murs de soutènement ou encore des fondations, etc.

Figure 1-1 : Echappement du tablier (Kobe, 1995) (d'après [NISEE]).

Figure 1-2 : Rupture par affaissement et rotation de la culée (Rio Banano bridge, Costa Rica, 1990), d'après [Priestley et al., 1996].

En ce qui concerne les bâtiments, on peut être confronté, suite à un séisme, à plusieurs désordres. Parmi ceux-ci, il est ainsi possible de citer la désolidarisation des façades, la destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs si un des niveaux est moins rigide que les autres par exemple (on est alors en présence d'une structure irrégulière - Figure 1-3), la destruction des extrémités des bâtiments de longueur importante (accumulation d'énergie aux extrémités et effet « coup de fouet »), la rupture des têtes de poteaux pouvant entraîner la ruine totale si les poutres ont été dimensionnées plus largement que les poteaux (alors qu'en règle générale on opte pour un schéma type poteau fort - poutre faible), l'entrechoquement des bâtiments si le joint parasismique est trop étroit, ou encore la ruine par empilement des dalles en cas d'absence de contreventement vertical.

Figure 1-3 : Effondrement de l'étage inférieur du bâtiment (Kobe, 1995).

Il faut garder à l'esprit que la réponse d'une structure à un séisme est un phénomène complexe qui résulte de la réponse mécanique des différents sous-éléments de la structure ainsi que de la réponse des jonctions entre ces éléments. Lors du calcul de la réponse structurelle, il faut tenir compte des propriétés mécaniques propres à chaque élément (notamment concernant les raideurs) et de la dégradation progressive des jonctions.

Comme exposé précédemment, le concepteur opte généralement pour un système porteur dont le schéma est du type poteau fort – poutre faible ; les poteaux (et les voiles) sont alors les éléments de première importance pour garantir le non effondrement d'une construction. C'est pourquoi ces éléments critiques ont retenu notre attention dans cette étude.

1.1.2 Mécanismes de ruine d'éléments structuraux particuliers : les poteaux en béton armé

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois aux charges gravitaires dues au poids exercé par le tablier dans le cas d'un pont ou encore par la descente de charges des étages supérieurs dans le cas d'un bâtiment, et aux sollicitations latérales et verticales provoquées par le séisme. Les poteaux sont ainsi sollicités selon une flexion composée alternée très éprouvante pour les différents matériaux, à laquelle s'ajoutent des effets d'effort tranchant. Sous ce chargement spécifique, la rupture des piles de pont ou des poteaux de bâtiment provient généralement d'une insuffisance d'armatures transversales, du flambement des armatures longitudinales, d'un ancrage insuffisant des armatures longitudinales dans la semelle de fondation ou encore d'une longueur de recouvrement des aciers insuffisante.

Avant 1970, les besoins en termes de ductilité au niveau des rotules plastiques potentielles n'étaient pas clairement identifiés (pour rappel, une rotule plastique se forme dans une section dès que le moment dans la section considérée atteint la valeur du moment plastique ; l'élément peut alors subir une rotation sans augmentation de la charge). Or, pour des niveaux de déplacement élevés (la notion de demande en déplacement est notamment un principe phare de l'Eurocode 8 *[EN 1998]* et sera détaillé dans la section 1.3.2), dus aux sollicitations sismiques, le béton est comprimé dans les zones de rotules plastiques, induisant dans un premier temps un éclatement du béton de surface. Si le béton n'est pas assez confiné, par manque d'aciers transversaux, cet éclatement s'étend alors au cœur de la section qui ne participe donc plus à la reprise de l'effort de compression. Cet effort est alors intégralement transmis aux aciers longitudinaux provoquant ainsi leur flambement et la perte rapide de capacité portante du poteau (Figure 1-4). A noter que le flambement des armatures est facilité lorsqu'il existe un recouvrement des aciers longitudinaux juste au-dessus de la semelle, entraînant une résistance en flexion du poteau non satisfaisante. Ce phénomène peut aussi résulter de la soudure des aciers longitudinaux (bout à bout) dans la zone de moment maximal, la rupture de la soudure pouvant ainsi mener à une rupture prématurée du poteau (Figure 1-5).

Figure 1-4 : Rupture par manque de confinement (San Fernando, 1971).

Figure 1-5 : Ruine de pile par rupture de soudure des aciers longitudinaux (Kobe, 1995), d'après [Priestley et al., 1996].

Un autre type de désordre a été constaté au Japon, lors des séismes d'Urahawa-ohi (1982) et de Kobe (1995) ([*AFPS, 1995*]), où de nombreuses piles de pont ont subi une rupture par flexion-cisaillement, conséquence d'un arrêt prématuré des aciers longitudinaux dans leur partie courante. La Figure 1-6 montre ainsi la rupture d'une pile par flexion-cisaillement, rupture ayant eu lieu au niveau de l'arrêt des aciers longitudinaux. De la même façon, 18 piles de la *Hanshin expressway*, à Kobe, ont péri suivant ce mode de ruine (Figure 1-7), alors que 33% des aciers longitudinaux avaient été prématurément arrêtés à 20% de la hauteur des piles.

Figure 1-6 : Rupture d'une pile par flexion-cisaillement (Kobe, 1995), d'après [Priestley et al., 1996].

Figure 1-7 : Rupture en flexion des piles de pont de la *Hanshin expressway* (Kobe, 1995).

Enfin, un autre désordre important est la rupture par cisaillement. Ce désordre structurel fut fréquent lors des séismes de San Fernando (1971), de Northridge (1994), séisme durant lequel 6 des 7 ponts atteints de dégradations majeures ont présenté une rupture par cisaillement des piles, comme l'attestent les images de la Figure 1-8, et Kobe (1995).

Les poteaux les plus susceptibles de subir ce mode de rupture sont les poteaux courts présentant un faible rapport « portée en cisaillement / hauteur de la section de béton ». Or les ruptures fragiles par cisaillement dissipent peu d'énergie et sont donc à proscrire autant que possible. Le fait est qu'auparavant, les exigences de dimensionnement des poteaux vis-à-vis de la rupture en cisaillement étaient en général moins sévères que celles destinées à éviter la rupture en flexion.

Figure 1-8 : Rupture de piles de pont par cisaillement lors du séisme de Northridge, 1994 (d'après [NISEE]).

Tous ces exemples de désordres consécutifs aux séismes tendent donc bien à démontrer

l'existence d'insuffisances en termes de dispositions constructives et de dimensionnement parasismique des structures existantes. Il y a notamment une insuffisance vis-à-vis des poteaux et il importe de savoir comment les réparer et les rendre conformes aux réglementations parasismiques.

1.1.3 De la nécessité du renforcement parasismique

La réhabilitation structurale revêt une importance et une urgence toute particulière lorsqu'elle s'applique à la mise aux normes parasismiques, les séismes étant source de nombreux désordres structurels.

Le renforcement d'un ouvrage entraîne de coûteux travaux qui peuvent être envisagés dans une démarche volontaire. Cependant c'est bien souvent la législation qui rend cette action obligatoire. Un bâtiment ancien conçu sans considérations parasismiques, mais situé en zone sismique, est soumis à une obligation réglementaire de renforcement s'il existe un plan de prévention des risques naturels (PPR- institués en France en février 1995) annexé au plan local ou lors d'une extension du bâtiment ou de la réalisation de travaux lourds.

Des dispositions, obligatoires depuis le 1er mai 2011 (*[J.O. n°0248, décret n°2010-1254, 2010]* et *[J.O. n°0248, décret n°2010-1255, 2010]*), sont applicables pour différents types de bâtiments (selon leur catégorie d'importance, *[J.O. n°0248, arrêté du 22 octobre 2010]* pour la classe dite à risque normale et *[J.O. du 31 mars 2011, arrêté du 24 janvier 2011]* pour certaines installations classées) et le seront prochainement pour les ponts (arrêté à paraître). En revanche, concernant les installations nucléaires, l'ASN (Autorité de Sûreté Nucléaire) a proposé un texte para-règlementaire (*[ASN/Guide/2/01, 2006]*) définissant des dispositions de conception parasismique spécifiques pour les ouvrages des installations nucléaires (réacteurs, installations de recherche et autres). Ce guide détaille des méthodes permettant de déterminer la réponse sismique des installations nucléaires, en considérant leur interaction avec les matériels qu'elles contiennent, et d'évaluer les sollicitations à retenir pour leur dimensionnement.

Grâce à une meilleure connaissance des séismes passés, de nouvelles accélérations sismiques de référence ont pu être prises en compte, impliquant pour certaines zones, comme le Nord de la France et le Grand Ouest, l'intégration de ce nouvel aléa sismique aux règles de construction.

En fonction de ces données, de l'interaction sol-structure, des effets de site, etc., il apparaît donc nécessaire d'être en mesure d'apporter un certain niveau de réhabilitation à la structure, notamment pour garantir une augmentation de sa ductilité ainsi qu'une meilleure résistance aux efforts latéraux. De nombreux bâtiments/ouvrages construits selon d'anciennes règles de calcul s'avèrent inaptes à supporter les niveaux de séismes notifiés par le zonage réglementaire.

Le terme de réhabilitation peut s'appliquer à des opérations de réparation ou de renforcement, la réparation visant à retrouver les performances initiales d'une structure endommagée, alors que le renforcement consiste en une amélioration des performances d'une structure, endommagée ou non, pour répondre à de nouveaux besoins ou pour répondre à un besoin de remise en conformité. Bien entendu, à l'issue d'une intervention de réparation, l'ouvrage peut présenter des performances supérieures à celles qu'il présentait initialement. Les objectifs du renforcement parasismique peuvent être de différente nature : augmenter la résistance aux efforts latéraux, augmenter la ductilité, ou encore combiner ces deux aspects, afin de satisfaire aux nouvelles exigences de résistance aux séismes.

L'objectif d'un renforcement parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies pour une secousse liée à un certain aléa sismique (et notamment à une certaine période de retour). La

construction peut alors subir des dommages irréparables, mais ne doit pas s'effondrer sur ses occupants et doit permettre les opérations de secours. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques.

Ces aspects de vulnérabilité aux séismes et de renforcement des structures sont notamment abordés dans l'ouvrage de Zacek (*[Zacek, 2004]*) où l'auteur dresse un panorama des problèmes liés à la réhabilitation parasismique des bâtiments et présente différentes approches permettant d'effectuer un diagnostic de vulnérabilité aux séismes et d'adopter une stratégie de réhabilitation pertinente.

En ce qui concerne les ponts, une vaste campagne de réhabilitation systématique des ouvrages existants n'est pas envisageable immédiatement, en raison du nombre trop important d'ouvrages et du coût que cela engendrerait. Il est donc indispensable d'établir un plan d'intervention cohérent sur le patrimoine et d'identifier les ouvrages, soit par leur importance stratégique, soit par leur grande vulnérabilité, qui doivent faire l'objet d'un traitement parasismique prioritaire.

1.1.3.1 Identification des ouvrages à renforcer

Le guide *[SETRA, 2011]* dresse un rapide état de l'art international des pratiques de hiérarchisation des ouvrages à traiter vis-à-vis du risque sismique.

Ainsi, au Japon, la Japan Highway Public Corporation (JHPC) a défini des ordres de priorité vis-à-vis d'un renforcement parasismique pour les ponts en suivant les critères du Tableau 1-1 (suivant ces critères, les ponts sont classés de 1 à 20, 1 correspondant aux ponts à traiter prioritairement vis-à-vis du sismique).

Tableau 1-1 : Principe de hiérarchisation adopté par la JHPC pour les ponts au Japon ([SETRA, 2011])

Année de construction	Liaison piles / tablier	Considérations économiques	Piles en béton armé			Piles en acier			Croisement d'une infrastructure de transport importante
			Fût simples	Fûts multiples	Autres	Fût simples	Fûts multiples	Autres	
Avant 1980	Bloquée (encastrement)	Élevées	1	3		7	9		Oui
			4	6		11	12		Non
		Faibles	2	5		8	10		Oui
			16	17		18	19		Non
	Libre (AA souples ou glissants)	Élevées	13						Oui
			14						Non
		Faibles	15						Oui
			20						Non
Après 1980			Procédure spéciale						

En Californie, le Département des Transports de l'État de Californie (Caltrans) a hiérarchisé les ouvrages à renforcer à partir d'un indice de priorité calculé suivant :

Indice de priorité = Activité sismique x *Aléa* x *(0,6 Importance + 0,4 Vulnérabilité)*

Des tableaux multicritères permettent d'affecter des coefficients aux variables "*Activité sismique*", "*Aléa*", "*Importance*" et "*Vulnérabilité*".

En Suisse, le guide édité par l'Office Fédéral Suisse des Routes (*[OFROU, 2005]*) recommande de procéder à l'évaluation sismique des ponts-routes existants en deux phases successives. Lors d'une première phase, un sélection initiale est effectuée sur la base de critères d'importance ou de vulnérabilité. Suite à cette première phase, seuls certains ouvrages sont retenus pour subir une deuxième phase d'évaluation, qui consiste en un véritable diagnostic et en la détermination d'un niveau de performance (ou vulnérabilité), exprimé par un facteur de conformité α_{eff}. En fonction de la valeur de ce facteur de conformité, l'ouvrage est considéré comme nécessitant un renforcement prioritaire et urgent ($\alpha_{eff} < 0{,}4$), jugé suffisamment résistant ($\alpha_{eff} \geq 0{,}9$) ou à renforcer dans la mesure où le coût des travaux est en adéquation avec les moyens financiers disponibles ($0{,}4 \leq \alpha eff < 0{,}9$). La durée restante d'exploitation du pont est également prise en compte dans cette analyse.

En France, le guide du SETRA (*[SETRA, 2011]*, guide issu d'une action conjointe de différents services techniques du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement) propose une méthode d'identification des ouvrages prioritaires, basée sur trois critères :

- le niveau d'aléa (sismicité et effets induits) sur le site d'implantation de l'ouvrage,
- la vulnérabilité estimée de l'ouvrage vis-à-vis de ces aléas,
- l'importance accordée à l'ouvrage et à l'itinéraire dans lequel il s'intègre.

La vulnérabilité sismique des ponts est évaluée grâce à l'outil SISMOA (*[Marchand et al., 2006]*), qui permet la détermination d'indices de vulnérabilité élémentaires (V_{vib} entre 0 et 1) relatifs aux phénomènes vibratoires (V_{vib} dépend de la méthode de calcul utilisée au moment de la conception de l'ouvrage, de son état de santé et de la vulnérabilité de chacun de ses éléments), et aux effets induits tels que les chutes de blocs (V_{blocs}), les glissements de terrain (V_{gliss}) et la liquéfaction (V_{liq}).

L'outil SISROUTE (*[Duval et al., 2006]*) permet ensuite d'évaluer les risques, par croisement des indices de vulnérabilité importés de SISMOA avec les aléas à considérer au droit des ouvrages : aléa vibratoire (a_{vib}), aléa de liquéfaction (a_{liq}), glissements de terrain (a_{gliss}) et chutes de blocs (a_{bloc}). En combinant ces aléas aux indices de vulnérabilité, il est possible de déterminer les indices de risque : R_{vib}, R_{liq}, R_{gliss} et R_{bloc}.

Une fois ces indices déterminés, il s'agit de croiser la notion de risque avec la notion d'importance, de manière à établir, à l'échelle d'un itinéraire ou d'un parc d'ouvrages, une hiérarchisation des ponts par ordre de sensibilité, en vue d'une analyse socio-économique des risques confrontés aux enjeux.

La notion d'importance doit être définie selon deux critères : l'importance des ouvrages et l'importance des itinéraires (*[SETRA, 2011]*), avec, pour chacune des importances considérées, des critères concernant la gestion de crise (donc importance à court terme) et concernant le rétablissement de l'activité socio-économique (importance à moyen ou long terme). L'indice d'importance peut alors être défini de la façon suivante :

$$I = (I_{itin1} + I_{OA1}) + (I_{itin2} + I_{OA2})$$

Les indices *itin* et *OA* font référence à l'itinéraire et à l'ouvrage, alors que les indices *1* et *2* font respectivement référence à "court terme" ou "moyen/long terme".

Au final, cet indice d'importance I est compris entre 0 et 150, ce qui permet de classer les ouvrages en trois catégories (conformément à l'Eurocode 8-2 pour les ouvrages neufs) :

- Catégorie I : $0 \leq I < 50$
- Catégorie II : $50 \leq I < 100$
- Catégorie III : $100 \leq I < 150$

L'Eurocode 8-2 (*[EN 1998-2]*) indique que les ponts routiers et ferroviaires sont considérés comme appartenant à la catégorie d'importance II ; les ponts dont l'importance est critique pour le maintien des communications sont de catégorie III et il est possible de classer en catégorie I les ponts jugés non essentiels à la communication.

Finalement, seuls les ouvrages dont le produit de l'indice de risque par l'indice d'importance est supérieur à 50 ($R \times I \geq 50$) devront passer par une phase de diagnostic détaillé (2ème phase d'analyse), telle que décrite sur le diagramme de la Figure 1-9.

D'autre part, une fois la décision de diagnostic prise, il est nécessaire de définir les niveaux de performance de l'ouvrage afin de pouvoir mener le diagnostic sismique.

Cette méthode d'identification des ouvrages à risques a été utilisée sur plusieurs zones géographiques en France, et une étude a notamment été engagée en septembre 2011 par la DREAL (Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) Rhone-Alpes pour évaluer la vulnérabilité au séisme de l'agglomération grenobloise (*[Davi et al., 2011]*). Cette étude a porté sur 10 ouvrages jugés stratégiques pour l'acheminement des secours, et a été menée dans le cadre de l'exercice Richter consistant en une simulation grandeur nature d'un séisme sur le secteur. La méthode SISMOA reste une méthode essentiellement qualitative mais parmi les vulnérabilités relevées sur ces ouvrages, la vulnérabilité des piles et des culées est un phénomène récurrent et important, confirmant les observations du paragraphe 1.1.2. Outre la notion d'aléa, la prise en compte du caractère critique et de la vulnérabilité des piles en béton armé est donc un élément essentiel à l'identification des ouvrages à renforcer, et le renforcement des poteaux est un véritable enjeu pour le parc d'ouvrages français.

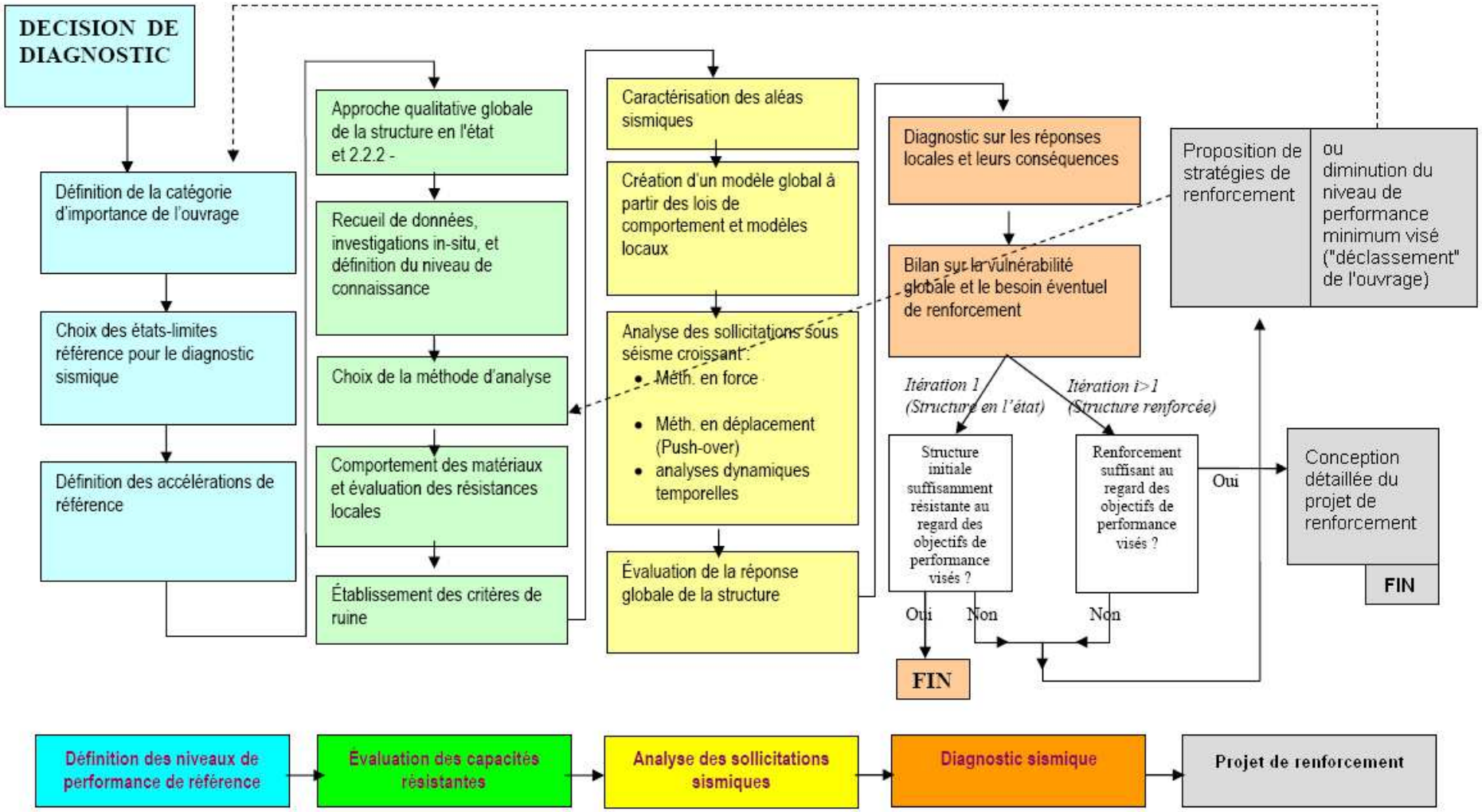


Figure 1-9 : Méthodologie générale des études de diagnostic et renforcement sismique.

1.1.3.2 Niveaux de performance de référence

L'Eurocode 8-3 ([*EN 1998-3*]), relatif au renforcement et à la réparation des bâtiments en zone sismique, définit trois niveaux d'exigence fondamentaux :

- l'état limite de Limitation des Dommages (EL-LD)
- l'état limite de Dommages Significatifs (EL-DS)
- l'état limite de Quasi-Effondrement (EL-QE)

Ces niveaux sont directement extrapolables aux ouvrages d'art et une description quantitative en est faite pour les ponts dans le guide du SETRA ([*SETRA, 2011*]).

Dans le cadre de l'Eurocode 8 ([*EN 1998*]), il est précisé que « les territoires nationaux doivent être divisés par les autorités nationales en zones sismiques ». Ceci fait l'objet en France d'un décret ([*J.O. n°0248, décret n°2010-1255, 2010*]), auquel correspond la carte du zonage sismique présentée sur la Figure 1-10.

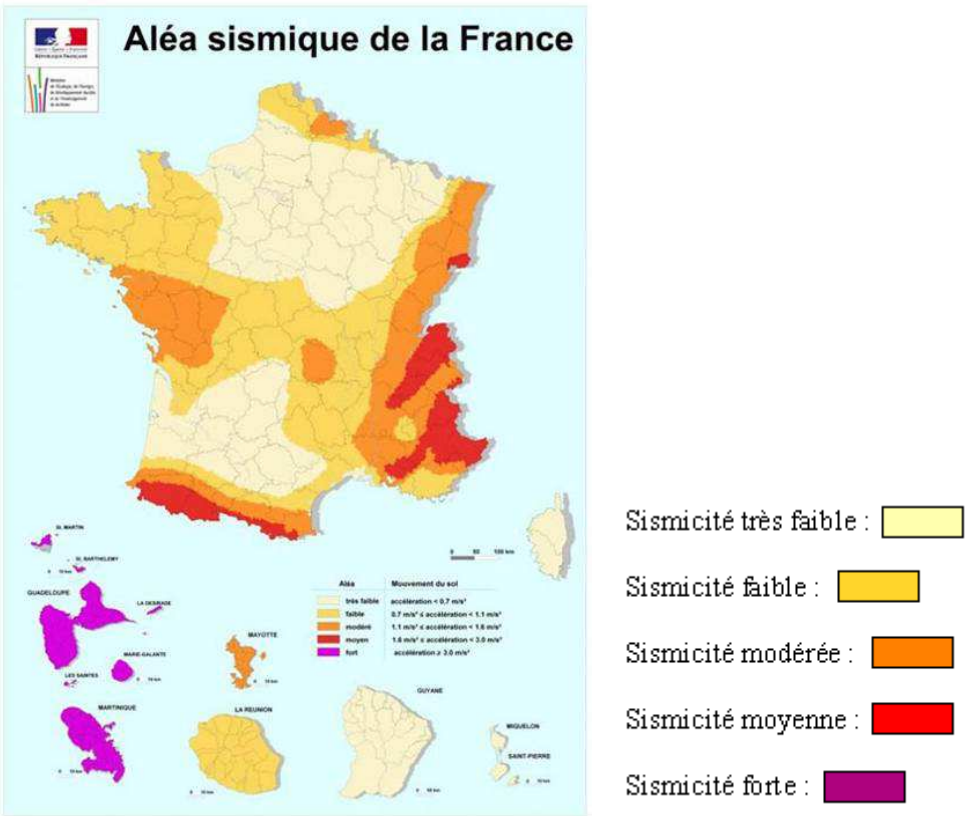


Figure 1-10 : Nouveau zonage sismique de la France ([J.O. n°0248, décret n°2010-1255, 2010]).

L'aléa local défini sur chaque zone du territoire est pris en compte par le paramètre A_{Ek}, appelé accélération au rocher ou accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A ("rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant") ; les valeurs de l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A sont indiquées dans le Tableau 1-2.

Tableau 1-2 : Valeurs de l'accélération maximale de référence pour un sol de classe A, a_{gR}, selon [J.O. n°0248, arrêté du 22 octobre 2010]

Zone sismique	Accélération maximale de référence pour un sol de classe A, A_{Ek} (m/s²)
Sismicité très faible (1)	0,4
Sismicité faible (2)	0,7
Sismicité modérée (3)	1,1
Sismicité moyenne (4)	1,6
Sismicité forte (5)	3,0

Le guide du SETRA ([*SETRA, 2011*]) recommande, pour les ouvrages en service de diagnostiquer les ouvrages de la catégorie II vis-à-vis de l'EL-DS, ainsi que ceux de la catégorie III vis-à-vis de l'EL-DS et de l'EL-LD. Les niveaux d'accélération de référence à considérer pour le diagnostic sismique sont donc les suivants :

- pour les ouvrages de catégorie II : $a_{ref\text{-}DS} = \gamma_{I(cat\ II)}\ x\ A_{Ek}$
- pour les ouvrages de catégorie III : $a_{ref\text{-}DS} = \gamma_{I(cat\ III)}\ x\ A_{Ek}$ et $a_{ref\text{-}LD} = 0{,}4\ x\ \gamma_{I(cat\ III)}\ x\ AEk$

Les valeurs des coefficients d'importance γ_I seront prochainement définies dans un arrêté relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts (parution de l'arrêté prévue pour fin 2011).

Le guide propose alors de définir des indices « de conformité », obtenus par le rapport entre :

- l'accélération maximale admissible $a_{\max_adm\text{-}EL}$, correspondant à l'atteinte d'un niveau d'endommagement de l'ouvrage associé à un état-limite de référence
- et l'accélération de référence $a_{ref\text{-}EL}$, ou niveau de séisme règlementaire pour lequel un ouvrage neuf de même catégorie d'importance et implanté au même endroit, devrait être dimensionné vis-à-vis de cet état-limite.

Ainsi : $\alpha_{conf-EL} = \dfrac{a_{\max_adm-EL}}{a_{ref-EL}}$ (indice de conformité exprimé en %)

Finalement, à partir de cet indice de conformité, et à partir du diagramme de la Figure 1-11, on peut déterminer dans quelle zone de performance l'ouvrage se trouve, décider de le renforcer et, le cas échéant, décider du niveau de performance à atteindre. Le diagramme tient compte de la durée d'exploitation restante théorique de l'ouvrage, via un coefficient $\gamma_{âge}$. En effet, selon l'approche probabiliste, la probabilité pour un ouvrage d'être soumis à un niveau de tremblement de terre donné diminue en même temps que sa durée d'exploitation restante. Les valeurs des coefficients $\gamma_{âge}$ sont données dans le Tableau 1-3. En pratique, l'évaluation de la durée d'exploitation restante n'est pas aisée à déterminer et dépend de nombreux paramètres.

La zone 1 de la Figure 1-11 est définie ([*SETRA, 2011*]) comme « zone de risque acceptable pour l'ouvrage en l'état » et aucun renforcement n'est préconisé ; la zone 2 est définie comme « zone de risque à réduire de manière optimale dans la limite du raisonnable faisable » et il convient de réduire significativement le niveau de risque sismique pour un coût raisonnable ; et la zone 3 est définie comme « zone de risque intolérable » et un renforcement est impératif afin de replacer l'ouvrage au minimum en zone 2.

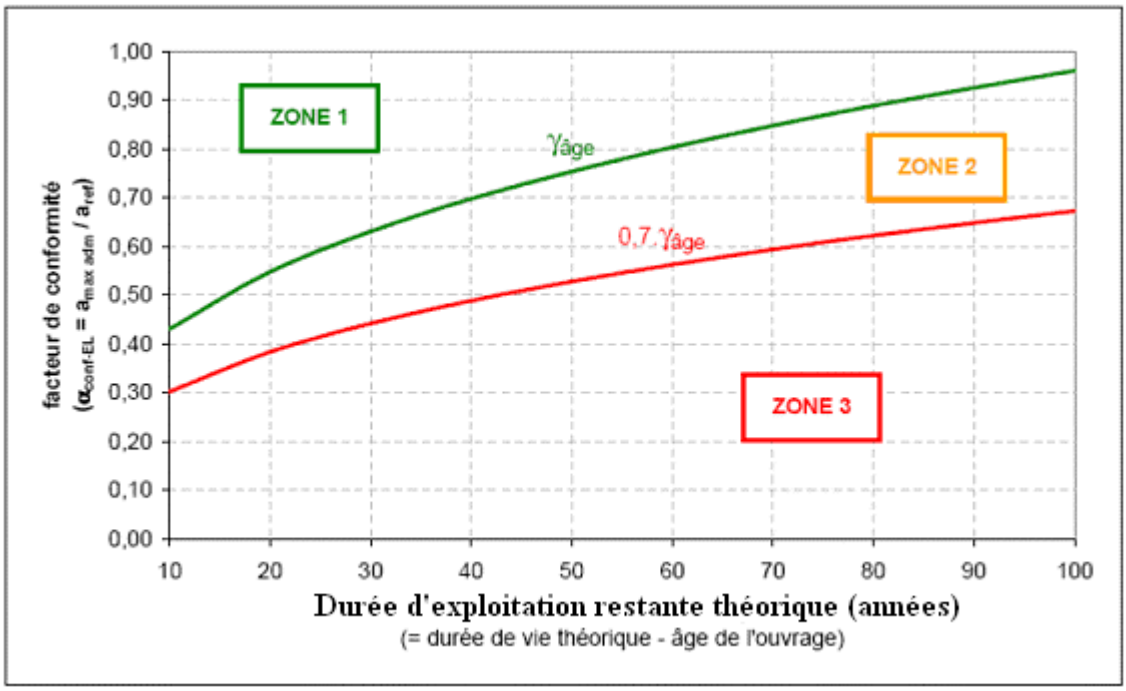


Figure 1-11 : Indices de conformité « cibles » préconisés dans le guide [SETRA, 2011].

Tableau 1-3 : Valeurs du coefficient $\gamma_{âge}$ en fonction de la durée d'exploitation restante théorique de l'ouvrage ([SETRA, 2011]).

Durée d'exploitation théorique restante (années)	<10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\gamma_{âge}$	0,44	0,56	0,64	0,71	0,77	0,82	0,86	0,9	0,94	0,98

Après avoir décidé quels ouvrages nécessitaient un renforcement sismique et quels étaient les niveaux de performance à atteindre, il s'agit désormais d'évaluer les capacités résistantes de l'ouvrage, analyser les sollicitations sismiques et réaliser le diagnostic sismique (Figure 1-9). Cette partie ne sera pas détaillée ici et nous nous contenterons d'aborder l'étape « projet de renforcement » en tant que telle. Cette étape consiste notamment à choisir une stratégie de renforcement, ainsi que les techniques de renforcement qui lui sont liées.

1.1.3.3 Les stratégies de renforcement

Deux stratégies globales sont envisageables pour effectuer une réhabilitation sismique : réduire le niveau des charges sismiques auxquelles l'ouvrage pourrait être exposé et améliorer le niveau de performance de l'ouvrage.

Un séisme génère des déplacements imposés au sol d'assise : la structure oscille et déplace sa masse. Ainsi, pour minimiser le niveau de la charge sismique auquel l'ouvrage sera exposé, on peut réduire les différentes masses (remplacer le plancher, la charpente, etc.), réduire la période propre de la structure pour éviter d'entrer en résonance avec le sol ou encore ajouter des éléments d'isolation parasismique.

D'autre part, pour améliorer le niveau de performance de l'ouvrage, il est possible (*[SETRA, 2011]*)

- d'augmenter la résistance
- d'augmenter la ductilité

- de modifier la rigidité
- d'augmenter l'amortissement

1.1.3.4 Les techniques de renforcement

Il existe différentes techniques de renforcement :

- dispositifs de butée et mécanismes d'amortissement,
- le renforcement par addition de nouveaux éléments de construction verticaux et/ou horizontaux: voiles, chaînages, micropieux, etc. Il est cependant impératif de suffisamment liaisonner ces nouveaux éléments avec les anciens,
- l'amélioration de la résistance de la section transversale des éléments structuraux (ajout de section transversale pour améliorer la résistante en traction)
- le renforcement par confinement des éléments comprimés,
- le renforcement par précontrainte,
- la réalisation d'ancrages efficaces (des planchers, des charpentes, etc.),
- la réparation (injection des fissures, remplacement du béton ou des armatures détériorées, etc.),
- le renforcement du sol.

Plus un élément est ductile, plus il va être à même de dissiper l'énergie induite lors d'un séisme ; un renforcement visant à augmenter la ductilité est donc à privilégier.

Cependant, avant toute validation du procédé de renforcement retenu pour augmenter la ductilité de l'ouvrage, il faut réaliser une analyse de la structure renforcée, de manière à vérifier que le renforcement améliore le comportement de la structure *dans son ensemble*. En effet, il faut prendre garde à ne pas trop dissocier les différents modes de rupture : renforcer un élément vis-à-vis d'un désordre peut conduire à simplement déplacer le problème. Par exemple, renforcer un poteau vis-à-vis du cisaillement peut entraîner le développement d'une rotule plastique, qu'il faudra alors confiner. Il faut donc envisager une stratégie globale de réhabilitation.

Parmi toutes les techniques de renforcement existantes, l'étude présentée dans ce mémoire se concentre sur les techniques applicables aux poteaux et vise à quantifier les apports du renforcement tant en résistance qu'en ductilité. Comme vu précédemment, le renforcement des poteaux est un véritable enjeu par rapport à la vulnérabilité du parc d'ouvrages et de bâtiments ; aussi diverses solutions de renforcement des poteaux en béton armé existent, certaines étant plus anciennes et plus maitrisées que d'autres. Néanmoins des techniques innovantes telles que l'utilisation des matériaux composites, sont apparues et permettent de renforcer de manière efficace les poteaux en béton armé, toujours dans le souci de réduire la vulnérabilité des structures. Ces techniques, traditionnelles dans un premier temps, puis celles faisant intervenir les matériaux composites dans un deuxième temps, sont détaillées dans la section suivante.

1.2 SOLUTIONS DE RENFORCEMENT PARASISMIQUE APPLICABLES AUX POTEAUX

1.2.1 RENFORCEMENT PAR CHEMISAGE EN ACIER OU EN BÉTON ARMÉ

Comme évoqué auparavant, pour certains ouvrages en béton armé, le confinement du béton par les cadres d'armature internes peut avoir été sous-dimensionné. Cette déficience peut être compensée par l'ajout d'un confinement extérieur, réalisé par exemple avec un chemisage en acier. La technique du chemisage en acier consiste, pour les poteaux de section circulaire, à

positionner deux demi-coques en acier (d'un rayon supérieur de 12 à 25 mm au rayon de la section initiale de la colonne) autour du poteau, puis de les souder sur place de manière à former un tube continu. Le faible espace annulaire formé entre le tube d'acier et le poteau est alors comblé avec un coulis de ciment. Pour les poteaux de section rectangulaire, la technique de mise en place est identique mais il est recommandé d'utiliser des chemisages elliptiques, comme illustré sur la Figure 1-12b. Ceux-ci présentent l'inconvénient d'être assez encombrants et peuvent par exemple gêner le trafic en réduisant la largeur des voies de circulation; des chemisages rectangulaires ont donc également été développés. Cependant, même si les chemisages rectangulaires s'avèrent efficaces pour un renforcement au cisaillement, les performances en termes de confinement et d'amélioration de la ductilité en flexion sont beaucoup moins bonnes que celles obtenues par des chemisages elliptiques (*[Sun et al., 1993]*).

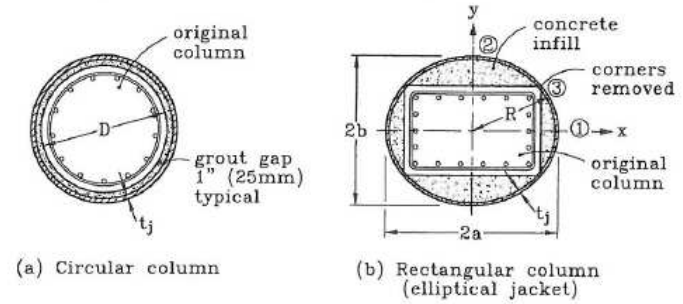


Figure 1-12 : Chemisage acier des poteaux à section circulaire et rectangulaire ([Priestley et al., 1996]).

Des recherches expérimentales (*[Chai et al., 1991]*) menées sur des colonnes circulaires à l'Université de Californie, San Diego, ont montré que la technique du chemisage en acier permettait de conférer un comportement ductile en flexion aux colonnes confinées, en permettant une dissipation satisfaisante de l'énergie. La Figure 1-13 présente les courbes d'évolution du déplacement lors de cycles d'application d'un effort de flexion, mesurées sur des poteaux non confinés par chemisage (Figure 1-13a) puis confinés par chemisage (Figure 1-13b). Durant ces essais, l'effort était appliqué latéralement au sommet de chaque poteau et suivait une évolution cyclique alternée. Sur la Figure 1-13b, il est possible de constater que le chemisage acier offre une très grande capacité de dissipation d'énergie. En revanche, si l'on teste un poteau endommagé puis réparé par un chemisage acier, les performances alors obtenues sur celui-ci ne sont pas aussi importantes que pour le poteau renforcé initialement, même si l'amélioration reste considérable par rapport au poteau de référence non confiné. Par ailleurs, le chemisage acier a permis d'augmenter la raideur de 10 à 15%.

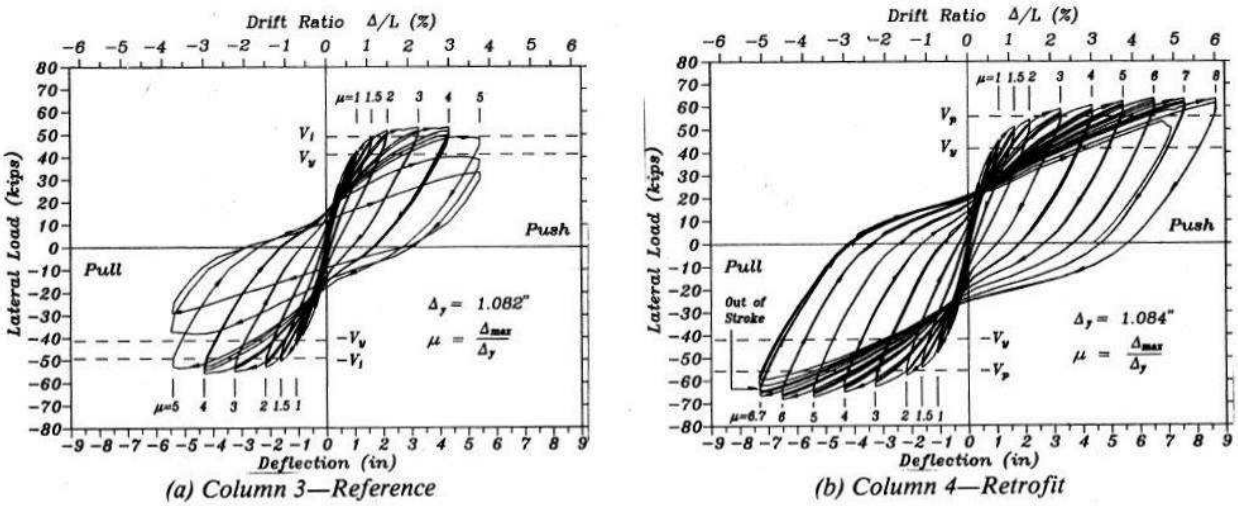


Figure 1-13 : Courbes force-déplacement d'un poteau non renforcé (a) et d'un poteau renforcé par chemisage en acier (b) [Chai et al., 1991].

Durant le séisme de Northridge en 1994, une cinquantaine de ponts qui avaient été renforcés avec un chemisage en acier ont été soumis à des accélérations d'au moins 0,3g ; aucun de ces ponts renforcés n'a subi de dommages importants (*[Priestley et al., 1996]*).

Cependant, le chemisage en acier présente l'inconvénient d'être sujet à la corrosion ; c'est pourquoi il est à utiliser avec discernement, en étant conscient des sujétions d'entretien, pour le renforcement de poteaux d'ouvrages situés dans des environnements favorisant la corrosion (zone de marnage ou zone exposée à la houle ou aux embruns par exemple). Des chemisages en béton armé peuvent alors être utilisés ; ce procédé a d'ailleurs longtemps été l'une des techniques de réhabilitation les plus courantes. Il consiste à augmenter les dimensions de la section du poteau en ajoutant une couche de béton ainsi que des aciers longitudinaux et transversaux (Figure 1-14). De la même façon que pour les chemisages en acier, l'action de confinement est plus efficace dans le cas de poteaux à section circulaire qu'à section rectangulaire. Généralement, au-delà d'un ratio longueur/largeur de la section de 2, l'efficacité du confinement est largement diminuée (les tensions radiales se concentrent de manière excessive sur les coins).

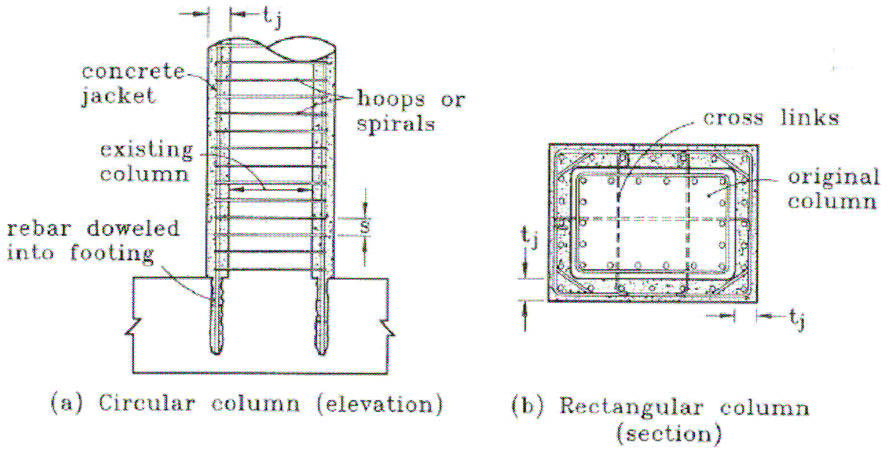


Figure 1-14 : Chemisage béton de poteaux de section circulaire et rectangulaire ([Priestley et al., 1996]).

Aguilar *et al.* (*[Aguilar et al., 1989]*) ont mené une étude en sélectionnant 114 bâtiments parmi les 1 200 ayant été réparés et renforcés suite au séisme de 1985 à Mexico. Ils ont analysé les bâtiments, décrit les désordres causés par le séisme ainsi que les différentes techniques de réhabilitation qui ont été mises en œuvre de manière à pouvoir établir des statistiques. Il s'avère que le principal mode de rupture constaté pour ces bâtiments est la rupture des éléments verticaux (poteaux, murs) et que les techniques de réhabilitation les plus utilisées suite à ce séisme ont été le chemisage en béton des poteaux et des poutres et l'ajout de murs de cisaillement. Le chemisage en acier de poteaux, l'ajout de murs de remplissage et de croisillons en acier furent également souvent utilisés.

De même, une étude menée par l'institut japonais du béton a consisté à collecter les données concernant la réparation/le renforcement de 157 bâtiments en béton armé construits entre 1933 et 1975 au Japon (*[Rodriguez et Park, 1991]*). En général, plusieurs méthodes de renforcement étaient utilisées pour un même bâtiment, mais la méthode la plus courante consistait à construire des murs de cisaillement (85 % des cas) dans les charpentes en béton armé existantes. Le chemisage en béton armé des poteaux a été utilisé dans 35 % des cas. Cette technique a principalement été employée pour les poteaux de bâtiments, mais certains ponts japonais ont bénéficié de ce procédé de réhabilitation.

Beaucoup de réhabilitations de structures par chemisage ont dans un premier temps été

dimensionnées par l'unique savoir-faire des ingénieurs qui ne disposaient à l'époque d'aucune doctrine technique. Des études expérimentales ont ensuite été réalisées de manière à établir et justifier des règles de dimensionnement spécifiques à cette technique. C'est dans cette optique que, par exemple, Rodriguez et Park (*[Rodriguez et Park, 1994]*) ont mené une campagne expérimentale destinée à recueillir des données précises sur la résistance, la raideur ou encore la ductilité obtenues en renforçant des poteaux, endommagés ou non, par un chemisage en béton armé. Dans cette étude, les poteaux chemisés et testés ont ainsi montré une nette amélioration de la résistance et de la raideur par rapport au poteau de référence non renforcé. Lors de l'application de cycles quasistatiques de chargement latéral, avec des ductilités imposées allant jusqu'à 6, il a été possible d'observer une très bonne dissipation d'énergie et seulement une très légère diminution de la résistance. Par ailleurs, très peu de différences de comportement ont pu être constatées entre les poteaux testés, réparés puis testés à nouveau et les poteaux renforcés avant toute sollicitation puis testés.

Plus récemment, Vandoros et Dritsos (*[Vandoros et Dritsos, 2006]*) ont mené une campagne expérimentale permettant de tester et comparer 3 techniques de chemisage en béton armé. Cette campagne expérimentale a montré l'efficacité d'un tel chemisage. En effet, le corps d'épreuve qui n'a reçu ni préparation de surface, ni connecteurs aciers, ni goujons, et dont le chemisage est constitué d'un béton de qualité médiocre (17,8 MPa), présente tout de même un effort à la rupture supérieur à celui d'un poteau non renforcé. De plus, les déplacements ultimes enregistrés pour les poteaux dont le chemisage est fixé par des connecteurs en acier ou des goujons en forme de L sont plus importants que les déplacements obtenus sur poteaux non renforcés. Enfin, pour tous les poteaux renforcés, la raideur est au moins multipliée par 3 par rapport aux poteaux non renforcés.

Durant les dernières décennies, le béton et l'acier ont donc joué un rôle primordial pour le renforcement, tant de bâtiments que d'ouvrages d'art. Cependant, ces matériaux sont soumis à d'importantes sollicitations dans les infrastructures, à la pollution, à la corrosion, et à d'autres actions extérieures qui tendent à les détériorer. De plus, les techniques de renforcement par chemisage en acier ou béton armé présentent souvent des mises en œuvre difficiles, impliquant des durées de travaux pouvant être assez longues. Il était donc nécessaire d'utiliser des matériaux plus durables et de les associer à de nouvelles méthodes de réhabilitation permettant de ralentir ces dégradations et de prolonger la durée de service des infrastructures existantes. De telles techniques rencontrent un grand intérêt lors d'opérations de remise en conformité parasismique.

Parmi les nouvelles solutions de protection et réhabilitation des structures pour la mise aux normes parasismiques qui se sont développées, on peut par exemple citer l'utilisation de Bétons à Très Haute Performance (BTHP) fibrés qui a fait l'objet de quelques expérimentations. Une étude a ainsi été récemment réalisée (*[Massicotte et Boucher-Proulx, 2010]*), portant sur la réhabilitation de piles de ponts rectangulaires à l'aide d'un chemisage BTHP fibré. Cette étude concerne plus particulièrement les poteaux de section à rapport largeur/hauteur supérieur à 4 (en effet les techniques de confinement habituelles se révèlent peu efficaces pour ce type de section) et possédant une zone de recouvrement des armatures longitudinales en pied. La campagne expérimentale a donc porté sur un corps d'épreuve de référence renforcé par un chemisage de béton fibré courant puis sur un poteau renforcé par un BTHP fibré présentant une résistance en compression de 130 MPa et contenant 3 % de fibres longues de 10 mm. Une épaisseur de 25 mm du béton original a été retirée derrière les aciers longitudinaux se recouvrant, de manière à ce que le béton fibré et le BTHP fibré puissent enrober complètement les deux barres (Figure 1-15). Dans les deux cas, les chemisages ont été coulés sans augmentation de la section initiale du poteau. Ces deux poteaux ont été soumis à un effort latéral appliqué en tête de manière cyclique et incrémentale (aucun effort axial n'était exercé).

L'objet de ces renforts était d'améliorer les performances de l'ancrage des aciers et

d'éliminer toute rupture par glissement des aciers, leur permettant ainsi de plastifier en dehors de la zone de recouvrement et donc d'apporter de la ductilité à la structure.

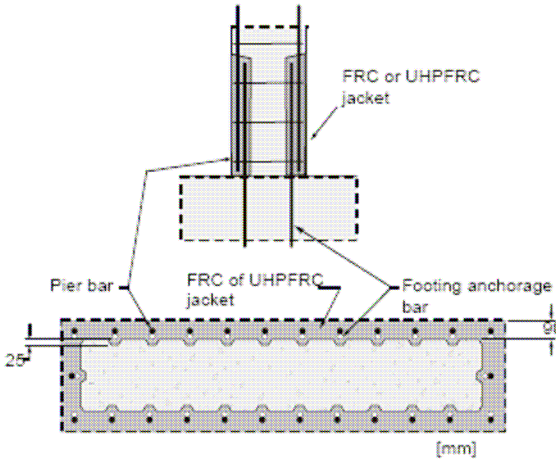
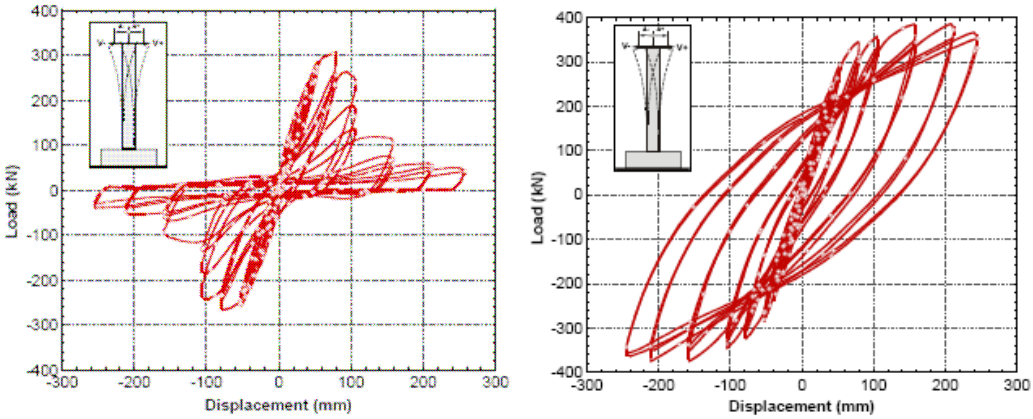


Figure 1-15 : Détails du chemisage en BTHP fibré ([Massicotte et Boucher-Proulx, 2010]).

L'essai réalisé sur le poteau de référence a montré une dégradation importante du béton d'enrobage lors des cycles, une diminution très nette et très rapide de la capacité du poteau à reprendre l'effort latéral (diminution par rapport à l'effort latéral maximal repris par le poteau durant l'essai), un comportement peu ductile et une faible dissipation d'énergie (Figure 1-16a). En revanche le poteau renforcé par BTHP fibré n'a montré aucune fissure sur le BTHP de recouvrement, un comportement écrouissant et une très bonne dissipation d'énergie (Figure 1 -16b).



(a) **(b)**

Figure 1-16 : Graphiques Force-Déplacement du poteau renforcé par béton fibré (a), et du poteau renforcé par BTHP fibré (b) ([Massicotte et Boucher-Proulx, 2010]).

Le chemisage par BTHP fibré a donc permis d'améliorer le comportement sous charge sismique (ou réputée représentative d'une charge sismique) de poteaux subissant habituellement une rupture fragile par perte d'ancrage des armatures longitudinales, qui ne permettent pas une dissipation satisfaisante d'énergie. Cette technique de renforcement est cependant encore relativement récente et d'autres recherches sont en cours, notamment à l'École Polytechnique de Montréal (*[Massicotte et Boucher-Proulx, 2010]*) afin de développer des méthodes de dimensionnement pour le renforcement parasismique par chemisage en BTHP fibré.

Néanmoins, tout comme le chemisage béton armé simple, cette technique de chemisage par BTHP présente l'inconvénient d'induire une augmentation importante de la masse de l'élément, ce qui peut être problématique pour un renforcement parasismique, l'action sismique étant directement proportionnelle à l'accélération du séisme ainsi qu'à la masse de la structure.

Le Tableau 1-4 présente une étude comparative rapide des différentes techniques de renforcement présentées dans cette section.

Tableau 1-4 : Comparatif des méthodes de renforcement

	Chemisage acier	Chemisage béton armé	Chemisage BTHP fibré
Avantages	- faible augmentation des sections - assez rapide à mettre en œuvre	- peu coûteux - ne nécessite pas de main d'œuvre hautement qualifiée	- bonnes performances en termes de dissipation d'énergie - très bonne durabilité
Inconvénients	- coût élevé - nécessité d'une main d'œuvre qualifiée - sensibilité à la corrosion ; entretien régulier nécessaire	- augmentation de la section (et de l'encombrement) et du poids de la structure - corrosion et autres pathologies du béton armé - nécessité de coffrages ; travaux assez longs	- augmentation du poids de la structure - nécessite une main d'œuvre qualifiée - coût élevé

Outre ces techniques, d'autres techniques innovantes impliquant les matériaux composites sont en pleine expansion, pour la réhabilitation sismique notamment. La section suivante détaille les caractéristiques de ces matériaux composites ainsi que leurs domaines d'application.

1.2.2 RENFORCEMENT PAR MATÉRIAUX COMPOSITES COLLÉS

1.2.2.1 Généralités sur les matériaux composites utilisés en renfort de structure

Les matériaux composites appartenant à la famille des Polymères Renforcés de Fibres (PRF) conviennent pour une gamme très étendue d'utilisations dans le domaine de la construction. Ceci s'explique notamment par la diversité des formes dans lesquelles ils peuvent se présenter : feuilles, tissus ou enveloppes préformées, lamelles pultrudées, collés sur les parois extérieures de la structure (moulage au contact), sous forme d'engravure, de profilés structuraux (*[Keller et al., 2005]*) ou encore sous forme de barres pour le renforcement interne du béton (*[ACI Committee 440, 2010c]*).

Dans le secteur du génie civil, deux types de produits de construction en matériaux composites sont principalement utilisés : les tissus (secs ou pré-imprégnés sous forme de feuilles), et les plats (ou lamelles). Les tissus sont collés sur site et polymérisent lors de la mise en œuvre (moulage au contact), alors que les plats sont préfabriqués (pultrusion). Cependant, ces différents types de matériaux composites ont des propriétés mécaniques proches, qui sont notamment gouvernées par le comportement (résistance et rigidité) des fibres. En effet, les PRF associent des fibres de résistance élevée à une matrice polymère qui les lie et dans laquelle elles sont noyées. Ce sont les propriétés propres à ces deux composants qui confèrent au matériau ses propriétés globales. Ces propriétés dépendent de la fraction volumique de fibres, de leur orientation, du type de matrice utilisé, ou encore de la méthode de fabrication. Par exemple, la pultrusion permet d'introduire un pourcentage plus important de fibres, et donc d'augmenter la rigidité et la résistance du PRF.

Les fibres fournissent la résistance et la rigidité au matériau composite. Cependant la fonction mécanique du renfort doit être préalablement définie, car le positionnement de la fibre définit une direction privilégiée des caractéristiques mécaniques ; ainsi les matériaux composites sont beaucoup plus efficaces dans la direction des fibres. Il existe actuellement différents types de fibres, mais les fibres les plus utilisées dans le domaine de la construction sont les fibres de carbone, les fibres de verre, et les fibres d'aramide (dont la plus connue est le Kevlar®). Chaque fibre possède des propriétés bien spécifiques qui détermineront leur emploi. Les fibres de carbone présentent un coût élevé (environ 10 fois celui des fibres de verre) mais sont néanmoins de plus en plus employées en raison de leur haut module élastique, de leur très haute résistance, de leur faible masse volumique et de leur résistance à la fatigue et aux divers effets environnementaux. Nous nous intéresserons donc plus particulièrement à ce type de fibres.

A titre d'exemple, le Tableau 1-5 liste les principales caractéristiques des fibres et de l'acier.

Tableau 1-5 : Caractéristiques mécaniques de quelques fibres, de matrices polymères et de l'acier

		Module d'Young (GPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Densité (g/cm^3)
Fibre verre E *(les plus courantes des fibres de verre ; coût modéré)*		70 à 80	2000 à 3500	3,5 à 4,5	2,5 à 2,6
Fibre verre C *(plus coûteuses que E, mais meilleures caractéristiques mécaniques)*		85 à 90	3500 à 4800	4,5 à 5,5	2,46 à 2,49
Fibre carbone HM *(fibres « haut module »)*		390 à 760	2400 à 3400	0,5 à 0,8	1,85 à 1,89
Fibre carbone HR *(fibres « haute résistance »)*		240 à 280	4100 à 5100	1,6 à 1,73	1,75
Fibre aramide *(coût relativement important ; très bonnes caractéristiques dynamiques)*		62 à 180	3600 à 3800	1,9 à 5,5	1,44 à 1,47
Matrice polymère		2,7 à 3,6	40 à 82	1,4 à 5,2	1,1 à 1,25
Acier	**Fe E215**	200 (valeur moyenne)	330	22	7,32 à 7,8
	Fe E235		410	25	
	Fe E400		480	14	
	Fe E500		550	12	

Même si ce sont les fibres qui confèrent au PRF sa résistance et sa rigidité, la matrice joue néanmoins plusieurs rôles essentiels au bon fonctionnement du PRF : elle lie les fibres ensemble tout en les répartissant sur l'ensemble du volume du composite, elle les protège d'un environnement parfois agressif, et permet de transférer les efforts entre les différentes fibres. Un des principaux avantages des PRF résidant dans leur très faible poids, la masse volumique de la matrice doit être minimisée et être inférieure à celle des fibres.

Les polymères les plus utilisés sont les polyesters, en raison de leur faible coût et de leur facilité de fabrication. Les vinylesters, d'un coût plus élevé que les polyesters, sont très résistants aux acides et aux alcalins et sont donc particulièrement adaptés pour protéger les fibres de verre du milieu cimentaire en évitant les réactions acide-base (de type réaction alcali-silice) qui les détérioreraient. Les vinylesters sont donc employés pour la fabrication des barres d'armatures composites internes de certaines structures en béton. Enfin les matrices époxydes présentent de très bonnes qualités d'adhérence et sont donc largement employées lors de l'imprégnation sur place des feuilles de PRF (technique dite du moulage au contact). Elles ont cependant un coût encore supérieur au coût des vinylesters.

Finalement, les Polymères Renforcés de Fibres de Carbone (PRFC) étant les plus

couramment utilisés en renfort structurel, nous pouvons, à titre d'exemple, fournir les caractéristiques mécaniques principales d'un plat pultrudé carbone (produit LFC de Freyssinet International) :

- Module d'Young longitudinal en traction = 160 GPa
- Résistance en traction (sens des fibres) = 3000 MPa
- Déformation à la rupture = 0,7%

(Ces données matériaux sont bien évidemment des éléments déterminants pour évaluer l'efficacité d'un renfort, cependant il faut également prendre en compte les conditions d'adhérence sur le support ainsi que les caractéristiques du support en lui-même.)

Il existe différentes techniques de mise en œuvre des renforts en matériaux composites sur un substrat béton (*[Hamelin, 2002]*) :

- mise en œuvre par moulage au sac :
  Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme. Après avoir ragréé la surface de béton (sablage, application d'un mortier polymère), les couches de tissus pré-imprégnées sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe étanche, raccordée à une pompe à vide, permet d'appliquer une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation.

- mise en œuvre par stratification directe (ou moulage au contact):
  Cette fois la polymérisation se fait à température ambiante (le renfort atteint sa résistance totale au bout d'une semaine) selon les étapes suivantes :
  - préparation de surface du béton
  - (éventuellement) application d'une couche primaire d'imprégnation
  - dépose des tissus (aux dimensions voulues)
  - imprégnation et marouflage des renforts
  - (éventuellement) application d'une couche de protection

- collage de plaques composites (technique dite du double encollage):
  Cette méthode consiste à coller des plats composites sur la surface à renforcer à l'aide d'une colle époxyde. Les plats sont généralement en carbone ou en verre époxy et fabriqués par pultrusion. Les étapes à respecter sont les suivantes :
  - traitement de surface du substrat béton par sablage, par eau ou sous pression et meulage
  - nettoyage de la surface traitée par un dépoussiérage
  - application d'une couche du polymère époxyde (colle) sur la surface nettoyée
  - nettoyage à l'acétone de la surface du plat à encoller
  - application d'une couche du polymère époxyde (colle) sur le plat composite
  - mise en pression du plat sur le support béton (recouvert de la première couche du polymère époxyde) et retrait de l'excédent de colle
  - mise en pression du joint collé par marouflage du plat, permettant d'enlever les éventuelles bulles d'air et assurer ainsi une bonne adhérence.

Les matériaux composites offrent de multiples possibilités dans le domaine de la construction où ils se sont développés progressivement à partir des années 90. On peut ainsi noter les progrès de leur utilisation en Europe, au Japon et en Amérique du Nord (*[Luyckx, 1999]*).

En effet, dans les années 1990 au Japon, de nombreux ponts en béton ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion des aciers. Les renforts ont été appliqués sur les

piles ou sur les surfaces inférieures des tabliers en utilisant des tissus pré-imprégnés à base de fibres de carbone mis en œuvre suivant la méthode de « stratification directe » décrite ci-dessus.

Suite à divers séismes, la Japan Highway Public Corporation (JHPC), société dépendant du gouvernement japonais et responsable de 6 500 km d'autoroutes à péages, a été confrontée à la destruction de nombreux ponts et il a été décidé de renforcer, à terme, la totalité des ponts gérés par cette société, ce qui a amplifié le développement et l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement. On peut ainsi citer à titre d'exemple, le renforcement par matériaux composites des ouvrages suivants : Fujimi Bridge (Tokyo, en 1993), Johetsu Shinkansen Bridge (Nigata, en 1994), ou encore le Sakawa River Bridge (Tomei Highway, en 1994) (*[Luyckx, 1999]*). Pour ce dernier ouvrage les piles de plus de 7m de diamètre (dont certaines dépassaient 60m de hauteur) ont été renforcées. Le chantier se termina en 1998, après un an de travail durant lequel 2 tonnes de fibres de carbone furent posées.

Aux États-Unis, les recherches concernant le renforcement des structures du génie civil par matériaux composites ont été initiées suite au séisme de Loma Prieta (Californie) survenu en octobre 1989 (*[Luyckx, 1999]*). A partir de 1994, des tests sismiques en laboratoire, sur des maquettes d'échelles de plus en plus importantes, ont démontré l'intérêt de l'utilisation des PRF. La validation de la technique de renfort par composites collés à été suivie par le renforcement d'ouvrages réels tels que le Highway Bridge à Butler (Ohio, en 1996), le Great Western Bank Building à Sherman Oaks (Californie, en 1997) ou encore le Foulk Road Bridge à Delaware (Californie, en 1997).

En Europe, les principales applications en réhabilitation de structures sont apparues en Suisse fin 1991, puis en France à partir de 1996. En 1996, Freyssinet a renforcé le premier pont autoroutier français en remplaçant les plats collés métalliques classiques par des tissus secs et imprégnés sur place par un adhésif spécifique à base de résine époxyde, mis au point par Atofindley, compatible avec le béton et capable d'imprégner les fibres de carbone (*[Ghenassia et Lacroix, 1997]*). Bien qu'initialement utilisés pour des applications en aéronautique, les PRF ont progressivement gagné le domaine du génie civil, et même si la France est loin d'égaler l'utilisation intensive des PRF au Japon (évaluée actuellement à environ 1 million de m² par an), on estime qu'environ 40 000 m² de renforts en fibres de carbone ont été utilisés, sur le territoire national, pour le renforcement de structures en béton armé en 2007 (*[Quiertant, 2010]*). Le marché des PRF sur le territoire français a donc encore un potentiel de progression, qu'il peut être intéressant d'optimiser, notamment en raison du parc de bâtiments et d'ouvrages d'art à renforcer.

Au vu des différentes campagnes expérimentales qui ont été menées, la technique de réhabilitation par matériaux composites est donc désormais largement acceptée. Cependant, la durabilité *in-situ* de ces réhabilitations fait encore l'objet d'interrogations et de recherches (*[Neale et Labossière, 1998]*, *[Ferrier et Hamelin, 2002]*). Neale *et al.* (*[Neale et al., 2001]*) dressent ainsi un état de l'art des différentes recherches qui ont pu être menées concernant la durabilité des PRF, notamment sous des conditions climatiques sévères, telles qu'elles peuvent l'être au Canada (les équipes de recherche canadiennes ont ainsi été parmi les premières à traiter les problématiques de gel-dégel des matériaux composites (*[Green et al., 2000]*)). Il faut en effet être capables d'avoir un certain recul quand aux propriétés à long terme des matériaux composites eux-mêmes, ainsi que de leur application sur site. Dans cette optique la durabilité des interfaces de collage béton/composite soumises à un vieillissement accéléré a également été étudiée (*[Chataigner et al., 2010a]*), cette interface de collage étant le point critique de la technique de réhabilitation, notamment lorsqu'elle est soumise à des conditions telles que des cycles de gel-dégel, un environnement humide, des températures élevées, etc. Les campagnes d'essais menées indiquent ainsi une évolution du mode

de rupture lorsque les joints composite/béton sont soumis à des conditions de vieillissement accéléré (*[Benzarti et al., 2010]*). La durabilité des systèmes de renfort a également été étudiée lors des essais menés sur des poutres en béton armé renforcées par PRF et soumises à différentes conditions environnementales telles qu'une atmosphère ambiante à 100% d'humidité relative, une immersion en eau salée ou en solution alcaline, des cycles de gel-dégel, une atmosphère chaude et sèche ou encore un gradient thermique, chaque condition étant combinée à des cycles de chargement mécaniques répétés (*[Grace et Singh, 2005]*). Il s'est avéré que les poutres renforcées par des plats en carbone étaient plus sensibles aux conditions environnementales agressives que les poutres renforcées par tissu carbone. Par ailleurs, la condition la plus agressive constatée fut une longue exposition à un taux de 100% d'humidité relative : les poutres renforcées par plat carbone et soumises à l'air saturé durant 10 000 heures (soit environ 1 an et 2 mois) ont perdu 33% de leur résistance.

Même si les caractéristiques des matériaux de renfort ou des interfaces composite/béton sont amenées à se dégrader dans le temps, les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire suite à des essais de vieillissement accélérés ne sont pas directement extrapolables aux évolutions des propriétés induites par un vieillissement en conditions réelles. Le suivi de planches d'essai soumises à un vieillissement naturel (par exemple *[Benzarti et al. , 2008],* où les renforts collés ont été testés 20 ans après mise en place) n'indique généralement pas de dégradation importante de la capacité du joint collé. En terme de pérennité, la réhabilitation par matériaux composites semble donc largement viable, notamment comparée aux techniques de renforcement par béton armé ou acier, ces matériaux pouvant être plus sensibles aux conditions climatiques et environnementales s'ils ne sont pas efficacement protégés vis-à-vis de la corrosion.

Un inconvénient majeur au développement des solutions de renforcement par composites collés réside dans le coût initial des matériaux ; on estime entre 25 et 30 US$/kg le coût des fibres de carbone, contre 1US$/kg pour l'acier (*[Bakis, 2009]*). Cependant, cette comparaison n'est pas révélatrice du coût de revient global ; même si le matériau coûte initialement plus cher que les matériaux traditionnels, il permet, grâce à la simplicité et à la rapidité d'application, de réduire les temps d'intervention sur chantier et les moyens mis en œuvre. D'autre part, des fibres un peu moins performantes que les fibres de carbone, mais également moins chères, existent sur le marché (par exemple les fibres de basalte) et pourraient remplacer les fibres de carbone lors de renforcements à la flexion (où les fibres de carbone sont bien souvent « trop » performantes et où la rupture a lieu au niveau de l'interface). Par ailleurs, les gestionnaires d'ouvrages sont de plus en plus incités à ne plus seulement prendre en compte les aspects économiques des matériaux utilisés mais également leurs impacts environnementaux ; c'est dans cette optique que plusieurs recherches ont été réalisées sur les analyses de cycle de vie (ACV) de ces matériaux. On peut ainsi citer le fait que les émissions de CO_2 et la consommation d'énergie sont beaucoup plus faibles pour les PRF que pour l'acier : 5,67 kg de CO_2 émis pour un renforcement à base de résine époxy, et 277 kg de CO_2 émis pour un renforcement par chemisage acier (*[Russell-Smith et Lepech, 2009]*). D'autant plus que de nombreuses recherches sont en cours pour étudier la possibilité d'utiliser des matériaux composites plus « naturels », telles que les fibres de jute, de bambou, de bananier, de chanvre ou encore des matrices à base d'huile de lin ou de soja. Ces matériaux sont écologiques (dégradables), renouvelables et peu consommateurs en énergie lors de leur production par rapport aux constituants plus traditionnels. En ce qui concerne les fibres, une possibilité de recyclage peut être leur réutilisation dans des applications non structurelles telles que les intérieurs d'automobiles ou les façades architectoniques. En revanche, la tâche se révèle plus ardue pour les matrices de polymères car les matrices utilisées en génie civil sont essentiellement des matrices thermodurcissables : elles sont caractérisées par des déformations irréversibles posant des problèmes de recyclabilité. Des recherches sont donc actuellement menées sur des résines à base

d'huile de lin et de soja par exemple (*[Bakis, 2009]*) ; et même si les performances de ces résines naturelles sont moins bonnes, en les mixant avec des résines époxy traditionnelles, on peut retrouver des caractéristiques mécaniques acceptables (d'autre part, si les caractéristiques de la fibre dominent au sein des caractéristiques mécaniques du PRF, une légère baisse du module élastique de la résine n'affectera que très peu, le module global du PRF).

Les matériaux composites sont donc une solution de renforcement prometteuse, en croissance et aux propriétés mécaniques intéressantes. La section suivante détaille les performances de ces matériaux, en fonction de la façon dont ils sont appliqués et de leur rôle structural (en conditions quasistatiques). En effet, les matériaux de PRF sont notamment utilisés pour le renforcement à la flexion, vis-à-vis du cisaillement ou de chargements axiaux et différentes dispositions des renforts sont envisageables selon le type de renforcement recherché.

1.2.2.2 Renforcement par PRF vis-à-vis de l'effort tranchant

La rupture par cisaillement est une des causes majeures d'effondrement lors des séismes ; cette rupture est généralement fragile et non dissipative. Elle touche principalement les colonnes courtes (d'élancement inférieur à 3) et les voiles.

Les ruptures par cisaillement sont notamment dues à une insuffisance d'armatures d'effort tranchant. Cette insuffisance peut être compensée par des renforts composites ; les PRF (généralement fabriqués à partir de tissus) sont alors appliqués comme armatures externes additionnelles. Les bandes de composite peuvent, si la configuration le permet, entourer l'élément structural (poutre ou colonne), ou simplement être appliquées en forme de U (sur les faces latérales et sous la poutre, sous réserve que la partie supérieure soit ancrée dans une zone comprimée - Figure 1-17). Le principe du dimensionnement correspond à l'augmentation de la section des armatures transversales, en assimilant le composite à des "cadres" externes supplémentaires.

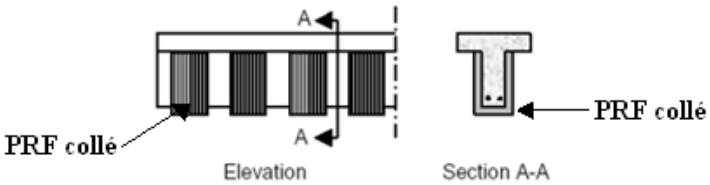


Figure 1-17 : Renforcement au cisaillement d'une poutre par matériaux composites (d'après [Isis CANADA, 2006]).

Il est généralement admis que la résistance à l'effort tranchant de l'élément ainsi renforcé correspond à la somme des efforts tranchants que peuvent reprendre le béton, l'acier et le composite. Le dimensionnement du renfort consiste alors à calculer le nombre de bandes de composite, leur largeur et leur espacement permettant d'atteindre la résistance à l'effort tranchant souhaitée. Une méthode de dimensionnement, basée sur le treillis de Ritter-Morsch sur une section réduite, est par exemple décrite dans le guide de l'AFGC (*[AFGC, 2011]*).

Quelques études expérimentales (*[Xiao et al., 1999]*, *[Ma et al., 2000]*, ou encore *[Galal et al., 2005]* par exemple) tendent à montrer l'efficacité du renforcement parasismique des colonnes courtes par matériaux composites. L'étude menée par Colomb (*[Colomb, 2007]*) vise à comparer l'efficacité des configurations de renforcement (renforcement continu, discontinu, variation des largeurs de bandes et du taux de renfort) appliquées sur ces colonnes. Cette étude a permis de mettre en évidence que le renforcement discontinu par bandes permet d'obtenir une meilleure résistance couplée à une meilleure ductilité, alors que le renforcement continu permet surtout d'augmenter la résistance. D'autre part, les essais indiquent que les matériaux composites permettent de changer le mode de rupture : passage d'une rupture fragile par effort tranchant à une rupture ductile par effort tranchant ou en flexion.

1.2.2.3 Renforcement grâce à un confinement par PRF

Une technique de renforcement largement employée consiste à confiner les éléments des structures comprimées (Figure 1-18), en appliquant des feuilles de PRF sur le périmètre des poteaux (fibres orientées perpendiculairement à l'axe du poteau). Ainsi, lorsqu'un chargement axial est appliqué au poteau, le béton se dilate latéralement, notamment du fait de l'effet Poisson, créant des contraintes de traction dans le PRF qui s'oppose à l'augmentation de section. L'enveloppe de PRF confine alors la section du poteau, induisant ainsi un état de contrainte tridimensionnel dans le béton. Il en résulte une augmentation de la capacité portante et de la ductilité de la structure (*[Quiertant et Toutlemonde, 2005], [Berthet et al., 2005], [Hadi, 2007], [Rochette et Labossière, 2000]*).

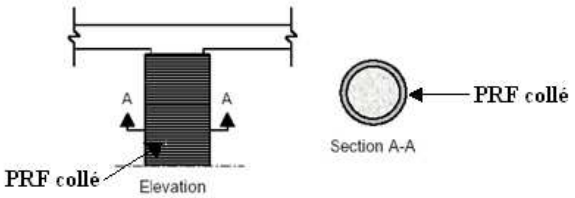


Figure 1-18 : Confinement d'un poteau par matériaux composites (d'après [Isis CANADA, 2006]).

Le chemisage par matériaux composites, contrairement au chemisage acier qui permet d'appliquer une pression de confinement constante après plastification, conserve un comportement élastique jusqu'à rupture. Ainsi, il permet d'appliquer une pression de confinement qui croît avec la charge axiale. Le chemisage par PRF est un mode de confinement passif : il ne joue aucun rôle tant que la section de béton n'augmente pas du fait de l'effet Poisson ou de la fissuration (*[ISIS Canada, 2006]*). Le chemisage par PRF est généralement collé au support, pour des raisons de facilité de mise en œuvre, mais le collage n'est pas une condition imposée pour son bon fonctionnement (le chemisage PRF fait partie des « contact-critical applications », comme défini dans le guide de l'ACI (*[ACI Committee 440, 2010b]*); en revanche les applications mettant en œuvre des PRF pour un renforcement en flexion/cisaillement des poutres/dalles sont répertoriées dans ce guide comme « bond-critical applications »). Néanmoins, un chemisage par PRF collé entièrement montre généralement de meilleures performances qu'un chemisage uniquement collé sur la bande de recouvrement fermant le chemisage (*[Karantzikis et al., 2005]*).

Plusieurs études ont démontré l'efficacité des chemisages par PRF. Ainsi, Vandoros et Dritsos *[Vandoros et Dritsos, 2006]*, ont comparé les résultats obtenus avec différentes techniques de chemisage béton (les différences portant sur les connexions entre acier, le chemisage béton en lui-même étant d'une épaisseur de 75 mm) et ceux obtenus pour des corps d'épreuve identiques, mais renforcés par PRF (2 couches pour le poteau F2, et 4 couches pour le poteau F4). Tous les corps d'épreuve étaient sollicités en flexion composée avec un effort latéral alterné et d'amplitude croissante. Il en résulte que les deux techniques permettent d'améliorer la ductilité des éléments renforcés, et même si, dans les conditions spécifiques de ces essais, le chemisage en béton permet une plus grande augmentation de la résistance et de la raideur que le chemisage par PRF, ce dernier présente l'avantage d'une très faible perte de résistance post-pic.

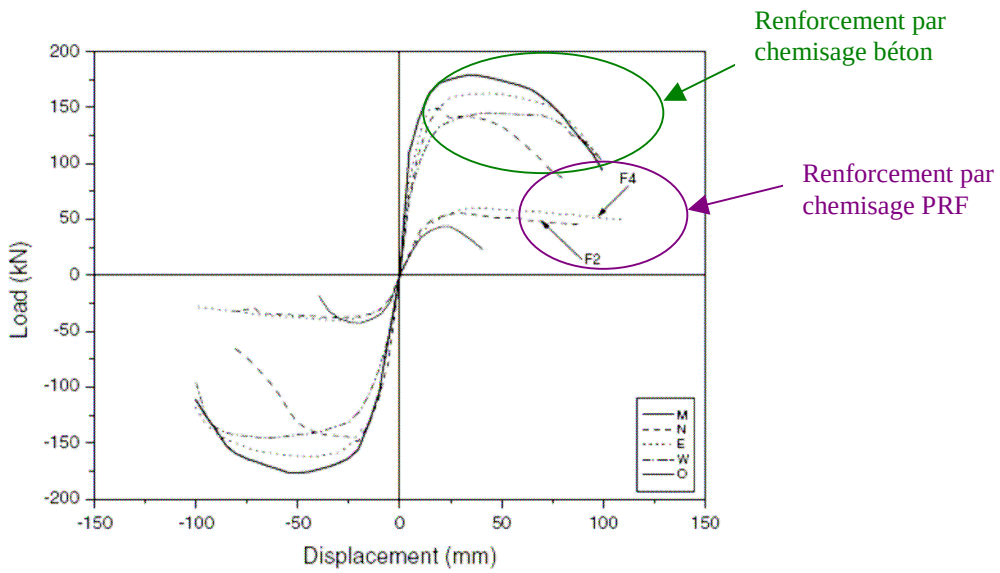


Figure 1-19 : Comparaison des performances chemisage béton/chemisage PRF ([Vandoros et Dristos, 2006]).

Seible *et al.* ([*Seible et al., 1997*]) ont validé le dimensionnement d'un chemisage PRF sur différents corps d'épreuve, en fonction de divers modes de ruptures. La campagne expérimentale a notamment porté sur la vérification des performances de poteaux sollicités en flexion. Les essais ont permis de montrer les performances d'un chemisage par PRFC. En effet, la Figure 1-20a montre la courbe force-déplacement latéral d'un poteau non renforcé et la Figure 1-20c indique la courbe force-déplacement latéral d'un poteau renforcé par chemisage PRF : on constate que le seuil d'initiation de l'endommagement est retardé et que la ductilité est augmentée, tout en conservant une certaine résistance sans dégradation réversible pendant les cycles de chargement. D'autre part, si l'on compare les performances de corps d'épreuve identiques renforcés par chemisage PRF d'une part ou par chemisage acier d'autre part, on constate (Figure 1-20d) de très bonnes performances dans les deux cas ; le chemisage acier (dimensionnement conventionnel) permet d'atteindre un niveau de résistance légèrement supérieur mais rend le poteau un peu moins ductile.

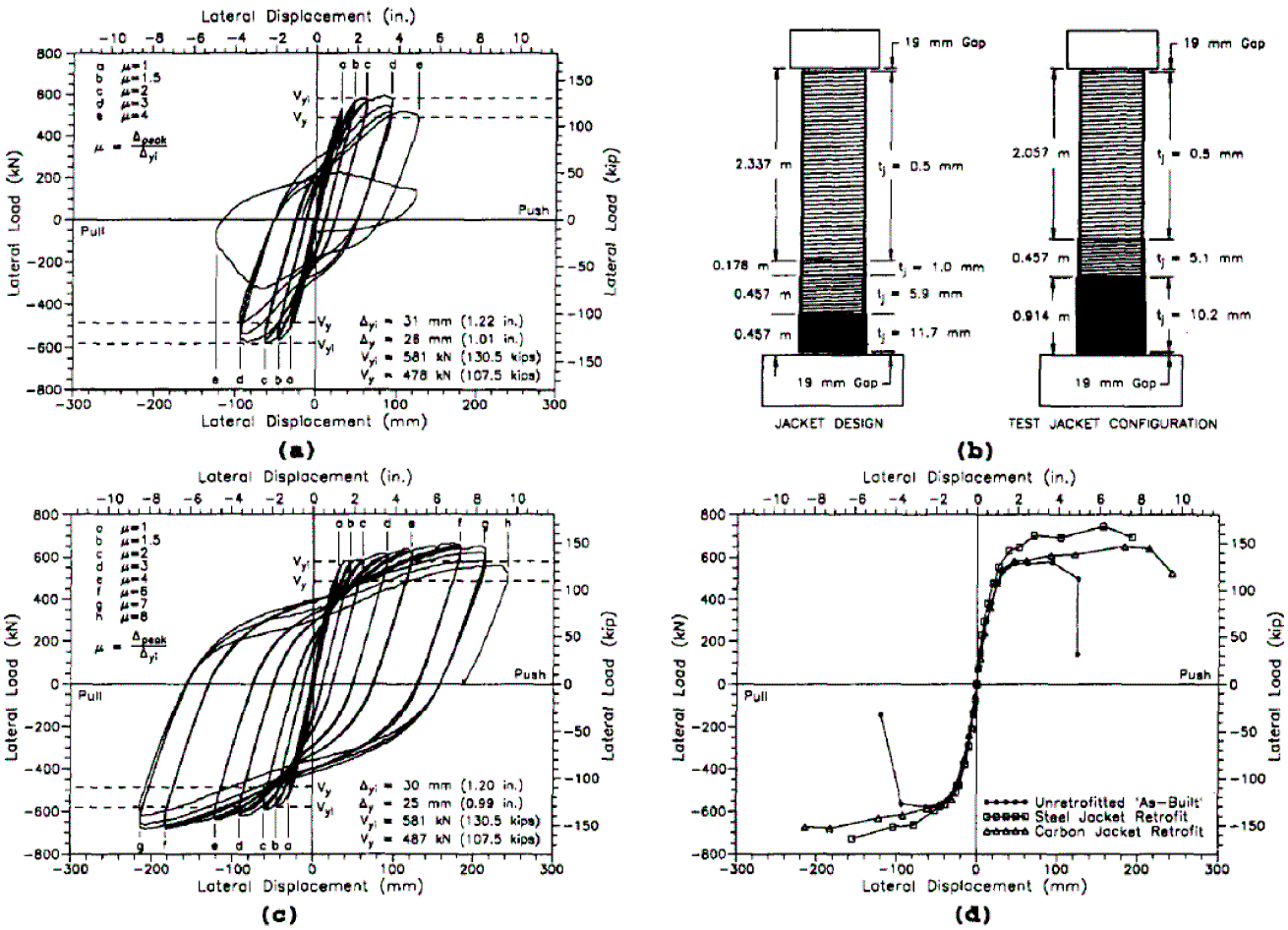


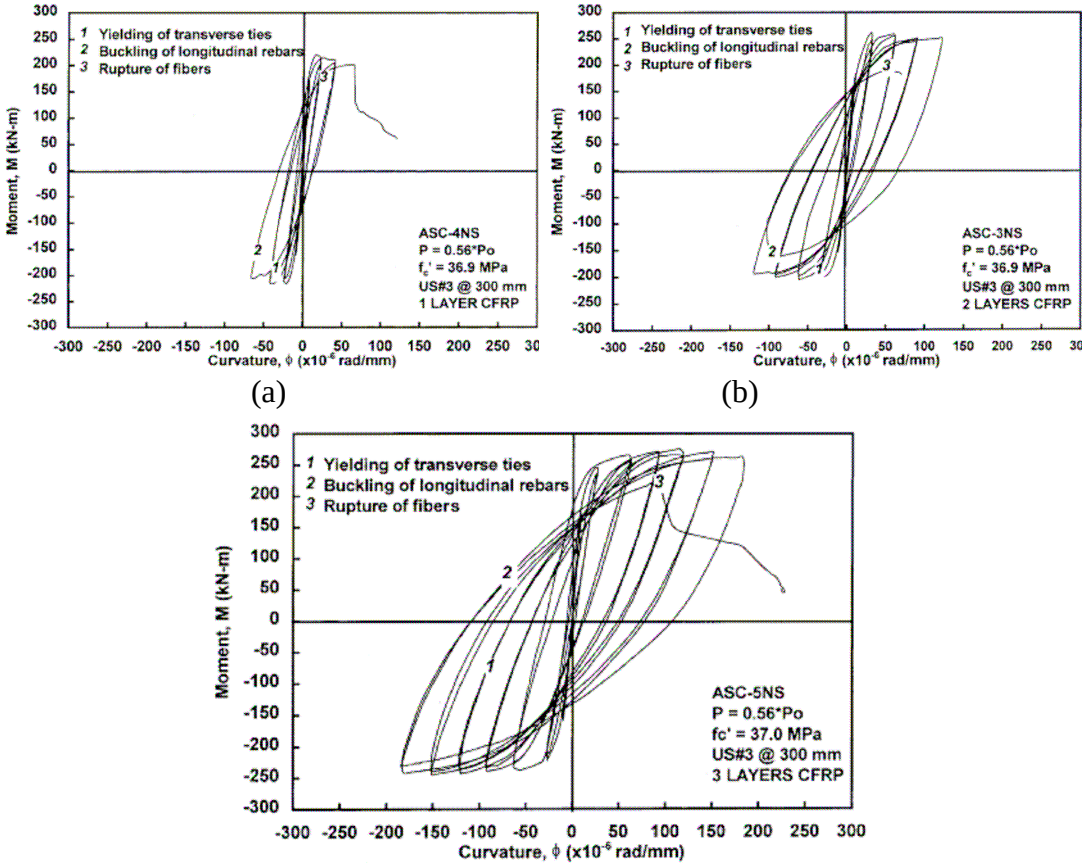
Figure 1-20 : Renforcement à la flexion de poteaux : description du renforcement (PRFC) appliqué sur la hauteur (b), réponses hystérétiques des poteaux non renforcés (a) et renforcés par PRFC (c), ainsi que la comparaison des courbes enveloppe d'un poteau non renforcé, renforcé par PRFC et renforcé par chemisage acier (d), (d'après [Seible et al., 1997]).

Le dimensionnement du confinement peut être abordé de différentes façons. Des essais menés à l'Université de Sherbrooke (*[Roy et al., 2009]*) ont ainsi permis d'évaluer le comportement de 3 poteaux de section circulaire (diamètre de 300 mm pour une hauteur de 2,15 m). Le premier poteau n'était pas renforcé, le second était renforcé par 2 couches de PRFC (selon un dimensionnement visant un niveau de performance en déplacement), et le dernier était renforcé par 4 couches de PRFC (selon un dimensionnement de type classique, c'est-à-dire visant une capacité de reprise d'effort). Soumis à une charge axiale constante et à une sollicitation cyclique alternée, le poteau non renforcé et le poteau renforcé par 2 couches de PRFC ont montré une ductilité de comportement significativement différente (ductilité de 3,4 pour le poteau non renforcé et ductilité de 5 pour le poteau renforcé par 2 couches). En revanche cette campagne expérimentale indique qu'un confinement trop important résultant du dimensionnement en capacité (poteau avec 4 couches de PRFC) peut induire des dommages supplémentaires concentrés dans les régions proches de la zone confinée. De plus, les 2 couches supplémentaires n'ont pas apporté d'amélioration significative par rapport à la configuration avec les 2 premières couches. Les méthodes de dimensionnement du renforcement visant uniquement une capacité de reprise d'effort sont donc des méthodes à utiliser avec précaution.

Le comportement de poteaux renforcés par matériaux composites et soumis à une charge axiale excentrée de 20 mm par rapport à l'axe du poteau a également été étudié (*[Quiertant et Clément, 2011]*). Quatre configurations sont examinées et chaque configuration est testée sur deux

corps d'épreuve (deux corps d'épreuve témoins sont également testés sans renforcement). Chaque configuration combine renforts longitudinaux à la flexion et confinement. Les essais ont montré que l'augmentation en termes de capacité portante n'est pas très importante. En revanche, on constate une augmentation très significative de la capacité de déformation (qui varie néanmoins selon le procédé de renforcement du poteau, certains étant beaucoup plus efficaces que d'autres).

Une étude menée (*[Iacobucci et al., 2003]*) sur 8 poteaux, représentatifs de poteaux de bâtiments et de ponts construits avant 1971, renforcés par PRFC (fabriqués à base de tissus de fibres de carbone) collés autour de la zone de rotule plastique (sur une hauteur de 610 mm à partir de la base du poteau) et par PRFV (PRF de Verre, fabriqué à base de tissu de fibre de verre) sur le reste de la hauteur du poteau, montre également une augmentation de la ductilité et de la capacité de dissipation d'énergie. Le paramètre principal d'étude est le nombre de couches de PRFC dans la zone de rotule plastique. La Figure 1-21 indique clairement que les renforts appliqués permettent bien d'améliorer les performances des corps d'épreuve, en termes de ductilité et de capacité à dissiper l'énergie ; ils permettent également de meilleures capacités à reprendre un moment de flexion de par la réponse du spécimen rendue plus ductile. En outre, le comportement cyclique s'améliore avec le nombre de couches de PRFC appliquées. Cependant, des efforts axiaux importants causent plus d'endommagement aux poteaux et sollicitent davantage le chemisage PRFC ; davantage de couches de PRFC en zone critique sont donc nécessaires en cas de charges axiales importantes.



(a) (b)

(c)

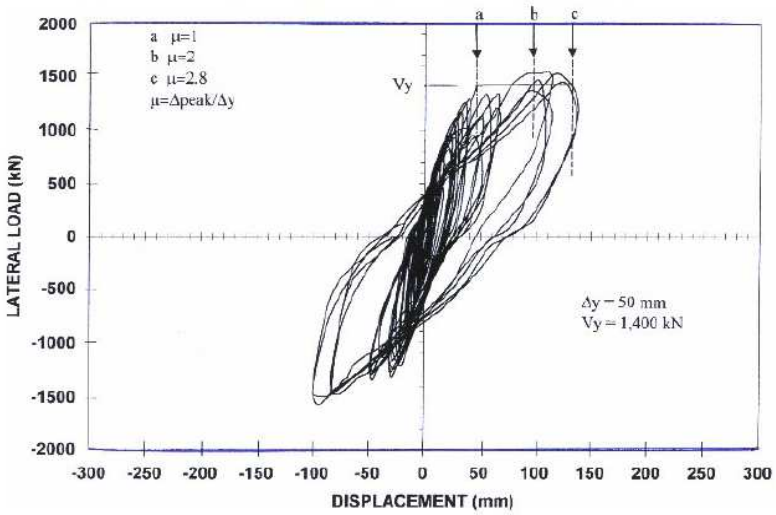
Figure 1-21 : Courbes moment-courbure pour les corps d'épreuve renforcés par 1 couche (a), 2 couches (b) et 3 couches (c) de PRFC dans la zone de rotule plastique ([Iacobucci et al., 2003]).

Des essais ont été menés (*[Araki et al., 2008]*) pour juger de l'efficacité d'un confinement discontinu, réalisé par plusieurs bandes de PRF espacées, comparativement à celle d'un

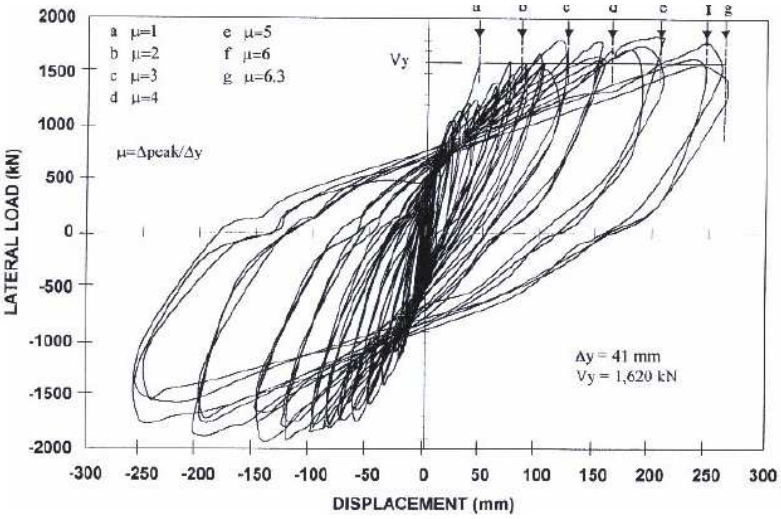
confinement continu. Les auteurs montrent alors que l'espacement des bandes peut être choisi en fonction de la ductilité recherchée, la configuration « espacée » permettant d'obtenir un comportement ductile de l'élément, de la même manière que le renforcement continu.

Les sollicitations sismiques sont également problématiques pour les poteaux présentant un recouvrement des aciers longitudinaux en pied de poteau : un glissement de ces barres d'acier peut survenir, causant la rupture de l'ancrage. Le chemisage par PRF peut alors être une solution intéressante. En effet, ElGawady *et al. [ElGawady et al., 2010]* ont réalisé une étude sur huit poteaux soumis à un chargement de flexion composée de type sismique : 2 corps d'épreuve ne sont pas renforcés, 5 sont renforcés par un chemisage en PRFC et 1 est renforcé par un chemisage en acier. Tous présentent un recouvrement des aciers en pied de poteau. Les conclusions de ces tests montrent que les chemisages en acier ou PRFC permettent de passer d'une rupture par glissement des aciers de recouvrement sur les poteaux non renforcés, à une rupture par fatigue (due aux cycles) des aciers longitudinaux. Il est à noter par ailleurs que le renforcement par PRFC mis en œuvre dans cette étude ne change pas la raideur initiale des corps d'épreuve, tout en permettant d'augmenter leur résistance en fonction du taux de PRFC appliqué.

Outre les nombreux essais sur le sujet qui ont pu être menés en laboratoire, des tests quasistatiques cycliques ont été réalisés sur le South Temple Bridge aux Etats-Unis (*[Pantelides et al., 2000]*). L'objectif était alors de comparer le comportement de 2 tronçons transversaux du pont, le premier restant tel qu'il avait été construit (la construction datant de 1962) et le deuxième tronçon étant renforcé par matériaux composites (les tronçons sont composés de 3 piles et 2 travées). Les renforts en matériaux composites ont été dimensionnés de manière à doubler la ductilité de l'ensemble testé ; ils ont été disposés afin de renforcer la jonction pile/poutre, à confiner les piles et à renforcer au cisaillement les piles et chevêtres. Le chargement latéral était appliqué au niveau des chevêtres. La ductilité (rapport déplacement ultime obtenu/déplacement à la limite élastique) obtenue pour le tronçon non renforcé fut de 2,8, contre 6,3 pour le tronçon renforcé. Les réponses hystérétiques sont données sur la Figure 1-22.



(a)



(b)

Figure 1-22 : Réponse aux cycles de chargement des tronçons non renforcés (a) et renforcés (b) ([Pantelides et al., 2000]).

Les essais menés sur ouvrages réels démontrent l'efficacité des renforts en matériaux composites. Ces renforts externes ont permis d'améliorer significativement la ductilité des tronçons d'ouvrages qui n'avaient pas été dimensionnés pour résister à de tels déplacements (et plus généralement à des sollicitations sismiques).

L'apport du confinement par PRF ne semble donc plus à remettre en cause, cependant dans certains cas, des solutions complémentaires peuvent lui être apportées. Wu *et al.* (*[Wu et al., 2008]*) mettent ainsi en avant le fait que le confinement par chemisage PRFC est un peu moins efficace lorsqu'il est appliqué sur des poteaux de grandes dimensions et de section rectangulaire, notamment car ce chemisage n'agit que très peu au milieu des côtés de la section. Les auteurs proposent alors d'ajouter de petites barres de PRF que l'on insère horizontalement dans les côtés de la section de béton (voir Figure 1-23), dans la zone de rotule plastique. L'étude teste ainsi six corps d'épreuve : deux poteaux non renforcés, un poteau renforcé uniquement par l'insertion de ces barres de PRF, un autre renforcé uniquement par chemisage PRFC et deux poteaux combinant ces deux solutions. Il s'avère que ces trois méthodes de renforcement produisent des résultats similaires en termes de capacité portante du poteau, et les raideurs initiales sont similaires. La ductilité est nettement améliorée lorsque le poteau contient les barres de PRF (ductilité de 4,63 contre 1,71 pour les poteaux non renforcés), et est encore meilleure lorsqu'un chemisage PRFC est ajouté (ductilité de 5,1). En termes d'énergie dissipée, c'est le poteau uniquement renforcé par les barres PRF qui montre les meilleurs résultats ; ceci peut s'expliquer par une plus grande fissuration ou une plus grande zone de rotule plastique avec ce système de renforcement. Cette technique de renforcement s'est donc révélée très satisfaisante.

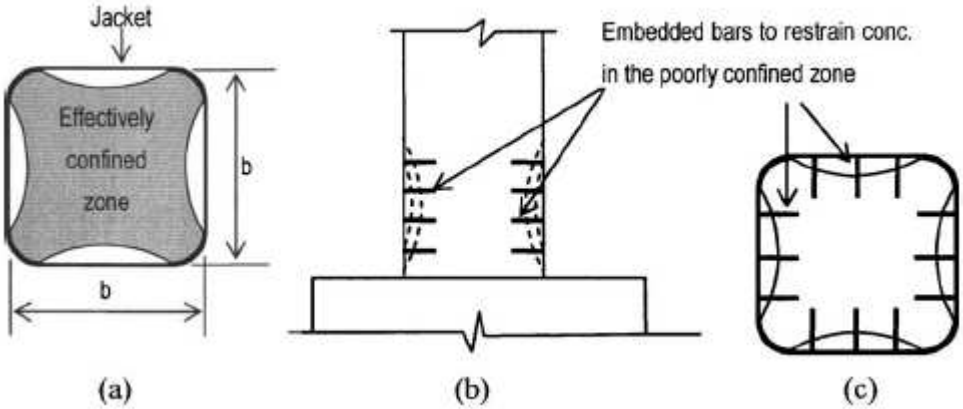


Figure 1-23 : Mécanisme de renforcement par confinement et scellement de barres PRF horizontales (d'après [Wu et al., 2008]).

Les campagnes d'essais portant sur le renforcement parasismique par PRF de poteaux en béton armé sont nombreuses. Elles ont été menées sur des poteaux de sections variables (circulaire, carrée, rectangulaire), de diverses dimensions, présentant ou non des zones de recouvrement d'acier en pied, utilisant différents PRF (principalement à base de fibres de verre et de carbone), testant plusieurs épaisseurs de chemisage en PRF, etc. Il est possible d'en conclure que le renforcement d'un élément vis-à-vis de sollicitations sismiques, nécessite de confiner le poteau de manière à ce qu'il résiste mieux aux charges gravitaires et qu'il présente un comportement plus ductile. Le rôle du renforcement à la flexion de poteau, en appliquant longitudinalement des plats pultrudés, reste quant à lui à établir. Quelques éléments bibliographiques traitant de ce sujet sont présentés et discutés dans le paragraphe suivant.

1.2.2.4 Renforcement à la flexion des poteaux par PRF collés

Pour le renforcement à la flexion, des plaques ou feuilles de PRF sont collées sur les faces tendues de l'élément, les fibres étant disposées dans l'axe longitudinal, suivant ainsi les directions des contraintes principales de traction. Le renfort augmente la résistance vis-à-vis des moments de flexion (Figure 1-24) et correspond à l'ajout d'armatures externes composites passives.

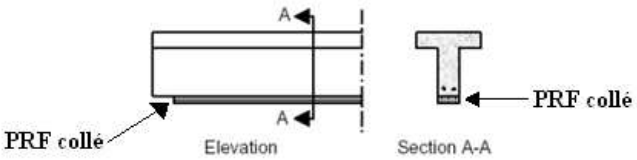


Figure 1-24 : Renforcement à la flexion d'une poutre par matériaux composites (d'après [Isis CANADA, 2006])

Dans certains cas (lorsqu'on souhaite par exemple réduire au maximum la flèche que prendrait un élément tout en augmentant sa capacité ultime, réduire l'amplitude des fissures et assurer une distribution plus uniforme des fissures), des lamelles de PRF précontraintes avant collage peuvent être utilisées (grâce à un système d'ancrage des lamelles à leurs extrémités – *[Pellegrino et Modena, 2009]* ; procédé Sika® CarboStress *[Sika, 2006]*).

En plus des techniques de renfort par collage d'armature sur les faces externes, des plats ou des barres de PRF peuvent être insérés dans des rainures fraisées à la surface de la structure (technique de « mise en place de barres d'armature en surface » ou « d'engravure » ; l'appellation anglaise « Near-Surface Mounted » (NSM) est également largement utilisée), en utilisant un adhésif à base de résine ou de ciment. Cette méthode permet généralement d'augmenter la

résistance de la structure à la flexion ([*Al Mahmoud et al., 2010*]).

Cette technique de renforcement par plats composites collés est beaucoup utilisée pour le renforcement de poutres à la flexion simple. Cependant, actuellement, très peu de recherches menées dans le domaine du renforcement parasismique de poteaux (donc sollicités en flexion composée) étudient spécifiquement le rôle du renforcement longitudinal par plats pultrudés, par rapport à la contribution plus classique d'un chemisage. Bien que certaines réalisations expérimentales intègrent cette méthode de renforcement dans le schéma global de renforcement des corps d'épreuve testés, les résultats ne permettent généralement pas de discriminer l'action du confinement de celle du renforcement à la flexion. Harries *et al.* ([*Harries et al., 2006*]) ont toutefois réalisé une campagne expérimentale mettant en jeu des renforts longitudinaux. Deux séries de poteaux ont été testées : une première série avec des aciers longitudinaux continus et une série avec un recouvrement des aciers longitudinaux (de longueur insuffisante). Sur cette deuxième série, un poteau n'était pas renforcé par composites collés, un était confiné par PRFC (4 couches sur les 500 premiers millimètres à partir de la base du poteau puis 2 couches sur les 500 millimètres suivants - Figure 1-25), et le dernier était confiné par PRFC (même configuration que le deuxième poteau) avec en complément du PRFC (à base de tissu imprégnés sur place) disposé de manière longitudinale, faisant ainsi office de renforcement à la flexion. Il a alors été observé que le renforcement par matériaux composites a permis d'améliorer la ductilité et de retarder le glissement des aciers en zone de recouvrement (comparativement à l'étude citée préalablement, où seul un chemisage était utilisé, sans renfort longitudinal - [*ElGawady et al., 2010*]), mais le tissu longitudinal n'a pas eu d'effet sur la capacité du poteau, notamment parce que le tissu n'était pas continu avec la semelle.

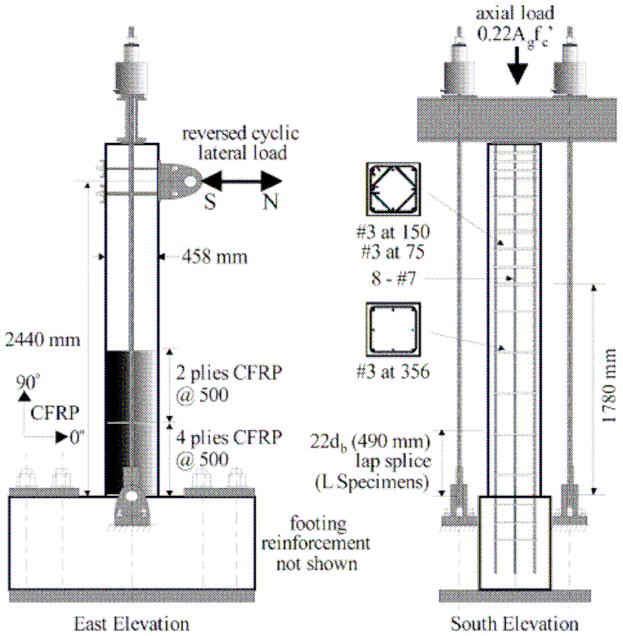


Figure 1-25 : Configuration de renforcement appliquée aux poteaux et système de chargement ([Harries et al., 2006]).

Colomb *et al.* ([*Colomb et al., 2005*]) ont quant à eux analysé l'effet d'un renfort longitudinal associé ou non à du confinement (Figure 1-26), pour des poteaux encastrés à une extrémité et sollicités en flexion simple (chargements quasistatiques puis oligo-cycliques). Le confinement local est réalisé grâce au tissu SikaWrap HEX 103C ([*SikaWrap® Hex 103C*]), et le renforcement longitudinal est réalisé grâce au tissu ROCC de GTM Construction ([*CSTB, 2007*]), ces deux tissus étant réalisés à base de fibres de carbone.

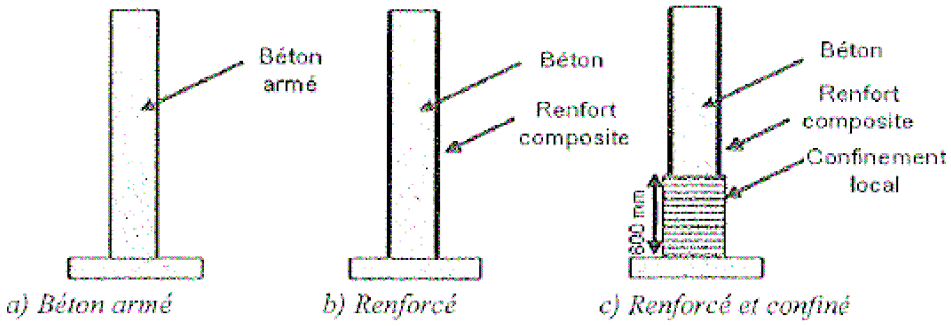


Figure 1-26 : Configurations de renforcement testées par Colomb et al. [Colomb et al., 2005]

Pour les essais quasistatiques, les auteurs ont constaté une augmentation de la raideur (+ 50 % pour le poteau uniquement renforcé à la flexion et + 120 % pour le poteau renforcé à la flexion et confiné) ainsi qu'une meilleure dissipation d'énergie pour un déplacement relatif en tête de 8 % (rapport entre le déplacement en tête de poteau et la hauteur de celui-ci) : + 80 % d'énergie dissipée pour le poteau uniquement renforcé à la flexion et + 98 % pour le poteau renforcé à la flexion et confiné. Lors des essais oligo-cycliques, le renfort composite a permis de limiter la fissuration du béton tout en augmentant la capacité de dissipation d'énergie. Cependant, le renfort longitudinal rigidifie la partie courante du poteau et provoque donc une concentration des contraintes au droit de l'encastrement, ce qui peut s'avérer dangereux en termes de stabilité de la structure.

Ceci nous amène donc à la conclusion que l'apport de renforts longitudinaux (associés à un confinement) peut s'avérer bénéfique s'il est contrôlé. Il faut en effet éviter de créer un point faible et fragile à l'encastrement. Colomb (*[Colomb, 2007]*) présente donc une amélioration aux essais précédents (*[Colomb et al., 2005]*) en ajoutant des mèches d'ancrage assurant la continuité du renfort longitudinal vers la semelle. Les performances mécaniques s'en voient alors significativement augmentées : charge maximale augmentée de 100%, capacités énergétiques augmentées de 100 à 200%.

Outre l'utilisation de PRFC à base de tissus appliqués dans le sens longitudinal comme renforcement à la flexion, d'autres techniques ont été mises au point, comme l'utilisation de lamelles de fibres de carbone, beaucoup plus rigides.

Ainsi, la campagne expérimentale menée par Barros *et al.* (*[Barros et al., 2008]*) a permis de tester une technique consistant à insérer des plats PRFC dans des rainures pré-creusées sur les faces de poteau (technique NSM). Ces lamelles sont ancrées dans la semelle sur une profondeur d'environ 100 mm, et en pied de poteau le béton d'enrobage est détruit et remplacé par un mortier époxy (Figure 1-27).

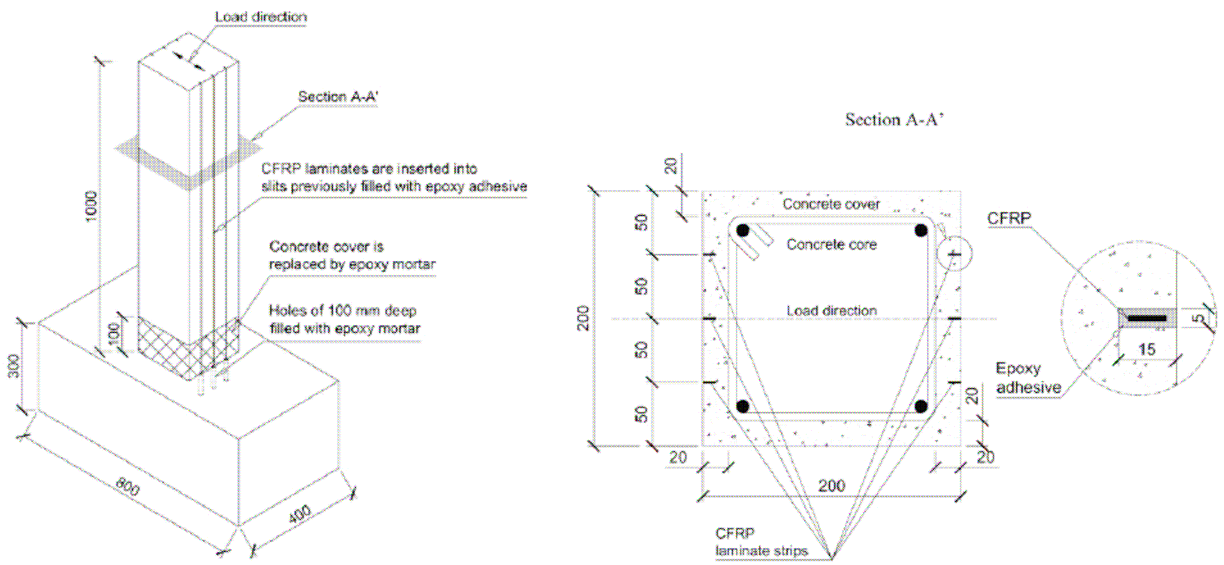


Figure 1-27 : description de la technique de renforcement testée par Barros *et al.* et disposition des lamelles PRFC ([Barros et al., 2008]).

La campagne porte sur 8 poteaux et 12 essais : 4 poteaux sont non renforcés (série NON), testés, renforcés puis testés à nouveau (série POS) et 4 poteaux sont renforcés sans avoir été endommagés, puis testés (série PRE). Pour chaque série, 2 poteaux contiennent des aciers longitudinaux de diamètre 10 mm, et 2 autres des aciers de diamètre 12 mm. Les corps d'épreuves sont testés en flexion composée avec un effort latéral alterné et d'amplitude croissante. Les séries PRE et POS affichent un comportement similaire, avec un gain en résistance à la flexion (par rapport à la série NON) de 92 % pour les poteaux présentant des aciers de 10 mm et de 34 % pour les poteaux présentant des aciers de 12 mm. Par ailleurs, aucun phénomène de décollement des lamelles n'est observé ; la résistance en traction des lamelles est donc pleinement exploitée (la déformation ultime des lamelles est quasiment atteinte).

Cette technique constitue donc une très bonne disposition pour l'amélioration de la résistance en flexion des poteaux ; cependant cette technique ne confine pas le béton et améliore peu la capacité à dissiper l'énergie du poteau.

Perrone *et al.* (*[Perrone et al., 2009]*) complètent les essais décrits précédemment (*[Barros et al., 2008]*) en étudiant le comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites selon une technique dite hybride. En effet, cette technique combine l'action de bandes de tissus de PRFC (chemisage) et de plats PRFC insérés dans des rainures pré-creusées sur les faces de poteau (Figure 1-28), comme présenté précédemment. Encore une fois, des poteaux aux taux d'aciers longitudinaux différents sont testés. Les lamelles sont ancrées dans la semelle (profondeur 120 à 150 mm) et ont pour objectif d'améliorer la résistance en flexion des poteaux.

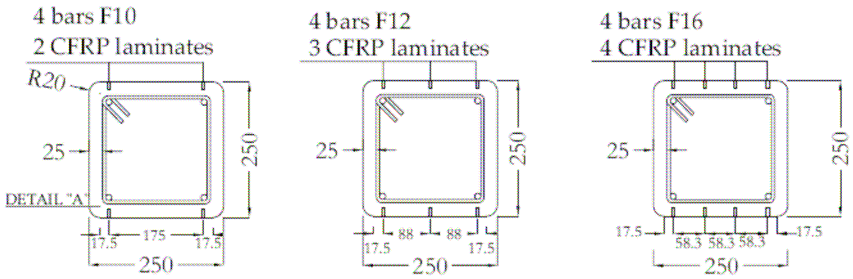


Figure 1-28 : Détails de la disposition des plats PRFC et du taux d'aciers longitudinaux ([Perrone *et al.*, 2009]).

Quant aux bandes de tissus (chemisage appliqué sur 430 mm en pied de poteau, puis bandes de 150mm appliquées entre les cadres existants), elles permettent d'améliorer le confinement du béton, la résistance au cisaillement, d'éviter tout décollement des plats CFRP et d'améliorer la liaison entre les aciers de recouvrement à la jonction poteau-semelle.

Cette technique a été testée sur huit corps d'épreuve ; des paramètres tels que la résistance en compression du béton, le nombre de couches de tissus et le taux d'aciers longitudinaux ont également été évalués, l'objectif étant d'analyser les performances en termes de résistance (effort ultime) et de dissipation d'énergie. Les essais menés ont consisté à appliquer aux corps d'épreuve un effort axial constant de 120 kN ainsi que des cycles latéraux alternés d'amplitude croissante. Ils montrent une augmentation de 67 % de la capacité portante des poteaux renforcés (par rapport aux poteaux de référence) et de 56 % de sa capacité à dissiper l'énergie. Cette capacité à dissiper l'énergie passe même à 109 % pour le poteau ayant une résistance en compression de 29 MPa (par rapport aux autres corps d'épreuve présentant une résistance en compression de 8 MPa). En outre, ces tests ont révélé que l'énergie dissipée par les poteaux renforcés augmente avec le taux d'aciers longitudinaux ainsi qu'avec le nombre de bandes de tissu PRFC.

Cette technique hybride s'avère donc efficace et répond aux critères que l'on cherche à obtenir pour un renforcement parasismique, à savoir une meilleure capacité portante et une importante capacité à dissiper l'énergie.

1.2.3 Synthèse et évolution des solutions de renforcement par PRF

La première partie de cette révue bibliographique a permis de préciser la nécessité d'une réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes, et plus particulièrement la nécessité de renforcer les éléments structuraux que sont les poteaux de béton armé, dont la rupture peut entraîner l'effondrement de l'ensemble de la structure. Il est donc primordial de disposer de solutions de renforcement des poteaux vis-à-vis des sollicitations sismiques (combinaison d'efforts latéraux et axiaux). Ce renforcement peut passer par une amélioration de la résistance en compression du béton, par une amélioration de la résistance en flexion de l'élément, ou encore par une amélioration de sa capacité à dissiper l'énergie (liée à sa ductilité).

La technique du chemisage des poteaux est une technique qui a largement été utilisée, en particulier les chemisages en béton et en acier. Cette méthode a prouvé son efficacité vis-à-vis de la ductilité et de la résistance de l'élément. Bien qu'assez efficace, elle présente des inconvénients tels que des problèmes de durabilité ou de facilité/rapidité de mise en œuvre sur certains chantiers. Le chemisage par PRF prend une place croissante vis-à-vis des autres solutions de confinement en raison de la résistance en traction élevée des composites (dans la direction des fibres) et de leur facilité d'installation qui nécessite très peu d'interruption d'exploitation. Les différentes recherches menées sur l'utilisation des PRF pour le chemisage de poteaux ont montré qu'outre les avantages cités précédemment, les PRF offraient de vrais gains en termes de performances mécaniques. De plus, les schémas de mise en place des renforcements sont aisément adaptables aux besoins spécifiques de l'élément défectueux. Les PRF permettent également de mettre en œuvre des renforts longitudinaux, qui peuvent s'avérer très performants pour le renforcement à la flexion, ce qui constitue un aspect important dans le cas d'un renforcement parasismique. La technique NSM de renfort à la flexion (*[Barros et al., 2008]*) s'est révélée être efficace. Cependant, la technique de renforcement par matériaux composites collés « extérieurement », permet d'utiliser le même système de lamelles, simplement collées sur les faces sollicitées en flexion du poteau, de la même façon que pour le renforcement à la flexion des poutres (Figure 1-24). En effet, de nombreuses études ont été menées sur le renforcement en flexion de poutres par plats PRF collés en fibre inférieure et ont montré des résultats très satisfaisants (*[David, 1999], [Ferrier et al., 2011]*). Actuellement, les données expérimentales disponibles concernant le renforcement de poteaux par confinement et par renforts à la flexion longitudinaux collés (lamelles PRFC) sont trop peu

nombreuses pour fournir une base de données assez large ou même raisonnablement extrapolable à l'ensemble des situations courantes. Or vis-à-vis de la calibration de méthodes de dimensionnement, il est nécessaire de pouvoir distinguer et quantifier spécifiquement l'action de chaque « composant du renforcement » considérés indépendamment. De plus, la notion d'ancrage des renforts longitudinaux se révèle être un paramètre important, et nécessiterait également d'être quantifiée.

Les travaux de la présente thèse ont donc eu pour objectif d'analyser le comportement de poteaux en béton armé, soumis à une sollicitation représentative d'une action sismique, et renforcés par matériaux composites collés extérieurement, en quantifiant le rôle de chaque « composant du renforcement ». Il s'agit ainsi d'être en mesure de répondre aux questions suivantes : En cas de sollicitation sismique, qu'apportent les lamelles de PRFC collées sur les faces sollicitées en traction d'un poteau, par rapport à un poteau uniquement confiné par tissu de PRFC ? Ces apports sont-ils quantifiables en termes de déformabilité ? de gain énergétique ? de résistance ? Qu'apporte un système d'ancrage par rapport à une configuration où les lamelles sont uniquement collées en partie courante, sans ancrage ? Et de la même façon, comment peut-on dimensionner ces systèmes ?

Une fois cette première approche expérimentale et quantitative menée, il faut être en mesure d'intégrer cet apport des matériaux composites aux calculs de résistance ou de ductilité des éléments. Des codes nationaux liés à l'utilisation des matériaux composites sont déjà en application dans de nombreux pays ; cependant, ces codes ne couvrent pas tous les aspects du renforcement parasismique. La section suivante passe ainsi en revue quelques uns de ces codes de calcul, afin d'en relever les divergences et convergences et de déterminer quels sont les phénomènes pris en compte de façon quantitative fiable. Il s'agira alors après analyse des résultats expérimentaux de proposer une adaptation de certains de ces codes qui pourrait tenir compte des différents apports des PRF dans le cadre d'un renforcement parasismique.

1.3 ÉTAT DES LIEUX DES NORMES ACTUELLES CONCERNANT LE RENFORCEMENT DE POTEAUX EN BÉTON ARMÉ PAR MATÉRIAUX COMPOSITES

Lorsque l'on ne disposait pas d'un retour d'expérience suffisant concernant les dommages engendrés par les séismes et en l'absence de données expérimentales, les « règles parasismiques » se limitaient à exiger que les ouvrages résistent à une accélération horizontale de 0,1g ; ils s'agissait des codes de "première génération" (*[Betbeder-Matibet et Doury, 1997]*). Puis, suite à la réalisation des premières campagnes expérimentales et après avoir observé plusieurs séismes (notamment les séismes de San Fransisco (1906), d'Agadir (1960), ou encore d'El Asnam (1980)), il est apparu que certains ouvrages résistaient à des accélérations horizontales supérieures à 0,1g, ce qui ne pouvait s'expliquer que par une capacité des structures à dissiper l'énergie emmagasinée lors du séisme. La notion de dissipation d'énergie a donc ensuite été prise en compte lors de l'établissement des codes de seconde génération (comme les règles PS69 en France, *[Règles PS 1969]*) puis s'est développée avec les codes de troisième génération (règles PS92 en France, *[Règles PS 92]*), en intégrant la notion de ductilité. Enfin, les méthodes de dimensionnement actuelles dites « en déplacement » permettent de faire évoluer ces codes vers une quatrième génération (notamment l'Eurocode 8 *[EN 1998]*) dans laquelle les différentes composantes du comportement sismique sont mieux appréhendées, notamment en ce qui concerne la dissipation d'énergie.

La majorité des codes en vigueur actuellement se situent entre les codes de 3ème et de 4ème génération et doivent, en fonction de l'aléa sismique considéré, du niveau de dommage acceptable et de l'état actuel de la structure, être en mesure de proposer une méthode de dimensionnement des renforts en matériaux composites. Ainsi renforcée, la structure devra être capable de résister à

l'aléa sismique considéré, en respectant le ou les niveaux de dommage acceptables définis pour son usage.

La bibliographie qui suit présente certains codes parmi les plus aboutis et en pointe les quelques lacunes éventuelles. Elle se limite aux règles relatives au renforcement par matériaux composites d'éléments sollicités en flexion composée (le dimensionnement à l'effort tranchant n'est pas abordé).

Avant de détailler chacun des codes retenus pour cette revue bibliographique, il convient de préciser les fonctionnements mécaniques communs considérés dans ces codes. En premier lieu, l'action d'un chemisage en PRF est prise en compte à travers une valeur de la résistance en compression de calcul du béton qui est augmentée du fait du confinement. Les caractéristiques mécaniques et géométriques du chemisage, des coefficients d'importance et des coefficients de forme interviennent alors.

En second lieu, les renforts à la flexion sont considérés comme des armatures externes longitudinales et le calcul de leur action est mené suivant une démarche proche de celle suivie dans un calcul classique de béton armé.

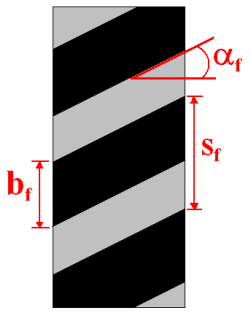
A l'heure actuelle, les codes utilisés en France pour le renforcement parasismique et pour l'utilisation de matériaux composites sont l'Eurocode 8 (*[EN 1998]*) et le guide de l'AFGC (*[AFGC, 2011]*), ainsi que le guide de l'ASN (*[ASN/Guide/2/01, 2006]*) pour les dispositions vis-à-vis des installations nucléaires.

Afin de faciliter la lecture du présent document, une notation commune a été adoptée pour y décrire les différents codes considérés. Cette notation, qui n'est donc pas nécessairement celle utilisée dans les documents d'origine de ces codes, est présentée dans le Tableau 1-6. Les notations des Eurocodes et des règles de l'AFGC ont principalement été retenues, car en vigueur en France. Ces notations seront également utilisées dans le chapitre 3 du présent document.

Tableau 1-6 : Notations communes à l'ensemble du document

A_c	Aire d'une section de béton
h	Hauteur d'une section de béton
b	Largeur de la section de béton
r	Rayon d'une section circulaire de poteau
D	Diamètre d'une section circulaire de poteau
L	Hauteur du poteau
R_c	Rayon des angles de la section rectangulaire
E_c	Module d'Young du béton
f_c	Résistance en compression du béton
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
F_c	Effort repris par la partie comprimée de la section de béton
F_{cc}	Effort repris par la partie confinée de la section de béton
f_t	Résistance en traction du béton
f'_{cc}	Résistance en compression du béton confiné par PRF
f'_{ccd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton confiné par PRF
ε_{cu}	Déformation ultime du béton en compression
$\varepsilon_{cu,d}$	Déformation ultime de calcul du béton en compression
ε_{ccu}	Déformation ultime du béton confiné
ε'_{cc}	Déformation du béton à $f'cc$
ε_c	Déformation du béton

ε'_c	Déformation du béton à f_c
A_s	Aire d'une section d'aciers tendus longitudinaux
A'_s	Aire d'une section d'aciers comprimés longitudinaux
A_{sw}	Aire d'une section de cadres d'effort tranchant
h_w	Hauteur d'un cadre d'effort tranchant
b_w	Largeur d'un cadre d'effort tranchant
s	Espacement entre les cadres d'effort tranchant
E_s	Module d'Young de l'acier
F_s	Effort repris par les aciers tendus d'une section de béton armé
F'_s	Effort repris par les aciers comprimés d'une section de béton armé
ε_s	Déformation des aciers passifs tendus
ε'_s	Déformation des aciers passifs comprimés
ε_{se}	Déformation à la limite élastique des aciers passifs tendus
σ'_s	Contrainte dans les aciers passifs comprimés
σ_s	Contrainte dans les aciers passifs tendus
f_y	Limite d'élasticité de l'acier de béton armé
f_{yd}	Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
f_{yw}	Limite d'élasticité des cadres d'effort tranchant
d_y	Diamètre des aciers longitudinaux
ρ_l	Taux de ferraillage longitudinal
ρ_1	Taux de ferraillage longitudinal tendu
ρ_2	Taux de ferraillage longitudinal comprimé
d	Distance des aciers tendus à la fibre supérieure (comprimée)
d'	Distance des aciers comprimés à la fibre supérieure (comprimée)
y	Position de l'axe neutre par rapport à la fibre supérieure (comprimée)
y'	Distance entre la position de l'axe neutre et la position où la déformation du béton vaut ε'_c
$\omega 2$	Ratio mécanique d'aciers longitudinaux comprimés = $\frac{\rho_2 \cdot f_y}{f_c}$
$\omega 1$	Ratio mécanique d'aciers longitudinaux tendus = $\frac{\rho_1 \cdot f_y}{f_c}$
E_f	Module d'élasticité du tissu de fibres de carbone
$E_{f,fle}$	Module d'élasticité du renfort PRF à la flexion
$F_{f,fle}$	Effort repris par le renfort PRF à la flexion, collé sur la face tendue d'une section de béton armé
t_f	Épaisseur du tissu de fibres de carbone
n_p	Nombre de plis de tissu de fibres de carbone
A_{ft}	Aire d'une section transversale de tissu de fibres de carbone
$A_{f,fle}$	Aire du renfort PRF à la flexion
$b_{f,fle}$	Largeur du renfort PRF à la flexion
t_{f_fle}	Épaisseur du renfort PRF à la flexion
$\varepsilon_{u,f}$	Déformation ultime du tissu de fibres de carbone
$\varepsilon_{u,f,d}$	Valeur de calcul de la déformation ultime du tissu de fibres de carbone
$\varepsilon_{u,f,fle}$	Déformation ultime du renfort PRF à la flexion
$\varepsilon_{f,fle}$	Déformation du renfort PRF à la flexion
$\varepsilon_{f,d,fle}$	Valeur de calcul de la déformation de traction du renfort PRF à la flexion
$\varepsilon_{u,f,d,fle}$	Valeur de calcul de la déformation ultime du renfort PRF à la flexion

$f_{u,f}$	Résistance ultime en traction du tissu de fibres de carbone	
$f_{u,f,d}$	Valeur de calcul de la résistance ultime en traction du tissu de fibres de carbone	
$f_{u,f,d,fle}$	Résistance ultime en traction du renfort PRF à la flexion	
$\sigma_{f,fle}$	Contrainte dans le PRF à la flexion	
b_f	Largeur des bandes de tissu de fibres de carbone	
s_f	Espacement entre les bandes de tissu de fibres de carbone	
α_f	Angle d'inclinaison des fibres du tissu par rapport à la fibre moyenne de la section de béton	
d_f	Distance effective du PRF à la fibre supérieure (comprimée)	

Le confinement ayant été défini comme un phénomène majeur impliqué dans le renforcement de poteaux en béton armé, il convient, avant de s'attacher aux codes de dimensionnement de manière générale, de s'intéresser au dimensionnement à l'échelle du matériau. De nombreux travaux de modélisation ayant été réalisés pour décrire le comportement rhéologique du béton confiné, une recherche bibliographique ciblée sur des modèles simples et aisés à implémenter a été menée pour choisir le modèle le plus pertinent vis-à-vis de nos travaux. Une synthèse de cette recherche permet de constituer le rapide état de l'art présenté par la suite.

1.3.1 MODÈLES DE CONFINEMENT DU BÉTON PAR MATÉRIAUX COMPOSITES

Si l'on dresse un bilan des différents modèles simples permettant de prédire le comportement du béton confiné par PRF (*[De Lorenzis et Tepfers, 2003]*), on constate qu'il est possible de classer la plupart de ces modèles dans l'une des deux catégories suivantes : les modèles issus des théories de confinement du béton par l'acier, et les modèles empiriques, calés sur des jeux de données expérimentales issus d'essai de confinement du béton par PRF, visant à obtenir une corrélation satisfaisante de la loi contrainte-déformation avec les résultats expérimentaux.

Ainsi, par exemple, Saatatmanesh *et al.* (*[Saatatmanesh et al., 1994]*) ont étendu le modèle de confinement du béton par chemisage en acier (modèle exposé dans *[Mander et al., 1988]*) au confinement par PRF. Le modèle devient donc :

(1-1)
$$\sigma_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

Où :
- σ_c est la contrainte dans le béton confiné
- $x = \dfrac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ccu}}$, avec ε_c la déformation longitudinale du béton confiné

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{c0}\left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f_c} - 1\right)\right]$$

$\varepsilon_{c0} = 0{,}002$ (déformation correspondant au niveau de contrainte f_c)

- $r = \dfrac{E_c}{E_c - E_{\sec}}$, avec E_{sec} le module sécant du béton confiné à la contrainte maximale :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{ccu}}$$

La résistance en compression du béton confiné est évaluée suivant:

(1-2) $$f'_{cc} = f_c \left[-1{,}254 + 2{,}254\sqrt{1 + \frac{7{,}94 \cdot f'_l}{f_c}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f_c} \right]$$

où f'_l est la pression latérale de confinement effective : $f'_l = f_l \cdot k_e$, avec k_e le coefficient d'efficacité du confinement et f_l la pression latérale de confinement.

Le calcul de la pression latérale de confinement s'effectue suivant :

(1-3) $$f_l = \frac{2 \cdot f_{u,f} \cdot A_{ft}}{D \cdot b_f}$$

L'efficacité du confinement dépend de la forme de la section confinée. La valeur du coefficient d'efficacité du confinement se calcule alors :

- *pour les colonnes circulaires suivant :*

(1-4) $$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s_f}{2 \cdot D}\right)^2}{1 - \rho_l}$$

- *et pour les colonnes rectangulaires suivant* :

(1-5) $$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s_f}{2h}\right)\left(1 - \frac{s_f}{2b}\right)}{1 - \rho_l}$$

Parallèlement à ces méthodes d'extension des modèles utilisés pour les chemisages en acier, Saaman *et al.* (*[Saaman et al., 1998]*) ont formulé un modèle bilinéaire pour rendre compte de la loi de comportement du béton confiné par PRF sous chargement uniaxial monotone (Figure 1-29). En effet, les résultats expérimentaux utilisés pour identifier le comportement du béton présentent une réponse bilinéaire avec un début de plastification se produisant pour un niveau de contrainte équivalent à la résistance du béton non confiné. Passé ce seuil, les auteurs ont observé que la pente de la deuxième partie de la courbe $\sigma_c = f(\varepsilon_c)$ est proportionnelle à la raideur du chemisage. Un modèle simple a donc été conçu pour reproduire la réponse du béton confiné par PRF, à la fois pour les directions axiales et latérales.

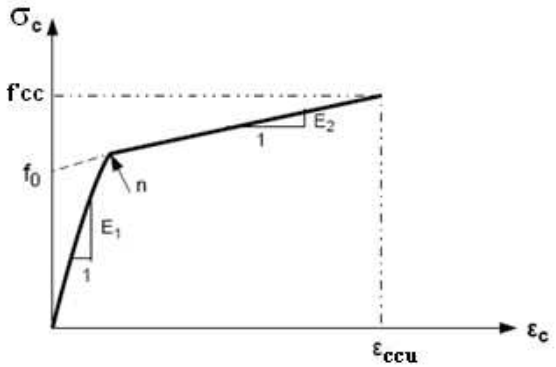


Figure 1-29 : Loi de comportement du béton confiné formulée par [Saaman et al., 1998]

Le modèle rhéologique de béton confiné relatif à la direction axiale s'écrit alors :

(1-6)
$$\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{1/n}} + E_2 \cdot \varepsilon_c \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu}$$

Où :

- E_1 et E_2 sont les première et deuxième pentes de la courbe bilinéaire (Figure 1-29) calculées suivant :
  - $E_1 = 3\,950\sqrt{f_c}$ (MPa)
  - $E_2 = 245{,}61 f_c^{0,2} + 1{,}3456 \frac{E_f \cdot t_f}{D}$
- n est un paramètre contrôlant la courbure dans la zone de transition
- f_0 est la contrainte correspondant à l'intersection de la seconde branche avec l'axe des contraintes (Figure 1-29).

La résistance ultime du béton confiné (f'_{cc}) peut être évaluée par :

(1-7)
$$f'_{cc} = f_c + k_1 \cdot f_r$$

avec : - k_1 le coefficient d'efficacité
- f_r la pression de confinement

La pression de confinement se calcule suivant :

(1-8)
$$f_r = \frac{2 \cdot f_{u,f} \cdot t_f}{D}$$

f_0 se calcule alors avec :

(1-9)
$$f_0 = 0{,}872 \cdot f_c + 0{,}371 \cdot f_r + 6{,}258$$

La déformation ultime axiale est ε_{ccu} :

(1-10)
$$\varepsilon_{ccu} = \frac{f'_{cc} - f_0}{E_2}$$

Le coefficient d'efficacité peut s'exprimer en fonction de la pression de confinement :

(1-11)
$$k_1 = 6 f_r^{-0,3}$$

Cette dernière expression du coefficient d'efficacité permet de formuler la résistance ultime du béton confiné suivant :

(1-12)
$$f'_{cc} = f_c + 6 \cdot f_r^{0,7}$$

Le modèle rhéologique de béton confiné relatif à la direction latérale formulé par Saaman *et al*. rend compte du fait que la courbe contrainte-déformation latérale observée expérimentalement est également bilinéaire, avec une zone de transition située au même niveau de contrainte que celle de la courbe contrainte-déformation axiale. Le modèle établi pour la direction axiale peut donc être transposé au cas de la direction latérale :

(1-13)
$$\sigma_c = \frac{(E_{1r} - E_{2r})\varepsilon_r}{\left[1 + \left(\frac{(E_{1r} - E_{2r})\varepsilon_r}{f_{0r}}\right)^{n_r}\right]^{1/n_r}} + E_{2r} \cdot \varepsilon_r \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ccu}$$

Où :

- $E_{1r} = E_1/\nu$
- $E_{2r} = E_2/\mu_u$

$$avec \;\; \mu_u = -0{,}187 \ln\left(\frac{2 \cdot E_f \cdot t_f}{f_c \cdot D}\right) + 0{,}881$$

- $n_r = n/\mu_u$

La déformation ultime radiale ε_{ru} est :

(1-14)
$$\varepsilon_{ru} = \frac{f'_{cc} - f_{0r}}{E_{2r}}$$

f_{0r} est la contrainte correspondant à l'intersection de la seconde branche avec l'axe des contraintes.

D'autres auteurs (*[Shao et al., 2006]*) ont également formulé un modèle rhéologique bilinéaire du béton confiné, mais celui-ci rend compte du comportement du béton soumis à une compression axiale cyclique. Le modèle utilisé pour reproduire la courbe enveloppe reprend alors le modèle proposé par Saaman *et al*. (*[Saaman et al., 1998]*) dans le cadre d'un chargement monotone. Le paramètre de courbure utilisé pour la zone de transition est n=1,5.

A partir de la courbe enveloppe, des modèles de déchargement (partant de la courbe enveloppe pour rejoindre un point de contrainte nulle) et de rechargement (d'un point de contrainte nulle jusqu'à la courbe enveloppe) ont été formulés, permettant notamment de prendre en compte les pertes de résistance et de raideur, et donc de prédire de manière satisfaisante le comportement cyclique du béton confiné par PRF. Ces modèles de chargement et de déchargement ne sont pas présentés ici, cette revue bibliographique se limitant volontairement aux modèles de confinement jugés suffisamment simples pour que leur description et analyse livre les éléments essentiels qui seront exploités dans les travaux de modélisation présentés dans la suite de ce document.

Le modèle rhéologique présenté par Toutanji (*[Toutanji, 1999]*) est composé de deux régions. La première région, dans laquelle l'expansion latérale du béton n'est pas significative, décrit un comportement similaire à celui du béton. Dans la deuxième région, le PRF devient actif et la réponse σ-ε dépend alors principalement de la raideur du PRF.

La première région est définie par le modèle suivant :

(1-15)
$$f_a = \frac{A_i \cdot \varepsilon_i}{1 + C_i \cdot \varepsilon_i + D_i \cdot \varepsilon_i{}^2}$$

Où :
- f_a représente la contrainte axiale
- ε_i = déformation dans la i^{ème} direction principale (i=1, 2 ou 3)
- A_i, C_i et D_i : constantes déterminées grâce aux conditions limites, en fonction des modules d'élasticité et de la résistance du béton.

La deuxième région est définie par la relation :

(1-16)
$$\varepsilon_a = \varepsilon_0 \cdot \left[1 + (310{,}57 \cdot \varepsilon_l + 1{,}9) \cdot \left(\frac{f_a}{f_c} - 1 \right) \right]$$

Où :
- ε_a représente la déformation axiale
- ε_l la déformation latérale
- ε_0 la déformation axiale du béton non confiné

Lam et Teng (*[Lam et Teng, 2003]*) ont présenté un modèle voulu plus complet que les précédents et ne se basant plus sur une courbe bilinéaire pour rendre compte du comportement du béton confiné par PRF. Ce modèle est fondé sur les hypothèses suivantes :
- la courbe σ = f(ε) est constituée d'une première partie parabolique et une deuxième partie linéaire (deuxième partie similaire à celle décrite dans *[Saaman et al., 1998]*) (Figure 1-30),
- la pente initiale de la parabole (première partie) est la même que celle du béton non confiné (E_c),
- la portion parabolique (fin de première partie) rejoint la portion linéaire (deuxième partie) sans changement de pente abrupt,
- la partie linéaire (deuxième partie) se termine lorsque la contrainte ultime et la déformation axiale ultime sont atteintes.

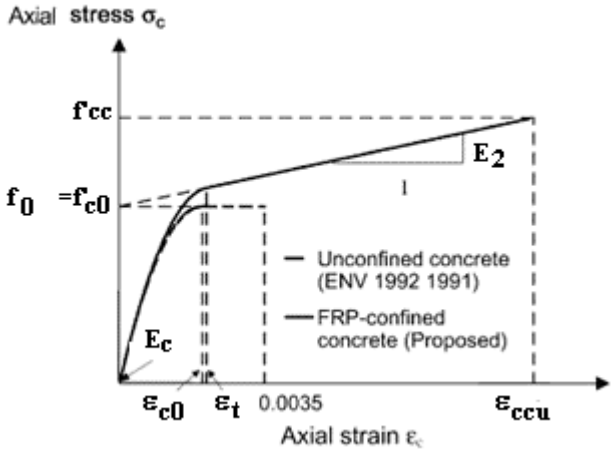


Figure 1-30 : Modèle proposé par Lam et Teng ([Lam et Teng, 2003]) pour le confinement du béton par PRF.

Basé sur ces hypothèses, le modèle proposé par Lam et Teng est décrit par les équations suivantes :

(1-17)
$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 \cdot f_0} \varepsilon_c^2 \qquad \text{pour } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_t$$

(1-18) et
$$\sigma_c = f_0 + E_2 \cdot \varepsilon_c \qquad \text{pour } \varepsilon_t \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{ccu}$$

Où :

- $\varepsilon_t = \dfrac{2 \cdot f_0}{(E_c - E_2)}$
- $E_2 = \dfrac{f'_{cc} - f_0}{\varepsilon_{cu}}$
- f_0 peut être prise égale à la résistance en compression du béton non confiné f_c.

La déformation ultime ε_{ccu} se calcule suivant :

(1-19)
$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} = 1{,}75 + 5{,}53\left(\frac{f_{l,a}}{f_c}\right)\left(\frac{\varepsilon_{u,f}}{\varepsilon_{c0}}\right)^{0{,}45}$$

Où :

- ε_{c0} représente la déformation atteinte pour une contrainte égale à la résistance en compression du béton non confiné. Les auteurs préconisent ε_{ccu} = 0,002.
- f'_{cc} est la résistance en compression du béton confiné et peut être évaluée par l'équation :

(1-20)
$$\frac{f'_{cc}}{f_c} = 1 + 3{,}3\frac{f_{l,a}}{f_c}$$

Où :

- $f_{l,a}$ représente la pression maximale de confinement

(1-21)
$$f_{l,a} = \frac{2 \cdot E_{u,f} \cdot t_f \cdot \varepsilon_{u,f}}{d}$$

Avec d représentant le diamètre du cœur de béton confiné.

La revue des modèles précédents, bien que non exhaustive, est principalement liée à des modèles formulés et calibrés sur le comportement expérimental de colonnes de section circulaire. Or, plusieurs études, notamment celle menée par Mirmiran *et al.* (*[Mirmiran et al., 1998]*), ont montré que l'efficacité du confinement dépendait de la forme de la section et de la raideur du matériau composite. Le confinement de poteaux de section carrée ou rectangulaire offre des gains de résistance ou de ductilité inférieurs à ceux constatés sur des poteaux de section circulaire. La pression de confinement n'est en effet pas uniformément répartie dans les sections carrées et rectangulaires. Elle est maximale au coeur de la section et minimale à proximité du centre des côtés de la section (Figure 1-31).

A partir de ces constatations, Mirimiran *et al.* (*[Mirmiran et al., 1998]*) ont défini un facteur de confinement (FC) qui permet de prendre en compte l'incidence de la forme de la section carrée/rectangulaire sur l'action du confinement. La valeur du facteur de forme peut être évaluée suivant :

(1-22)
$$\mathrm{FC} = \left(\frac{2 \cdot R_c}{D}\right)\frac{f_r}{f_c}$$

Où :

- D représente la longueur du plus grand côté de la section,
- R_c est le rayon des angles de la section rectangulaire,
- f_r est la pression de confinement.

La pression de confinement (f_r) se calcule suivant :

(1-23)
$$f_r = \frac{2 \cdot f_{u,f} \cdot t_f}{D}.$$

Les auteurs ont par ailleurs montré que pour un facteur de confinement inférieur à 15 %, le chemisage en PRF était peu efficace, offrant éventuellement un gain de ductilité mais aucune augmentation significative de la résistance. La courbe contrainte-déformation dessine alors une branche post-pic descendante (écrouissage négatif). En revanche, pour un facteur de confinement supérieur à 15 %, la courbe contrainte-déformation est bilinéaire croissante et le modèle proposé par Saaman *et al.* peut être appliqué. Cependant, dans le cas des poteaux à section rectangulaire, même lorsque le modèle de Saaman *et al.* peut être appliqué, le calcul de la résistance ultime du béton confiné doit être modifié pour tenir compte de la forme de la section.

Il existe dans la littérature différents modèles pour tenir compte de la forme de la section dans le calcul de la résistance ultime du béton confiné. Ainsi, selon les règles de l'ACI (*[ACI Committee 440, 2010a]*), le modèle de béton confiné par PRF est celui présenté par Lam et Teng enrichi d'un facteur de réduction (ψ_f = 0,95) intervenant dans le calcul de la résistance ultime du béton confiné :

(1-24)
$$\frac{f'_{cc}}{f_c} = 1 + 3{,}3 \cdot \psi_f \cdot \frac{f_{l,a}}{f_c}$$

où $f_{l,a}$ représente la pression maximale de confinement.

L'introduction de facteurs de forme dans le calcul des résistances et déformations ultimes est nécessaire dans le cas des sections non circulaires :

(1-25)
$$\frac{f'_{cc}}{f_c} = 1 + 3{,}3 \cdot \psi_f \cdot \kappa_a \cdot \frac{f_{l,a}}{f_c}$$

(1-26)
$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{c0}} = 1{,}5 + 12 \cdot \kappa_b \left(\frac{f_{l,a}}{f_c}\right)\left(\frac{\varepsilon_{u,f}}{\varepsilon_{c0}}\right)^{0{,}45}$$

Les facteurs de forme κ_a et κ_b peuvent se calculer suivant :

(1-27)
$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^2$$

(1-28)
$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^{0{,}5}$$

A_e correspond à l'aire effectivement confinée et peut se calculer de la façon suivante :

(1-29)
$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \dfrac{\left[\left(\dfrac{b}{h}\right)(h - 2 \cdot R_c)^2 + \left(\dfrac{h}{b}\right)(b - 2 \cdot R_c)^2\right]}{3 \cdot A_c} - \rho_l}{1 - \rho_l}$$

D'autre part, le calcul de la pression maximale de confinement s'effectuera suivant :

(1-30)
$$f_{l,a} = \frac{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \varepsilon_{u,f}}{d}$$

où d est le diamètre équivalent.

Pour le cas d'une section rectangulaire, le diamètre équivalent se calcule avec :

(1-31)
$$d = \sqrt{b^2 + h^2}$$

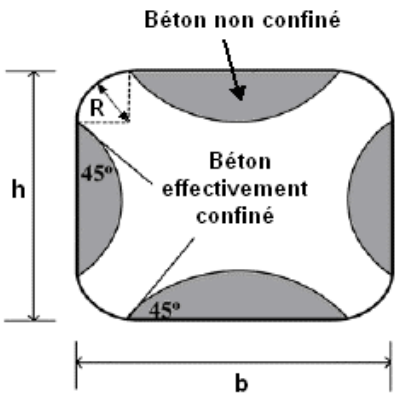


Figure 1-31 : schéma indiquant la non-uniformité du confinement dans le cas des sections rectangulaires/carrées.

Wu *et al.* ([*Wu et al., 2007*]) proposent un facteur k_3 permettant de calculer la résistance d'une section rectangulaire confinée à partir de celle d'une section circulaire confinée, selon :

(1-32) $$f'_{cc(rect)} = k_3 \cdot f'_{cc}$$

où f'_{cc} est la résistance en compression du béton confiné pour une section circulaire

Le facteur k_3 se calcule suivant:

(1-33) $$k_3 = (2-\alpha)\cdot\frac{R_c}{h} + 0{,}5\cdot\alpha \qquad \text{pour } E_f \leq 250 \text{ GPa}$$

avec $\alpha = \dfrac{30}{f_c}$.

De la même façon, la déformation ultime du béton confiné $\varepsilon_{ccu(rect)}$ pour une section rectangulaire est calculée suivant :

(1-34) $$\varepsilon_{ccu(rect)} = k_4 \cdot \varepsilon_{ccu}$$

Où :

- $k_4 = (2-1{,}6\cdot\alpha)\cdot\dfrac{R_c}{h} + 0{,}8\cdot\alpha$
- ε_{ccu} est la déformation ultime du béton confiné pour une section circulaire.

Cette rapide synthèse des modèles de confinement simples qui ont pu être développés permet de se rendre compte des différentes approches qui ont pu être développées par les auteurs pour aboutir à un modèle rhéologique du béton confiné.

Il convient désormais de présenter quelques codes en vigueur actuellement concernant cette fois le renforcement par matériaux composites à l'échelle d'éléments structuraux, et en l'occurence les poteaux en béton armé.

1.3.2 EUROCODE 8

L'EC8 se divise en plusieurs parties :
- EC8-1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment
- EC8-2 : Ponts
- EC8-3 : Évaluation et renforcement des bâtiments
- EC8-4 : Silos, réservoirs et canalisations
- EC8-5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

- EC8-6 : Tours, mâts et cheminées

Nous nous intéresserons principalement aux trois premières parties, et notamment à l'EC8-3 qui concerne le renforcement ; l'EC8-3 est décliné pour les structures de bâtiments, mais il est actuellement supposé transposable au renforcement des ouvrages d'art (*[SETRA, 2011]*).

1.3.2.1 Modèles de capacité résistante pour la réévaluation de poteaux soumis à la flexion avec et sans effort normal

L'un des principes de dimensionnement de l'EC8 consiste à permettre qu'un mécanisme plastique (rotule plastique) puisse se produire dans la structure, de manière à dissiper l'énergie, et donc d'assurer un comportement ductile. La méthode de conception est alors basée sur le dimensionnement en capacité : il s'agit de positionner les rotules plastiques dans des zones prédéterminées de manière à ce que l'énergie se dissipe de façon optimale.

Un aspect important de la méthode de dimensionnement en capacité consiste à surdimensionner les zones extérieures aux rotules plastiques afin d'assurer l'apparition de ces dernières aux emplacements désirés.

La capacité de déformation des poutres, poteaux et murs est caractérisée en termes de rotation de corde θ, celle-ci est définie comme « l'angle entre la tangente de la fibre moyenne (feuillet moyen pour un voile) de l'élément au droit de l'extrémité plastifiée et la corde reliant ladite extrémité à l'extrémité de la portée d'effort tranchant, c'est-à-dire le point d'inflexion. La rotation de corde (θ) peut alors se calculer comme le rapport entre la flèche et la portée, la flèche étant considérée à l'extrémité de la portée d'effort tranchant (L_v), et mesurée par rapport à la tangente de la fibre moyenne de l'élément à l'extrémité plastifiée » (Figure 1-32).

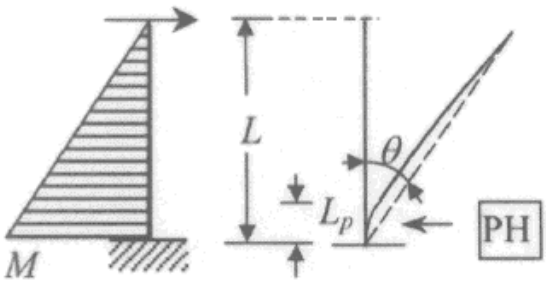


Figure 1-32 : Définition de la rotation de corde θ ([EN 1998-3]).

(L_p est la longueur de la rotule plastique (PH), L est la longueur du poteau, dans ce cas $L=L_v$)

▪ La valeur limite admissible de cette rotation de corde est définie suivant :

(1-35)

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot 0{,}3^{\nu} \left[\frac{\max\{0{,}01;\omega_2\}}{\max\{0{,}01;\omega_1\}} \cdot f_c \right]^{0{,}225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0{,}35} 25^{(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw} / f_c)} \cdot 1{,}25^{100\rho_d}$$

où :

- γ_{el} : 1,5 pour les éléments sismiques primaires et 1 pour les éléments sismiques secondaires (selon la définition de l'Eurocode 8-1 ([EN 1998-1]), plusieurs éléments structuraux peuvent être choisis comme « secondaires » : ils ne font pas partie du système résistant aux actions sismiques. Tous les éléments non choisis comme éléments sismiques secondaires sont considérés comme éléments sismiques primaires, faisant partie du contreventement)
- L_v=M/V : rapport moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité

- $\nu = N/(bhf_c)$ avec N l'effort normal positif en compression
- ω_1 et ω_2 : respectivement pourcentages mécaniques d'armatures longitudinales tendues (y compris les armatures d'âme) et comprimées
- $\rho_{sx} = A_{sw}/(b.s)$ = pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens x de chargement
- ρ_d = pourcentage d'armatures diagonales (lorsqu'elles existent) dans chaque direction diagonale
- α = coefficient d'efficacité du confinement = $\left(1-\frac{s}{2\cdot b_0}\right)\left(1-\frac{s}{2\cdot h_0}\right)\left(1-\frac{\Sigma b_i^2}{6\cdot h_0\cdot b_0}\right)$, où b_0 et h_0 sont les dimensions du noyau confiné limité par l'axe des armatures de confinement
- b_i est l'espacement entre axes des barres longitudinales (d'indice i) retenues latéralement par un angle d'étrier ou une épingle le long du périmètre de la section transversale.

Une expression alternative peut être utilisée pour le calcul de θ_{um} :

(1-36) $$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}}\left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y)\cdot L_{pl}\cdot\left(1-\frac{0{,}5\cdot L_p}{L_v}\right)\right)$$

Où θ_y est la rotation de corde à plastification et est définie selon l'équation (1-38),
φ_u est la courbure ultime au droit de la section d'extrémité,
φ_y est la courbure à la limite élastique au droit de la section d'extrémité.

Si φ_u est calculée avec la déformation (ε_s) prise égale aux valeurs minimales données dans l'Eurocode 2 ([*EN 1992-1-1*]) pour les aciers de classe A et B et prise égale à 6 % pour les aciers de classe C, et que le modèle de confinement du béton par les cadres en acier est celui de l'Eurocode 2 ([*EN 1992-1-1*]), alors la longueur de rotule plastique L_p est estimée selon l'équation suivante :

(1-37) $$L_p = 0{,}1\cdot L_v + 0{,}17\cdot h + 0{,}24\cdot\frac{d_y\cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

▪ La capacité de rotation de corde correspondant au dommage significatif θ_{SD} est :

$\theta_{SD} = \frac{3}{4}\,\theta_{um}$.

▪ La capacité de rotation de corde correspondant à l'état de limitation de dommages est donnée par la rotation de corde à la plastification θ_y (dans le cas de poutres et poteaux):

(1-38) $$\theta_y = \varphi_y\,\frac{L_v + \alpha_v\cdot z}{3} + 0{,}00135\left(1+1{,}5\frac{h}{L_v}\right) + \frac{\varepsilon_y}{d-d'}\cdot\frac{d_y}{6\sqrt{f_c}}$$

Avec :
- α_v = 1 si la fissuration d'effort tranchant survient avant la plastification en flexion, sinon α_v = 0
- $\varepsilon_y = f_y/E_s$
- d et d' : hauteurs ultimes d'armatures tendues et comprimées

1.3.2.2 Application des modèles de capacité résistante au renforcement par PRF

L'EC8-3 évoque, dans la section dédiée au renforcement par chemisage de PRF, les effets de ces matériaux composites sur la résistance à l'effort tranchant de la structure, ainsi que le confinement. En revanche, la contribution d'éventuels matériaux composites pour le renforcement à la flexion est négligée.

En ce qui concerne l'action de confinement, l'EC8-3 préconise de placer des chemisages en PRF autour de l'élément dont les rotules plastiques potentielles doivent être renforcées, de manière à améliorer la capacité de déformation de l'élément.

La pression de confinement devant être appliquée dépend du rapport entre la ductilité en courbure cible $\mu_{\varphi,tar}$ et la ductilité en courbure disponible $\mu_{\varphi,ava}$, et peut être calculée ainsi :

(1-39)
$$f_l = 0{,}4 \cdot \left(\frac{\mu_{\varphi,tar}}{\mu_{\varphi,ava}}\right)^2 \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}}$$

Où :

ε_{ju} : déformation de traction ultime adoptée pour le chemisage PRF, inférieure à la déformation ultime desdits PRF

Dans le cas de sections transversales rectangulaires, la pression de confinement due aux PRF peut être déterminée de la façon suivante :

(1-40)
$$f'_l = k_s \cdot f_l \text{ avec } k_s = \frac{2R_c}{D} \text{ et } f_l = 2 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ju} \cdot \frac{t_f}{D},$$

avec D la plus grande largeur de la section.

Il est également possible de calculer la nouvelle capacité de rotation de corde de l'élément renforcé. Pour cela, il suffit de modifier, dans l'expression de θ_{um} de l'équation (1-35), l'exposant du terme dû au confinement en y ajoutant ($\alpha \cdot \rho_f \cdot \frac{f_{f,e}}{f_c}$). Ainsi, la capacité de rotation de corde d'un élément renforcé par PRF se calcule suivant :

(1-41)
$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot 0{,}3^{\nu} \left[\frac{\max(0{,}01;\omega_2)}{\max(0{,}01;\omega_1)} \cdot f_c\right]^{0{,}225} \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\frac{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_c} + \frac{\alpha \cdot \rho_f \cdot f_{f,e}}{f_c}\right)} \cdot 1{,}25^{100\rho_d}$$

Où :

- $\rho_f = 2 \cdot t_f / b$
- $\alpha = 1 - \frac{(b-2R_c)^2 + (h-2R_c)^2}{3bh}$
- $f_{f,e} = \min\{f_{u,f}; \varepsilon_{u,f} \cdot E_f\} \cdot \left(1 - 0{,}7 \cdot \min\left\{f_{u,f}; \varepsilon_{u,f} \cdot E_f\right) \frac{\rho_f}{f_c}\right\}\right).$

Une fois calculée la capacité de rotation de corde, on peut déduire le déplacement ultime de la structure, lors d'un séisme.

L'approche adoptée par l'Eurocode 8 ne concerne donc que l'action du confinement par chemisage PRF et seul le dimensionnement en capacité de déformation est présenté. Cette approche pourrait éventuellement être complétée, par exemple, en tenant compte d'un éventuel rôle des renforts composites à la flexion.

1.3.3 Règles de l'Association Française de Génie Civil (AFGC)

Le groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) a établi un guide ([*AFGC, 2011*]) concernant le renforcement de structures en béton au moyen de matériaux composites ; on y trouve des méthodes de calcul pour le dimensionnement de ces renforts, mais également des recommandations de mise en œuvre et de contrôle de ces matériaux *in situ*. Les méthodes de calculs établies à ce jour par l'AFGC concernent les structures soumises à la flexion

simple, à l'effort tranchant ou à la compression centrée (ou faiblement excentrée).

1.3.3.1 Confinement de poteaux par chemisage PRF

Les règles de dimensionnement des renforcements de poteaux par confinement sont applicables lorsque le chargement de compression est centré ou appliqué avec une excentricité inférieure à 2 cm (cette valeur a été définie comme l'aléa admissible de construction). Les poteaux doivent de plus respecter un élancement λ inférieur à 50. Les règles de préparation du support et d'application des renforts doivent être conformes aux recommandations de l'AFGC. Pour éviter tout problème de décollement ou rupture du composite dans la zone interlaminaire, la longueur de recouvrement du composite devra satisfaire la condition suivante :

$$l_{rec} \geq \max \left\{ \frac{f_{u,f,d} \cdot t_f}{T_{fd,d}} ; 10 \text{ cm} \right\}$$

avec :

- $f_{u,f,d}$ la résistance de calcul en traction du composite,
- t_f l'épaisseur du composite
- $T_{fd,d}$ la valeur de calcul de la résistance en cisaillement inter laminaire du composite, pouvant être déterminée grâce à un essai de cisaillement interlaminaire (par exemple lors d'un essai de flexion sur appuis rapprochés)

Le renforcement par confinement du poteau peut être réalisé par un confinement discontinu ou un confinement total ; le confinement peut être réalisé par une série d'anneaux parallèles entre eux (et perpendiculaires à l'axe du poteau), ou par un cerclage continu marquant un angle avec l'axe du poteau.

Le dimensionnement est réalisé à partir d'une estimation de la résistance en compression du béton confiné, calculée à partir des caractéristiques du renfort appliqué et de celles du poteau. Cette méthode est résumée dans l'organigramme de la Figure 1-33.

Section rectangulaire

Module de confinement (qui traduit la rigidité du confinement :

$$E_p = \frac{2 \cdot t_f \cdot n_p}{b} E_f$$

Coefficient de performance :

$$\psi_f = 0{,}6$$

Coefficient d'efficacité du confinement :

$$k_1 = 3{,}45 \text{ si } fc \leq 60 \text{ MPa}$$

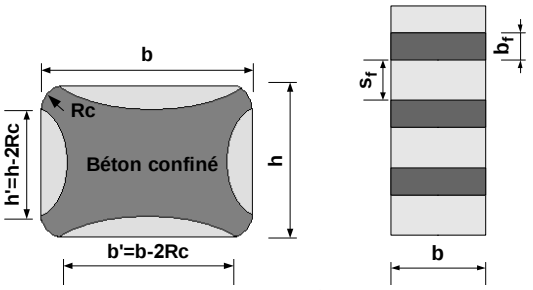
Coefficient relatif à la distribution du confinement sur la section (pour une section rectangulaire, la section n'est pas entièrement confinée):

$$k_c = 1 - \frac{h'^2 + b'^2}{3 \cdot A_c}$$

Coefficient relatif à la discontinuité du confinement sur la hauteur :

$$k_h = \frac{(1 - \frac{s_f - b_f}{2h}) \cdot (1 - \frac{s_f - b_f}{2b})}{1 - \rho_l}$$

(k_h=1 si confinement continu)



Section circulaire

Module de confinement :

$$E_p = \frac{t_f \cdot n_p}{r} E_f$$

Coefficient de performance :

$$\psi_f = 0{,}8$$

Coefficient d'efficacité du confinement :

$$k_1 = 3{,}45 \text{ si } fc \leq 60 \text{ MPa}$$

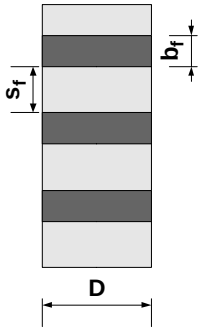
Coefficient relatif à la distribution du confinement sur la section :

$$k_c = 1$$

Coefficient relatif à la discontinuité du confinement sur la hauteur :

$$k_h = \frac{1}{1 + \frac{s_f}{\pi D}} \frac{(1 - \frac{s_f - b_f}{2D})^2}{1 - \rho_l}$$

(k_h=1 si confinement continu)



Pression de confinement provenant du renfort composite :

$$f_{pu,d} = E_p \cdot \varepsilon_{u,f,d}$$

Résistance en compression du béton confiné :

(1-42)

$$f'_{ccd} = f_{cd} + \psi_f \cdot k_1 \cdot k_c \cdot k_h \cdot f_{pu,d}$$

Charge maximale axiale que peut reprendre le poteau confiné :

(1-43)

$$N_u = \alpha \cdot \left[A_s \cdot f'_{ccd} + A_s \cdot f_{yd} \right]$$

avec $\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ le coefficient de sécurité au flambement, λ étant l'élancement du poteau

Figure 1-33 : Organigramme de la méthode [AFGC, 2011] pour le renforcement de poteaux par confinement.

Remarque : le cas du confinement des BTHP n'est pas traité.

L'équation (1-42) est issue des règles de l'AFGC. Elle ne tient pas explicitement compte du confinement du béton réalisé par les cadres d'armatures. Une équation plus complète permettant d'évaluer la résistance en compression du béton confiné par les armatures internes et le confinement externe en PRF a été proposée (*[Ferrier et al., 2006]*):

$$f'_{ccd} = f_{cd} + k_1 \cdot \left(\psi_f \cdot k_c \cdot k_h \cdot f_{pu,d} + k_e \cdot f_{pw}\right)$$

Avec :

- k_e un coefficient tenant compte de la géométrie de la section calculé selon :

$$k_e = \frac{(1-\frac{h_w^2+b_w^2}{3A_{sw}})\cdot(1-\frac{s}{2h_w})\cdot(1-\frac{s}{2b_w})}{1-\rho_l}$$

- f_{pw} la pression de confinement générée par les aciers transversaux, qui peut se calculer, pour une section rectangulaire, suivant :

$$f_{pw} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \cdot f_{yw}$$

Ainsi, la détermination du nombre de couches de composite, et donc la pression latérale de confinement, est déduite de la capacité portante visée pour le poteau.

1.3.3.2 Renforcement vis-à-vis de la flexion

Si l'on néglige les problèmes spécifiques liés à l'adhésion par collage, une section de béton renforcée ou réparée par matériaux composites fonctionne globalement de façon similaire à une section de béton armé classique. Le composite se comporte comme une armature passive externe. Ainsi, dans le guide de l'AFGC (*[AFGC, 2011]*), le dimensionnement du renforcement suit les méthodes de l'Eurocode 2 (*[EN 1992-1-1]*) concernant les armatures passives en acier en les adaptant aux caractéristiques des matériaux composites. Les vérifications sont ainsi conduites avec le diagramme des trois pivots de l'Eurocode 2 (section 6.1), issu des déformations limites fixées pour les matériaux, en ajoutant un pivot relatif au matériau composite (pivot D).

Trois cas sont alors considérés dans le guide de l'AFGC pour le renforcement à la flexion de poutres à section rectangulaire (PRF appliqués en face tendue):

- *pivot A ou B :*

M_{Rdc} = moment repris par béton comprimé = $0{,}8.y.f_{cd}.b.(d-0{,}4y)$ avec $y = 0{,}259d$
M_{Rds} = moment repris par les armatures tendues supposées plastifiées = $A_s.f_{yd}.z_s$ avec $z_s=0{,}9d$
M_{Rdf} = moment repris par les composites = $A_{f,fle}.E_{f,fle}.\varepsilon_{fd}.z_f$
avec $z_f=d$ et ε_{fd} = min $\{1{,}1\cdot(10‰-\varepsilon_{s0})$; $\varepsilon_{u,f,d,fle}\}$, ε_{s0} étant la déformation des aciers passifs au moment de la réparation ou du renforcement
Le moment ultime de la poutre réparée : M_{Rd} = min $\{M_{Rdc}$; $M_{Rds} + M_{Rdf}\}$

- *pivot B ou D, aciers plastifiés*

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_y/\gamma_s}{E_s} = 2{,}17\ ‰ < \varepsilon_{u,f,d,fle} < 1{,}1\cdot(10\ ‰ - \varepsilon_{s0})$$

γ_s = 1,15 aux ELU combinaisons fondamentales et γ_s = 1 aux ELU combinaisons

accidentelles

Moment repris par le béton comprimé $M_{Rdc} = 0{,}8.y.f_{cd}.b.(d-0{,}4y)$ avec $y = 0{,}259d$
Moment repris par les aciers tendus : $M_{Rds} = A_s.f_{yd}.z_s$ avec $z_s=0{,}9d$
Moment repris par le plat composite : $M_{Rdf} = A_{f,fle}.E_{f,fle}.\varepsilon_{u,f,d,fle}.\ z_f$ avec $z_f = d$
Moment ultime de la poutre réparée : $M_{Rd} = \min\{M_{Rdc}\ ;\ M_{Rds} + M_{Rdf}\}$

▪*pivot B ou D, aciers passifs non plastifiés*

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} + 0{,}91.\ \varepsilon_{u,f,d,fle} < \varepsilon_{se} = \frac{f_y / \gamma_s}{E_s}$$

Moment repris par béton comprimé $M_{Rdc} = 0{,}8.y.f_{cd}.b.(d-0{,}4y)$ avec $y = 0{,}259d$
Moment repris par aciers tendus : $M_{Rds} = A_s.E_s.\varepsilon_s.z_s$ avec $z_s=0{,}9d$
Moment repris par plat composite : $M_{Rdf} = A_{f,fle}.E_{f,fle}.\varepsilon_{u,f,d,fle}\ z_f$ avec $z_f = d$
Moment ultime poutre réparée : $M_{Rd} = \min\{M_{Rdc}\ ;\ M_{Rds} + M_{Rdf}\}$

Il apparait donc que le guide AFGC traite de l'apport des matériaux composites dans le cas du renforcement à la compression (grâce à un chemisage PRF) et dans le cas du renforcement à la flexion simple (par ajout de plats ou tissus sur les faces tendues), en ne présentant que l'approche dimensionnement en résistance. L'aspect dimensionnement en capacité de déformation avec les éventuels gains en ductilité n'est pas traité, de même que la flexion composée.

1.3.4 Le code de calcul italien

Le code de calcul italien ([CNR, 2004]) est une référence importante en matière de renforcement de structures par matériaux composites. Il présente des méthodes de dimensionnement vis-à-vis de sollicitations complexes, pour différents types de structures : en béton armé, en béton précontraint ou en maçonneries. Ce guide n'est pas un texte règlementaire mais constitue plutôt une aide aux gestionnaires qui seraient intéressés par un renforcement de structures par matériaux composites ; néanmoins certaines formules de ce guide se retrouvent dans l'Eurocode 8. Un guide pour le renforcement des structures en acier par composites collés a de plus été édité ([CNR, 2005]). Dans la présentation qui est faite ici pour le renforcement par PRF, nous nous limiterons aux cas de renforcements pour les structures en béton armé soumises à des sollicitations de compression simple et flexion composée.

1.3.4.1 Principe de dimensionnement des renforts composites dans le cas d'une sollicitation de compression simple – action de confinement

Le renforcement de structures vis-à-vis de sollicitations de compression simple s'effectue en confinant l'élément. Le confinement permet d'augmenter la capacité portante ultime et les déformations des éléments de béton armé. L'augmentation apportée par le renfort dépend de la pression latérale appliquée par le confinement, qui elle-même est fonction de la géométrie de la section.

Lors du dimensionnement à l'ELU (Etat Limite Ultime), il faut satisfaire le critère suivant: $N_{Sd} \leq N_{Rcc,d}$, avec N_{Sd} la valeur de calcul de l'effort axial appliqué à l'élément confiné (valeur caractéristique affectée de coefficients partiels définis dans le guide du CNR ([CNR, 2004]), notamment pour prendre en compte l'état des matériaux) et $N_{Rcc,d}$ l'effort axial pouvant être repris par l'élément (ci après dénommée « capacité portante »).

Le calcul de dimensionnement consiste à déterminer le nombre de couches de composite à appliquer, pour atteindre la capacité portante de l'élément confiné permettant de reprendre les charges appliquées.

La Figure 1-34 détaille les étapes de la procédure itérative de dimensionnement.

Calcul de la pression latérale de confinement :

$f_l = 1/2.\rho_f.E_f.\varepsilon_{ufd,rid}$

($\varepsilon_{ufd,rid} = \min\{\varepsilon_{u,f,d}; 0{,}004\}$)

Section circulaire

Coefficient géométrique $\rho_f = \dfrac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{D \cdot s_f}$

et $\dfrac{4 \cdot t_f}{D}$ en cas de confinement continu

Section rectangulaire

Coefficient géométrique $\rho_f = \dfrac{2 \cdot t_f \cdot (b+h) \cdot b_f}{b \cdot h \cdot s_f}$

et $\dfrac{2 \cdot t_f \cdot (b+h)}{b \cdot h}$ en cas de confinement continu

Calcul du coefficient d'efficacité :

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_\alpha$$

Section circulaire

$$k_H = 1$$

$$k_\alpha = \frac{1}{\tan(\alpha_f)^2}$$

$$k_V = \left(1 - \frac{s_f}{2 \cdot D}\right)^2$$

Et $k_\alpha = k_V = 1$ si le confinement est continu

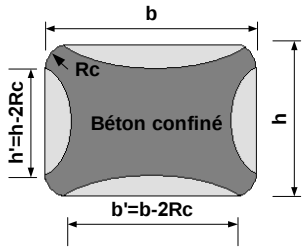
Section rectangulaire

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + \tan(\alpha_f)^2}$$

$$k_V = \left(1 - \frac{s_f}{2 \cdot b}\right)^2$$

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_c}$$

Et $k_\alpha = k_V = 1$ si confinement continu



Calcul de la pression latérale de confinement efficace

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l$$

Calcul de la valeur de calcul de la résistance en compression du béton confiné

(1-44) $$f'_{ccd} = f_{cd}\left(1 + 2{,}6 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}\right)^{2/3}\right)$$

Calcul de la capacité portante d'un élément confiné par PRF

(1-45) $$\mathbf{N_{Rcc,d} = 1/\gamma_{Rd}.A_c.f'_{ccd} + A_s.f_y}$$

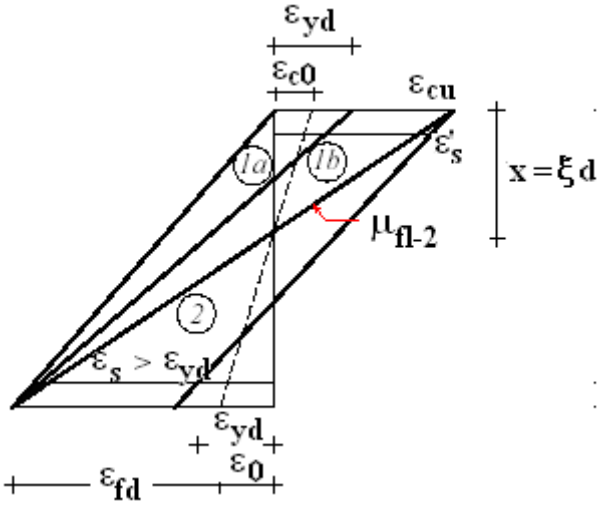
Avec γ_{Rd} (coefficient partiel relatif au type de sollicitation)=1,1 ; voir *[CNR, 2004]*

Figure 1-34 : Organigramme de la méthode [CNR, 2004] pour le renforcement par confinement de poteaux soumis à une sollicitation de compression simple.

La résolution du problème consiste à faire varier le nombre de couches de confinement en faisant évoluer le paramètre t_f ($t_f = n_p.t_{f,l}$ où $t_{f,l}$ est l'épaisseur d'une couche et n_p le nombre de couches), jusqu'à obtenir une valeur de la capacité portante $N_{Rcc,d}$ conforme au critère de dimensionnement ($N_{Sd} \leq N_{Rcc,d}$).

1.3.4.2 Renforcement vis-à-vis de la flexion

Le dimensionnement du renforcement par PRF collés d'un élément sollicité en flexion est basé sur l'équilibre des forces dans la section considérée et la compatibilité des déformations. De plus, l'analyse est menée en supposant que deux modes de rupture peuvent survenir : dans la région 1 (Figure 1-35), la rupture est dictée par une rupture en traction du PRF, et dans la région 2 la rupture est dictée par l'écrasement du béton.



- *mode 2* : rupture causée par écrasement du béton
- *mode 1* : rupture en traction du composite (le *mode 1a* correspondant au cas où le béton est encore dans son domaine élastique et le *mode 1b* au cas où le béton a plastifié)

Figure 1-35 : Modes de rupture possibles pour un élément en béton armé renforcé par PRF collé ([CNR, 2004]).

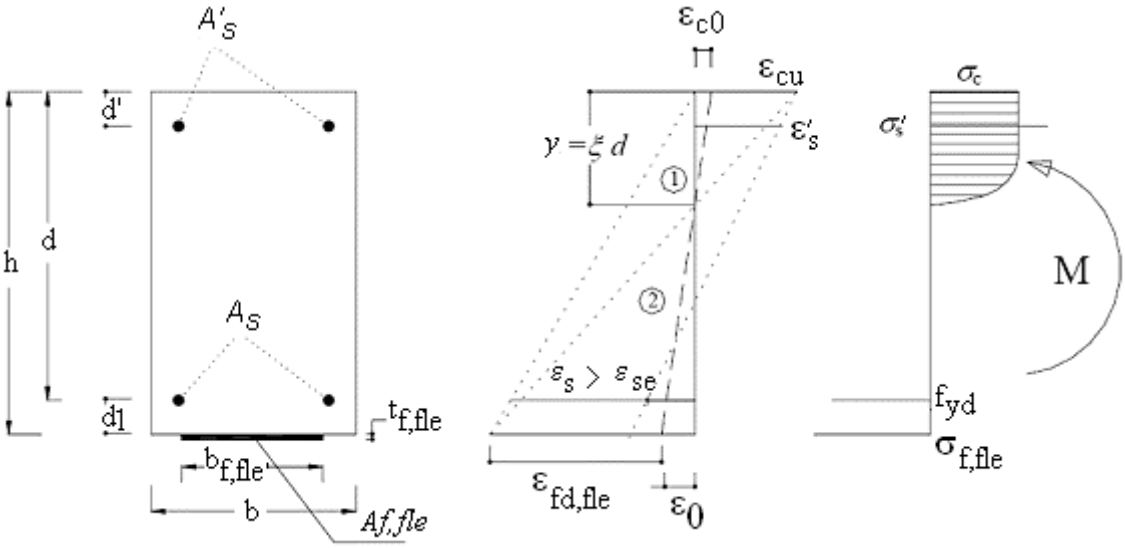


Figure 1-36 : Diagramme de déformation et de répartition des contraintes dans une section de béton armé ([CNR, 2004]).

Dans la région 1 (cf diagramme de la Figure 1-36):

- déformation de traction du PRF : $\varepsilon_{f,d,fle} = \varepsilon_{u,f,d,fle}$
- déformation du béton en compression : $\varepsilon_c = \left(\varepsilon_{u,f,d,fle} + \varepsilon_0\right) \cdot \frac{y}{h-y} \leq \varepsilon_{cu}$
- déformation de l'acier en compression : $\varepsilon_s^{'} = \left(\varepsilon_{u,f,d,fle} + \varepsilon_0\right) \cdot \frac{y-d'}{h-y}$
- déformation de l'acier en traction : $\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{u,f,d,fle} + \varepsilon_0\right) \cdot \frac{d-y}{h-y}$

Dans la région 2 (cf. diagramme de la Figure 1-36):

- déformation de traction du PRF : $\varepsilon_{f,d,fle} = \frac{\varepsilon_{cu}}{y}(h-y) - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{u,f,fle}$
- déformation du béton en compression : $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$
- déformation de l'acier en compression : $\varepsilon_s^{'} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-d'}{y}$
- déformation de l'acier en traction : $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-y}{y}$

Quel que soit le mode de rupture, on peut alors calculer la position de l'axe neutre *y* :

(1-46) $$0 = \psi \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_s^{'} \cdot \sigma_s^{'} - A_s \cdot f_{yd} - A_{f,fle} \cdot \sigma_{f,fle}$$ (équilibre des efforts)

Avec A'_s et A_s, respectivement, les aires d'aciers comprimés et tendus, et σ'_s et σ_s les contraintes dans les aciers comprimés et les aciers tendus

Ψ =résultante des contraintes de compressions / ($b.y.f_{cd}$)

La résistance en flexion est alors obtenue de la façon suivante : (équilibre des efforts)

(1-47) $$M_{Rd} = \psi \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot (d - \lambda \cdot y) + A_s^{'} \cdot \sigma_s^{'} \cdot (d - d') + A_{f,fle} \cdot \sigma_{f,fle} \cdot d_1$$

Avec λ le rapport entre la distance de la résultante des contraintes de compression à la fibre extrême en compression et *y*.

En cas de flexion composée, la même méthode est utilisée sauf que l'on utilisera comme relation pour le calcul de l'axe neutre :

(1-48) $$N = \psi \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_s^{'} \cdot \sigma_s^{'} - A_s \cdot f_{yd} - A_{f,fle} \cdot \sigma_{f,fle}$$ (équilibre des efforts)

avec N l'effort axial appliqué à l'élément

Le règlement italien indique par ailleurs que les fibres longitudinales utilisées pour le renforcement d'éléments en béton armé soumis à la flexion composée doivent être correctement confinées pour éviter toute délamination et éclatement du béton sous les sollicitations sismiques.

1.3.4.3 Rotation de corde

Le confinement par PRF peut également être appliqué sur des éléments sollicités en flexion composée, afin d'augmenter la ductilité. La courbure ultime φ_u peut être évaluée en prenant l'hypothèse d'une loi de comportement (σ-ε) du béton de type parabole-rectangle, avec une contrainte maximale f_{cd} et une déformation ultime ε_{cu} :

(1-49) $$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035 + 0{,}015\sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}}$$

Où $f_{l,eff}$ est la pression de confinement efficace.

La rotation de corde ultime de l'élément est alors déterminée grâce à la formule :

(1-50) $$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}}\left[\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y)\cdot L_{pl}\cdot\left(1 - 0{,}5\cdot\frac{L_{pl}}{L_v}\right)\right]$$

avec :
- φ_u la courbure ultime,
- θ_y la rotation de corde lorsque l'acier plastifie, pouvant être déterminée suivant :

(1-51) $$\theta_y = \varphi_y\cdot\frac{L_v}{3} + 0{,}0013\cdot\left(1 + 1{,}5\cdot\frac{h}{L_v}\right) + 0{,}13\cdot\varphi_y\cdot\frac{d_y\cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

φ_y représente la courbure lorsque les aciers plastifient et L_{pl} correspond à la hauteur de la rotule plastique, évaluée suivant :

(1-52) $$L_{pl} = 0{,}1\cdot L_v + 0{,}17\cdot h + 0{,}24\cdot\frac{d_y\cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

(L_v est la distance entre le point de moment nul et le point de moment maximum, soit la distance entre la base d'un poteau et le point d'application de la force latérale, voir Figure 1-32).

Finalement, le code de calcul italien (*[CNR, 2004]*) traite à la fois du dimensionnement des PRF en capacité de déplacement et en résistance. Le renforcement vis-à-vis de la compression simple ainsi que vis-à-vis de la flexion (simple ou composée) sont abordés, mais pour la flexion, seul l'apport de renforts en face tendue (plats) est pris en compte.

1.3.5 RÈGLEMENTATION JAPONAISE

Les autorités japonaises proposent un guide de recommandations (*[JBDPA, 1999]*) traitant notamment de la capacité résistante en flexion et en cisaillement et de la capacité de déformation des poteaux. Outre la partie dévolue au calcul et au dimensionnement, le guide expose les dispositions constructives permettant d'appliquer au mieux les PRF. Par ailleurs, comme en France, il existe au Japon des indices de résistance sismique à prendre en compte pour le dimensionnement.

Le guide japonais se base sur le principe d'un renforcement de poteaux en béton armé destiné à augmenter la résistance au cisaillement et la raideur, afin d'améliorer la résistance en flexion, ce qui permet alors de contribuer à l'amélioration des propriétés sismiques de la structure.

Dans le cas des poteaux en béton armé, les méthodes d'évaluation de la résistance concernent la résistance vis-à-vis d'une sollicitation de flexion composée et la résistance au cisaillement.

Le moment résistant vis-à-vis de la flexion composée (M_u) d'un poteau en béton armé (non renforcé par composites collés) est évalué selon l'intensité du chargement axial (N) :

- Si le chargement axial (N) est compris entre la valeur de l'effort maximum résistant à la compression simple du poteau (N_{max}) et une certaine valeur seuil notée N_b ($N_{max} \geq N > N_b$), alors :

(1-53) $$M_u = \left[0{,}5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot g_1 \cdot h + 0{,}024 \cdot (1+g_1) \cdot (3{,}6 - g_1) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_c\right] \cdot \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b}\right)$$ **(N.mm)**

avec :

- $N_{\max} = b \cdot h \cdot f_c + A_s \cdot f_y$ (Effort résistant vis-à-vis de la compression simple, en Newton),
- $N_b = 0{,}22 \cdot (1+g_1) \cdot b \cdot h \cdot f_c$,
- g_1 : rapport de la distance entre le centre de gravité des armatures tendues et comprimées sur la grande largeur de la colonne.

- Si le chargement axial (N) est inférieur à N_b ($N_b \geq N \geq 0$), alors :

(1-54) $$M_u = 0{,}5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot g_1 \cdot b + 0{,}5 \cdot N \cdot b \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}\right)$$ **(N.mm)**

- Dans le cas d'un effort axial de traction ($0 > N \geq N_{min}$) :

(1-55) $$M_u = 0{,}5 \cdot A_s \cdot f_y \cdot g_1 \cdot b + 0{,}5 \cdot N \cdot g_1 \cdot b$$ **(N.mm)**

avec :

- N_{min} la valeur de l'effort maximum résistant à la traction simple (en Newton) :
$$N_{\min} = -A_s \cdot f_y$$
- N : effort normal de traction (en Newton)

Une fois le moment résistant à la flexion composée (M_u) déterminé, il est possible d'évaluer l'effort résistant en cisaillement Q_{mu} selon :

$$Q_{mu} = \alpha \cdot \frac{M_u}{L} \qquad \text{(en Newton)}$$

avec :

α un coefficient pouvant être pris approximativement égal à 2,
L la hauteur du poteau (en mm).

Dans les calculs présentés précédemment et qui concernent des poteaux en béton armé, la résistance en flexion composée (et donc par extension Q_{mu}) ne tient pas compte d'un éventuel renfort composite ; seules sont considérées les caractéristiques géométriques du poteau en béton armé, les caractéristiques des matériaux (béton et acier) et la force axiale appliquée. Pour rendre compte de l'effet bénéfique d'un confinement par matériaux composites, Colomb (*[Colomb, 2007]*) propose d'augmenter la valeur de la résistance de calcul du béton utilisée dans les formules de dimensionnement. La valeur de la résistance en compression du béton à prendre en compte peut alors être celle proposée pour le béton confiné (f'_{ccd}), par exemple en utilisant les formules développées dans le guide AFGC (*[AFGC, 2011]*).

Cependant, pour le calcul de la résistance au cisaillement de poteaux renforcés par composites collés, le guide *[JBDPA, 1999]* propose une formule qui tient compte explicitement du renfort PRF appliqué au poteau :

(1-56) $$Q_{su} = \left\{\frac{0{,}053 \cdot \rho_t^{0{,}23}(17{,}6 + f_c)}{M/(Q \cdot b) + 0{,}12} + 0{,}845\sqrt{\sum p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0{,}1\sigma_0\right\} \cdot b \cdot j$$ **(N)**

(1-57) $$\text{et } \sum p_w \cdot \sigma_{wy} = p_{ws} \cdot f_{yw} + p_{wf} \cdot f_{fd}$$

avec :

- p_{ws} le ratio de la section d'aciers transversaux par rapport à la section du poteau,
- p_{wf} le ratio de la section du renfort PRF par rapport à la section du poteau,
- $f_{fd} = \min\left\{E_f \cdot \varepsilon_{fd} ; \frac{2}{3} f_{u,f}\right\}$, avec ε_{fd} la déformation effective du PRF prise égale à 0,7%,
- M/Q la portée de cisaillement, pouvant généralement être prise égale à L/2,
- j la distance entre les résultantes de traction et de compression (peut être prise égale à 0,8L),
- ρ_t le ratio des aciers en traction,
- σ_0 la contrainte axiale.

La réglementation japonaise permet par ailleurs de calculer le facteur de ductilité de poteaux renforcés par PRF selon :

(1-58) $$\mu = 10 \cdot \left(\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} - 0{,}9\right), \text{ avec } 1 \leq \mu \leq 5$$

Il faut toutefois noter que, si le guide japonais (*[JBDPA, 1999]*) prend effectivement en compte les PRF collés pour le renforcement au cisaillement, et si l'action du confinement par PRF peut être introduite dans le dimensionnement vis-à-vis de la flexion au travers d'une résistance à la compression modifiée pour le béton confiné, la méthode d'évaluation de la résistance proposée n'intègre pas une éventuelle action de renforts longitudinaux en PRF collés.

1.3.6 Règles d'ISIS Canada research Network

ISIS Canada Research Network a été créé en 1995 afin d'aider les ingénieurs en Génie Civil à construire et réparer les structures avec des PRF, ou encore à les surveiller grâce à une instrumentation par fibre optique. Ce groupe de travail rassemble 14 universités canadiennes et tend à promouvoir les infrastructures innovantes.

Concernant le renforcement de structures en béton par PRF, les chercheurs d'ISIS Canada proposent différentes règles de dimensionnement (*[ISIS Canada, 2006]*), notamment pour un renforcement en flexion et au cisaillement des poutres, et pour un renforcement en compression des poteaux. Les procédures de dimensionnement pour le renfort à la flexion d'une part, et à la compression d'autre part, sont présentées ci-dessous.

1.3.6.1 Renforcement à la flexion simple

De la même façon que pour les codes présentés précédemment, le dimensionnement du renforcement par PRF collés sur la face tendue d'un élément sollicité en flexion est basé sur l'équilibre des forces dans la section considérée et la compatibilité des déformations. L'organigramme de la Figure 1-37 résume cette méthode de dimensionnement, via le calcul du moment résistant de la section renforcée.

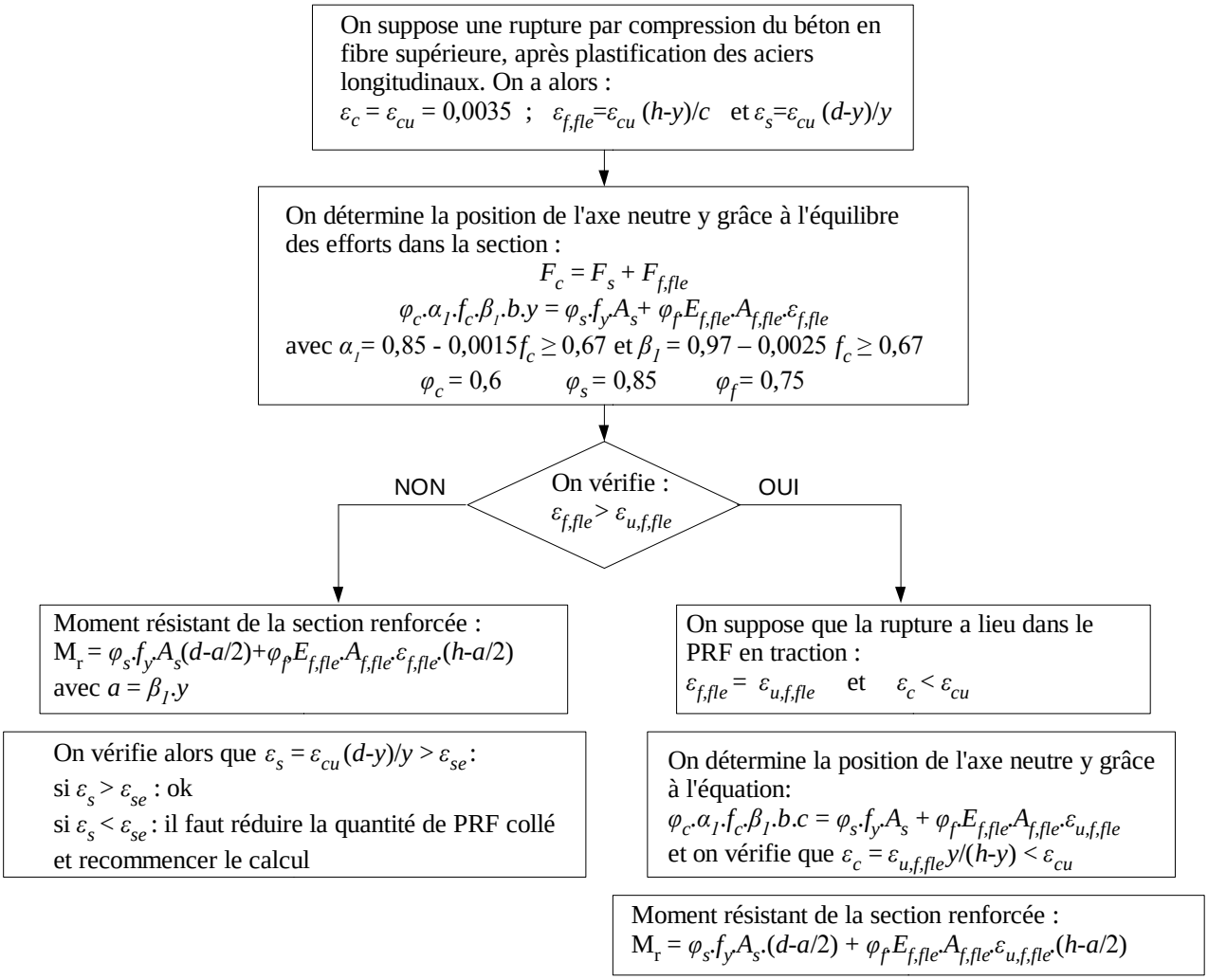


Figure 1-37 : Méthode de dimensionnement des PRF collés pour le renforcement des poutres en flexion (d'après [ISIS Canada, 2006]).

1.3.6.2 Renforcement de poteaux à la compression

Les règles de dimensionnement proposées par ISIS Canada concernant le renforcement à la compression consistent dans un premier temps à déterminer la pression latérale de confinement $f_{l,frp}$:

(1-59)
$$f_{l,\,frp} = \frac{2 \cdot n_p \cdot \varphi_f \cdot f_{u,\,f}}{D}$$

La pression latérale de confinement doit de plus satisfaire aux conditions suivantes :

(1-60)
$$4MPa \leq f_{l,\,frp} \leq \frac{f_c}{2}\left(\frac{1}{k_e} - \varphi_c\right)$$

Avec $k_e = 0{,}85$.
Pour les sections rectangulaires, le diamètre de la section D de l'équation (1-59) peut être remplacé par la plus grande longueur de la section.

La résistance en compression du béton confiné f'_{cc} peut alors être exprimée en fonction de la résistance en compression du béton non confiné f_c ([*ISIS Canada, 2008*]) :

(1-61)
$$f'_{cc} = 0{,}85\, f_c + k_l k_c\, f_{l,\,frp}$$

avec :

- $k_l = 6{,}7(k_c f_{l,\,frp})^{-0{,}17}$,
- $k_c = 1$ pour les sections circulaires, $k_c = 0{,}25$ pour les sections rectangulaires.

S'ensuit alors la détermination de la résistance axiale maximale du poteau :

(1-62) $$P_{r\,\max} = k_e\left[\alpha_1 \varphi_c f'_{cc}(A_c - A_s) + \varphi_s f_y A_s\right]$$

1.3.6.3 Renforcement à la flexion composée

Dans les cas où l'action combinée d'une charge axiale et d'une charge latérale doit être considérée, le code canadien, repris dans le guide *[ISIS Canada, 2008]*, recommande une analyse des sections (compatibilité des contraintes et déformations, voir Figure 1-38), où les FRP longitudinaux assurent un renforcement à la flexion, et les FRP appliqués de façon transversale permettent de confiner le béton vis-à-vis de la compression.

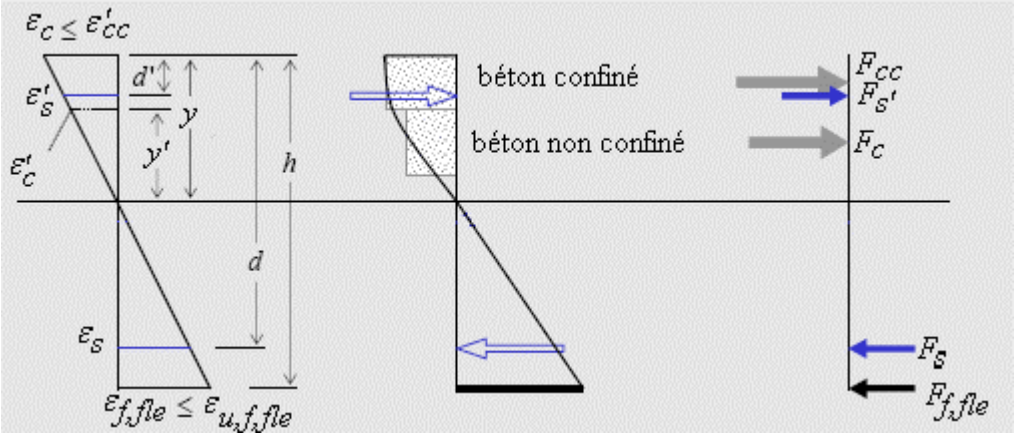


Figure 1-38 : Diagramme de déformation et de répartition des contraintes dans une section de béton armé en flexion composée (d'après [ISIS Canada, 2008]).

La méthode proposée par le guide est la suivante :
- déterminer les déformations de chaque matériau suivant l'équation (distribution linéaire des déformations) :

(1-63) $$\frac{\varepsilon_c}{y} = \frac{\varepsilon'_c}{y'} = \frac{\varepsilon'_s}{y - d'} = \frac{\varepsilon_s}{d - y} = \frac{\varepsilon_{f,fle}}{h - y}$$

- déterminer les résultantes des efforts dans chaque matériau, suivant les relations du Tableau 1-7 (en fonction du mode de rupture choisi : écrasement du béton ou rupture des renfrots PRF à la flexion)
- calculer la position de l'axe neutre pour résister aux charges axiales (nommées N) en écrivant un équilibre des forces internes:

(1-64) $$F_{cc} + F_c + F'_s - F_s - F_{f,fle} = N$$

- verifier la validité des hypothèses sur les déformations et les contraintes de chaque matériau
- déterminer la résistante en compression axiale P_r comme la somme des résultantes de chaque matériau, selon l'équation :

(1-65) $$F_{cc} + F_c + F'_s - F_s - F_{f,fle} = P_r$$

- déterminer le moment résistant M_r en sommant les résultantes calculées précédemment et multipliées par la distance de chaque matériau au centre de la section

Tableau 1-7 : Résultantes des efforts internes dans la section de béton armé (d'après [ISIS Canada, 2008])

	Ecrasement du béton $\varepsilon_c=\varepsilon'_{cc}$	**Rupture du FRP longitudinal $\varepsilon_{f,fle}=\varepsilon_{u,f,fle}$**
F_{cc}	$\varphi_c \frac{f_c + f'_{cc}}{2} b\left(y - \frac{y}{\varepsilon'_{cc}}\varepsilon'_c\right)$	$\varphi_c\left(f_c + \frac{\Delta f_c}{2}\right) b\left(y - \frac{h-y}{\varepsilon_{u,f,fle}}\varepsilon'_c\right)$
F_c	$\varphi_c \alpha_1 f_c b \beta_1\left(\frac{c}{\varepsilon'_{cc}}\varepsilon'_c\right)$	$\varphi_c \alpha_1 f_c b \beta_1\left(\frac{h-c}{\varepsilon_{u,f,fle}}\varepsilon'_c\right)$
F'_s	$\varphi_s f_y A'_s$	$\varphi_s f_y A'_s$ ou $\varphi_s \varepsilon'_s E_s A'_s$ si $\varepsilon'_s \langle \varepsilon_y$
F_s	$\varphi_s f_y A_s$ ou $\varphi_s \varepsilon_s E_s A_s$ si $\varepsilon_s \langle \varepsilon_y$	$\varphi_s f_y A_s$
$F_{f,fle}$	$\varphi_f\left(\frac{\varepsilon'_{cc}}{y}(h-c)\right) E_{f,fle} b t_{f,fle}$	$\varphi_f f_{u,f,fle} b t_{f,fle} \langle \varphi_f E_{f,fle} \varepsilon_{u,f,fle} b t_{f,fle}$

avec :

(1-66)
$$\Delta f_c = (f'_{cc} - f_c)\frac{\varepsilon_c - \varepsilon'_c}{\varepsilon'_{cc} - \varepsilon'_c}$$

(1-67)
$$\frac{\varepsilon'_{cc}}{\varepsilon'_c} = 5\left(\frac{f'_{cc}}{f_c} - 1\right) + 1$$

Le code détaillé par le guide d'ISIS Canada (*[ISIS Canda, 2008]*) permet donc de traiter le renforcement par PRF (à la fois par chemisage et par renforts longitudinaux à la flexion) d'éléments soumis à une sollicitation de flexion composée, notamment grâce à un dimensionnement en résistance. La problématique de l'ancrage des composites n'est cependant pas abordée dans ce guide.

1.3.7 Règles de l'American Concrete Institute (ACI)

Le guide de l'ACI (*[ACI Committee 440, 2010a]*) est un guide de recommandations pour la sélection, le dimensionnement et l'installation de systèmes de renforcement par PRF collés pour les structures en béton. Ce guide est le fruit de plusieurs années de recherche ; en effet, les renforts à base de fibres ont commencé à intéresser les chercheurs américains dans les années 30, mais les recherches ont vraiment débuté dans les années 80, notamment grâce aux initiatives de la National Science Foundation (NSF) et de la Federal Highway Administration (FHWA). Ces recommandations sont basées sur le dimensionnement aux états limites ; cette approche fixe donc des niveaux acceptables de sécurité à la fois pour l'Etat Limite de Service (ELS) et pour l'Etat Limite Ultime (ELU).

Ces recommandations peuvent être appliquées pour différents cas de chargement, mais, une nouvelle fois nous nous concentrerons sur la flexion simple et la flexion composée.

1.3.7.1 Renforcement à la flexion d'éléments en béton armé par collage de PRF

Le renforcement à la flexion peut être destiné à augmenter la charge appliquée sur l'élément. Il en résulte que ce dernier est soumis à des efforts de cisaillement supplémentaires. Il est donc important de vérifier que l'élément peut supporter cette augmentation de la sollicitation de cisaillement.

La résistance ultime en flexion d'une section rectangulaire renforcée par PRF (voir Figure 1-39) est déterminée grâce à une procédure itérative permettant de déterminer la position de l'axe

neutre, et l'équilibre des forces qui en résulte.

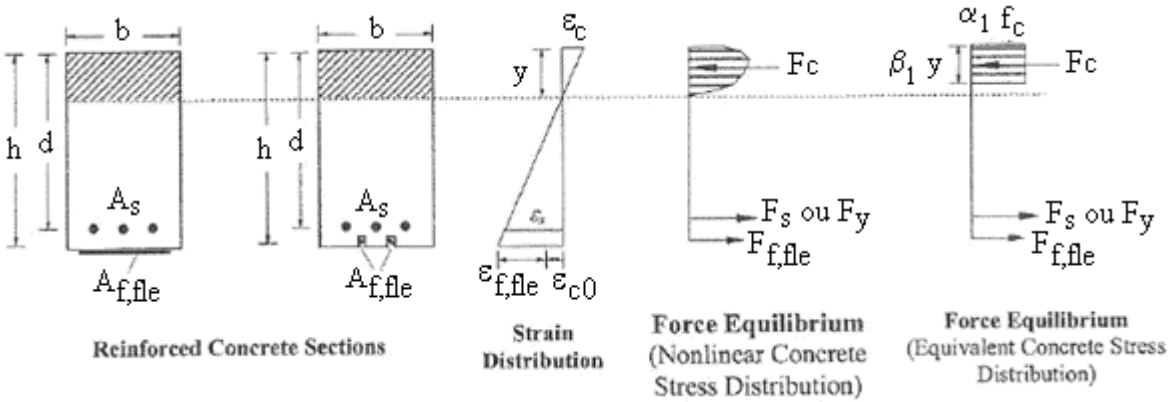


Figure 1-39 : Distribution des déformations et contraintes internes pour une section rectangulaire soumise à un effort ultime de flexion ([ACI Committe 440, 2010a]).

Il s'agit donc, à partir d'une position de l'axe neutre arbitrairement fixée (repérée par la distance *y* à la fibre supérieure), de calculer le niveau de déformation du PRF à l'ELU :

(1-68)
$$\varepsilon_{f,fle} = \varepsilon_{cu}\left(\frac{h-y}{y}\right) - \varepsilon_{c0}$$

Avec ε_{c0} la déformation initiale (avant pose du PRF) du substrat béton.

Il convient ensuite de comparer la déformation calculée du PRF ($\varepsilon_{f,fle}$) à la déformation ultime du PRF en traction ($\varepsilon_{u,f,fle}$), qui est une donnée de la fiche technique.

- Si $\varepsilon_{f,fle} \leq \varepsilon_{u,f},fle$, alors la déformation calculée du PRF ($\varepsilon_{f,fle}$) est inférieure à la déformation ultime du PRF en traction ($\varepsilon_{u,f,fle}$), et c'est l'écrasement du béton qui gouverne la rupture en flexion de la section

- Si au contraire $\varepsilon_{f,fle} \geq \varepsilon_{u,f,fle}$, c'est la rupture du PRF (rupture ou décollement) qui est à l'origine de la rupture en flexion de la section.

Dans tous les cas, il est possible de calculer la contrainte au sein du PRF ($\sigma_{f,fle}$) sous l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire : $\sigma_{f,fle} = E_{f,fle} \cdot \varepsilon_{f,fle}$.

Ensuite, la distribution des déformations dans la section (Figure 1-39), permet de déduire directement la déformation de l'acier:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{f,fle} + \varepsilon_{c0}) \cdot \left(\frac{d-y}{h-y}\right)$$

Ainsi que la contrainte dans l'acier (σ_s):

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y .$$

On vérifie alors si l'équilibre des forces est respecté grâce à l'équation suivante :

$$y = \frac{A_s \cdot \sigma_s + A_{f,fle} \cdot \sigma_{f,fle}}{\alpha_1 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b}$$

α_1 et β_1 sont des coefficients permettant de prendre en compte une section rectangulaire équivalente ; α_1 peut être pris égal à 0,85 et β_1 est défini dans la section 10.2.7.3 du guide *[ACI 318-05]*.

Tant que l'équilibre n'est pas atteint, on recommence la procédure avec une nouvelle valeur de la position de l'axe neutre.

Une fois l'équilibre atteint, le moment résistant nominal de la section renforcée est alors égal à :

(1-69) $$M_n = A_s \cdot \sigma_s \cdot \left(d \frac{\beta_1 \cdot y}{2}\right) + \psi_f \cdot A_f \cdot \sigma_{f,fle} \cdot \left(h \cdot \frac{\beta_1 \cdot y}{2}\right),$$

avec ψ_f un coefficient de sécurité égal à 0,85.

1.3.7.2 Renforcement par PRF d'éléments en béton armé soumis à des charges axiales ou à une combinaison de charges axiales et de flexion

En ce qui concerne les sections de béton confinées par PRF et soumises à des charges axiales, le modèle de comportement contraintes-déformations dans le béton retenu par l'ACI (*[ACI Committee 440, 2010a]*) fait référence au modèle proposé par Lam et Teng (*[Lam et Teng, 2003]*) et représenté sur la Figure 1-40. Les équations gouvernant ce modèle sont :

(1-70) $$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \dfrac{(E_c - E_2)^2}{4 f_c} \varepsilon_c{}^2 & pour \quad 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon'_t \\ f_c + E_2 \cdot \varepsilon_c & pour \quad \varepsilon'_t \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{ccu} \end{cases}$$

Où σ_c et ε_c sont respectivement la contrainte et la déformation du béton, et :

(1-71) $$E_2 = \frac{f'_{cc} - f_c}{\varepsilon_{ccu}}$$

(1-72) $$\varepsilon'_t = \frac{2 \cdot f_c}{E_c - E_2} \text{ (voir Figure 1-40)}$$

(1-73) $$f'_{cc} = f_c + \psi_f \cdot 3{,}3 \cdot \kappa_a \cdot f_l \text{ (avec } \Psi_f = 0{,}95)$$

$\kappa_a = 1$ pour les sections circulaires et $\kappa_a = \dfrac{1 - \dfrac{\left[\left(\dfrac{b}{h}\right)(h - 2R_c)^2 + \left(\dfrac{h}{b}\right)(b - 2R_c)^2\right]}{3A_c} - \rho_l}{1 - \rho_l} \left(\dfrac{b}{h}\right)^2$

pour les sections rectangulaires.

(1-74) $$f_l = \frac{2 \cdot E_f \cdot n_p \cdot t_f \cdot \varepsilon_{fe}}{D}$$

(1-75) $\varepsilon_{fe} = 0{,}58 \cdot \varepsilon_{u,f}$, ε_{fe} étant un niveau de contrainte effective dans le PRF à la rupture

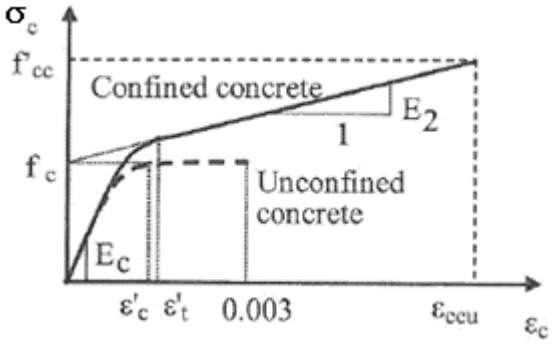


Figure 1-40 : Modèle contraintes-déformations de Lam et Teng ([Lam et Teng, 2003]) pour le béton confiné par PRF.

Le guide américain ([ACI Committee 440, 2010a]) indique également que les PRF peuvent s'avérer efficaces en cas d'action combinée de charges axiales et de charges de flexion, c'est à dire dans le cas de la flexion composée.

Dans le guide de recommandations deux situations de flexion composée sont envisagées. Dans un premier cas, on considère que si la charge axiale est appliquée avec une excentricité inférieure à 0,1*b* (*b* étant le plus grand coté de la section de béton), alors les équations qui gouvernent le modèle contraintes-déformations présenté précédemment restent valables. Si en revanche l'excentricité est supérieure à 0,1*b*, alors les diagrammes d'intéraction (Moment – Effort normal) sont construits en utilisant la loi de comportement du béton confiné pour le béton en compression (Figure 1-41).

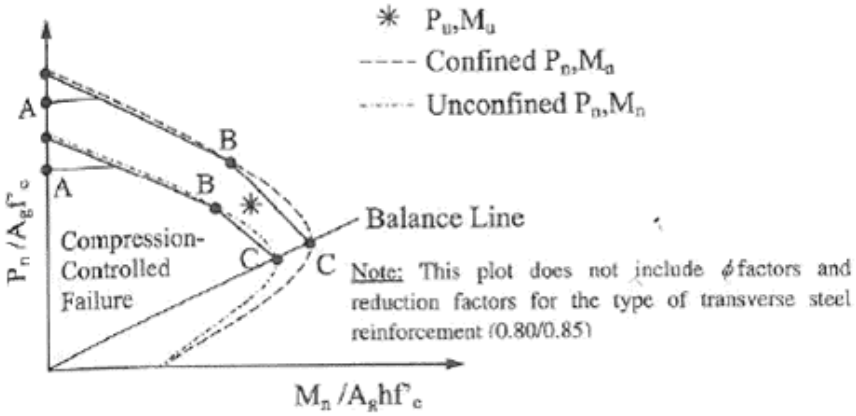


Figure 1-41 : Diagramme d'interaction à définir dans le cadre d'une flexion composée (charges axiales excentrées) ([ACI Committee 440, 2010a]).

La méthode consiste dans un premier temps à tracer la courbe (les points A, B et C étant calculés suivant une méthode détaillée dans le guide américain [ACI Committee 440, 2010a]) correspondant à l'élément non renforcé. On trace ensuite des courbes qui correspondent chacune à une certaine configuration de renforcement (un certain nombre de couches) jusqu'à ce que l'une des courbes rejoigne le point (P_u, M_u). Ce point correspond à la combinaison d'efforts s'appliquant à la structure à l'état ultime.

Le guide de l'ACI traite du renforcement par PRF collés en face tendue pour les cas de flexion simple, mais pour le cas de la flexion composée, seuls les éléments confinés par PRF sont concernés.

1.3.8 Synthèse concernant les différents codes de calcul présentés

Le Tableau 1-8 permet de visualiser les points de convergence et de divergence entre les codes présentés dans les sections précédentes, concernant le renforcement par PRF vis-à-vis de sollicitations de flexion composée.

Tableau 1-8 : Points traités par les différents codes de calcul

	Aspects sismiques	Aspects renforcement par PRF
Eurocode 8	Dimensionnement en capacité de déplacement uniquement. Prise en compte de l'aspect sismique uniquement via la capacité de déformation.	Uniquement le chemisage (action de confinement).
Guide [AFGC, 2011]	L'action sismique en tant que telle (flexion composée) n'est pas abordée. Dimensionnement en résistance (en compression ou en flexion)/ pas de dimensionnement en capacité de déplacement.	Flexion composée non traitée. Compression simple traitée avec prise en compte du confinement. Flexion simple de poutres traitée, avec renforts PRF en face inférieure.
Règles italiennes [CNR, 2004]	L'action sismique (flexion composée) est traitée. Dimensionnement en capacité de déplacement et en résistance.	Compression simple traitée avec prise en compte du confinement. Flexion simple et composée de poutres traitée, avec renforts PRF en face inférieure uniquement.
Règles japonaises [JBDPA, 1999]	L'action sismique (flexion composée) est traitée. Dimensionnement en résistance / pas de dimensionnement en capacité de déplacement.	Les PRF sont pris en compte pour le renforcement à l'effort tranchant.
Règles d'ISIS Canada Research Network [ISIS Canada, 2006]	L'action sismique en tant que telle est abordée. Dimensionnement en résistance (en compression ou en flexion)/ pas de dimensionnement en capacité de déplacement.	Flexion composée traitée avec prise en compte du confinement et de renforts PRF longitudinaux en face tendue.
Règles de l'ACI	L'action sismique (flexion composée) est traitée. Dimensionnement en résistance / pas de dimensionnement en capacité.	Flexion simple de poutres traitée, avec renforts PRF en face inférieure. Pour le cas de la flexion composée, les calculs prennent en compte l'action de confinement par chemisage mais pas l'action du renfort à la flexion.

Ce tableau de synthèse indique clairement que l'approche règlementaire du calcul du renforcement parasimique diffère selon les pays, certains abordant plus spécifiquement le rôle du renforcement par PRF. D'une manière générale, toutes les approches permettent de prendre en compte l'action du confinement par chemisage PRF pour le cas d'une sollicitation de compression simple, chaque code proposant un modèle de confinement qui lui est propre en se basant généralement sur les caractéristiques des matériaux composites ainsi que sur la géométrie de la

section à confiner. En ce qui concerne les renforts à la flexion, hormis l'Eurocode 8, tous permettent de calculer le moment résistant d'une section en partie courante d'un élément renforcé à la flexion. Cependant, tous les codes ne traitent pas de manière explicite le renforcement simultané par chemisage et par renforts à la flexion, vis-à-vis d'une sollicitation de flexion composée. De plus, le dimensionnement en capacité de déplacement et le dimensionnement en résistance ne sont pas toujours abordés (le dimensionnement en résistance est privilégié).

Enfin, aucun de ces codes n'aborde la problématique de l'ancrage des matériaux composites, notamment des renforts à la flexion. Il s'agit cependant d'un point important pour la tenue des renforts vis – à - vis de sollicitations cycliques.

Il apparaît donc qu'une évolution souhaitable des règles de dimensionnement des PRF pour le renfort parasismique consiste à tenir compte dans ces règles, de façon spécifique, de l'apport du chemisage ainsi que de l'apport du renfort à la flexion, et éventuellement de l'apport d'un ancrage des renforts. C'est en ce sens qu'est menée l'analyse des éléments de dimensionnement dans les travaux présentés dans ce document.

1.4 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les bilans de nombreux séismes, aux conséquences tragiques, ont permis de mieux appréhender les désordres pouvant être causés sur les structures par ces phénomènes naturels et ont progressivement entraîné une prise de conscience quant à la nécessité de renforcer les structures. Les travaux de recherche présentés ici s'inscrivent dans une telle démarche, et se focalisent sur le renforcement des poteaux en béton armé, éléments porteurs de première importance dans de nombreuses constructions. Il est à noter par ailleurs que la complexité évoquée des réponses sismiques nous a menés à cibler les travaux sur des poteaux isolés. En premier lieu, nous nous sommes donc intéressés aux dommages que peuvent subir les poteaux en béton armé et ce premier chapitre bibliographique nous a permis de présenter un certain nombre de techniques visant à les renforcer, chaque technique ayant ses propres caractéristiques et ses avantages. Mais les recherches dans le domaine du renforcement parasismique ne cessent de progresser et permettent d'améliorer ces techniques ou d'en inventer de nouvelles. Parmi ces techniques innovantes, le renforcement par PRF a donc progressivement été développé et a acquis une crédibilité technique certaine. Cette technique présente des avantages non négligeables, par rapport aux techniques plus classiques utilisant les matériaux traditionnels du génie civil que sont le béton et l'acier. En effet, les matériaux composites sont faciles d'utilisation et rapides à appliquer ; ils permettent donc de réduire les temps d'intervention et par là-même les coûts de chantier. Leur mise en œuvre est flexible (applicable à des sections variées), et même si nous n'avons pas encore le recul nécessaire, les études menées jusqu'à présent tendent à montrer que la durabilité des systèmes mis en place est satisfaisante. Le rapport performance/poids est très élevé et n'entraîne donc pas de rajout de masse sensible sur la structure. Pour prendre la pleine mesure de ces avantages, il est donc nécessaire de disposer d'outils de dimensionnement des PRF permettant de justifier et d'optimiser les opérations de renforcement des structures, et notamment des poteaux soumis à des efforts de flexion composée.

Actuellement il existe différents codes de calculs, principalement édités par des pays régulièrement touchés par les séismes comme le Japon et les États-Unis. L'Eurocode 8 (*[EN 1998]*) est récemment entré en vigueur en Europe ; il succède aux règles PS92 (*[Règles PS 92]*) en France. Ces codes proposent des méthodes de dimensionnement des PRF dans le domaine de la construction parasismique et de la réhabilitation ; néanmoins, ils ne permettent pas encore de traiter de manière complète le renforcement par PRF vis-à-vis d'une sollicitation sismique. En effet, de manière générale, l'action conjointe d'un chemisage PRF (confinement) et de renforts à la flexion n'est pas

abordée alors que ce double effet est généralement recherché ; même si le dimensionnement de l'action de confinement est bien appréhendé, il n'est pas couplé à l'utilisation de renforts à la flexion, ces renforts étant souvent uniquement dimensionnés pour le renforcement en partie courante de poutres soumises à la flexion. Or le fait est qu'il est nécessaire de pouvoir dimensionner également les zones critiques que peuvent représenter les extrémités de poutres ou de poteaux, ou les zones d'appui. Ce manque au niveau des règles de calcul se retrouve par ailleurs dans la base de données expérimentales disponibles. Peu d'études traitent d'un renforcement de poteaux en béton armé à la fois par chemisage (tissu) et par plats PRF (lamelles) collés longitudinalement sur les faces du poteau sollicitées en flexion. Il faudrait de plus disposer de données expérimentales permettant de quantifier et différencier l'apport du chemisage et des renforts longitudinaux à la flexion, ce qui permettrait de proposer des compléments aux codes de calcul existants. Ceci constitue l'objet du chapitre 3 du présent document, où sont exposés les résultats d'une campagne expérimentale qui contribue à pallier ce manque.

Par ailleurs, la question de l'ancrage des matériaux composites n'est pas clairement abordée dans les différents codes de calcul, or un ancrage des PRF est indispensable à l'efficacité optimale du renforcement, notamment dans le cadre d'une réhabilitation sismique avec des sollicitations alternées. En effet, il a été constaté qu'une rupture prématurée des éléments de renforcement pouvait être initiée à l'extrémité du tissu ou du plat. Les techniques additionnelles d'ancrage de ces extrémités, lorsqu'elles ont été testées (*[Colomb, 2007]*) ont démontré qu'elles pouvaient empêcher ou retarder un tel mode de rupture.

Ainsi, avant d'aborder la campagne expérimentale relative au renforcement de poteaux en béton armé (présentée dans le chapitre 3), le chapitre 2 s'intéressera aux aspects liés à l'ancrage des matériaux composites. Après une revue des systèmes d'ancrage existants, un ancrage innovant des renforts longitudinaux est présenté. Ce procédé a été développé et testé en collaboration avec le partenaire industriel Freyssinet dans le cadre de ces travaux de thèse. En effet Freyssinet dispose depuis quelques années d'un système d'ancrage du tissu de fibres de carbone (*[CSTB, 2008]*) mais il n'existait à ce jour aucun équivalent pour l'ancrage des plats composites collés ; les plats pultrudés, utilisés comme armature longitudinale collée, présentent une section beaucoup plus importante que le tissu, et les mèches dimensionnées pour le tissu ne peuvent pas être appliquées efficacement avec les plats. Le chapitre suivant se propose donc de décrire cet ancrage, ainsi que la campagne expérimentale qui a permis la validation de ses performances. Par ailleurs, un travail de modélisation de cet ancrage a été réalisé afin de mieux en appréhender le fonctionnement.

Chapitre 2
ANCRAGE DES LAMELLES DE RENFORT EN MATÉRIAUX COMPOSITES

SOMMAIRE

2.1 Introduction 89

2.2 Revue bibliographique des systèmes d'ancrage existants 90

2.3 Description et caractérisation d'ancrages innovants de plats pultrudés utilisés en renforcement..... 98

2.4 Essais de caractérisation des ancrages..... 99
2.4.1 Préparation des essais 100
2.4.2 Instrumentation 103

2.5 Synthèse des résultats expérimentaux obtenus sur les premiers prototypes d'ancrage 103

2.6 Résultats de caractérisation du système d'ancrage avec un angle de 15° 108
2.6.1 Instrumentation des essais sur ancrages avec angle 109
2.6.2 Chargement et acquisition 112
2.6.3 Résultats des essais sur ancrages avec angle 113

2.7 Synthèse des résultats et étude comparative entre les lamelles simples et le système d'ancrage innovant 133

2.8 Modélisation analytique et numérique des essais : étude de la répartition de la contrainte de cisaillement dans les joints collés des ancrages testés 136
2.8.1 Courte introduction au modèle du joint collé 136
2.8.2 Cas de la lamelle simple 139
2.8.3 Cas de la lamelle ancrée..... 145
2.8.4 Amélioration du modèle : tissu de confinement 149
2.8.5 Proposition d'une loi de comportement effort-deplacement pour l'ensemble de « l'assemblage lamelle ancrée » 153

2.9 Conclusions sur le système d'ancrage 156

2.1 INTRODUCTION

La technique du collage est le procédé de référence pour fixer les matériaux composites sur un support béton. Elle permet une diffusion répartie de l'effort et nécessite des moyens de mise en œuvre légers. Néanmoins, si les techniques de fixation par collage sont largement acceptées dans l'industrie aéronautique ou automobile, elles peinent à s'imposer dans le monde du génie civil plus habitué à des connexions mécaniques par clouage ou vissage. L'étude menée par Elsayed *et al.* (*[Elsayed et al., 2009]*) permet d'illustrer le fonctionnement de telles connexions utilisées pour fixer des renforts en PRF. Lors de cette recherche, les auteurs ont mené un programme expérimental visant à étudier le comportement de plats pultrudés cloués ou vissés sur un support béton.

Dans le cas de la fixation par clouage ou vissage, des trous peu profonds sont pré-creusés dans le béton, afin d'éviter tout phénomène d'écaillage durant la phase de fixation finale. La Figure 2-1 illustre un corps d'épreuve permettant de tester les fixations. Le corps d'épreuve est constitué d'un bloc support en béton sur lequel a été fixé mécaniquement un plat pultrudé, sur une longueur de 250 mm. C'est donc une fixation non adhérente de la partie courante qui est réalisée. Les essais consistent à appliquer un effort de traction (P sur la Figure 2-1) sur le matériau composite, le bloc support de béton étant fixé.

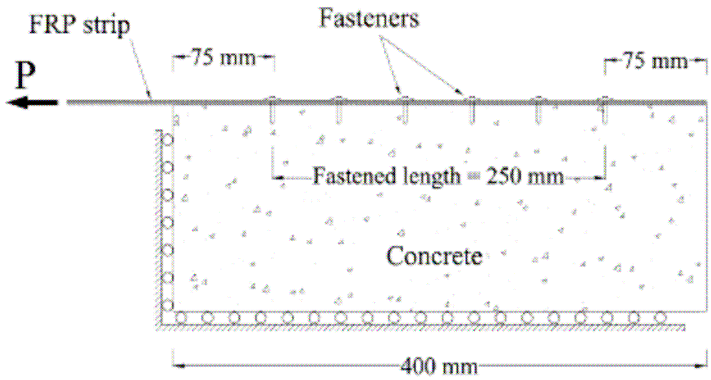


Figure 2-1 : Corps d'épreuve renforcé par fixations mécaniques ([Elsayed et al., 2009]).

Avec une seule fixation (un seul clou ou une seule vis), le comportement de l'ensemble du joint est non linéaire jusqu'à un palier, qui aboutit à une rupture. Trois types de réponses mécaniques sont observées lors de l'application de la sollicitation : la déformation du plat pultrudé, la flexion de la fixation et l'endommagement du béton. La vis apporte une capacité maximale de reprise d'effort supérieure de 80 % à celle du clou.

Avec de multiples fixations, on note que plus le nombre de fixations augmente, plus la capacité de reprise d'effort augmente (de manière quasi linéaire ; des tests comprenant jusqu'à 12 fixations ont été réalisés). Par ailleurs, l'essai étant asservi suivant une consigne de déplacement, il a été constaté que lorsque la capacité de chargement maximale est atteinte, deux phénomènes différents se produisent selon le type de fixation : l'effort chute pour le clouage alors que l'effort reste constant pour le vissage. La méthode de fixation par vis est donc plus efficace que le clouage puisqu'elle offre une meilleure résistance et plus de ductilité. Le béton et le plat sont moins endommagés pendant la fixation ; la rupture a lieu par flexion et arrachement des fixations.

Si l'on compare maintenant les performances d'un joint collé à celles d'un joint fixé mécaniquement, on constate que l'effort maximal à rupture est globalement plus élevé dans le cas du joint collé, sauf lorsque le nombre de fixations mécaniques est doublé en positionnant deux rangées

de vis le long du joint. Ces résultats, bien qu'intimement dépendants des caractéristiques des matériaux de fixation utilisés, peuvent être jugés représentatifs des capacités des différentes techniques de connexion dans le sens où les matériaux testés sont eux-mêmes représentatifs de ceux couramment utilisés sur chantier.

Finalement, même si l'utilisation de vis pour fixer les plats pultrudés peut se révéler être une solution intéressante, la méthode de fixation par collage permet une mise en œuvre simple et rapide des matériaux composites, une capacité de chargement ultime généralement supérieure, et un transfert des efforts du composite au béton sans discontinuité (les fixations mécaniques générant des concentrations de contraintes) ; elle est de ce fait la méthode la plus utilisée. De plus le collage permet un fonctionnement sans jeu : l'effort est transféré sans déplacement relatif. Signalons de plus que des clous et vis peuvent être sujets à la corrosion.

La technique de fixation des renforts en matériaux composites par collage se révèle donc être une technique efficace. Néanmoins on constate que la ruine des systèmes collés survient majoritairement par décollement des PRF, et peut alors induire une rupture de type fragile. Or la rupture fragile d'un élément structural est un événement à éviter, notamment dans le cas d'un renforcement parasismique, où la ductilité de l'élément est primordiale puisque dissipative de l'énergie sollicitante. Ainsi, optimiser le renforcement par matériaux composites collés en incluant des systèmes d'ancrage peut s'avérer être une disposition constructive intéressante. En particulier, la jonction entre deux éléments constitue souvent une zone critique ; aussi, assurer une certaine continuité du système de renforcement entre les deux éléments, via un procédé d'ancrage, peut se révéler être un dispositif constructif particulièrement pertinent pour renforcer cette zone. Ce type de considérations fait l'objet de la section suivante, présentant différents types d'ancrage dont les résultats d'essais sont disponibles dans la littérature scientifique. Le système innovant spécifiquement mis au point dans le cadre des travaux de recherches décrits dans ce manuscrit est ensuite présenté et testé. Différentes approches de calcul sont enfin proposées afin de mieux appréhender son fonctionnement et d'ouvrir des pistes pour son dimensionnement.

2.2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE DES SYSTÈMES D'ANCRAGE EXISTANTS

Différentes techniques d'ancrage existent pour optimiser les performances des renforcements par matériaux composites collés, et notamment le renforcement par PRF à base de tissus de fibres de carbone. Elles sont utilisées lorsque la capacité d'accroche générée par un simple collage du PRF sur son support est jugée insuffisante.

Parmi ces techniques, on peut ainsi citer les mèches d'ancrage, constituées d'une partie ancrée dans le béton, et d'une partie que l'on nommera « fouet » constituée de fibres de carbone libres (Figure 2-2). Ces mèches peuvent être fabriquées à partir de bandes coupées dans du tissu de fibres de carbone (Figure 2-3).

La mèche est un point de fixation ancré profondément dans le béton. Une profondeur de 13 à 15 cm est généralement recommandée afin de ne pas entraîner de rupture de la couche superficielle du béton (*[Orton et al., 2008]*). Lors de l'installation de la mèche, les fibres du fouet sont matricées par stratification sur la couche de PRF (formé à base de tissu) déjà en place.

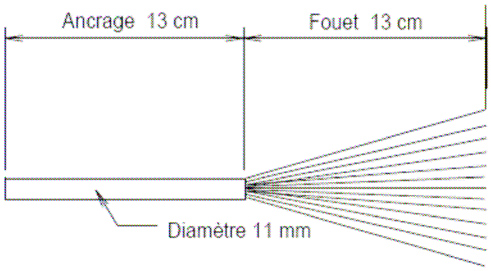


Figure 2-2 : Description d'une mèche de carbone pour l'ancrage du TFC.

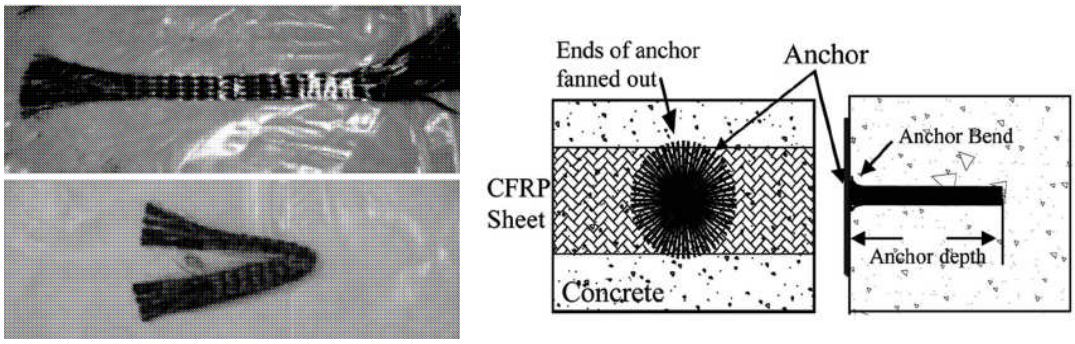


Figure 2-3 : Bandes de tissu de fibres de carbone utilisées pour fabriquer les mèches d'ancrage et mise en oeuvre de ces mèches ([Orton et al., 2008]).

Dans certains cas, la partie destinée à être ancrée dans le béton est rigide car les fibres sont noyées dans une matrice durcie, comme par exemple la mèche d'ancrage TFC de Freyssinet, dont le principe est décrit sur la Figure 2-2 (voir également l'avis technique Foreva – TFC 3/07-540 délivré par le CSTB).

Pour la mise en œuvre de ce produit, il convient :

- de percer les trous de scellement de ces mèches (diamètre 16 mm, sur une profondeur de 15 cm),
- de poser la première couche de TFC,
- d'écarter les fibres du tissu et de venir sceller les mèches d'ancrage dans le béton (à l'aide d'une résine époxy),
- d'écarter le fouet en corolle et l'incorporer dans le matriçage de la couche de TFC en place,
- d'appliquer éventuellement une deuxième couche de TFC.

La Figure 2-4 permet de visualiser ce type de procédé une fois mis en œuvre ; l'ancrage et le PRF à base de tissu de fibres de carbone forment alors un matériau composite unique.

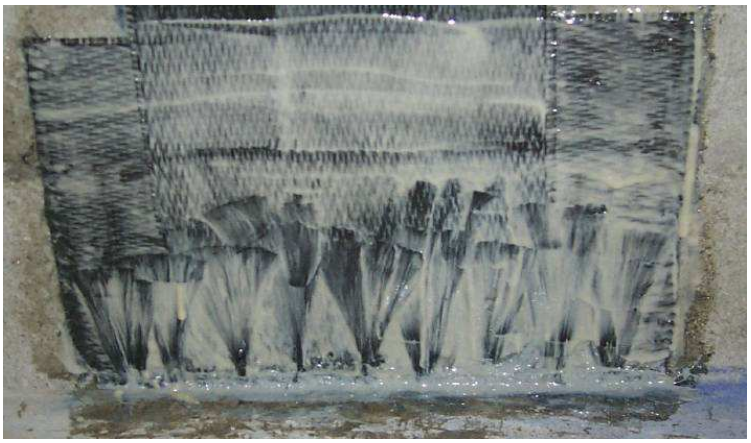


Figure 2-4 : Mise en œuvre d'une mèche d'ancrage (procédé Freyssinet).

Cette technique d'ancrage par mèches permet d'augmenter les efforts repris par le PRF (fabriqué avec un tissu de fibres de carbone) et diverses études ont montré que l'utilisation de tels ancrages pouvait améliorer la résistance d'un élément ou d'un assemblage structural.

Kobayashi *et al.* (*[Kobayashi et al., 2001]*) ont ainsi testé ce système en scellant ces mèches dans l'élément connexe à l'élément renforcé, par exemple un mur lié à un poteau, le mur empêchant d'appliquer le PRF tout autour du poteau à renforcer (Figure 2-5). Les essais ont mis en évidence l'efficacité des ancrages, qui ont permis d'augmenter la déformabilité et la résistance de l'élément.

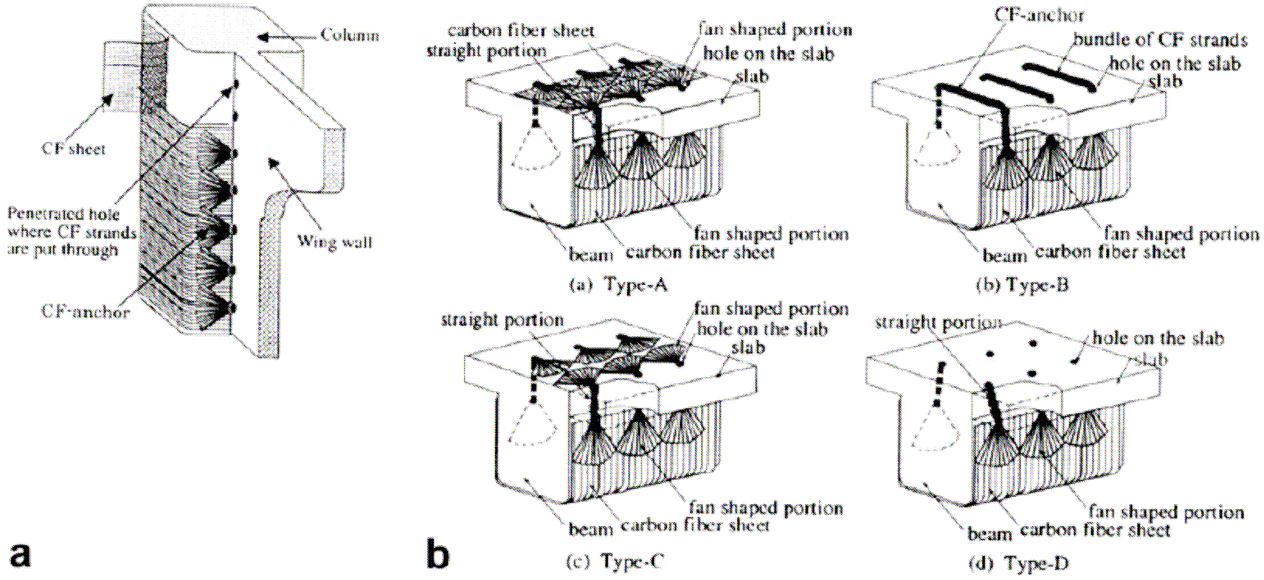


Figure 2-5 : Système d'ancrage par mèches en éventail ([Kobayashi et al., 2001]).

L'utilisation de mèches d'ancrage peut permettre également d'améliorer le confinement de sections à géométrie complexe. Ainsi, une étude menée sur des éléments à section en forme de L, renforcés par PRF à base de tissu de fibres de verre et un système de mèches (Figure 2-6) a montré une augmentation de la résistance de 59 % par rapport au même élément confiné sans mèches (*[Karantzikis et al., 2005]*) ; de plus la déformation ultime évolue de 4,5 % pour l'élément confiné sans mèches à 8,6 % pour l'élément confiné avec 6 mèches.

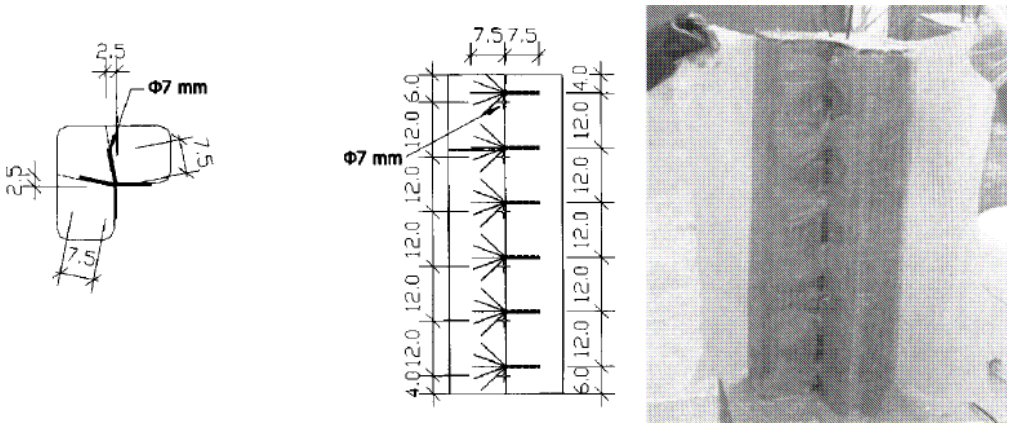


Figure 2-6 : Renforcement par mèches d'ancrage d'une section en L ([Karantzikis et al., 2005]).

Toutes les études menées pour évaluer les performances des systèmes de renforts ancrés ont globalement démontré que cette technique permettait de solliciter davantage le PRF et donc

d'accroître les performances ultimes des éléments renforcés.

Par ailleurs, lorsqu'ils ne sont pas mis en place pour améliorer l'efficacité du confinement, les ancrages peuvent être utilisés pour prévenir le décollement d'extrémité des matériaux composites destinés au renfort à la flexion (décollement pouvant être dû à une concentration de contraintes, en fonction de la découpe à l'extrémité). En effet, les PRF (fabriqués à base de tissus) disposés en face inférieure de poutre ou longitudinalement sur un poteau, peuvent perdre de leur efficacité s'ils se décollent prématurément à leurs extrémités. Un système d'ancrage approprié peut donc permettre d'éviter ce phénomène. Ainsi la technique NSMB (Near Surface Mounted Bar) consiste à réaliser une engravure dans le béton, puis à venir incurver l'extrémité du PRF (fabriqués à base de tissus) dans cette engravure. Cette extrémité est ensuite bloquée avec une barre (de PRFC ou PRFV par exemple). Enfin l'engravure est remplie avec de la résine (Figure 2-7), emprisonnant l'extrémité du PRF et créant ainsi un ancrage mécanique.

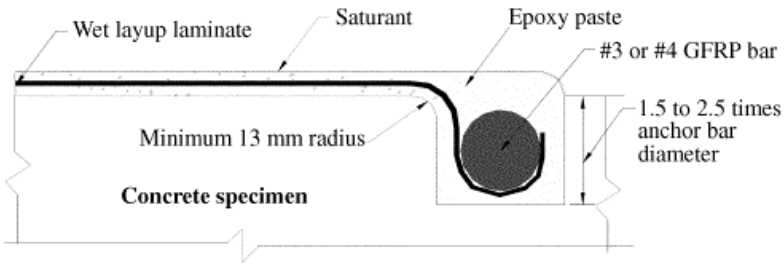


Figure 2-7 : Système d'ancrage testé par [Eshwar et al., 2008] – méthode NSMB.

Les essais réalisés par Eshwar *et al.* (*[Eshwar et al., 2008]*) ont montré que l'utilisation de ce système pouvait améliorer les performances du renfort à la flexion de 7 à 51 %. Certaines dispositions constructives doivent néanmoins être respectées pour garantir de bonnes performances du système : adoucir les angles au niveau de l'engravure pour limiter les concentrations de contraintes dans le PRF (rayon minimum de 13 mm), les tiges en fibres de verre doivent avoir au moins 10 mm de diamètre et l'engravure doit être d'une taille se situant entre 1,5 et 2,5 fois le diamètre de la barre de PRF.

Ceroni *et al.* (*[Ceroni et al., 2008]*) ont testé et comparé les performances de différents systèmes d'ancrage mis en place sur quatorze corps d'épreuve en forme de T simulant des poutres en T ou des jonctions poteaux-poutres.

Les différentes configurations testées sont représentées sur la Figure 2-8 ; on distingue les cas où le renforcement, constitué d'un PRF, fabriqué à partir d'un tissu de fibres de carbone, est collé uniquement sur la partie verticale (configuration A) et les cas où le matériau composite est prolongé sur la partie orthogonale (application en L – configuration B). Les ancrages testés sont les suivants :

- ancrage par plaques d'acier collées,
- ancrage par plaques de PRF collées,
- ancrage par plaques de PRF collées et boulonnées,
- et ancrage par engravure d'une barre en PRF (méthode NSMB).

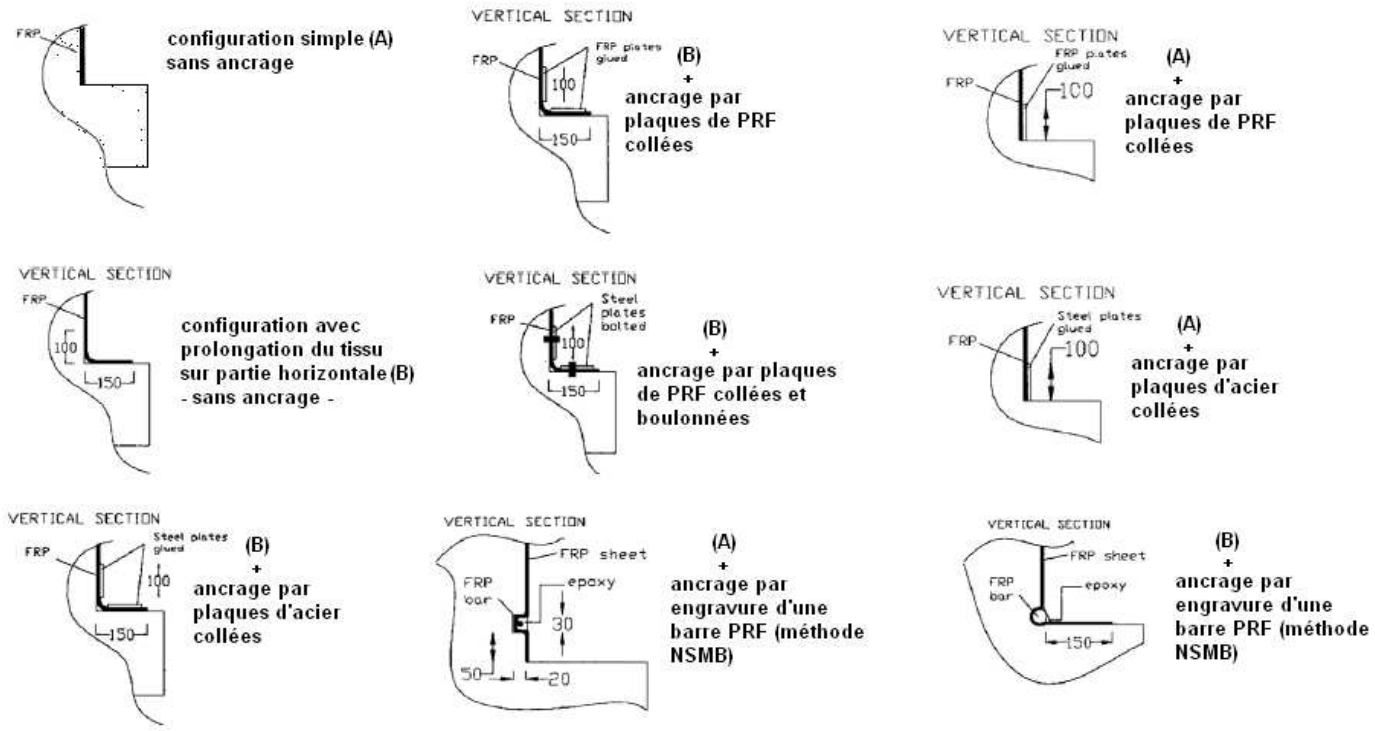


Figure 2-8 : Différentes configurations d'ancrage testées par Ceroni *et al.* ([Ceroni et al., 2008]).

Concernant le système de sollicitation, le PRF collé et ancré dans la zone de test est prolongé jusqu'à être appliqué sur un deuxième bloc (Figure 2-9) ; le bloc béton en T (zone de test) et ce deuxième bloc béton sont équipés chacun d'un tirant central relié à une machine de traction. La sollicitation consiste alors, grâce à cette machine, à éloigner les deux blocs l'un de l'autre, jusqu'à rupture du PRF dans la zone de test.

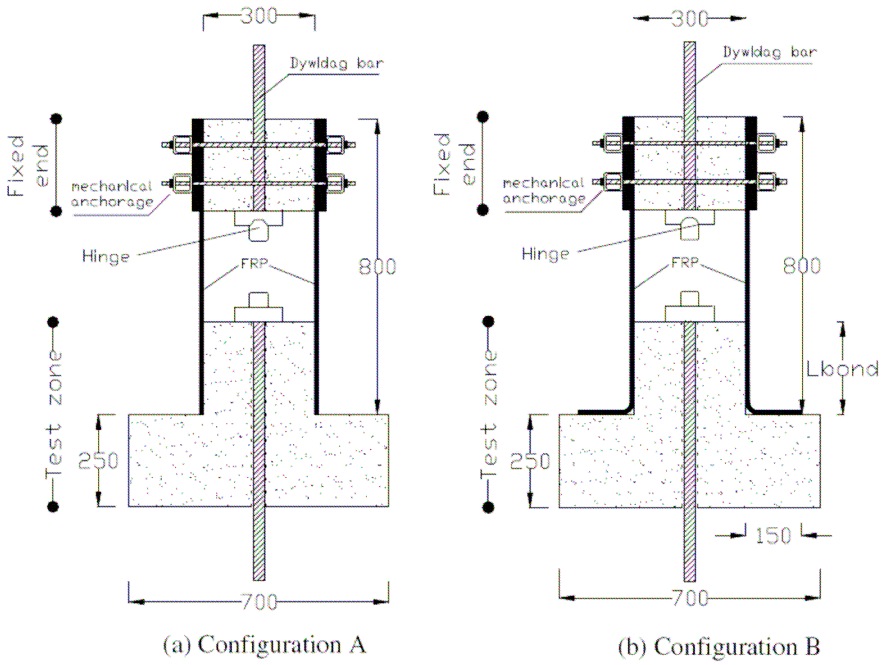


Figure 2-9 : Configuration de l'essai proposé par Ceroni *et al.* ([Ceroni et al., 2008]).

La rupture observée correspond, dans la majorité des cas, à une rupture cohésive dans le béton (le décollement du PRF entraîne une fine couche de béton). Les essais ont permis de mettre en évidence que l'application des plaques en acier ou la méthode du boulonnage ont généré des

concentrations de contraintes et que les engravures sont le lieu de phénomènes de ruptures locales.

En comparant les configurations (A) et (B), avec ou sans ancrage, les auteurs constatent de moins bonnes performances dans le cas de la configuration (B). L'extension du renforcement sur la partie orthogonale peut donc se révéler défavorable.

Globalement, de meilleures performances sont obtenues avec la méthode NSMB ou avec le collage de plaques acier/PRF et on atteint aisément 50 % d'augmentation de l'effort à rupture.

Une autre technique similaire à la technique NSMB consiste à coller le tissu de renfort sur l'élément à renforcer (représentatif d'un mur ou d'un poteau) puis à l'ancrer en le recourbant à son extrémité et en le fixant grâce à un profilé en L en acier, vissé dans la semelle de l'élément, comme indiqué sur le schéma de la Figure 2-10 (*[Nagy-Gyorgy et al., 2005]*). L'élément ainsi renforcé a démontré des performances supérieures à celles d'un élément identique mais dont le renfort n'était pas ancré.

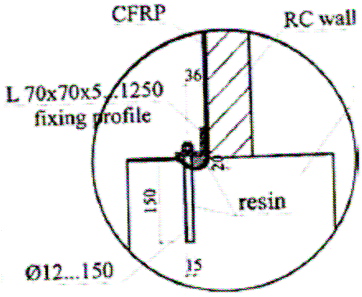


Figure 2-10 : Système d'ancrage testé par Nagy Gyorgy *et al.* ([Nagy Gyorgy et al., 2005]).

Il existe donc des techniques d'ancrage efficaces pour améliorer le confinement par PRF ou pour empêcher ces mêmes PRF, sollicités en traction dans le sens longitudinal de l'élément renforcé, de se décoller prématurément aux extrémités, en réalisant une jonction avec l'élément connexe (la semelle d'un poteau par exemple).

En complément des ancrages décrits précédemment, Huang et Chen (*[Huang et Chen, 2005]*) proposent un système d'ancrage original (Figure 2-11), composé d'une première couche de PRF confinant le poteau à tester, d'une couche viscoélastique (VE) recouvrant ce premier confinement, et d'une seconde couche de PRF ancrée dans la semelle. Ainsi le système de renforcement permet d'atténuer la transmission des efforts entre le poteau et la semelle lors du mouvement de celle-ci, une partie de l'énergie étant absorbé par la couche VE.

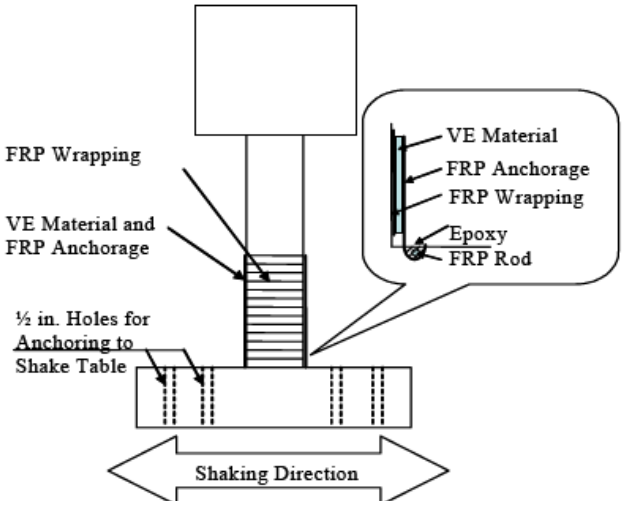


Figure 2-11 : Système de renforcement testé par Huang et Chen ([Huang et Chen, 2005]).

Cependant, avant de pouvoir tester ce procédé, il est nécessaire de s'intéresser aux deux mécanismes critiques de ce système, à savoir le collage de PRF avec une couche viscoélastique, et l'ancrage de PRF dans le béton.

Deux séries de tests ont donc été menés : une série visant à évaluer les performances de l'assemblage PRF / couche VE (Figure 2-12(a)), et une autre série se concentrant uniquement sur le système d'ancrage de la deuxième couche de PRF dans le béton via une tige de PRF (Figure 2-12(b)). Les caractéristiques des couches viscoélastiques sont résumées dans le Tableau 2-1.

Tableau 2-1 . Caractéristiques mécaniques des couches viscoélastiques ([Huang et Chen, 2005]).

Dureté	Résistance à la traction (MPa)	Déformation à rupture (%)	Module d'Young à 5Hz (MPa)	Température d'utilisation
70	1,42	399	0,827	De –29°C à 71°C

Les essais ont été réalisés, pour chaque système, suivant un chargement statique ou dynamique. En ce qui concerne les essais statiques sur le système de collage, tous les corps d'épreuve montrent une rupture par déchirement de la couche viscoélastique, ce qui indique que la couche de PRF ancrée est bien adhérente à la couche VE. Le comportement du système de collage est également performant sous sollicitations dynamiques et on observe le même mode de rupture qu'en statique. Par ailleurs, les tests menés sur les ancrages ont tous abouti à une rupture du béton ; la résistance du béton est ainsi le facteur limitant de ces ancrages.

Le système d'ancrage permet alors de transférer des forces de sollicitation atténuées entre le poteau et la semelle grâce au système de couche VE couplé au PRF ancré dans la semelle du poteau, et donc de moins solliciter la jonction.

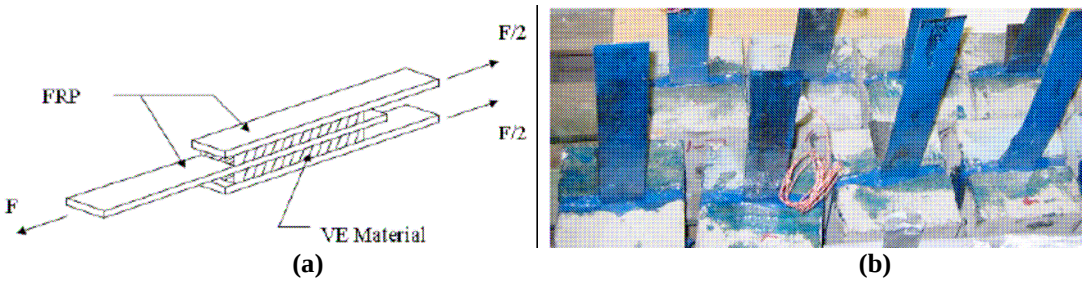


Figure 2-12 : Deux séries d'essais réalisés pour valider le système d'ancrage de Huang et Chen ([Huang et Chen, 2005]).

Dans un autre registre, Galal et Mofidi (*[Galal et Mofidi, 2009]*) présentent un système hybride alliant un ancrage en acier et un plat PRF, avec toujours pour objectif de provoquer une rupture ductile de l'élément renforcé plutôt que la rupture fragile souvent observée lors du décollement des plats en PRF. Le principe de cet ancrage hybride est décrit sur la Figure 2-13 ; il est destiné à maintenir les extrémités d'un plat en PRF utilisé comme renfort à la flexion. Le renfort à la flexion peut être collé ou non au substrat béton. Chaque extrémité du plat PRF est fixée à deux plaques d'acier. Ces plaques d'acier sont disposées de chaque côté et dans le prolongement de chacune des extrémités du PRF (Figure 2-13). Chaque paire de plaques en acier est liée à la poutre support par une tige en acier (tige de fixation de la Figure 2-13.). Cette tige est fixée à une équerre positionnée au coin de la jonction poutre à renforcer / poutre support. Les tiges de fixation sont dimensionnées pour que leur résistance soit inférieure à celle du plat en PRF : le plat en PRF transmet ainsi des efforts aux tiges qui fléchissent avant rupture, et offrent donc la ductilité recherchée à la connexion.

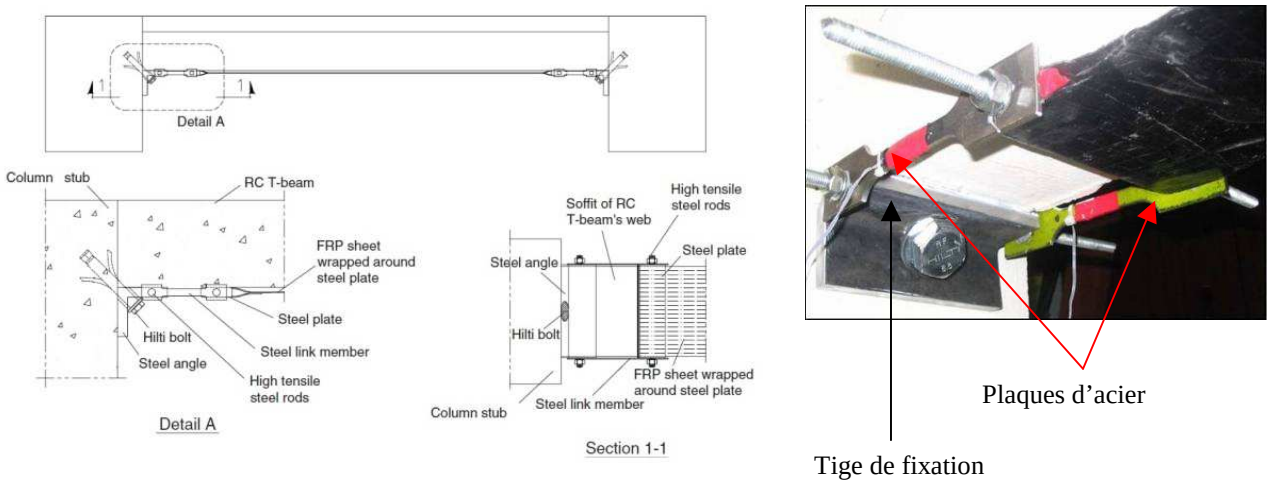


Figure 2-13 : Schéma et photo décrivant le système d'ancrage hybride ([Galal et Mofidi, 2009]).

Les essais impliquant ces ancrages hybrides ont permis de mettre en évidence que la capacité du système de renfort est plus importante lorsque le plat PRF est collé. Cependant, le corps d'épreuve qui présente la meilleure ductilité est celui dont le plat PRF n'est pas collé. On note enfin que la structure munie d'un renforcement conventionnel par collage d'un plat PRF (sans ancrage) possède une meilleure capacité portante que la structure de référence non renforcée par composites collés ; cependant, sa ductilité est moindre.

Finalement, cette étude permet de conclure que, pour le cas de l'ensemble structural testé, l'ancrage apporte un réel gain de performance, même s'il faut adapter le choix du système de renfort (collage ou non de la lamelle PRF) en fonction des performances recherchées (ductilité ou résistance).

Cette synthèse bibliographique de quelques systèmes d'ancrage existants nous a permis de mieux cerner l'état de l'art concernant ces systèmes, leur utilité ainsi que les performances qu'il est possible d'en attendre (meilleures capacités du confinement par PRF ; retard du décollement des extrémités du PRF, permettant ainsi de le solliciter davantage et d'améliorer les performances de l'élément renforcé). Cependant, hormis le cas du système hybride de Galal et Mofidi (*[Galal et Mofidi, 2009]*), peu de systèmes d'ancrages sont actuellement applicables aux lamelles pultrudées. En effet, que ce soient les méthodes NSMB qui nécessitent une courbure du matériau composite dans l'engravure ou la méthode des mèches à fouet, toutes sont applicables ou dimensionnées pour ancrer des PRF fabriqués à partir de tissu. Ceux-ci présentent en effet, lors de leur application, la souplesse nécessaire pour les recourber (méthode NSMB) ou pour écarter localement certaines mailles afin de les traverser par l'ancrage (mèches en fouet). Or, dans le cas d'un renforcement à la flexion de poteaux, il semble intéressant de pouvoir ancrer les renforts longitudinaux même si ceux-ci sont constitués de lamelles collées le long du poteau. Cette volonté d'ancrer les lamelles dans la semelle du poteau, dans l'objectif d'augmenter la résistance à la flexion et la ductilité des poteaux, nous a donc amenés à mettre au point un nouveau système d'ancrage pour lamelles, en collaboration avec l'entreprise Freyssinet.

La suite de ce chapitre est consacrée à la description des ancrages innovants développés, ainsi qu'à la présentation des essais de caractérisation de ceux-ci. Plus particulièrement, la campagne d'essais, décrite ci-après, a été menée afin d'analyser les performances du procédé d'ancrage, notamment vis-à-vis de sollicitations cycliques. Il s'agit de déterminer les effets mécaniques relatifs à l'application de cycles sur les propriétés d'adhérence des plats composites collés sur support béton, mais également d'étudier les performances du transfert de charge de ce nouveau système d'ancrage par rapport aux lamelles collées sans ancrage. L'influence du système d'ancrage sur les efforts à l'ELS et à l'ELU est ensuite discutée.

2.3 DESCRIPTION ET CARACTÉRISATION D'ANCRAGES INNOVANTS DE PLATS PULTRUDÉS UTILISÉS EN RENFORCEMENT

Le principe d'ancrage des lamelles de renfort présenté dans cette section a été amené à évoluer au fur et à mesure de son optimisation, notamment vis-à-vis des résultats expérimentaux obtenus lors des essais de caractérisation. Cependant, pour faciliter la lecture de la suite de ce manuscrit, nous livrons dans ce premier paragraphe les principales caractéristiques des ancrages développés lors de nos travaux.

Le système d'ancrage mis au point est fabriqué à partir d'une lamelle pultrudée à base de fibres de carbone, dont la dénomination commerciale est « lamelle LFC » (produit Foreva®LFC de Freyssinet). Les principales caractéristiques de cette lamelle sont résumées dans le Tableau 2-2.

Tableau 2-2 : Caractéristiques mécaniques des lamelles Foreva®LFC

Foreva®LFC	**Épaisseur**	1,2 mm
	Largeur	50 mm
	Module	160 000 MPa
	Déformation ultime	0,007
	Résistance ultime en traction	3 000 MPa

Pour créer l'ancrage, l'extrémité de la lamelle a été modifiée : la largeur de la lamelle diminue progressivement pour se terminer en un cylindre constitué des fibres de la lamelle, qui auront préalablement été dépultrudées sur une longueur d'environ 13 cm (de manière à se rapprocher du système existant des mèches d'ancrage TFC, voir Figure 2-2) puis matricées de nouveau pour prendre la forme de l'ancrage cylindrique. Ce cylindre constitue donc la partie destinée à être scellée dans le bloc béton ; le système d'ancrage fait ainsi partie intégrante de la lamelle (Figure 2-14). L'angle θ d'inclinaison entre la mèche cylindrique et le plan de la lamelle constitue notamment un paramètre ayant évolué au fur et à mesure des optimisations apportées au système.

Ces lamelles ancrées ont été fabriquées par la société Freyssinet, à partir d'un schéma de principe élaboré dans le cadre de ce travail de thèse, et constituent un procédé innovant spécialement mis au point dans le cadre de cette étude (demande de brevet en cours n°FR0955642).

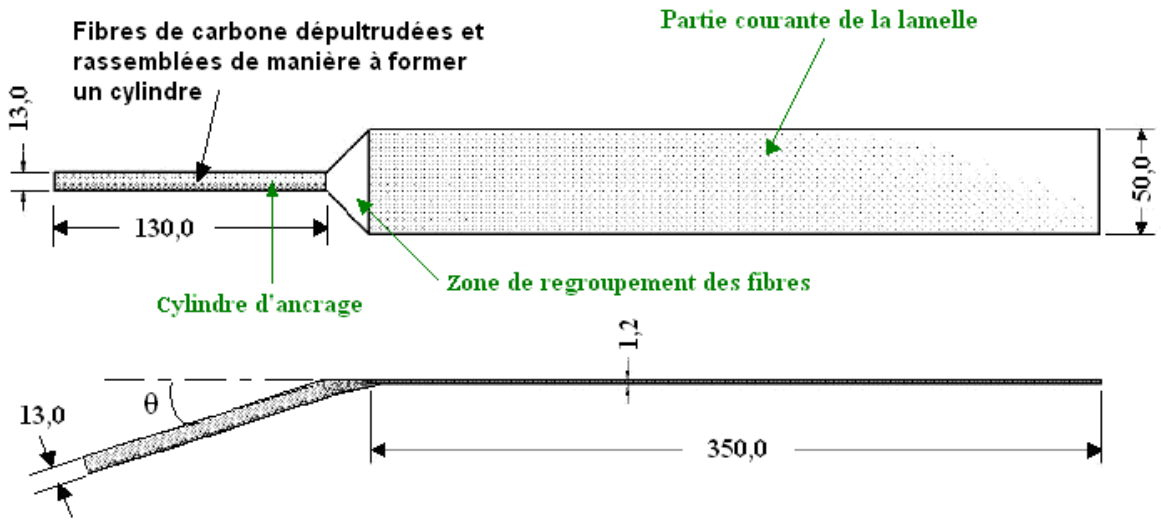


Figure 2-14 : Géométrie des ancrages développés (cotes en mm).

Comme précisé préalablement, différentes versions de ce système d'ancrage innovant ont dû être fabriquées et testées, afin de pouvoir apporter des améliorations en fonction des résultats

expérimentaux obtenus. La description de ces différents prototypes et les résultats associés sont résumés dans le paragraphe 2.5.

2.4 ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES ANCRAGES

Les essais ont pour objectif d'évaluer la performance de l'ancrage qui sera utilisé pour sceller une lamelle pultrudée utilisée comme renfort longitudinal dans une dalle ou semelle de fondation. Le programme expérimental porte sur plusieurs configurations de renforcement : lamelles simples sans ancrage, lamelles avec procédé d'ancrage selon un angle θ = 0° et lamelles avec procédé d'ancrage selon un angle θ = 15°; en effet, une fois l'ancrage validé pour la configuration d'angle à 0°, une modification lui a été apportée, via l'angle à 15°, afin de le rendre plus applicable au renforcement longitudinal de poteaux avec ancrage dans la semelle. Chaque configuration a été testée vis-à-vis d'un *chargement statique* (3 essais statiques pour chaque configuration) et vis-à-vis d'une *sollicitation cyclique* (2 essais cycliques pour chaque configuration).

Si l'on ne tient pas compte du cylindre d'extrémité de l'ancrage scellé dans le béton, les essais menés sont de type traction/cisaillement sur joint à simple recouvrement (voir par exemple *[Yao et al., 2005]*). L'essai consiste à solliciter en cisaillement un joint adhésif en appliquant un effort de traction à l'extrémité libre (i.e. non collée sur le support) d'un renfort composite collé sur un élément en béton (voir le schéma de principe de la Figure 2-15). L'essai est mené jusqu'à rupture du joint de colle ou du composite.

Les essais ont été réalisés au *CETE de Lyon – Département Laboratoire d'Autun* sur une machine de traction équipée d'un vérin annulaire transmettant l'effort de traction au composite par l'intermédiaire d'une tige à laquelle est fixée un système de mors autobloquants (Figure 2-16, Figure 2-17). L'axe d'application de l'effort doit être parfaitement aligné avec le renfort à tester ; ceci est réalisé à l'aide de vis de réglages et d'une règle amovible. L'asservissement de la machine de traction peut se faire suivant une consigne en effort ou en déplacement. Le protocole de l'essai à simple recouvrement est décrit dans le guide de l'AFGC (*[AFGC, 2011]*) ainsi que dans la méthode d'essais décrite par Chataigner *et al.* (*[Chataigner et al., 2010b]*).

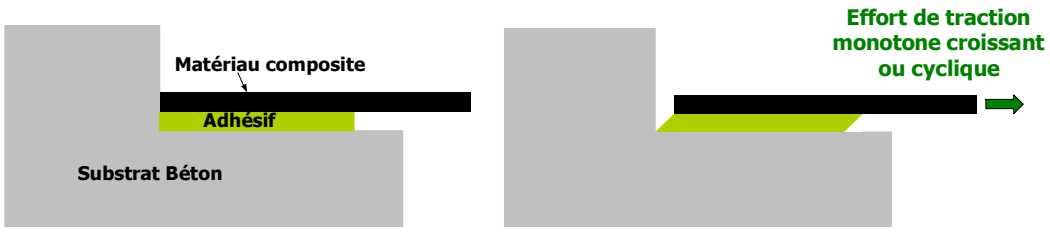


Figure 2-15 : Principe de sollicitation en cisaillement du joint adhésif consécutif à l'application d'un effort de traction au matériau composite.

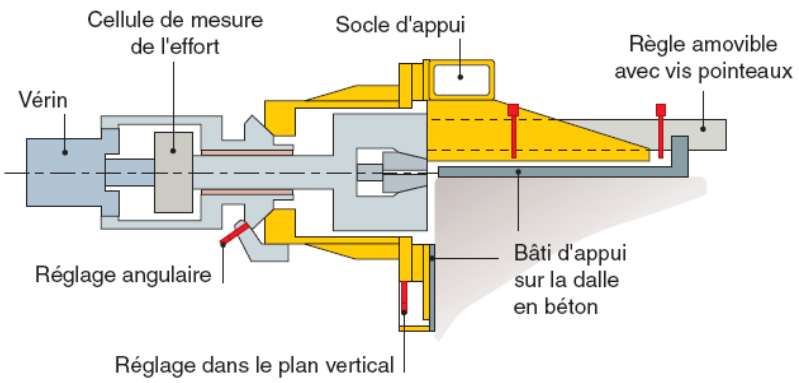


Figure 2-16 : Schéma de la machine de traction ([Chataigner et al., 2010b]).

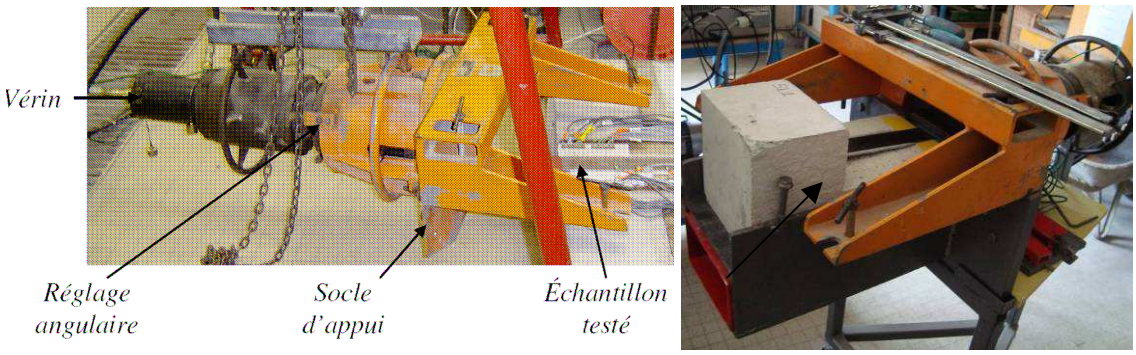


Figure 2-17 : Dispositif expérimental : machine de traction et échantillon positionné.

Le matériel de mesure et d'acquisition mis en place pour cet essai est le suivant (*[Chataigner et al., 2010b]*) :

- Cellule de force : cellule de mesure à pont de jauges, reliée à un conditionneur. Mesure maximale du système : 100 kN, avec une précision de +/- 20 N.
- Capteur de déplacement permettant de mesurer le déplacement de l'extrémité du mors par rapport à l'échantillon de béton. L'étendue de mesure du capteur est de +/- 5 mm et la discrétisation du système d'acquisition permet une mesure à +/- 0,5 µm.
- Centrale d'acquisition dynamique permettant une acquisition des mesures à une fréquence de 25 Hz.
- Jauges de déformation collées longitudinalement sur la face supérieure du composite.

Pour tous les essais, une précharge de 3 kN a été réalisée sur les lamelles (i.e. application d'un léger effort de traction), pour permettre l'accroche du mors. Une fois cette précharge effectuée, le chargement en déplacement ou en effort peut être appliqué.

2.4.1 Préparation des essais

2.4.1.1 Les blocs d'ancrage

La géométrie des blocs supports en béton est décrite sur la Figure 2-18. Des blocs témoins ont été renforcés avec des lamelles collées dites « lamelles simples », c'est-à-dire ne disposant pas du cylindre d'ancrage à l'extrémité alors que d'autres blocs ont été renforcés avec des lamelles disposant du cylindre d'ancrage dites « lamelles ancrées ». Afin de déterminer précisément le rôle de l'ancrage et de pouvoir comparer de manière fiable les résultats des essais menés, des blocs support béton

strictement identiques ont été utilisés pour toutes les configurations de renforcement. La résistance moyenne en compression de ces blocs béton (moyenne sur 12 éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm) est de 38 MPa, avec un écart-type de 5,2 MPa.

La campagne expérimentale visant la caractérisation des performances de l'ancrage et donc la détermination de l'effort à rupture de ce type d'assemblage, il est nécessaire d'éviter toute rupture prématurée du béton, notamment dans le cas de l'assemblage renforcé par ancrage. Pour cela, les blocs supports en béton ont été dotés d'armatures métalliques internes telles que décrites sur la Figure 2-19. Cependant, il faut préciser que ces ancrages devant être mis en place dans des semelles de poteaux sur structures existantes, il peut arriver que ce genre de ferraillage ne se trouve pas au droit de l'ancrage.

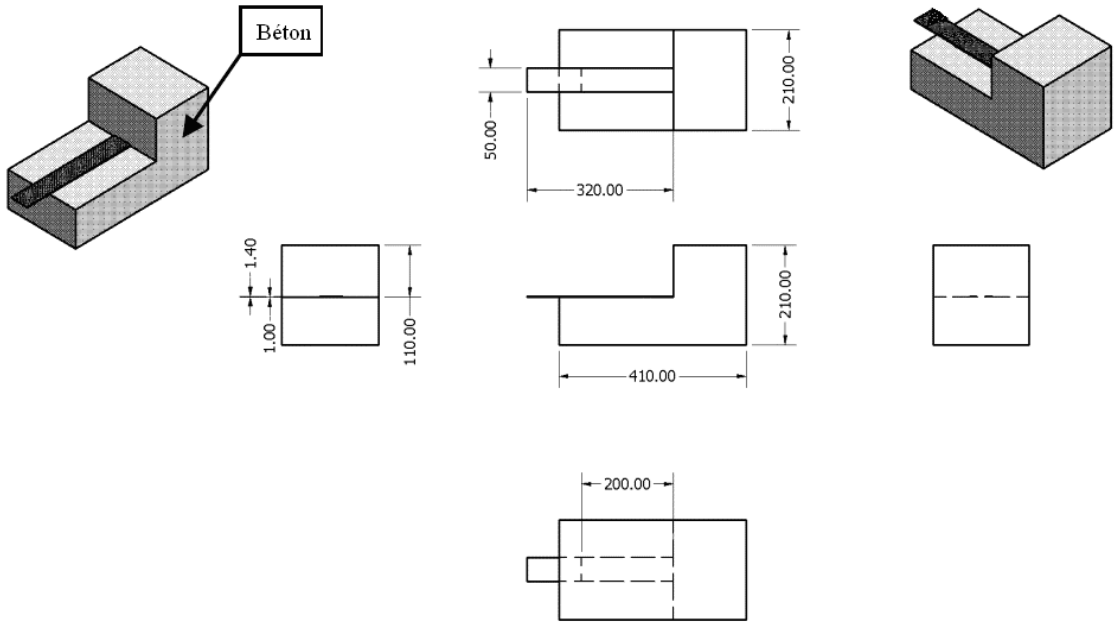


Figure 2-18 : Géométrie et dimensions des corps d'épreuve renforcés par lamelles simples (d'après [Rizard, 2010]).

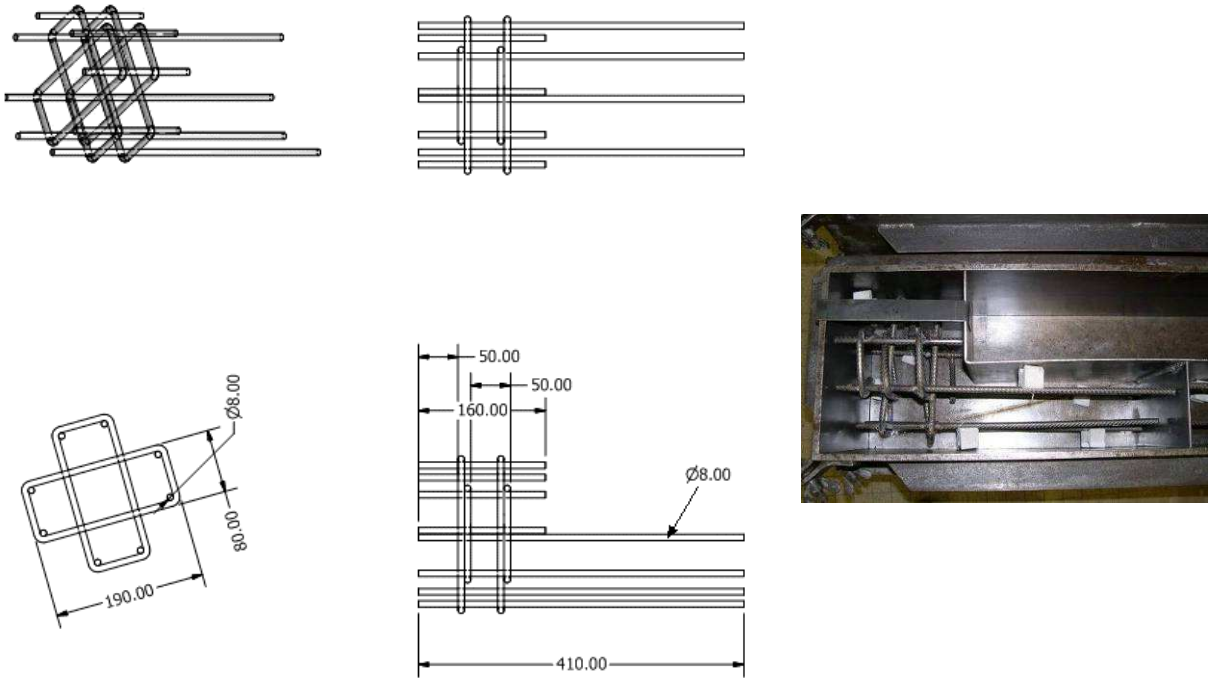


Figure 2-19 : Plans de ferraillage et illustration du coffrage des corps d'épreuve (d'après [Rizard, 2010]).

2.4.1.2 Mise en place des renforts composites

Les lamelles simples sont collées sur une longueur de 200 mm (après avoir effectué une préparation de surface du béton en ponçant), en prenant soin de laisser une longueur de 50 mm non collée à l'extrémité du bloc (voir Figure 2-20). Cette précaution évite le phénomène de rupture prématurée, dite « rupture en coin » du bloc béton (*[Benzarti et al. 2011]*). Une longueur libre de 70 mm est également laissée pour permettre une bonne accroche du mors. La lamelle est collée par double encollage (une couche d'adhésif sur la lamelle et une couche sur le substrat béton).

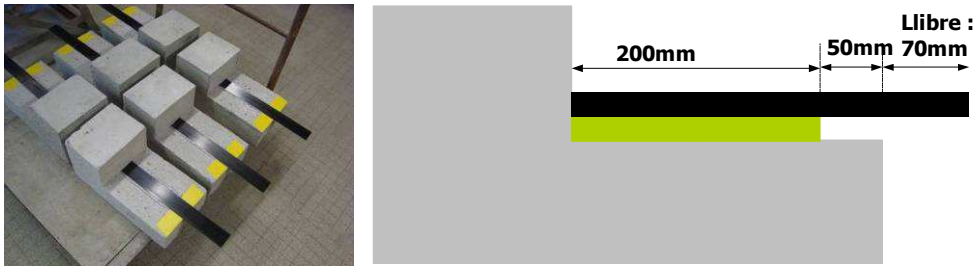


Figure 2-20: Lamelles simples collées sur les blocs en béton.

En ce qui concerne les lamelles avec ancrage, la procédure de collage impose les étapes suivantes:

- Préparation de surface de béton (par ponçage au disque diamant).
- Perçage d'un trou de scellement de diamètre 20 mm, de profondeur 160 mm (perçage traversant la partie haute du bloc). Pour le perçage avec un angle $\theta \neq 0$, un gabarit a été réalisé pour guider la perceuse et s'assurer de la reproductibilité de l'angle d'un bloc à l'autre.
- Nettoyage du trou après perçage (air comprimé).
- Remplissage du trou de scellement avec de la résine Eponal (Eponal 380, epoxy bicomposant (résine et durcisseur) sans solvant ayant une viscosité de 200 000 à 370 000 MPa.s) (voir Figure 2-21).
- Introduction du cylindre d'ancrage dans le trou, tout en collant la lamelle sur le bloc (double encollage) (voir Figure 2-21).
- Marouflage en pressant fortement sur toute la largeur de la lamelle jusqu'à ce que la colle reflue par les deux côtés de la lamelle.

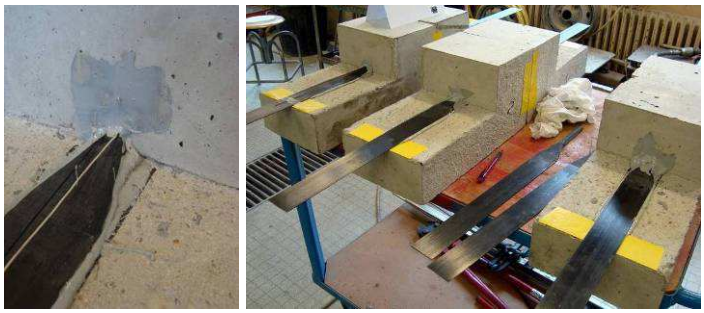


Figure 2-21 : Procédure de collage des renforts composite à ancrage.

2.4.2 Instrumentation

Lors des essais, les mesures réalisées systématiquement concernent les grandeurs suivantes :
- l'effort de traction appliqué à l'extrémité de la lamelle (générant le cisaillement de l'interface),
- le déplacement du mors d'accroche consécutif à l'application de l'effort de traction.

Pour certains essais, une instrumentation complémentaire a été mise en place. Elle permet de mesurer les déformations axiales de la face supérieure du composite : les plans d'instrumentation, en fonction des configurations de renforcement, sont fournis dans les Annexes 1, 2 et 3 ainsi que dans le paragraphe 2.6.

2.5 Synthèse des résultats expérimentaux obtenus sur les premiers prototypes d'ancrage

Dans un premier temps, des essais ont été menés conjointement sur des lamelles simples, pour avoir un système de référence (voir Annexe 1, où la détermination de la capacité ultime, du mode de rupture et des discussions relatives aux déformations du composite sont présentés) et des lamelles ancrées (Annexe 2, *[Sadone et al., 2010]*), avec l'ancrage dans le prolongement de la lamelle (génératrice du cylindre alignée avec l'axe de la lamelle), comme schématisé sur la Figure 2-22. Il s'agit donc du système présenté en Figure 2-14 avec un angle θ nul.

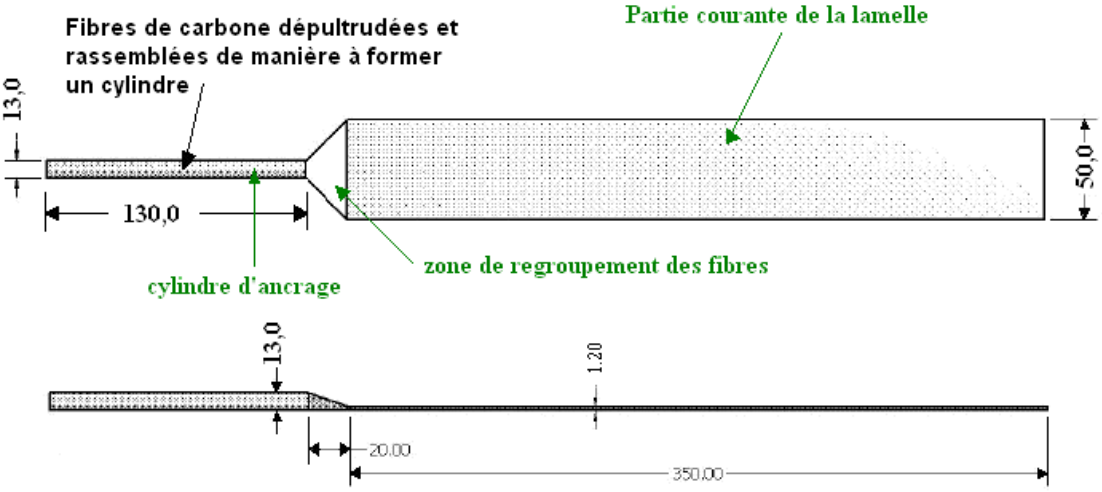


Figure 2-22 : Description de la lamelle et de son ancrage – cas où l'ancrage est dans l'alignement de la partie courante de la lamelle.

Les 3 essais statiques menés sur lamelles simples sont notés : SL1, SL2 et SL3i (le préfixe « S » signifiant « Statique », « L » pour « Lamelle » et « i » indiquant que le renfort a été instrumenté par jauges de déformations). Les 2 essais cycliques menés sur lamelles simples sont notés CL2 et CL3i (« C » pour cyclique).

Le programme imposé des cycles est le suivant (pour cette première série d'essai, un pas d'augmentation de l'effort relativement petit a été adopté) :

- 10 cycles jusqu'à 15,0 kN,
- 10 cycles jusqu'à 16,5 kN,
- 10 cycles jusqu'à 18,0 kN,
- 10 cycles jusqu'à 19,5 kN,
- 10 cycles jusqu'à 21,0 kN,
- 10 cycles jusqu'à 22,5 kN,
- 10 cycles jusqu'à 24,0 kN

Les cycles appliqués répondent à une "consigne triangulaire", telle que représentée sur la Figure 2-23 (il en sera de même pour tous les essais cycliques menés dans le cadre de cette étude).

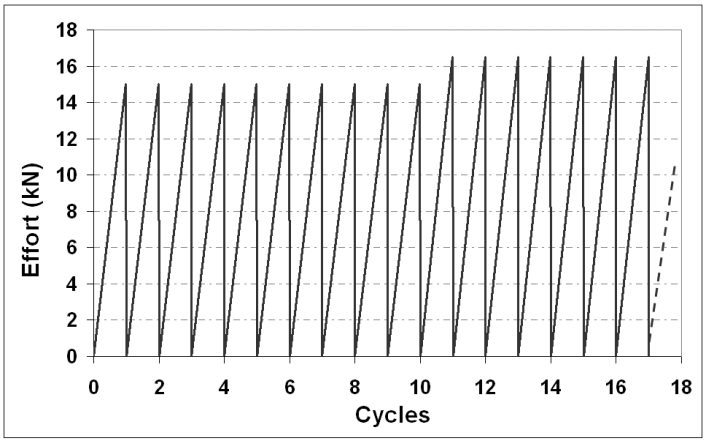


Figure 2-23 : Représentation des cycles appliqués aux lamelles

Les résultats de ces essais sont résumés dans le Tableau 2-3.

Tableau 2-3 : Résultats des essais sur lamelles simples

	SL1	SL2	SL3i	CL2	CL3i
Effort à rupture	22,0 kN	23,7 kN	21,2 kN	9ème cycle à 24 kN	4ème cycle à 22,5 kN
Moyenne	22,3 kN				

Les essais statiques sur lamelles simples ont montré peu de dispersion (écart-type = 1 kN). De plus, les essais cycliques présentent des efforts à rupture proches de la moyenne obtenue sur les essais statiques (écart-type = 0,8 kN) ; les cycles ont donc peu d'effet sur le comportement à rupture des lamelles simples.

En ce qui concerne les essais sur lamelles ancrées, les essais statiques sont notés SLA1, SLA2, SLA3i et SLA4 (un essai supplémentaire pour cause de dispersion des résultats), et les essais cycliques CLA1 et CLA2i (« LA » pour Lamelle Ancrée).

Le programme imposé des cycles est le suivant (les paliers d'effort ont été déterminés en fonction des résultats statiques ; se référer à l'Annexe 2) :

- 10 cycles jusqu'à 20,3 kN,
- 10 cycles jusqu'à 26,5 kN,
- 10 cycles jusqu'à 32,6 kN,
- 10 cycles jusqu'à 36,2 kN
- 10 cycles jusqu'à 39,8 kN

Les résultats de ces essais sont résumés dans le Tableau 2-4.

Tableau 2-4 : Résultats des essais sur lamelles ancrées

	SLA1	**SLA2**	**SLA3i**	**SLA4**	**CLA1**	**CLA2i**
Effort à rupture de la partie ancrée	43,0 kN	32,1 kN	28,8 kN	41,0 kN	7ème cycle à 39,8 kN	1er cycle à 39,8 kN
Moyenne	36,2 kN					
Effort à rupture de la partie courante (décollement)	22,7 kN	18,0 kN	21,5 kN	21, 7 kN	20,3 kN	20,3 kN
Moyenne	21,0 kN					

Ces premiers essais sur lamelles ancrées (dont les résultats détaillés sont fournis en Annexe 2) ont montré une importante dispersion des résultats, notamment lors des essais statiques, que ce soit en termes de capacité ultime (Tableau 2-4, ξ = 6 kN) de la partie ancrée ou du mode de rupture. Cette dispersion peut être attribuée à l'utilisation de deux moules différents pour former les ancrages. Ces deux moules ayant été fabriqués manuellement (le procédé de fabrication n'en étant qu'au stade des prototypes), il n'était pas certain qu'ils puissent produire des ancrages de forme strictement identique. La présence du cylindre d'ancrage ne modifie pas significativement l'effort à rupture de la partie courante (décollement). Malgré la dispersion observée, la Figure 2-24 permet de confirmer les gains en capacité de déplacement et en effort repris qu'apportent de manière générale les lamelles ancrées.

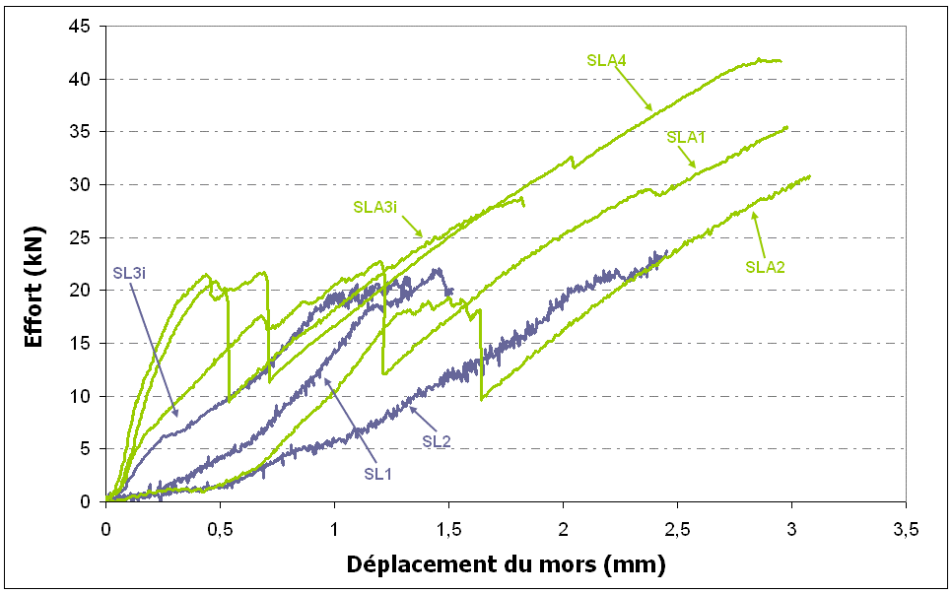


Figure 2-24 : Comparaison des performances lamelles simples/lamelles ancrées lors des essais statiques.

Pour disposer d'une série d'ancrage de formes strictement identiques, de nouvelles lamelles à ancrage ont donc été fabriquées à partir d'un moule unique. Suite à la proposition de l'entreprise Freyssinet, cette nouvelle fabrication a été mise à profit pour modifier la forme des ancrages qui, dans cette nouvelle version, présentent des crans sur la partie supérieure du cylindre d'extrémité, de manière à favoriser l'adhérence du scellement (voir Figure 2-25). Dans cette seconde version de l'ancrage, la génératrice du cylindre est toujours alignée avec l'axe de la lamelle.

(a)

(b)

Figure 2-25 : Cylindre cranté en extrémité de la lamelle – version pour laquelle le cylindre d'ancrage est dans l'alignement de la partie courante de la lamelle.

De nouveaux essais ont alors été menés sur ces lamelles à ancrage cranté (résultats fournis en Annexe 3 et résumés dans le Tableau 2-5) : 3 essais statiques ont été menés sur SLAc1, SLAc2 et SLAc3i, et 2 essais cycliques sur CLAc1 et CLAc2i, "c" signifiant "cranté".

Le programme imposé des cycles pour cette série d'essai était le suivant :

- 10 cycles jusqu'à 26,3 kN,
- 10 cycles jusqu'à 30,1 kN,
- 10 cycles jusqu'à 33,9 kN,
- 10 cycles jusqu'à 37,7 kN.

Les résultats de ces essais permettent de conclure que de tels ancrages sont susceptibles de constituer une disposition constructive intéressante. En effet les lamelles ancrées permettent de reprendre des efforts maximaux plus importants que les lamelles simples (augmentation de 68 % de la capacité ultime pour la lamelle avec ancrage cranté par rapport à une lamelle simple – voir Tableau 2-5 et Figure 2-26 ; l'effort pour lequel survient le décollement de la partie courante de la lamelle reste cependant inchangé) tout en ne modifiant pas la raideur initiale de la lamelle, et surtout en augmentant de manière significative le déplacement à rupture (Figure 2-26). D'autre part, les essais montrent un bon comportement de l'ancrage sous chargement cyclique : lors de l'essai CLAc1, l'ancrage ne semble pas avoir été endommagé suite aux 30 premiers cycles, et sa rupture survient lors du 1er cycle correspondant à l'effort moyen à rupture relevé lors des essais statiques. La dispersion sur les essais statiques a par ailleurs été réduite par rapport à la série précédente avec un nouvel écart-type de 6 kN (l'écart-type était de 11,8 kN sur la série précédente).

Tableau 2-5 : Résultats des essais sur lamelles ancrées crantées

	SLAc1	SLAc2	SLAc3i	CLAc1	CLAc2i
Effort à rupture	41,0 kN	39,2 kN	32,9 kN	1er cycle à 37,7kN	27,3 kN (lors du 1er cycle à 30,1 kN)
Moyenne	37,7 kN				
Effort à rupture de la partie courante (décollement)	26,0 kN	22,0 kN	27,2 kN	20,3 kN	20,3 kN
Moyenne	25,0 kN				

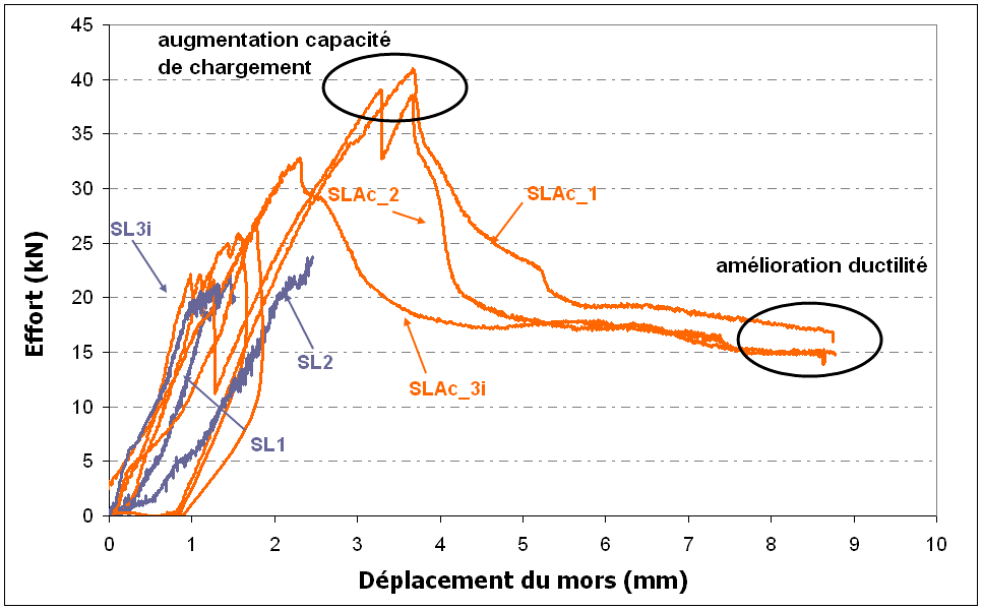


Figure 2-26 : Comparaison des performances lamelles simples/lamelles ancrées crantées lors des essais statiques.

Les résultats de ces essais menés sur les lamelles ancrées crantées furent donc jugés satisfaisants notamment du fait de la fiabilisation du système d'ancrage (réduction de la dispersion avec un nouvel écart-type pour les essais statiques de 3,5 kN). Cependant, ces premiers essais étant exploratoires, une géométrie simple de l'ancrage, permettant de conserver une forme simple du moule, avait été choisie. La forme de l'ancrage n'avait donc pas été optimisée pour répondre aux

exigences de mise en place sur un véritable chantier. Il est en effet évident que dans le cas du renforcement de poteaux (avec une semelle ou une poutre en pied par exemple), un perçage de la semelle (poutre) dans le prolongement du poteau de manière à venir y introduire l'ancrage n'est pas envisageable du fait de l'encombrement de l'outil de perçage.

Une fois le concept d'ancrage proposé validé par sa faisabilité et ses performances, une dernière modification lui a été apportée afin de le rendre directement applicable au cas du renforcement longitudinal de poteaux avec ancrage dans la semelle. Pour cela un angle a été créé entre l'axe de la lamelle et celui de la génératrice du cylindre (Figure 2-27), de façon à introduire ce dernier dans le trou de scellement qui aura été réalisé en suivant l'angle de perçage (voir Figure 2-28). La dernière génération de prototype d'ancrage a donc été réalisée avec un angle de 15° (voir Figure 2 -28).

Cette nouvelle version des ancrages devant être caractérisée, une dernière série d'essais a donc été menée. Les résultats de ces essais sont présentés dans la section suivante.

Figure 2-27 : Système d'ancrage avec angle.

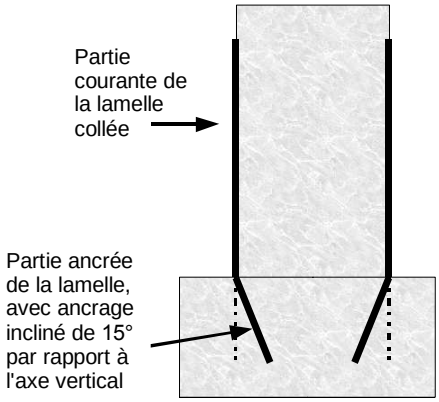


Figure 2-28 : Schéma de principe de mise en place des lamelles ancrées sur un poteau.

2.6 Résultats de caractérisation du système d'ancrage avec un angle de 15°

Pour ces essais de caractérisation, 6 lamelles ancrées ont été testées, soit sous un chargement statique, soit sous un chargement cyclique. Le programme expérimental est donc le suivant :

- 3 essais statiques : SLAa1, SLAa2, SLAa3,
- 1 essai cyclique, d'une lamelle ancrée dans un bloc béton non armé CLAa_NA,
- 2 essais cycliques : CLAa1, CLAa2.

L'indice « a » est utilisé pour ancrage « avec angle », pour différencier ces configurations

des essais similaires sur lamelles ancrées droites. L'essai réalisé sur un bloc non armé (CLAa_NA) vise à évaluer le rôle du renfort interne du béton (aciers d'armature) à proximité de l'ancrage. En effet, pour certaines structures en béton armé peu ferraillées, il est tout à fait envisageable que l'ancrage testé soit scellé de telle manière que le cylindre d'extrémité ne soit pas confiné par les armatures existantes.

Ces essais sont détaillés dans les sections suivantes mais le TBALEAU synthétise les résultats obtenus lors de cette série.

	SLAa1	**SLAa2**	**SLAa3**	**CLAa1**	**CLAa2**	**CLAaNA**
Effort à rupture	53,0 kN	44,7 kN	30,9 kN	1er cycle à 42,8 kN	5ème cycle à 30,0 kN	10ème cycle à 30,0 kN
Moyenne	42,9 kN					
Effort à rupture de la partie courante (décollement)	24,0 kN	24,0 kN	12 kN	22 kN	23 kN	22,4 kN
Moyenne	20,0 kN					

2.6.1 INSTRUMENTATION DES ESSAIS SUR ANCRAGES AVEC ANGLE

Lors des essais menés sur le dernier système d'ancrage, en complément du schéma d'instrumentation des essais précédents (mesure de l'effort appliqué sur la lamelle, du déplacement du mors et des mesures de déformations axiales de la face supérieure du composite par jauges de déformation), une instrumentation par *fibres optiques* (F.O.) a été mise en place. L'objectif de cette instrumentation par F.O. est de recueillir un profil de déformation continu le long de l'ancrage et d'estimer sur quelle longueur s'effectue le transfert de l'effort dans le cylindre d'ancrage quand la lamelle est sollicitée après décollement de sa partie courante.

Le système de mesure réparti par F.O. est composé d'un interrogateur déporté connecté à une fibre optique. L'interrogateur utilisé ici (OBR – Optical Backscatter Reflectometer) analyse la rétrodiffusion Rayleigh provenant de la fibre optique. L'instrumentation par F.O. et le traitement/interprétation des données brutes ont été effectués par le service R&D d'EDF (dans le cadre des travaux de thèse de M. Jean-Marie Hénault). Pour des raisons de confidentialité, les caractéristiques techniques de la chaîne d'acquisition ne sont pas présentées dans ce manuscrit où seuls les résultats traités concernant les profils de déformations sont exposés. Signalons cependant que cette instrumentation par F.O. a fait l'objet d'un important travail d'interprétation, décrit dans le rapport de Hénault *et al.* (*[Hénault et al., 2011]*), écrit conjointement par EDF et l'IFSTTAR.

Chaque corps d'épreuve a reçu une instrumentation spécifique adaptée au chargement appliqué et au type de mesure recherché. De plus, l'instrumentation comprend plusieurs types de F.O., quelquefois mises en œuvre de manière redondante, car l'utilisation de celles-ci pour ce type d'application n'est pas maîtrisée à 100%. L'instrumentation des corps d'épreuve est la suivante:

- **SLAa1** : non instrumenté
- **SLAa2** : instrumentation par jauges et par une F.O. Neubrex collée sur la partie courante de la lamelle, afin de corroborer et compléter le profil de déformation fourni par les jauges (voir Figure 2-29)

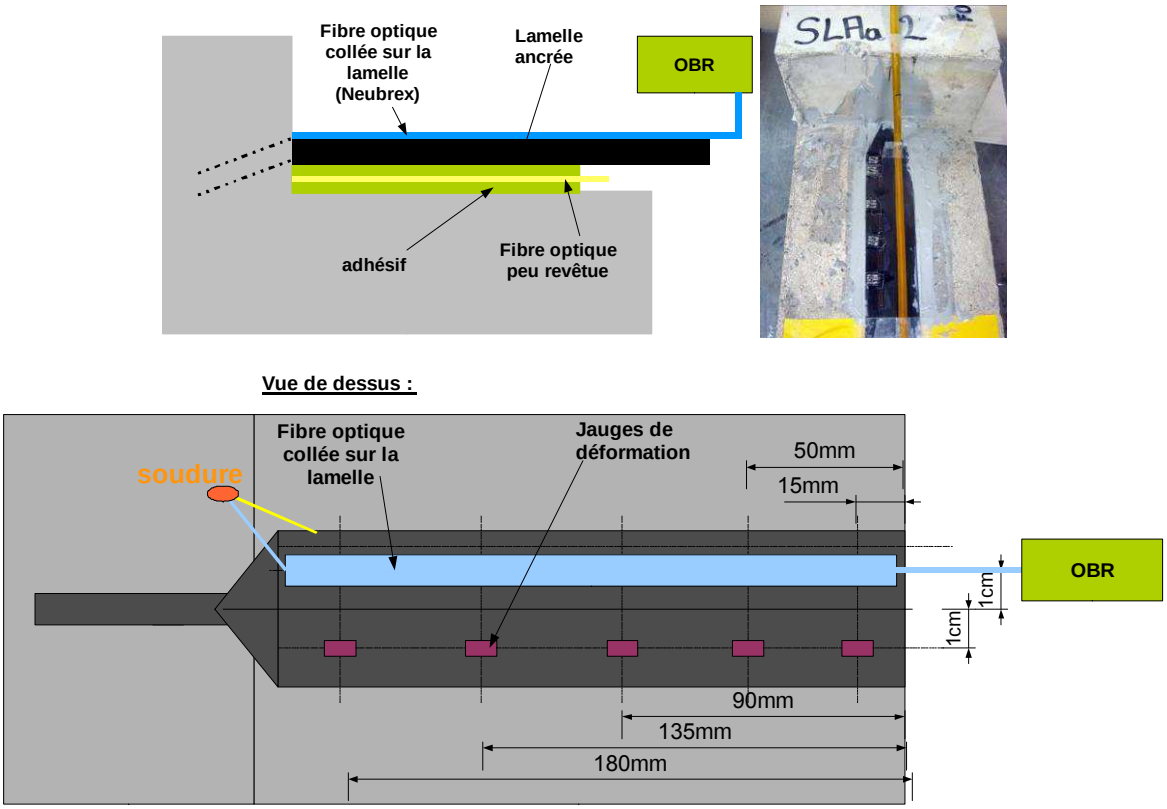


Figure 2-29 : Instrumentation mise en place pour SLAa2.

- **SLAa3** : instrumentation par 3 F.O. (1 F.O. avec gaine et 2 F.O. peu revêtues) noyées dans le cylindre d'extrémité, afin d'obtenir un profil de déformation dans l'ancrage + jauges en partie courante (voir Figure 2-30).

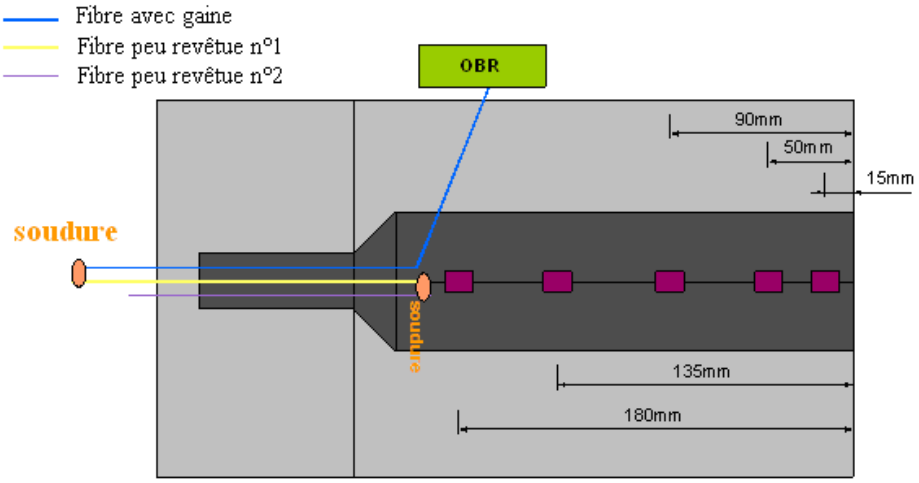


Figure 2-30 : Instrumentation mise en place pour SLAa3.

- **CLAa1** : non instrumenté

- **CLAa2** : instrumentation par 3 F.O. (1 F.O. avec gaine et 2 F.O. peu revêtues) noyées dans le cylindre d'extrémité + jauges en partie courante (instrumentation comparable à celle mise en place pour SLAa_3, voir Figure 2-30).

- **CLAa_NA** : instrumentation par F.O. (1 F.O. avec gaine) noyée dans le cylindre d'extrémité + F.O. (1 F.O. Neubrex) sur la partie courante de la lamelle (voir Figure 2-31).

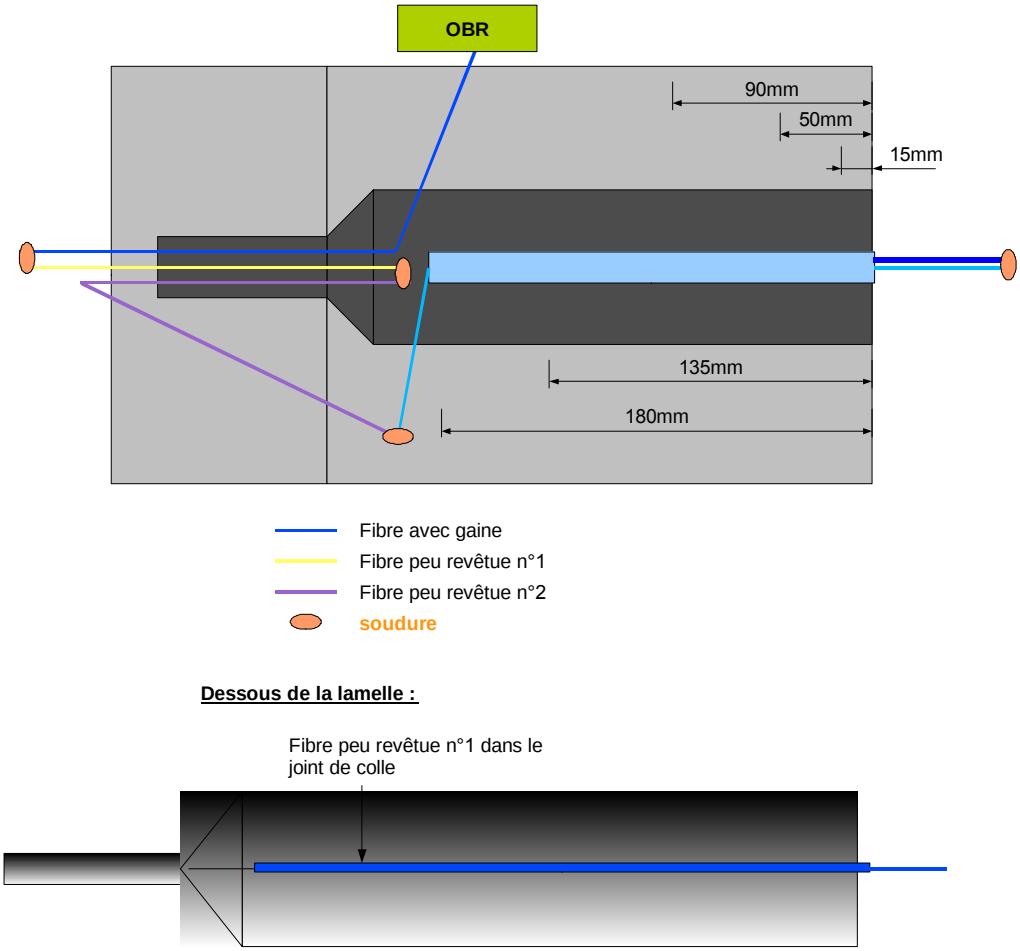


Figure 2-31 : Instrumentation mise en place sur CLAa_NA.

La préparation des essais et la mise en place des renforts ancrés sur les corps d'épreuve sont similaires aux opérations réalisées pour les essais précédents. Il faut néanmoins effectuer l'opération délicate qui consiste à faire passer les fibres optiques dans le trou de scellement, avant d'injecter la résine qui permettra de fixer l'ancrage (voir Figure 2-32).

Figure 2-32 : Lamelles ancrées avec F.O. noyées dans l'ancrage et mise en place sur le bloc support en béton.

L'instrumentation par F.O. de ce type de produits/matériaux a représenté un « défi » relevé par l'équipe technique. En effet, cette première tentative en la matière a présenté de nombreuses difficultés, et tous les résultats n'ont pu être concluants.

Le système d'instrumentation par fibre optique Neubrex consiste en une F.O. noyée dans une bande autocollante permettant l'adhésion de la F.O. avec la surface ainsi instrumentée. De par sa conception, il permet une mise en œuvre aisée à la surface du plat composite. Néanmoins, il subsiste une incertitude sur le collage effectif des extrémités de la bande autocollante, du fait de la courbure que celle-ci doit prendre pour être reliée au système de mesure (Figure 2-33).

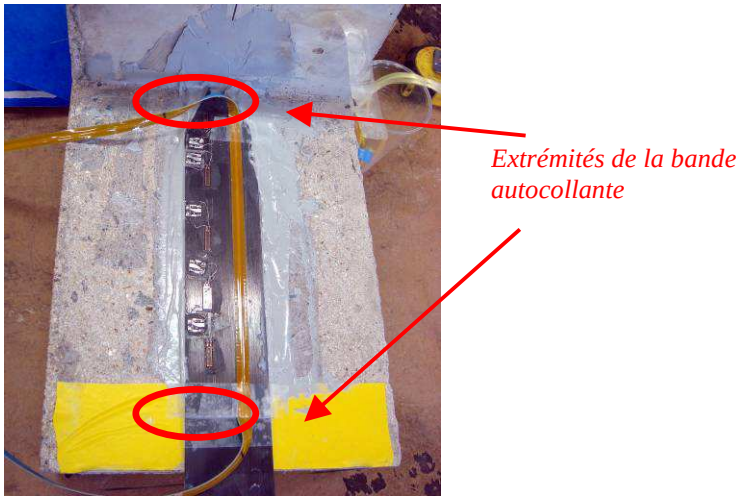


Figure 2-33 : Mise en œuvre de la F.O. Neubrex sur les corps d'épreuve.

La fibre optique avec gaine a globalement bien résisté à la mise en œuvre au sein de l'ancrage, malgré quelques endommagements constatés aux extrémités. Ce produit constitue par ailleurs, parmi les 3 fibres insérées dans les ancrages, la seule source de résultats. En effet, les fibres peu revêtues n°1 sont extrêmement fragiles et se sont souvent rompues lors des manipulations ; quant aux fibres peu revêtues n°2, elles se sont révélées être incompatibles avec les autres fibres lors de la connexion par soudure et aucune mesure n'a donc pu être effectuée.

Finalement, parmi l'ensemble de F.O. mises en place, seules les fibres Neubrex collées en surface et les fibres avec gaine insérées dans l'ancrage seront exploitées (section 2.6.3).

2.6.2 Chargement et acquisition

L'acquisition du signal des jauges est réalisée sur l'ensemble de la durée de l'essai (à une fréquence de 25 Hz). L'acquisition par F.O. est par contre ponctuelle. Il s'est avéré nécessaire de déterminer quels devaient être les instants les plus appropriés pour interroger la fibre optique.

Les *essais statiques* consistent en un chargement monotone croissant jusqu'à rupture. La moyenne des 3 efforts à rupture est notée F_{ac_a} (ξ_{ac_a} : écart-type correspondant à cette moyenne).

Pour assurer la stabilité des essais statiques, notamment lors des phases de rupture, certaines phase du pilotage de l'essai ont été assurées en suivant une consigne de déplacement du mors de fixation. Un premier essai réalisé sur le corps d'épreuve SLAa1 a permis de définir des seuils de déclenchement d'acquisition.

Lors de l'essai non instrumenté SLAa1, ont donc été repérés :

- le déplacement du mors lorsque la charge de 15 kN est atteinte : déplacement noté d_1,
- le déplacement du mors lorsque la partie courante de la lamelle est entièrement décollée : déplacement noté d_2,
- le déplacement du mors immédiatement précédent la rupture totale de l'ancrage : déplacement noté d_3.

Lors de l'essai SLAa2, trois acquisitions par F.O. des déformations longitudinales de la partie courante ont été réalisées, avant décollement de celle-ci, aux valeurs d'effort 5 kN, 10 kN et 15 kN. Une fois la valeur d'effort de 15 kN atteinte, la vitesse de sollicitation a été réduite de manière à réaliser 4 acquisitions, déclenchées aux 4 niveaux seuils (D_1, D_2,..., D_4) de déplacements du mors définis suivant :

$$D_n = d_1 + \frac{n \cdot (d_2 - d_1)}{4}, \text{ avec } n = 1, 2,..., 4.$$

Pour l'essai SLAa3 instrumenté avec des F.O. noyées dans le cylindre d'ancrage, une première acquisition a été réalisée pour la valeur d'effort de 15 kN. Ensuite, la vitesse de sollicitation a été diminuée et 5 autres acquisitions ont été effectuées lors de l'atteinte des 5 valeurs de déclenchement (D'_1, D'_2,..., D'_5) exprimées en fonction du déplacement du mors suivant :

$$D'_n = d_2 + \frac{n \cdot (d_3 - d_2)}{6}, \; n = 1, 2,.., 6.$$

Pour les *essais cycliques* (CLAa1 et CLAa2), le programme de chargement prévoit d'effectuer 10 cycles jusqu'à chaque palier, les paliers étant déterminés en fonction des résultats statiques, et notamment de F_{ac_a} et de ξ_{ac_a}. Les paliers suivants ont été définis:

1er palier : F1 = 90 % (F_{ac_a} – 1,7 ξ_{ac_a})
2ème palier : F2 = 90 % (F_{ac_a} – ξ_{ac_a})
3ème palier : F3 = 90 % F_{ac_a}
4ème palier : F4 = F_{ac_a}

Lors de l'essai CLAa2 (détaillé dans le paragraphe 2.6.3.6), les acquisitions par F.O. ont été réalisées :

- lors du 1er cycle à F1
- lors du dernier (10ème) cycle à F1
- puis lors de chaque dernier cycle de chaque palier

On rappelle que le corps d'épreuve CLAa1 n'est pas instrumenté par F.O.

L'essai cyclique mené sur CLAa_NA (bloc béton non armé) a été programmé pour analyser le comportement de la lamelle et du joint de colle en partie courante, ainsi que du cylindre d'ancrage après plusieurs cycles. De même, il semblait important de tester le dispositif d'ancrage dans une configuration ou le cylindre d'extrémité n'est pas confiné par les aciers de la structure à renforcer.

Ainsi 10 cycles ont été réalisés entre 0 et 15 kN (domaine élastique du joint de colle, de manière à analyser le comportement de la partie courante avant décollement), puis 10 cycles entre 0 kN et F_{ac_a} – 5kN (pour être sûr de ne pas atteindre la rupture du cylindre d'ancrage durant ces 10 cycles, or ce bloc n'était pas armé et risquait donc de présenter une rupture prématurée du béton par rapport aux autres spécimens), et enfin 10 cycles entre 0 kN et un effort correspondant à min{$F_{rupture_SLAa1}$; $F_{rupture_SLAa2}$; $F_{rupture_SLAa3}$}.

Lors de chaque série de 10 cycles menée sur CLAa_NA, une acquisition par F.O. a été effectuée lors du premier et du dernier cycle (illustré dans le paragraphe 2.6.3.4).

2.6.3 Résultats des essais sur ancrages avec angle

Pour tous les essais, la correspondance voies/jauges est représentée sur la Figure 2-34.

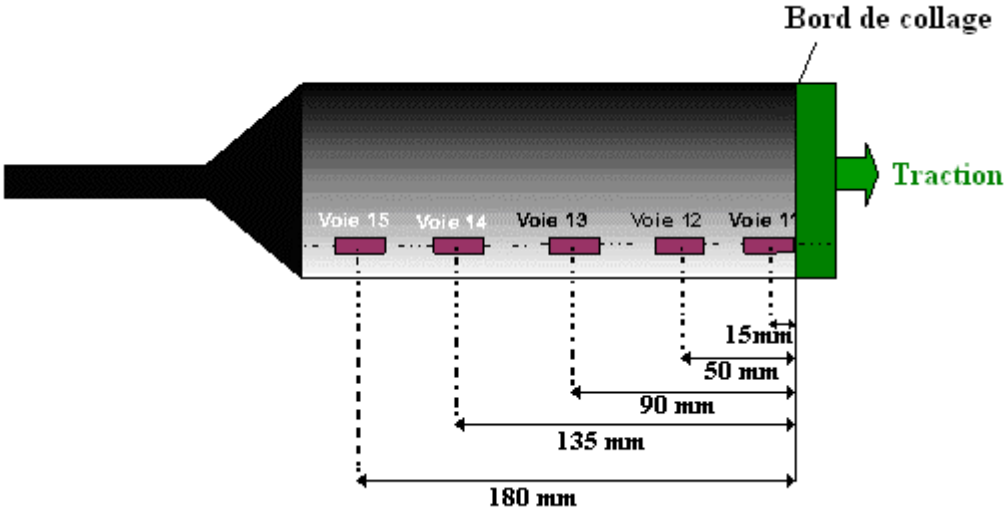


Figure 2-34 : Correspondance voies/jauges pour les essais sur lamelles ancrées avec angle.

Le schéma d'instrumentation par jauges présenté sur la Figure 2-34 a été scrupuleusement suivi à l'exception des deux modifications suivantes :

- sur le corps d'épreuve CLAa2, la jauge située normalement à l'abscisse 90 mm a en réalité été collée à 77 mm (problème de mise en œuvre à l'abscisse 90 mm)
- le corps d'épreuve SLAa3 ne possède pas de jauge à 180 mm (la lamelle n'est plus plane à cet endroit en raison de la repultrusion des fibres).

2.6.3.1 Essai SLAa1

- Première phase de chargement : pilotage de l'essai en déplacement :

L'essai est piloté en déplacement à 6 µm/s ; les différentes séquences de chargement, réalisées lors de la phase de pilotage en déplacement sont résumées sur la Figure 2-35. Deux arrêts du vérin ont été effectués lors de l'essai pour repositionner le capteur de déplacement arrivé à sa course maximale (une première décharge pour un déplacement d'approximativement 4 mm et une seconde décharge pour un déplacement d'approximativement 4 mm supplémentaires après repositionnement du capteur). Malheureusement, lors de l'arrêt du vérin, il n'a pas été pas possible de mesurer le déplacement consécutif à la décharge. On considère donc ici un retour élastique, sans hystérésis. Cette hypothèse est cohérente avec l'évolution linéaire du déplacement observée lors de la remise en charge. La courbe effort/déplacement ainsi reconstruite est proposée sur la Figure 2-36.

Les valeurs du déplacement du mors permettant de définir les seuils d'acquisition lors des essais suivants sont alors:

- d_1 = déplacement du mors lorsque la charge de 15 kN est atteinte = 0,6 mm
- d_2 = déplacement du mors lorsqu'il y a décollement total de la lamelle = 1,4 mm
- d_3 = déplacement du mors lorsqu'il y a rupture de l'ancrage = 3,8 mm

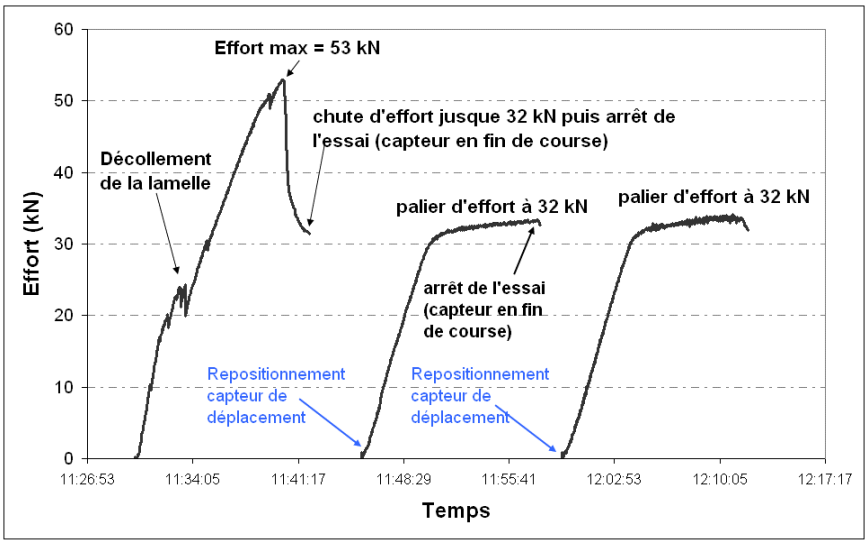


Figure 2-35 : Séquences de pilotage en déplacement - SLAa1.

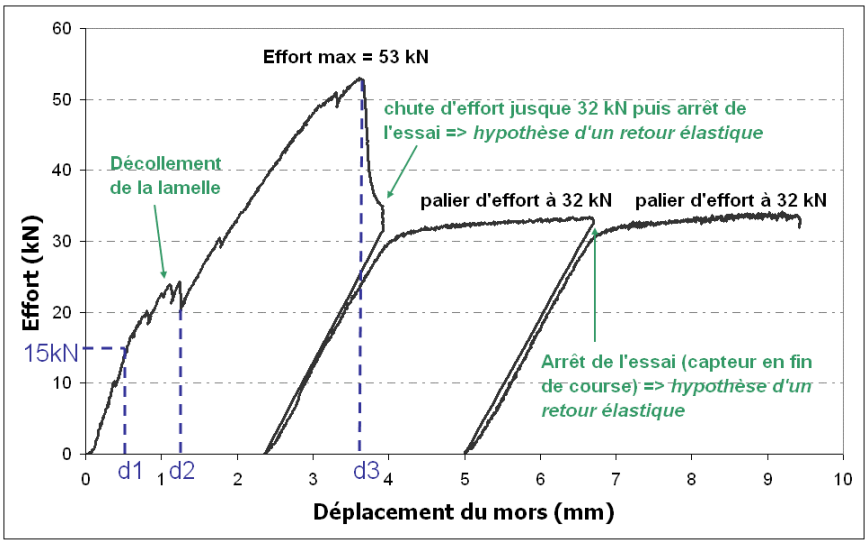


Figure 2-36 : Courbe effort-déplacement reconstituée - SLAa1.

- Seconde phase de chargement : pilotage de l'essai en effort :

Suite à ces séquences de pilotage en déplacement, l'échantillon a été une nouvelle fois complètement déchargé, puis l'essai a été relancé en pilotant en effort (montée à 150 N/s). Pour cette nouvelle phase de chargement, du fait de la faible course du capteur, le déplacement des mors n'a pas été mesuré. La rupture est survenue pour un effort de 42 kN, par rupture en traction des fibres au niveau du regroupement des fibres (voir Figure 2-14), à la base de l'ancrage, comme indiqué sur la Figure 2-37.

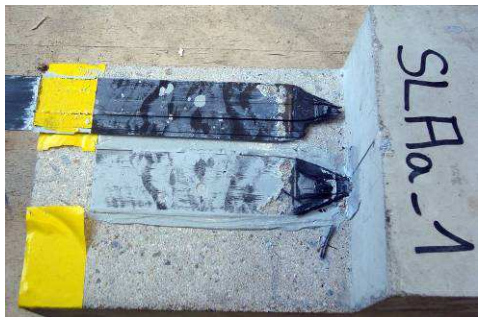
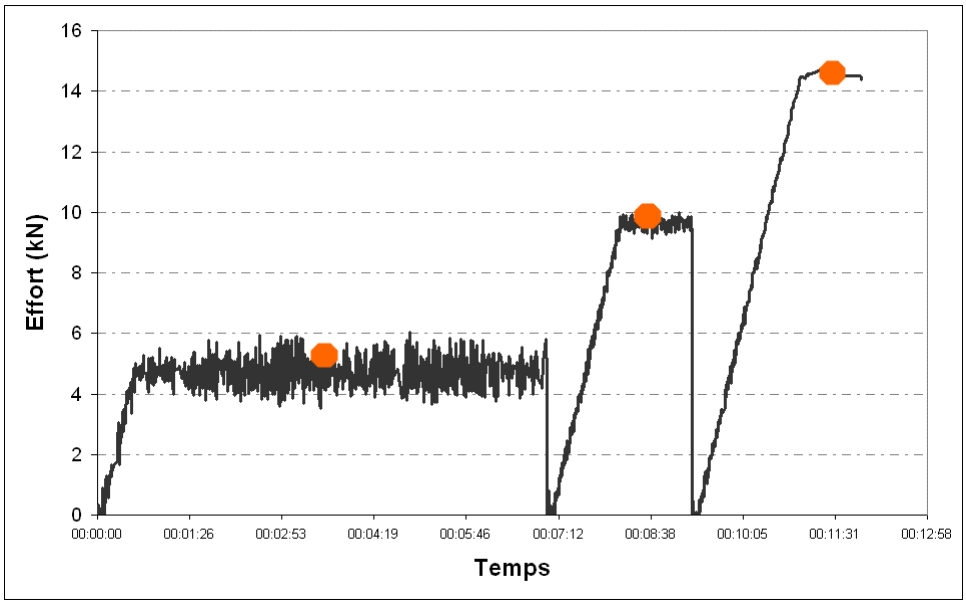


Figure 2-37 : Rupture du spécimen SLAa1.

2.6.3.2 Essai SLAa2

- Premier phase de chargement : pilotage de l'essai en effort :

Dans une première phase, l'essai a été piloté en effort (progression de 150 N/s). Trois acquisitions par F.O. dans le domaine élastique du joint collé ont été réalisées, pour des valeurs de l'effort de 5 kN, 10 kN et 15 kN (Figure 2-38). Le dépouillement des mesures de F.O. est décrit en seconde partie de cette section consacrée à l'interprétation de l'essai SLAa2.



(Le symbole ● indique qu'une acquisition par F.O. a été réalisée)

Figure 2-38 : Résumé des séquences de chargement en effort – SLAa2.

Les profils de déformation obtenus à partir des mesures de jauges lors de cette phase de chargement sont représentés sur la Figure 2-39. Ce résultat expérimental permet de retrouver le comportement élastique des joints collés tel que décrit par d'autres auteurs (*[Chataigner et al., 2009]* notamment). Le profil de déformations présente une forme exponentielle décroissante en accord avec la théorie de Volkersen (*[Volkersen, 1938]*). A partir des profils obtenus, la longueur d'ancrage peut être approximativement évaluée à 90 mm. Ce résultat indique donc que, pour les efforts considérés, la partie courante de la lamelle travaille indépendamment de l'ancrage cylindrique d'extrémité.

Concernant la Figure 2-39, signalons que

- les traits discontinus n'ont été tracés que pour faciliter la lecture et ne correspondent pas une extrapolation entre les points expérimentaux,
- la valeur de la déformation à l'abscisse 0 n'a pas été mesurée mais est simplement déduite de la valeur calculée pour la partie libre du composite sollicitée en traction simple. Le calcul est alors effectué suivant :

$$\varepsilon = \frac{F}{E \cdot S} = \frac{F}{160000 \cdot 50 \cdot 1{,}2}.$$

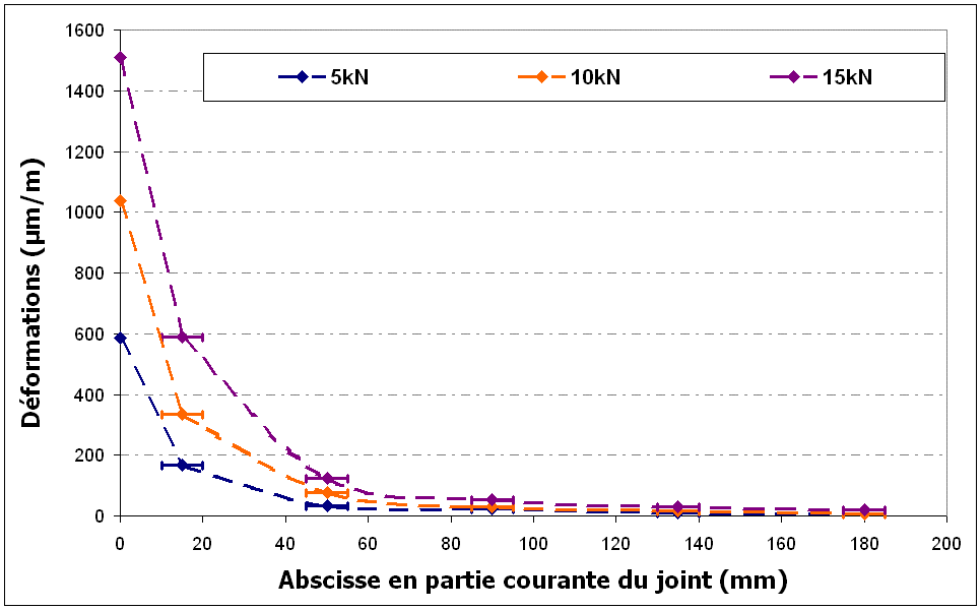


Figure 2-39 : Profil de déformation le long du joint collé – SLAa2.

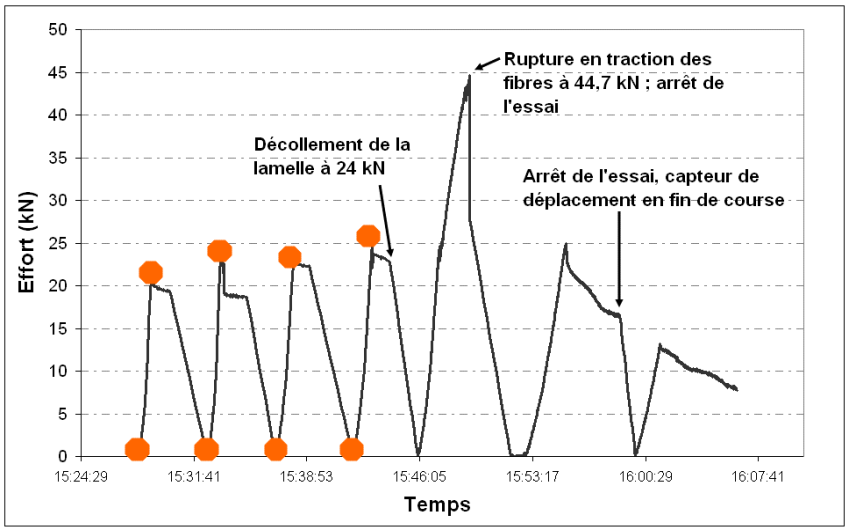
- Seconde phase de chargement : pilotage de l'essai en déplacement :

Dans une seconde phase expérimentale, l'essai a été piloté suivant une consigne de déplacement (progression de 17 µm/s) jusqu'aux différents niveaux de déplacements $D_1 = 0{,}8$ mm, $D_2 = 1$ mm, $D_3 = 1{,}1$ mm et $D_4 = 1{,}3$ mm qui déclenchent une acquisition par F.O. (Figure 2-40). Après chaque acquisition au seuil D_n, l'effort est totalement relâché et une nouvelle acquisition par F.O est lancée. On rappelle que ces 4 niveaux de déplacement D_n sont définis par :

$$D_n = d_1 + \frac{n \cdot (d_2 - d_1)}{4}, \text{ avec } n = 1, 2,..., 4.$$

La partie courante de la lamelle étant totalement décollée lors du chargement au dernier niveau de déplacement, il a été jugé que l'acquisition par F.O. n'était plus utile et l'essai a alors été relancé en déplacement (progression de 17 µm/s), jusqu'à rupture partielle de la partie courante de la lamelle ancrée (rupture en traction des fibres à 44,7 kN ; voir Figure 2-42). Après cette rupture des fibres, l'essai a été relancé à deux reprises, mais le système d'ancrage reprend de moins en moins d'effort. L'essai a été stoppé lorsque la valeur de l'effort est devenue inférieure à 10 kN.

Sur la Figure 2-40 sont résumées les phases de chargement en déplacement (la première phase de chargement en effort est omise sur cette figure).



(Le symbole ● indique qu'une acquisition par F.O. a été réalisée)

Figure 2-40 : Résumé des séquences de pilotage en déplacement - SLAa2.

Le comportement de l'ancrage (effort/déplacement) est reconstitué (Figure 2-41) en supposant que les phases de déchargement à D_1, D_2, D_3 et D_4 sont élastiques linéaires,

De plus, lors de la première rupture en traction (44,7 kN), une perte d'effort brutale est observée pour un même niveau de déplacement (imposé par le pilotage en déplacement).

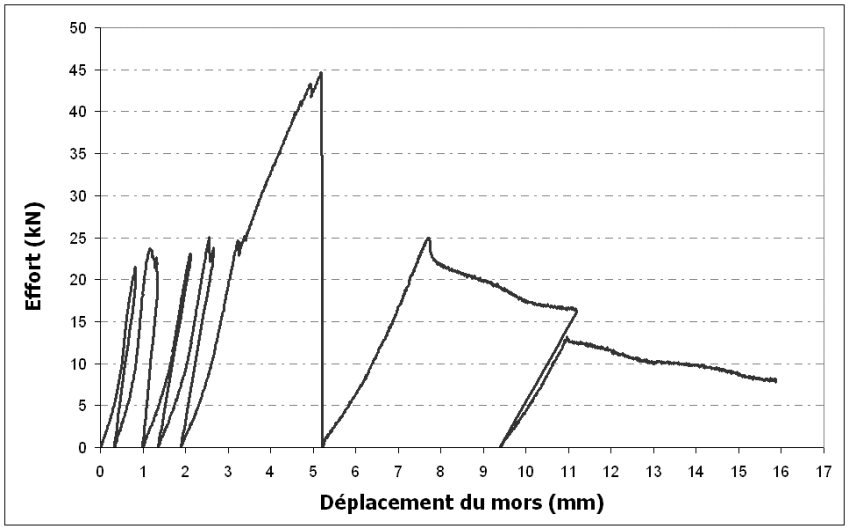


Figure 2-41 : Comportement effort/déplacement reconstitué de l'ancrage SLAa2.

Figure 2-42 : Rupture du corps d'épreuve SLAa2.

Les données des jauges permettent de tracer les profils de déformations présentés sur la Figure 2-43 pour différents niveaux d'efforts.

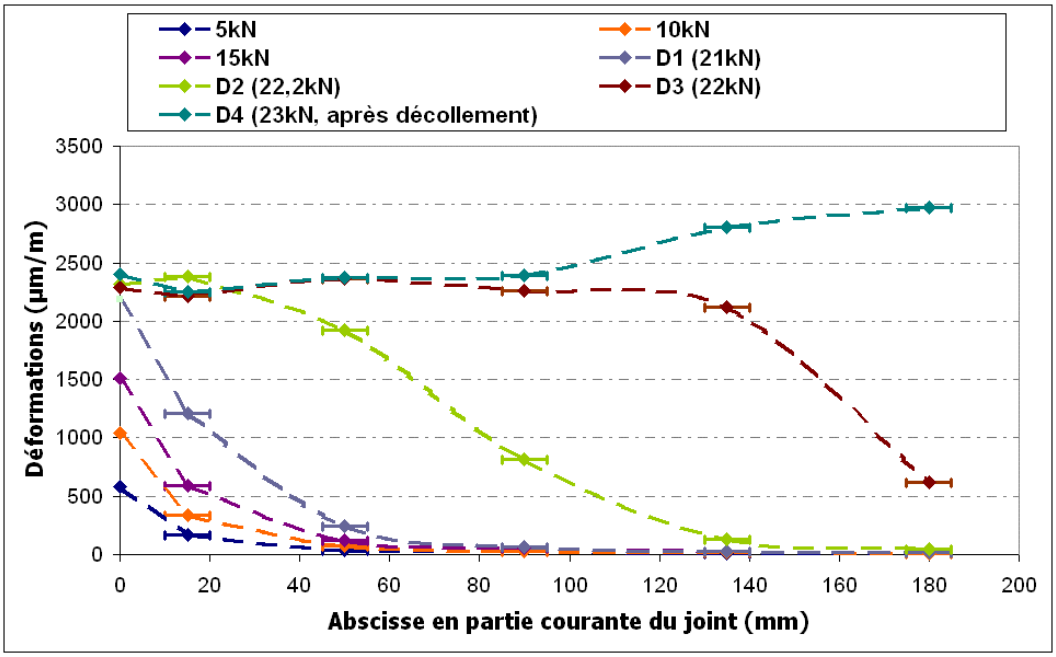


Figure 2-43 : Profils de déformation le long du joint collé SLAa2.

Le graphique de la Figure 2-43 indique que dès que la lamelle est décollée (D4, mesures relevées à 23 kN, juste après le décollement de la lamelle), elle travaille en traction (vraisemblablement en subissant quelques frottements) ; la déformation est donc quasi constante le long de la lamelle. Ceci peut également être illustré par le profil obtenu pour D3 (à 22 kN) où la lamelle semble décollée sur les 140 premiers millimètres : la déformation y est constante. Ensuite, sur cette courbe, contrairement à ce que laisse supposer le trait continu, le profil entre 140 et 180 mm doit logiquement correspondre à une exponentielle décroissante (*[Chataigner et al., 2009]*) car cette partie de la lamelle est encore collée.

- Mesures par F.O. effectuées sur SLAa2:

Le corps d'épreuve SLAa2 était instrumenté par F.O. Sans exposer ici de manière exhaustive le fonctionnement et les méthodes précises d'interprétation des mesures fournies par le système de mesures réparties par F.O. utilisé, indiquons :

- qu'il existe une déformation « *D* » du lieu du corps d'épreuve sur lequel se trouve collé le câble optique,
- qu'il existe une fonction dite fonction « de transfert » du câble F.O. (fonction « F ») qui amène la fibre optique à fournir une mesure répartie « *M* » telle que *M*=F(*D*),
- que la fonction F est une caractéristique de l'ensemble câble FO/substrat,
- que pour l'ensemble utilisé, la fonction F est connue, pas son inverse F^{-1}.

Un exemple de mesures (*M*) fournies par le système optique est présenté sur la Figure 2-44 (la résolution spatiale de l'instrumentation par F.O. est centimétrique). En postulant un profil de déformation (*D*) cohérent avec les solutions analytiques qui existent pour ce type de problème (exponentielle décroissante, *[Volkersen, 1938]*, *[Chataigner et al., 2009]*), on propose une solution D_1 (courbe bleue de Figure 2-45) qui permet de générer M_1 (M_1=F(D_1)) qui est confrontée à *M*. Un critère objectif peut être formulé pour comparer *M* et M_1:

$$\mathrm{ABS}(M-M_1,) < \text{précision recherchée}$$

Si le critère n'est pas vérifié, la forme de M_1 est légèrement modifiée pour générer M_2 qui est

de nouveau comparé à M, etc. Le processus est répété jusqu'à obtenir une solution acceptable M_i (i.e. qui vérifie le critère).

Ce type de démarche a été suivie pour générer la solution présentée à la Figure 2-45 (solution D_i représentée par la courbe bleue) où la courbe orange représente M_i, et la courbe noire M.

Cette méthode de résolution peut bien sûr être appliquée pour plusieurs valeurs mesurées, tel qu'illustré Figure 2-46.

Signalons qu'une particularité du système d'instrumentation par F.O. réside dans l'utilisation de la fibre comme partie sensible (capteur) et comme élément de transmission du signal. L'ensemble de la fibre, même les parties non adhérentes à la structure instrumentée (qui sont donc simplement utilisées pour relier la partie de F.O. destinée à la mesure à l'interrogateur optique) est donc susceptible de diffuser un signal.

De plus, la fibre diffuse un signal continu même lorsqu'une discontinuité de déformation existe. C'est par exemple le cas en bord de collage de la fibre, où, du coté collé, la fibre est sollicitée par le composite en traction, et du coté non collé, elle n'est pas sollicitée (voir par exemple « Bord de collage » de la Figure 2-45). Il est donc quelque fois compliqué de déterminer le lieu exact de la discontinuité, dans notre cas, celui du bord de collage. La localisation du lieu de collage est l'un des paramètres qui peut être modifié pour faire évoluer un profil de déformation postulé.

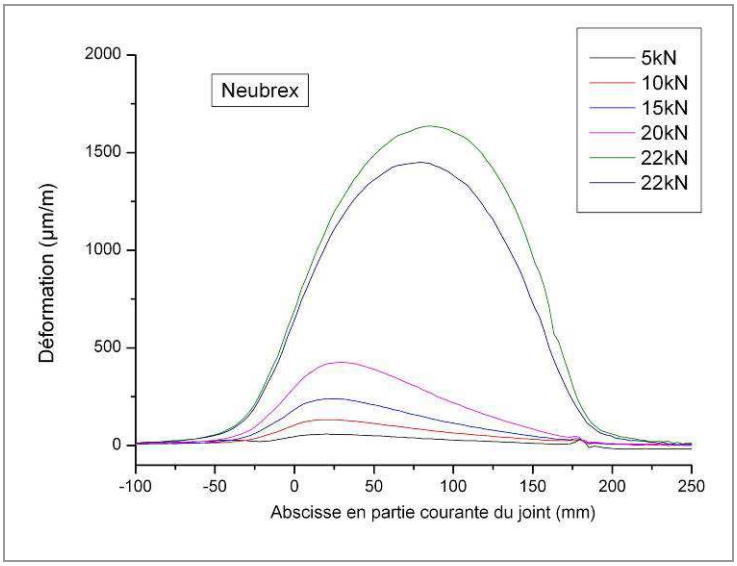


Figure 2-44 : Mesures fournies par la fibre optique collée sur la partie courante de la lamelle SLAa2.

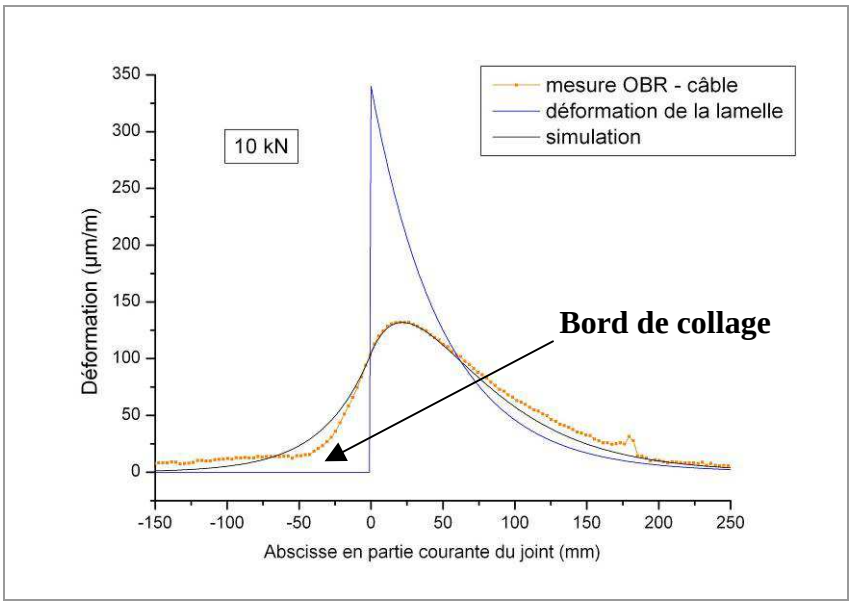


Figure 2-45 : Estimation des profils de déformation obtenus par la fibre optique collée sur la partie courante de la lamelle SLAa2 pour un effort de traction de 15 kN.

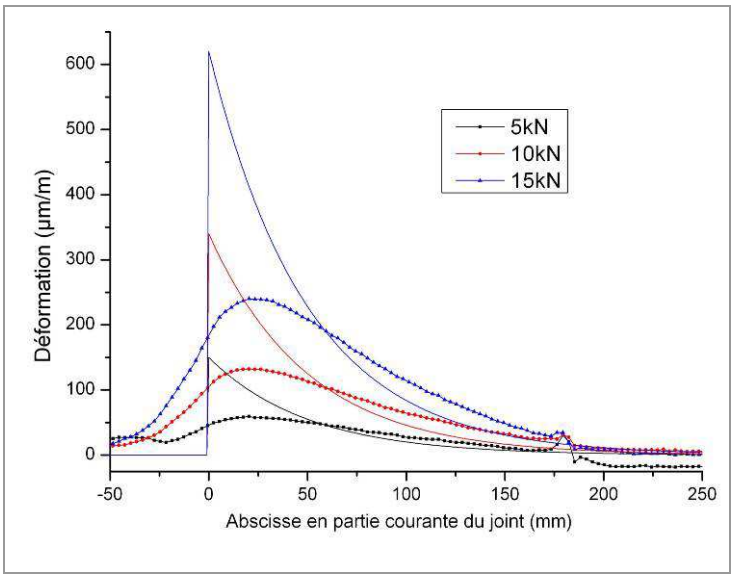


Figure 2-46 : Estimation des profils de déformation obtenus par la fibre optique collée sur la partie courante de la lamelle SLAa2 pour plusieurs niveaux de charge.

Les courbes présentées sur la Figure 2-47 permettent de comparer les données issues de l'instrumentation par F.O. et les données issues des jauges de déformations. Notamment, si l'on approxime les données des jauges par une courbe de tendance de type exponentielle (cette forme étant également la forme recherchée pour le traitement des données F.O.), on peut constater une cohérence satisfaisante.

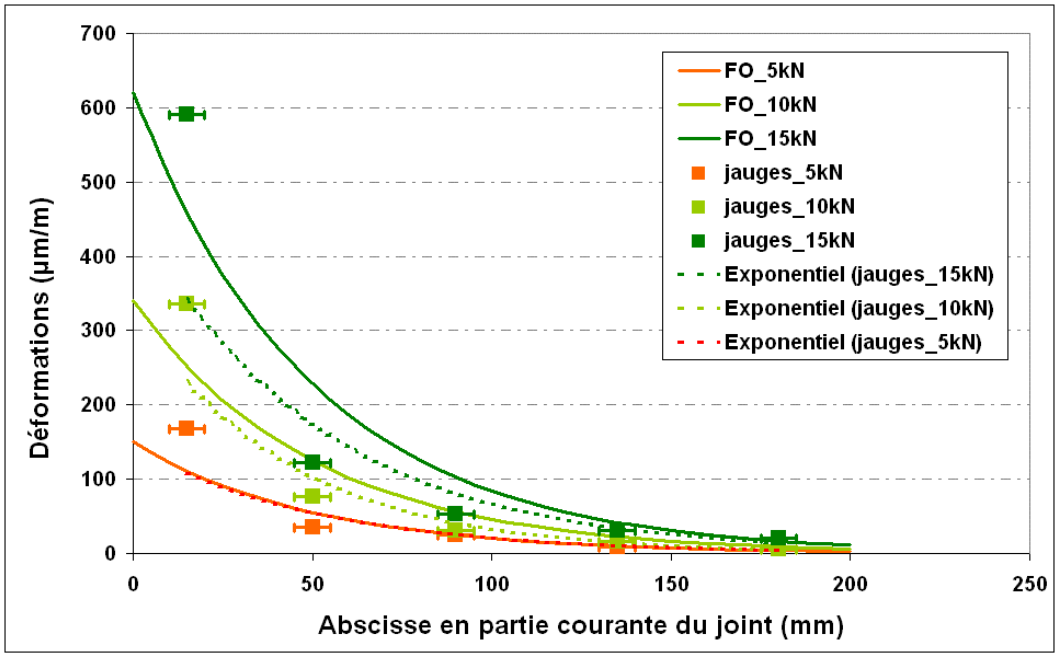


Figure 2-47 : Comparaison entre les données issues de l'instrumentation par F.O. et par jauges - SLAa2.

Les solutions trouvées pour exprimer le profil de déformation de la lamelle aux niveaux d'effort 5, 10 et 15 kN sont les suivantes :

- $D(5\text{kN}) = 150 \cdot e^{-20x}$ µm/m
- $D(10\text{kN}) = 340 \cdot e^{-20x}$ µm/m
- $D(15\text{kN}) = 620 \cdot e^{-20x}$ µm/m

2.6.3.3 Essai SLAa3

Lors de cet essai, la mesure par F.O. n'a pas été possible.

- Première phase de chargement : pilotage de l'essai en effort :

Pour cet essai, un premier chargement a été réalisé en pilotant en effort jusque 15 kN (à une vitesse de chargement de 150 N/s). Une acquisition par F.O. a alors été réalisée à la suite de la précharge à 3 kN, puis une seconde à 15 kN. L'effort a ensuite été relâché jusqu'à la valeur de précharge.

Le graphique (Figure 2-48) montre dans un premier temps (jusque 10 kN) une évolution des déformations lors de la charge conforme au fonctionnement attendu de la lamelle collée : plus on s'éloigne du bord de la lamelle lié au mors, plus les déformations sont faibles. Puis, lorsque l'effort de 11 kN est atteint, toutes les jauges enregistrent approximativement la même valeur, indiquant que la partie courante de la lamelle est décollée.

Les profils de déformation tracés pour 3 niveaux d'effort (Figure 2-49) attestent d'un comportement similaire entre les corps d'épreuve SLAa2 et SLAa3.

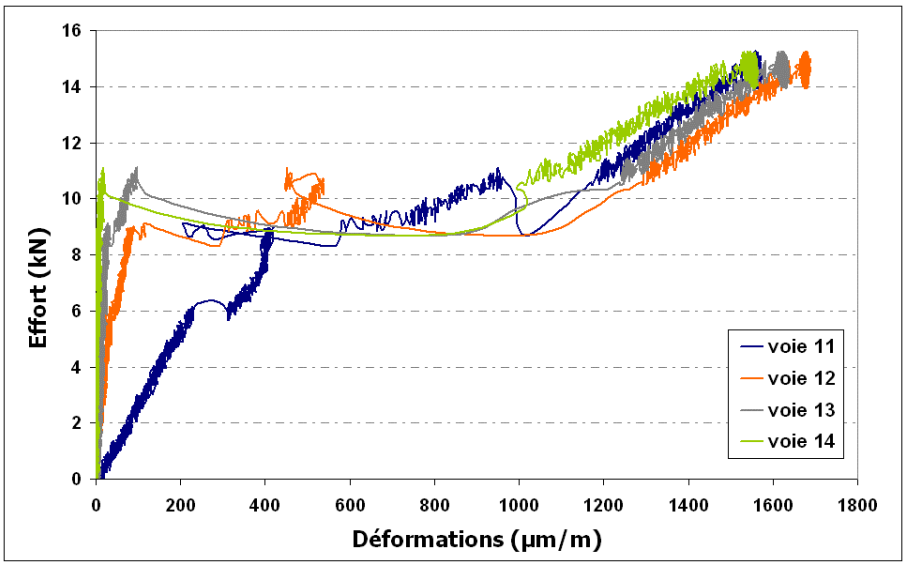


Figure 2-48 : Déformations enregistrées par les jauges de déformation lors du premier chargement (en effort) - SLAa3.

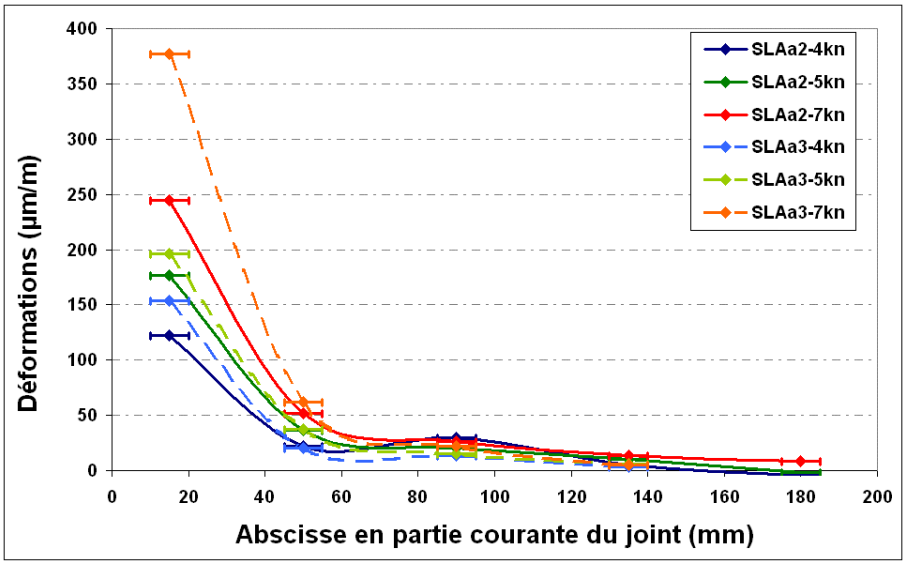


Figure 2-49 : Profils de déformation le long du composite collé pour les corps d'épreuve SLAa2 et SLAa3.

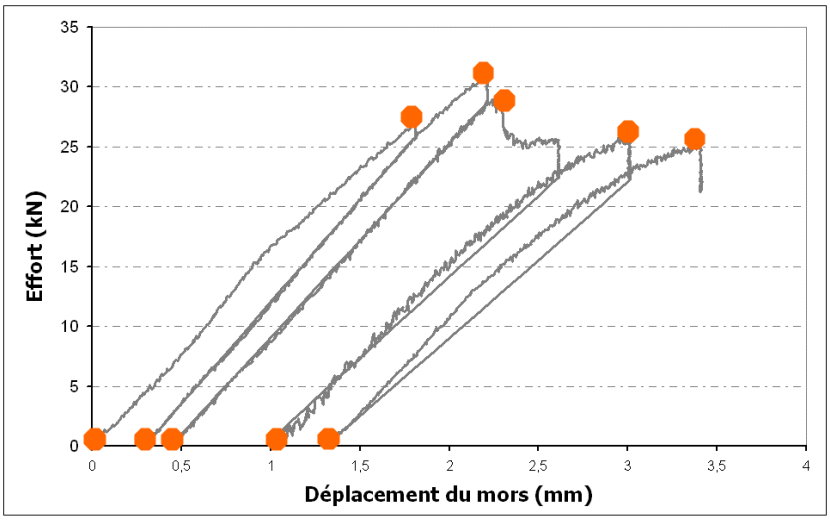
- Deuxième phase de chargement en déplacement :

Suite à la première phase de chargement, l'essai a été piloté suivant une consigne de déplacement (17 µm/s) jusqu'aux différents niveaux de déplacement suivants : $D'_1 = 1{,}8$ mm ; $D'_2 = 2{,}2$ mm ; $D'_3 = 2{,}6$ mm ; $D'_4 = 3$ mm ; $D'_5 = 3{,}4$ mm, $D'_6 = 3{,}8$ mm. Ces niveaux de déplacement sont définis de la façon suivante :

$$D'_n = d_2 + \frac{n \cdot (d_3 - d_2)}{6}, \text{ avec } n = 1, 2, ..., 6.$$

L'effort à été relâché lorsque chacun de ces déplacements a été atteint pour la première fois.

Les séquences de chargement de cette seconde phase d'essai sont résumées sur la Figure 2 -50. Le pilotage au dernier niveau de déplacement (D'_6) n'a finalement pas été effectué, les déplacements à D'_4 et D'_5 montrant des résultats similaires (même effort maximal atteint).



(Le symbole ● indique qu'une acquisition par F.O. a été réalisée)

Figure 2-50 : Résumé des séquences de pilotage en déplacement pour SLAa3.

Les mesures de jauges effectuées lors du chargement précédent ont montré un décollement de la partie courante de la lamelle. Cette constatation est attestée par l'évolution mesurée des déformations lors du premier chargement en déplacement (déplacement imposé jusqu'à 1,8 mm). En effet, sur la Figure 2-51, on observe que la déformation est directement proportionnelle à l'effort appliqué, quel que soit le positionnement de la jauge. La lamelle est donc sollicitée en traction pure. De même, si l'on trace, pour chaque cycle de chargement en déplacement le profil de déformation obtenu pour un effort de 25 kN, on relève bien un profil de déformation constante, et tous les profils sont identiques (Figure 2-52).

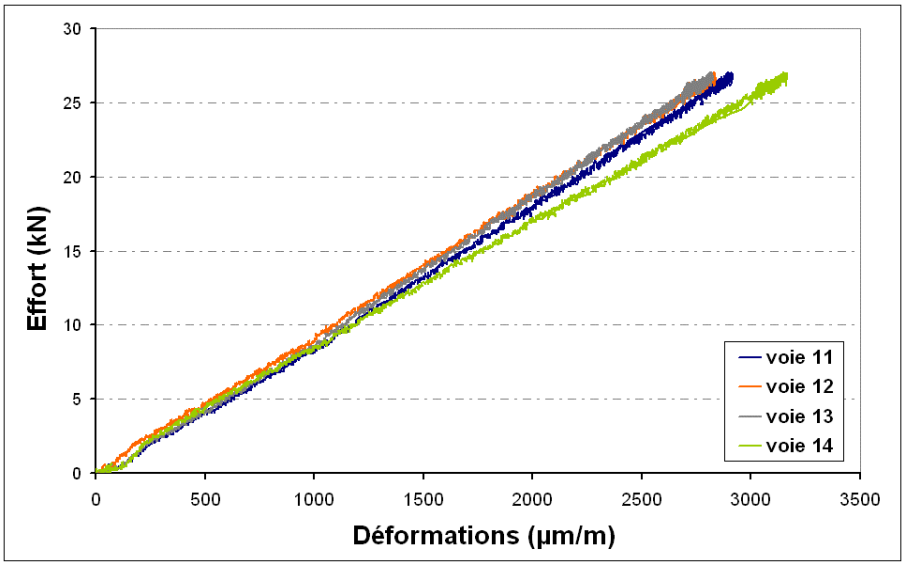


Figure 2-51 : Évolution des déformations lors du chargement (premier cycle de chargement en déplacement) – SLAa3.

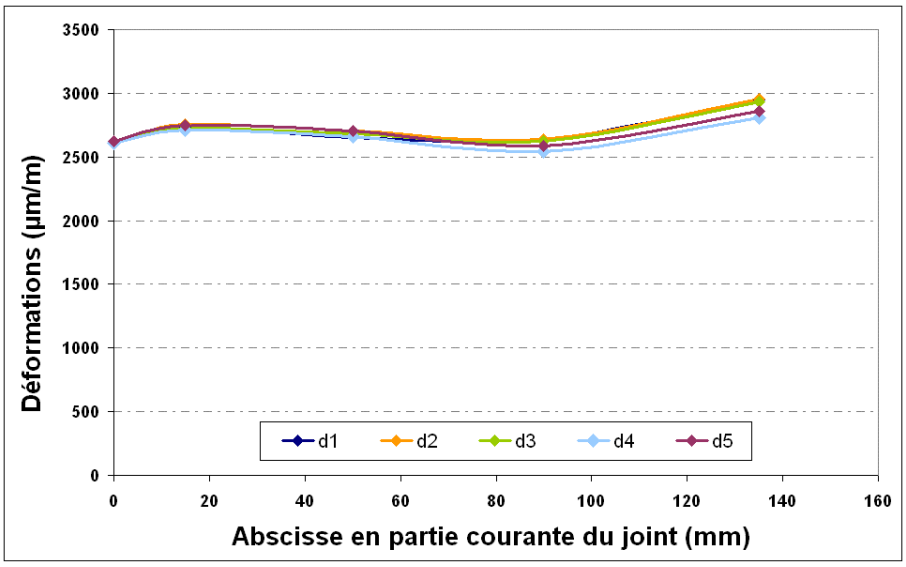


Figure 2-52 : Profils de déformation relevés pendant les 5 cycles de chargement, correspondants à un effort de 25 kN – SLAa3.

- Dernière phase de chargement en effort :

Une dernière phase expérimentale a été effectuée en exerçant un effort de traction à l'extrémité de la lamelle jusqu'à rupture suivant une consigne croissante en effort (150 N/s). Pour les même raisons que celles évoquées lors de l'essai précédent, cette ultime phase expérimentale n'a pas été instrumentée. Aucune rupture du cylindre d'ancrage en composite n'a été observée : la lamelle ancrée glisse et sort de son trou de scellement (Figure 2-53). La défaillance de l'ancrage correspond donc ici à une rupture de la surface de collage.

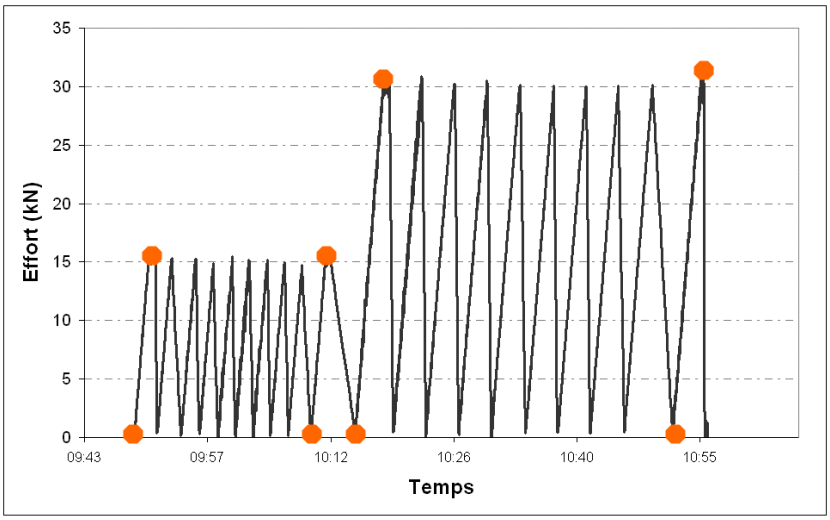
Figure 2-53 : Cylindre d'extrémité arraché de son trou de scellement (SLAa3).

2.6.3.4 Essai CLAa_NA

L'essai CLAa_NA correspond au premier essai cyclique effectué sur la dernière génération d'ancrages.

- Phase de chargement cyclique :

En premier lieu, des cycles de chargement sont effectués en suivant une consigne d'asservissement en effort (150 N/s). La série de cycles représentée sur la Figure 2-54 a été appliquée au corps d'épreuve :



(Le symbole ● indique qu'une acquisition par F.O. a été réalisée)

Figure 2-54 : Représentation schématique des séquences de pilotage en déplacement - CLAa_NA.

Comme précédemment, il n'est pas possible d'enregistrer le déplacement lors de la décharge. Le capteur est remis à zéro dès le départ d'un nouveau cycle. Ce fonctionnement nous permet cependant de construire la courbe Figure 2-55, où le déplacement indiqué correspond à la valeur cumulée des déplacements mesurés lors des phases de montée en charge. Bien que cette façon de procéder ne nous renseigne pas sur les aspects irréversibles du comportement du joint, il est cependant possible de constater que le comportement du joint reste globalement constant et linéaire au fur et à mesure des cycles, sauf lors du premier cycle mené à 30 kN et lors du cycle menant à la rupture. Cette constation est cohérente avec le comportement de ce type de joint collé qui veut que, lorsque la longueur non décollée est supérieure à la longueur d'ancrage, c'est une longueur collée constante qui reprend l'effort. Cette longueur qui reste constante se déplace cependant au fur et à mesure du décollement du plat. Il en résulte un comportement constant du joint vis-à-vis des cycles de sollicitation.

Après 10 cycles à l'effort de 15 kN, puis 10 cycles à 30 kN, il y a eu rupture par glissement de l'ancrage lors du palier d'effort à 30 kN

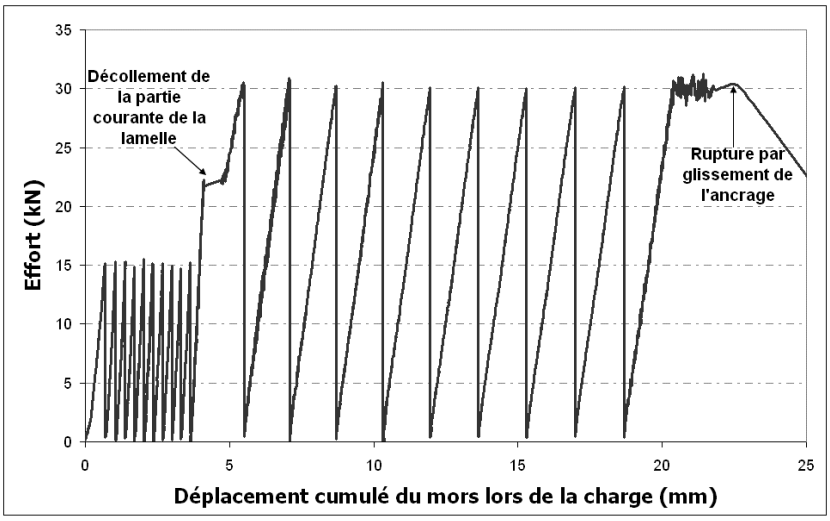


Figure 2-55 : Evolution du déplacement cumulé lors des cycles de sollicitation - CLAa_NA.

L'interprétation des mesures de F.O. est réalisée suivant la démarche exposée précédemment. Seules les données de la fibre Neubrex sont traitées ; les données enregistrées par la

fibre gainée insérée dans l'ancrage ne sont pas exploitables, les fibres étant endommagées.

Le profil de déformation de l'essai CLAa_NA lors du premier cycle à 15 kN est représenté sur la Figure 2-56 : la courbe bleue (estimation du profil de déformation) convoluée à la fonction de transfert de la fibre permet de générer la courbe rouge, qui correspond bien à la mesure réalisée par la F.O. (courbe noire).

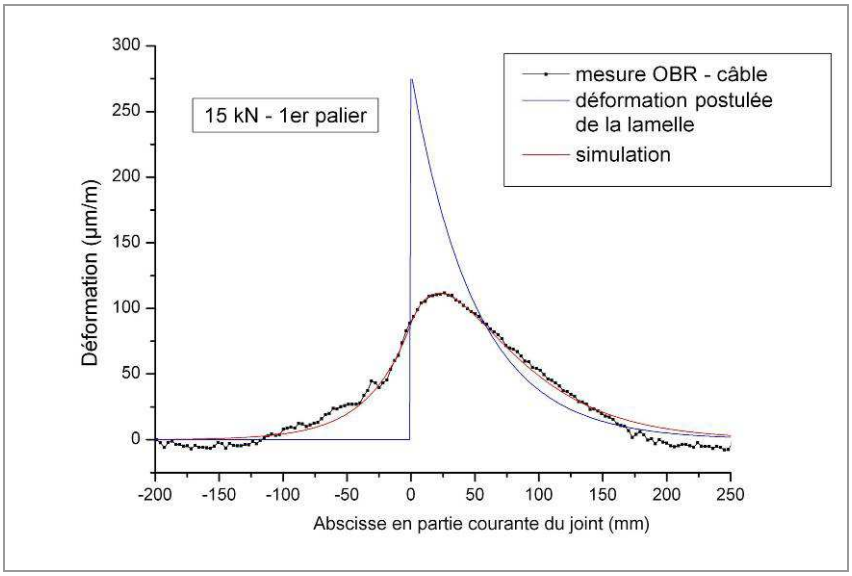


Figure 2-56 : Estimation du profil de déformation obtenu par la fibre optique collée sur la partie courante de la lamelle CLAa_NA, pour un effort de traction de 15 kN (1er cycle).

Ce corps d'épreuve n'était pas instrumenté par des jauges de déformation, il n'est donc pas possible de comparer ce profil de déformation aux données plus classiques de jauges. Néanmoins, cette mesure par F.O permet un bon rendu qualitatif.

- Phase de chargement menée à rupture :

Un essai piloté en effort (asservissement à 150 N/s), non instrumenté en capteur de déplacement, est effectué pour achever d'extraire l'ancrage de son trou de scellement (Figure 2-57). A la ruine de l'ancrage, une fissuration importante du béton à proximité du trou de scellement est alors observée (rappelons que le bloc support a été fabriqué en béton non armé). Le cylindre d'ancrage n'est pas endommagé, mais simplement extrait de son trou ; il y a rupture de la surface de collage (de la même façon que pour SLAa3).

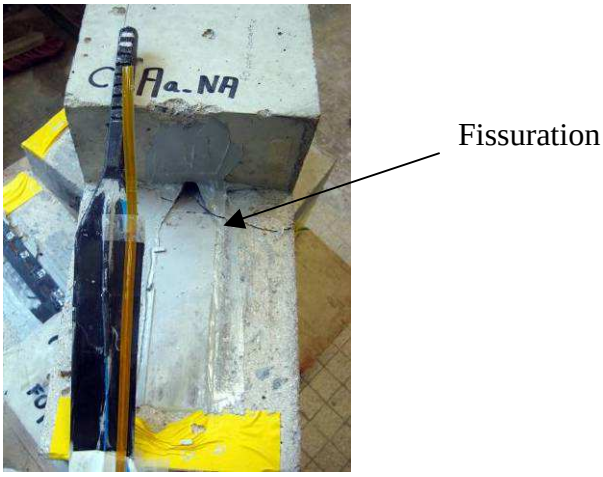


Figure 2-57 : Échantillon CLAa_NA à la fin de l'essai.

2.6.3.5 Essai CLAa1

Le protocole de chargement suivi pour CLAa1 et CLAa2 n'est pas similaire au protocole utilisé pour CLAa_NA ; l'essai CLAa_NA était en effet plus simple car il avait pour but essentiellement de vérifier la tenue du support.

Ainsi, pour les essais CLAa1 et CLAa2, les paliers d'effort ont été déterminés en fonction des résultats obtenus lors des essais statiques. Pour rappel, les efforts à rupture obtenus pour les essais statiques sont les suivants :

- SLAa1 : 53,0 kN
- SLAa2 : 44,7 kN
- SLAa3 : 30,9 kN

La moyenne des efforts à rupture pour ces essais statiques est donc F_{ac_a} = 42,8 kN. L'écart type sur cette moyenne est ξ_{ac_a} = 9,1 kN (dispersion importante – 21 % - mais mode de rupture différent pour SLAa3).

Les valeurs des efforts appliqués pour chaque série de 10 cycles (jusqu'à rupture), tels que définis précédemment, ont donc été les suivants :

$F1 = 90\% (F_{ac_a} – 1,7\ \xi_{ac_a}) = 24,5$ kN

$F2 = 90\% (F_{ac_a} – \xi_{ac_a}) = 30,0$ kN

$F3 = 90\%\ F_{ac_a} = 38,5$ kN

$F4 = F_{ac_a} = 42,8$ kN

La séquence de cycles appliquée lors de l'essai CLAa1 est représentée sur la Figure 2-58, où le déplacement indiqué correspond à la valeur cumulée des déplacements mesurés lors des phases de montée en charge. La rupture a été constatée à l'effort maximum du premier cycle à 42,8 kN, qui, cela est notable, est l'effort correspondant à la moyenne des efforts à rupture obtenus lors des essais statiques.

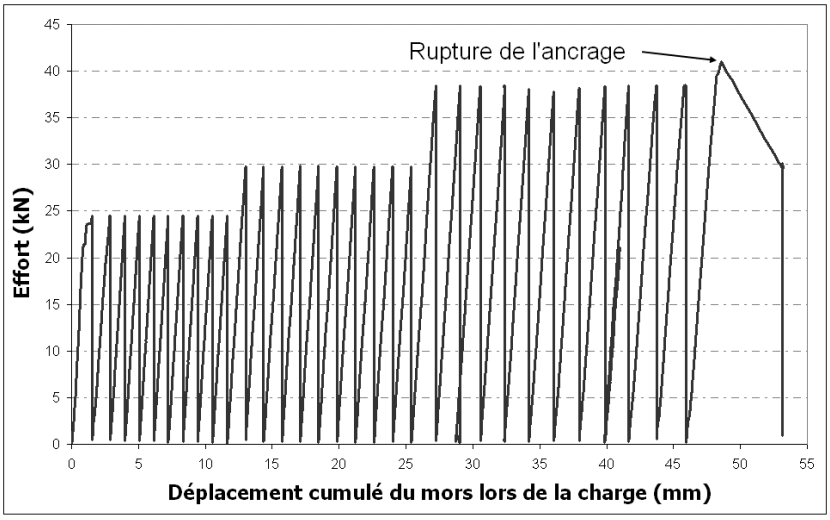
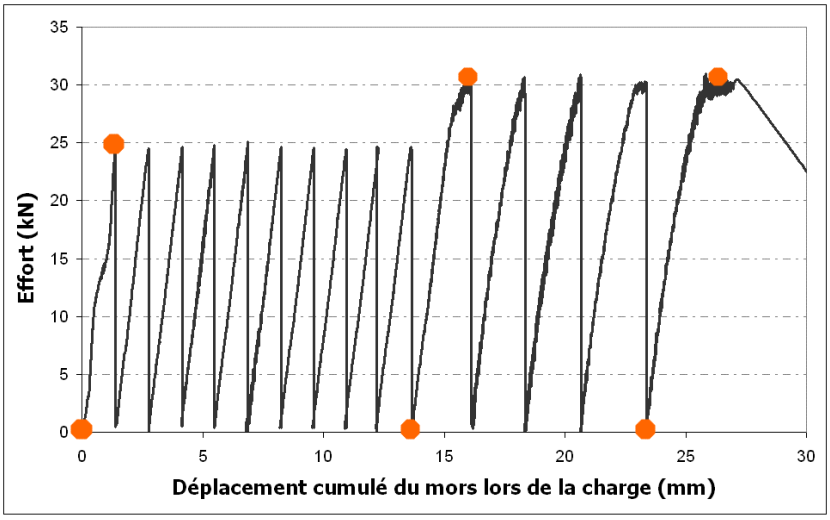


Figure 2-58 : Cycles appliqués lors de l'essai CLAa1.

2.6.3.6 Essai CLAa2

Pour ce second essai cyclique, la séquence de chargement programmée est identique à celle

de l'essai précédent. La séquence de chargement suivie lors de l'essai CLAa2 est représentée sur la Figure 2-59 où la valeur du déplacement indique une valeur cumulée, de façon analogue à ce qui a été présenté pour l'essai CLAa1.



(Le symbole ● indique qu'une acquisition par F.O. a été réalisée)

Figure 2-59 : Représentation schématique des séquences de pilotage en déplacement -CLAa2.

Lors de cet essai, la partie courante de la lamelle s'est décollée lors du premier cycle, pour un effort de 22,4 kN. Ce phénomène se retrouve sur le graphique effort-déformations de la Figure 2-60 où l'on constate une discontinuité dans l'évolution des déformations aux alentours de 22 kN. Avant ce seuil, l'évolution des déformations est telle qu'attendue, c'est-à-dire de plus en plus faible, lorsque la jauge qui en assure l'acquisition s'éloigne du bord chargé. Lors du passage du seuil à 22 kN, une phase d'instabilité survient, marquée par une subite augmentation de la déformation malgré une faible chute d'effort. Ensuite, lors de la courte montée de 22 kN à 24,5 kN (amplitude maximum du premier cycle), les 5 jauges enregistrent des déformations similaires correspondant aux déformations de traction pure de la lamelle. Le décollement de la lamelle est confirmé lors du second cycle, puisque les déformations identiques enregistrées par l'ensemble des jauges démontrent là encore un fonctionnement de traction pure de la lamelle (Figure 2-61).

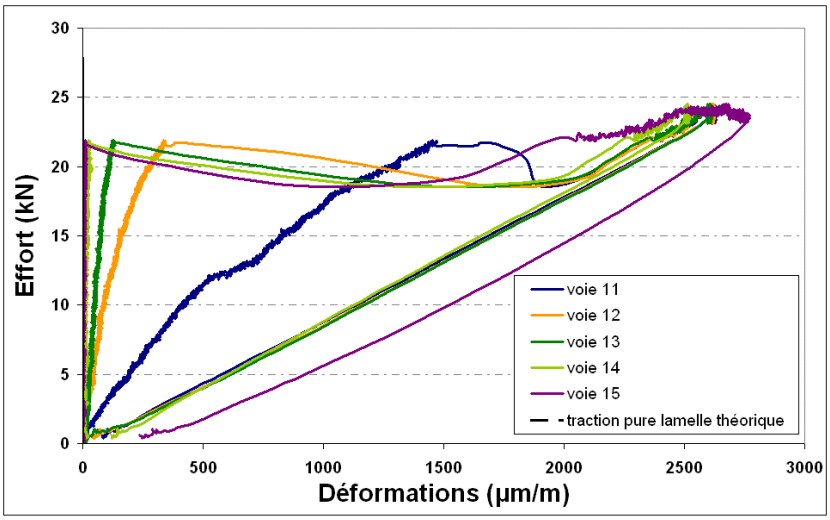


Figure 2-60 : Déformations enregistrées par les jauges avant et pendant le décollement de la lamelle – CLAa2.

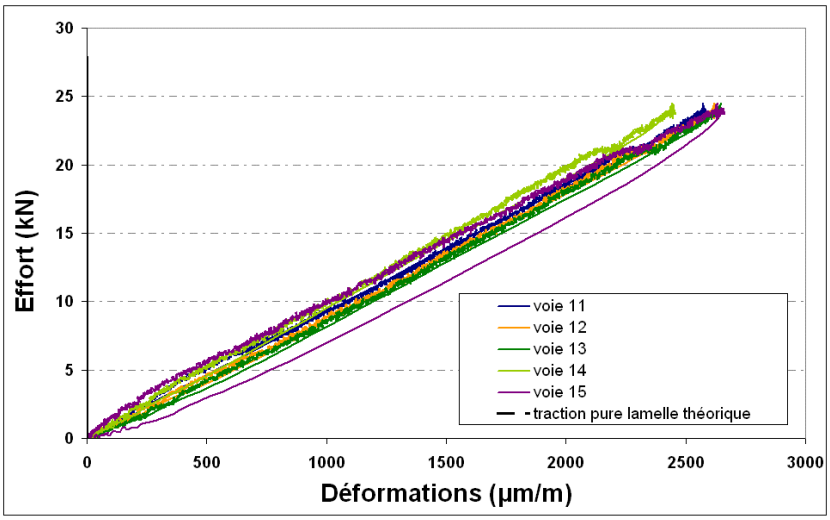


Figure 2-61 : Déformations enregistrées par les jauges après décollement de la lamelle – CLAa2.

Après 10 cycles à l'effort de 24,5 kN, puis 5 cycles à 30 kN, la rupture de l'ancrage survient par glissement du cylindre d'extrémité, lors du palier d'effort à 30 kN nécessaire pour l'acquisition par F.O. (« fluage » dans la couche adhésive du cylindre d'extrémité sous charge soutenue).

- Interprétation de la mesure par F.O. pour un effort de 24,5 kN (premier cycle):

Dans le paragraphe précèdent, nous avons expliqué que la mesure par F.O. pouvait entraîner un doute sur la localisation précise de la mesure. En ce qui concerne le signal obtenu lors de cet essai par la fibre optique gainée, cette difficulté s'est manifestée par la nécessité d'associer les différentes séquences du signal (phases croissantes, décroissantes, changement de pente, etc.) à la géométrie exacte de l'ancrage (partie collée ou décollée de la lamelle, cylindre d'extrémité, bouchon de colle,...). Le fractionnement du signal de la F.O., suivant le positionnement de celle-ci, est représenté sur la Figure 2-62. Sur cette figure, la courbe rouge correspond au profil de déformation réel (*D*) convolué à la fonction de transfert de la fibre optique (*M*=F(*D*), voir paragraphe précédent).

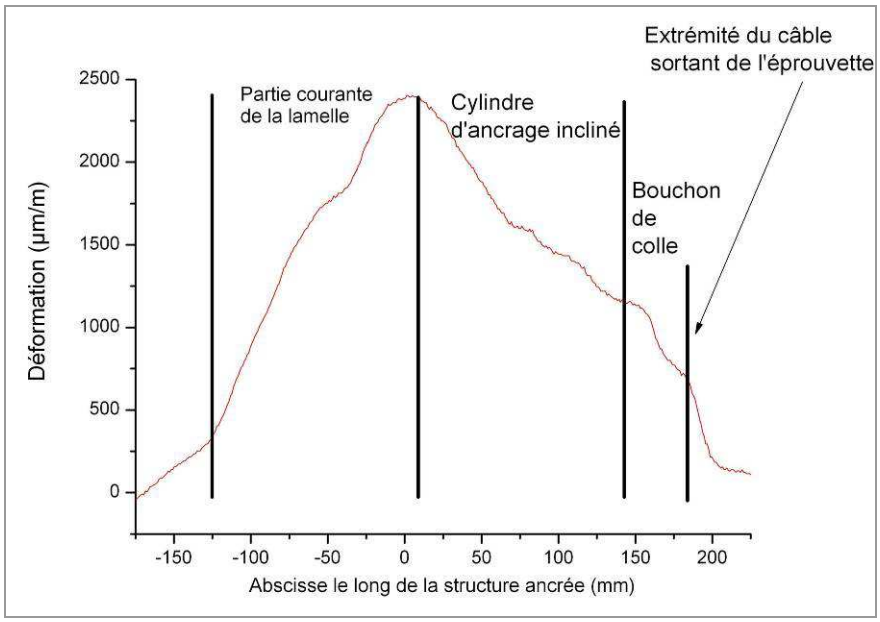


Figure 2-62 : Profil de déformation mesuré par la fibre optique lors du chargement à 24,5 kN de CLAa2 – localisation des évènements et zones.

Pour réaliser l'interprétation du signal convolué présenté Figure 2-62, une première information est alors fournie par l'acquisition réalisée à 24,5 kN. En effet, lors de cette acquisition, la

lamelle en partie courante se trouve être décollée et la partie de lamelle décollée est donc sollicitée en traction. En partant de l'hypothèse d'une déformation constante en partie décollée puis d'un profil de déformation en accord avec la solution de Volkersen (exponentielle décroissante – *[Volkersen, 1938]*), le profil imaginé (courbe bleue de la Figure 2-63) une fois déconvolué (courbe noire de la Figure 2-63) permet de retrouver le signal de la fibre F.O (courbe rouge de la Figure 2-63).

On en conclut alors que la déformation dans la lamelle est de 1900 µm/m sur 8 cm et que la déformation dans l'ancrage est de $3700 \cdot e^{-10 \cdot x}$ µm/m (avec x la valeur de l'abscisse le long du cylindre ancré). Le facteur de décroissance exponentielle du profil de déformation du cylindre d'ancrage est plus petit que le facteur de décroissance du profil de déformation de la partie courante de la lamelle (dont la valeur a été déterminée à 20, se référer au paragraphe 2.6.3.2). Cela laisse donc penser que la longueur d'ancrage du cylindre d'extrémité est plus grande que la longueur d'ancrage de la partie courante de la lamelle (ce qui rejoint le fait que, en raison de la repultrusion des fibres dans le cylindre d'extrémité, le module d'Young y est plus faible, d'où une longueur d'ancrage plus importante car l'adhésif diffuse moins d'effort).

Le profil postulé pour la partie courante de la lamelle est comparé aux mesures des jauges sur la Figure 2-64. On constate que malgré une bonne adéquation qualitative, les mesures enregistrées par les jauges sont 35 % plus élevées que les déformations relevées par la F.O. (aucune comparaison n'est possible concernant le cylindre d'ancrage, celui-ci n'étant pas instrumenté autrement que par la F.O.).

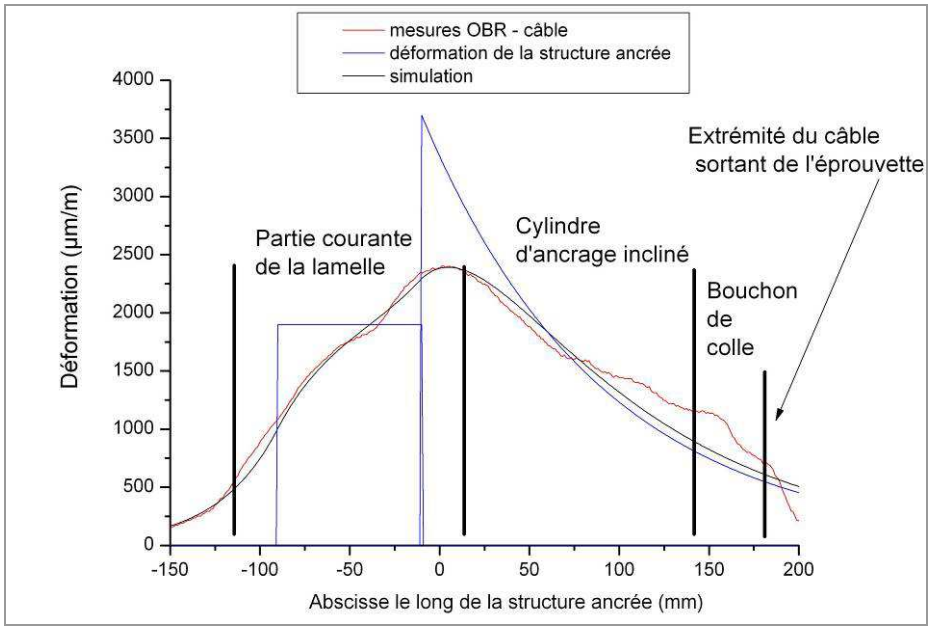


Figure 2-63 : Estimation du profil de déformation du composite – CLAa2, chargement de 24,5 kN.

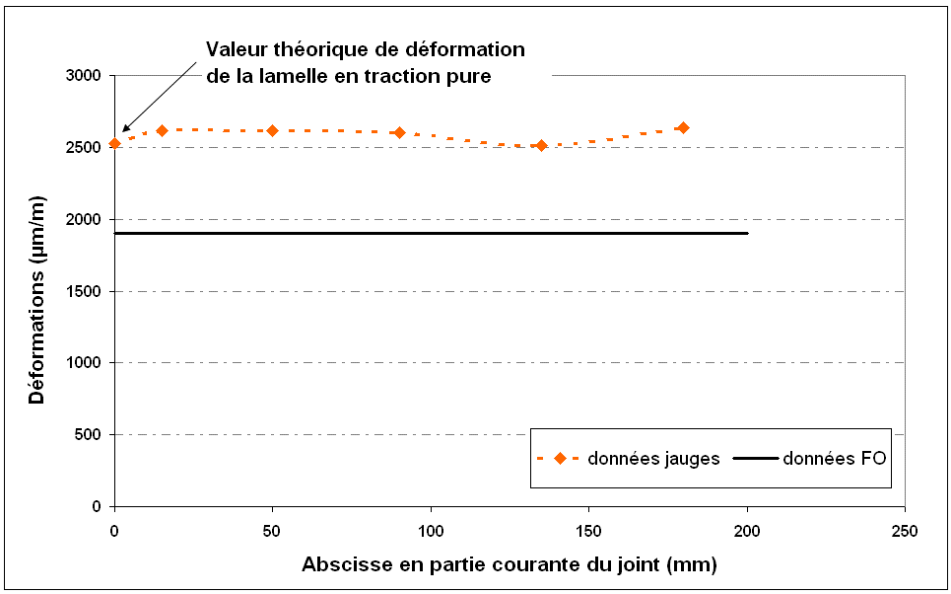


Figure 2-64 : Confrontation du profil de déformation en partie courante du joint établi à partir de la mesure par F.O., avec les mesures de jauges – CLAa2, chargement de 24,5 kN (au premier cycle).

- Interprétation de la mesure par F.O. pour un effort de 29,6 kN (premier cycle de la deuxième série):

L'interprétation du signal de la F.O. est ensuite réalisée pour une charge de 29,6 kN pour laquelle la lamelle en partie courante est sollicitée en traction pure et le cylindre d'extrémité encore parfaitement scellé.

Une information importante est fournie par l'acquisition de la F.O. réalisée à 29,6 kN. La superposition des profils obtenus à 24,5 kN et 29,6 kN (Figure 2-65) permet de confirmer le zonage réalisé précédemment (Figure 2-62). Dans la zone correspondant au cylindre d'extrémité, on voit apparaître, pour 29,6 kN, des oscillations avec un pas d'environ 1 cm sur une étendue approximative de 8 cm. Ces variations de déformations pourraient être dues au relief présent sur le cylindre d'extrémité (« crantage » réalisé sur le cylindre d'extrémité visible sur la Figure 2-27) qui possède des caractéristiques géométriques en accord avec ce pas d'un centimètre.

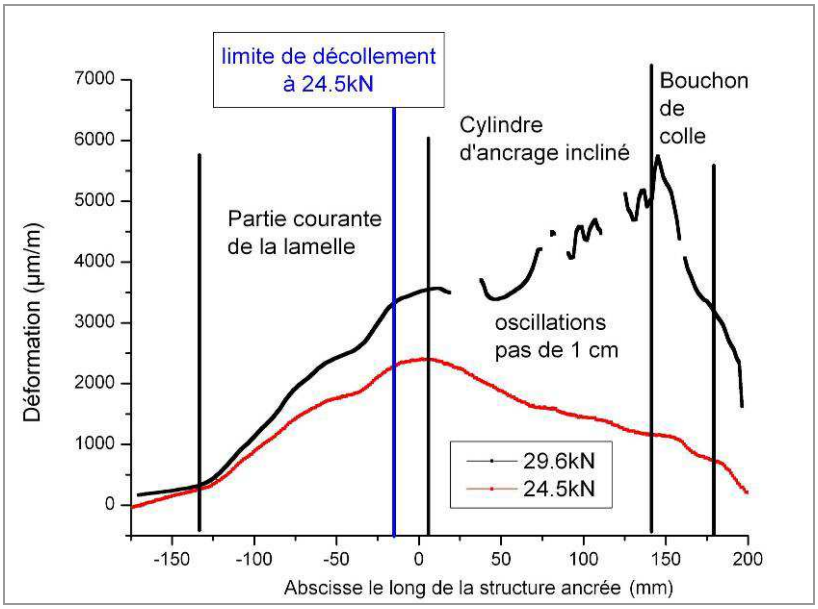


Figure 2-65 : Profils de déformation mesurés par la fibre optique gainée lors des chargements à 24,5 et 29,6 kN – CLAa2.

L'interprétation du profil fourni par la F.O. peut conduire au profil de déformation de la structure indiqué sur la courbe bleue de la Figure 2-66 .

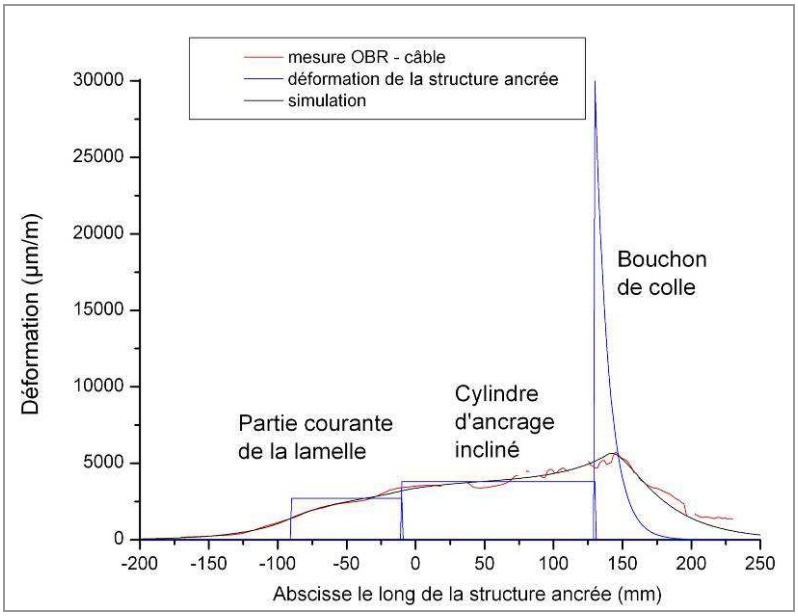


Figure 2-66 : Estimation du profil de déformation dans la structure à partir du profil mesuré dans la fibre optique – CLAa2, chargement de 29,6 kN (lors du 1er cycle de la 2ème série de cycles).

Ainsi, la lamelle serait décollée avec une déformation constante de 2700 µm/m, l'ancrage serait également décollé sur une partie importante de sa longueur (la méthode d'interprétation du signal de la F.O. n'est pas assez précise pour nous permettre de déduire la longueur du cyclindre d'ancrage encore adhérente) avec une déformation de 3800 µm/m et la portion de colle de 4 cm adhérerait encore au support béton avec un profil de déformation de forme $30000 \cdot e^{-100 \cdot x}$. Cette fois, la valeur théorique de la déformation en traction pure de la partie courante de la lamelle (3083 µdef) n'est que 14% supérieure à la valeur fournie par la F.O. (2700 µm/m).

2.7 SYNTHÈSE DES RÉSULTATS ET ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE LES LAMELLES SIMPLES ET LE SYSTÈME D'ANCRAGE INNOVANT

Les résultats obtenus lors de cette campagne expérimentale relative à l'ancrage des renforts en matériaux composites sont résumés dans le Tableau 2-6.

Tableau 2-6 : Synthèse des résultats expérimentaux obtenus selon les configurations de renforcement testées

Renfort	Type d'essai	Nom	Type de rupture	Effort max à rupture
Lamelles simples	Essais statiques	*SL1*	Décollement de la lamelle / délamination dans le béton	**22,0 kN**
		SL2	Décollement de la lamelle / délamination dans le béton	**23,7 kN**
		SL3i	Décollement de la lamelle / délamination dans le béton	**21,2 kN**
	Essais cycliques	*CL2*	Décollement de la lamelle / délamination dans le béton	**9ème cycle à 24,0 kN** (après 10 cycles 15,0 kN, 10 cycles 16,5 kN, 10 cycles 18,0 kN, 10 cycles 19,5 kN, 10 cycles 21,0 kN, 10 cycles 22,5 kN)
		CL3i	Décollement de la lamelle / délamination dans le béton	**4ème cycle à 22,5 kN** (après 10 cycles 15,0 kN, 10 cycles 16,5 kN, 10 cycles 18,0 kN, 10 cycles 19,5 kN, 10 cycles 21,0 kN)
Lamelles ancrées (θ=0°)	Essais statiques	*SLA1*	Ruptures des fibres en traction au niveau du début de la dépultrusion	**43,0 kN** (décollement lamelle à 22,7 kN)
		SLA2	Glissements du cylindre d'extrémité de l'ancrage	**32,1 kN** (décollement lamelle à 18,0 kN)
		SLA3i	Glissements du cylindre d'extrémité de l'ancrage	**28,8 kN** (décollement lamelle à 21,5 kN)
		SLA4	Ruptures des fibres en traction au niveau du début de la dépultrusion	**41,0 kN** (décollement lamelle à 21,7 kN)
	Essais cycliques	*CLA1*	Glissement de l'ancrage	**7ème cycle à 39,8 kN** (après 10 cycles 20,3 kN, 10 cycles 26,5 kN, 10 cycles 32,6 kN, 10 cycles 36,2 kN) Décollement partie courante 1er cycle à 20,3 kN
		CLA2i	Ruptures des fibres en traction au niveau du début de la dépultrusion	**1er cycle à 39,8 kN** (après 10 cycles 20,3 kN, 10 cycles 26,5 kN, 10 cycles 32,6 kN, 10 cycles 36,2 kN) Décollement partie courante 1er cycle à 20,3 kN
Lamelles à ancrage cranté (θ=0°)	Essais statiques	*SLAc1*	Rupture plan de collage + béton fissuré + rupture partielle lamelle en traction	**41,0 kN** (décollement lamelle à 26,0 kN)
		SLAc2	Rupture plan de collage + béton fissuré + rupture partielle lamelle en traction	**39,2 kN** (décollement lamelle à 22,0 kN)
		SLAc3i	Rupture plan de collage + béton fissuré + rupture partielle lamelle en traction	**32,9 kN** (décollement lamelle à 27,2 kN)

	Essais cycliques	*CLAc1*	Rupture des fibres de la lamelle + Rupture en cisaillement des crans	**1er cycle à 37,7 kN** (après 10 cycles à 26,3 kN, 10 cycles à 30,1 kN, 10 cycles à 33,9 kN) Décollement partie courante lors du 1er cycle à 20,3 kN
		CLAc2i	Ruptures des fibres de la lamelle + Rupture en cisaillement des crans	**27,3 kN** (après 10 cycles à 26,3 kN) Décollement partie courante 1er cycle à 20,3 kN
Lamelles à ancrage cranté avec angle (θ=15°)	Essais statiques	*SLAa1*	Rupture en traction des fibres	**53,0 kN** (décollement lamelle à 24,0 kN)
		SLAa2	Rupture en traction des fibres	**44,7 kN** (décollement lamelle à 24,0 kN)
		SLAa3	Glissement de l'ancrage	**30,9 kN** (décollement lamelle à 12,0 kN ; collage défectueux)
	Essais cycliques	*CLAa1*	Glissement de l'ancrage	**1er cycle à 42,8 kN** (après 10 cycles à 24,5 kN et 10 cycles à 30,0 kN) Décollement partie courante à 22,0 kN, lors du 1er cycle à 30,0 kN
		CLAa2	Glissement de l'ancrage	**5ème cycle à 30,0 kN** (après 10 cycles à 24,5 kN) Décollement partie courante à 23,0 kN, lors du 1er cycle à 24,4 kN
		CLAaNA	Glissement de l'ancrage	**10ème cycle à 30,0 kN** (après 10 cycles à 24,5 kN) Décollement partie courante à 22,4 kN, lors du 1er cycle à 24,4 kN

Les différents essais menés nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La moyenne des efforts pour lesquels survient le décollement des lamelles simples est de 22,7 kN, avec un écart-type de 1 kN, et la moyenne des efforts pour lesquels survient le décollement de la partie courante des lamelles ancrées est de 23,1 kN (sans compter la valeur du décollement à 12 kN de SLAa3, qui présentait un collage défectueux), avec un écart-type de 0,9 kN. Ainsi, l'effort limite à l'ELS (État Limite de Service) est semblable pour le système ancré et non ancré. On considèrera que la valeur moyenne ultime de l'effort de décollement est de 22,5 kN, avec un écart-type de 0,14 kN. Le fonctionnement en service impose un fonctionnement élastique de l'ancrage, et donc aucun décollement, notamment de la partie courante. En service, on doit donc fonctionner à un effort inférieur à α x 22,5 kN, α étant un coefficient de sécurité à définir (notamment par des essais de fatigue).
- En ce qui concerne la rupture du cylindre d'extrémité de la lamelle, deux modes de rupture ont pu être observés : une rupture par glissement du cylindre d'extrémité dans son trou de scellement (la moyenne des efforts observés pour ce type de rupture est de 33,5 kN, avec un écart-type de 5,5 kN) et une ruine par rupture en traction des fibres (la moyenne des efforts observés pour ce type de rupture est de 40 kN, avec un écart-type de 6,8 kN).
- Le comportement du joint collé sous sollicitations cycliques n'est pas modifié par les cycles de chargement ; l'effort à rupture reste identique. Des essais impliquant un nombre important de cycles seraient cependant nécessaires pour vérifier la sensibilité du collage à la fatigue.
- Les essais menés sur lamelles ancrées (avec ou sans angle) mettent en évidence l'amélioration en termes de résistance à l'ELU (État Limite Ultime) et de ductilité que peut apporter ce système. L'ancrage innovant permet donc d'améliorer le procédé du joint collé en optimisant les conditions d'ancrage et le transfert de charge entre les éléments, impliquant une augmentation de la sécurité à

l'ELU.
- L'instrumentation par F.O. s'est révélée compliquée à mettre en œuvre, mais a permis de confirmer le profil de déformation de la lamelle en partie courante, et d'accéder au profil de déformation au sein de l'ancrage. Le cylindre d'ancrage, une fois sollicité, se déforme donc de la même façon que la lamelle (selon une exponentielle décroissante) jusqu'à un certain niveau d'effort où il semble se desceller et être sollicité en traction pure (glissement de l'ancrage). Le système de mesure répartie par F.O. testé nécessiterait d'être amélioré sur de nombreux aspects (mise en oeuvre, interprétation, etc.), mais cette technique permet déjà d'accéder à quelques informations, et a permis d'acquérir un certain savoir-faire. Bien qu'à l'évidence il serait intéressant que l'instrumentation par F.O. soit développée sur ce type de structures composites, sa faible maturité n'a pas permis de fortes avancées dans le cadre de l'étude du comportement de l'ancrage étudié. Les mesures des F.O. ont cependant permis de confirmer les mesures des jauges et les profils de déformation attendus. Ces résultats expérimentaux prouvent à eux seuls la faisabilité de cette technique de mesure pour une instrumentation complexe (continue, interne et externe) de structures composites. Cette conclusion est considérée comme un résultat à part entière des travaux présentés dans ce document.

Finalement, ces premiers essais démontrent que l'ancrage innovant développé pour cette étude est une disposition constructive intéressante qui devrait permettre d'optimiser les techniques de renforcement de structures actuelles, en permettant de rendre les renforts plus performants vis-à-vis de sollicitations extrêmes.

2.8 Modélisation analytique et numérique des essais : étude de la répartition de la contrainte de cisaillement dans les joints collés des ancrages testés

Afin de poursuivre l'interprétation des résultats obtenus lors de la campagne expérimentale, des modélisations analytiques et numériques 3D (réalisées grâce au logiciel de calcul CESAR-LCPC, basé sur la méthode aux éléments finis) ont été réalisées pour les configurations de joint collé avec lamelle simple et avec lamelle ancrée. Ces travaux de modélisation ont fait l'objet d'un travail de stage (*[Rizard, 2010]*).

Une cohérence de notation a été recherchée lors de la rédaction de ce document afin d'en faciliter la lecture ; ainsi les indices suivants seront désormais systématiquement appliqués aux paramètres des matériaux : indice « b » pour le matériau béton, indice « c » pour le matériau composite (PRF) et indice « a » pour l'adhésif.

2.8.1 Courte introduction au modèle du joint collé

Les modèles analytiques et numériques développés dans les sections suivantes sont basés sur l'hypothèse d'un comportement élastique du joint collé, telle qu'exposée par Volkersen (*[Volkersen, 1938]*). D'autres modèles ont cependant également été développés par plusieurs auteurs, car cette analyse élastique ne permet pas de prédire la rupture du joint, notamment en raison des phénomènes d'endommagement et/ou de fissuration entrant en jeu dans le fonctionnement du joint sollicité. Deux familles de modèles peuvent être utilisées pour rendre compte de l'endommagement du joint collé (*[Chataigner, 2008]*) : les modèles continus et les modèles de zone cohésive. Les modèles continus sont généralement utilisés dans des codes aux éléments finis et consistent à faire intervenir une variable d'endommagement dont l'évolution entraîne une dégradation des caractéristiques mécaniques du matériau considéré. Cette approche peut être appliquée au matériau adhésif seul, au substrat seul ou aux deux matériaux, suivant le type de rupture que l'on cherche à décrire. Les modèles de zone

cohésive définissent un comportement global équivalent du joint collé (matériaux et interfaces). De nombreux modèles de zone cohésive existent (*[Lu et al., 2005]*) et il s'avère que les modèles bilinéaires sont souvent bien adaptés. Ainsi, par exemple, Yuan *et al.* (*[Yuan et al., 2004]*) présentent une solution analytique de manière à prédire le processus de délaminage des lamelles FRP, en s'appuyant sur une loi bilinéaire locale réaliste du glissement du joint collé. D'autre part, outre les modèles permettant de modéliser le comportement du joint, et donc d'établir la loi cisaillement-glissement, plusieurs auteurs ont développé des modèles permettant de prédire la charge à rupture du joint collé. Le modèle présenté par Chen et Teng (*[Chen et Teng, 2001]*) est l'un des plus précis pour les applications de renforcement telles que celles visées dans ce mémoire.

Pour la formulation analytique d'un modèle de joint collé, différentes hypothèses simplificatrices sont généralement admises. Lors d'une approche simplifiée, le joint collé (Figure 2-67) peut être modélisé de la façon suivante : le béton et la lamelle collée sont sujets uniquement à des déformations axiales (contraintes axiales distribuées uniformément sur la section de la lamelle et sur une certaine épaisseur de la section dans le cas du béton, effets de flexion négligés), tandis que la couche d'adhésif est sujette uniquement à des déformations de cisaillement (contraintes de cisaillement uniformes sur l'épaisseur d'adhésif). En toute rigueur, il a été démontré que ces hypothèses ne sont pas exactes (*[Czaderski et al., 2010]*), mais elles restent tout à fait acceptables et permettent de formuler simplement la grande majorité des modèles actuellement utilisés.

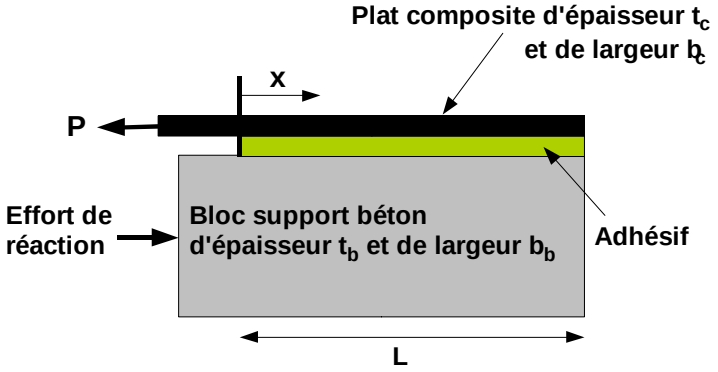


Figure 2-67 : Représentation du joint collé.

Les paramètres permettant de définir la courbe bilinéaire liant la contrainte de cisaillement du joint collé (τ) au glissement (δ), telle que représentée Figure 2-68, sont les suivants :

- la contrainte de cisaillement maximale τ_f,
- la première valeur caractéristique du glissement δ_1,
- et la deuxième valeur caractéristique du glissement, ou glissement maximal δ_f.

L'aire comprise sous cette courbe bilinéaire correspond à l'énergie de rupture interfaciale G_f :

(2-1)
$$G_f = \frac{\tau_f \cdot \delta_f}{2}$$

La contrainte de cisaillement augmente linéairement en fonction du glissement de l'interface ($\tau = f(\delta)$) jusqu'à ce qu'elle atteigne la contrainte max τ_f, à laquelle correspond un glissement δ_1. Un endommagement (microfissuration) produisant un écrouissage négatif (adoucissement) s'ensuit alors et la contrainte de cisaillement décroît jusqu'à devenir nulle (le glissement atteint alors la valeur δ_f).

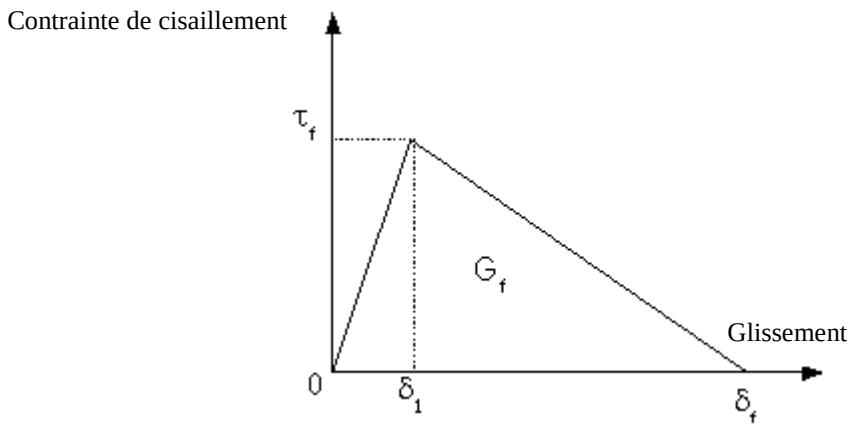


Figure 2-68 : Loi de comportement cisaillement-glissement bilinéaire.

On peut donc définir trois phases pour cette relation bilinéaire :

(2-2) $\tau = f(\delta) = \frac{\tau_f}{\delta_1}\delta$ si $0 < \delta < \delta_1$

(2-3) $\tau = f(\delta) = \frac{\tau_f}{\delta_f - \delta_1}(\delta_f - \delta)$ si $\delta_1 < \delta < \delta_f$

(2-4) $\tau = f(\delta) = 0$ si $\delta > \delta_f$

De nombreux modèles existent concernant cette loi de comportement bilinéaire et s'appliquent à en déterminer les paramètres (*[Lu et al., 2005], [Chen and Teng, 2001], [Yuan et al., 2004]*). La méthode décrite par Chataigner *et al.* (*[Chataigner et al., 2010b]*) s'appuie sur la formulation simplifiée d'un modèle rhéologique caractéristique de zone cohésive qui décrit localement le comportement de l'ensemble constitué de la couche d'adhésif et des deux interfaces.

Pour déterminer la valeur maximale de la contrainte de cisaillement, cette méthode utilise les caractéristiques du matériau béton, grâce à la formule proposée dans le guide de recommandations italien (*[CNR, 2004]*).

(2-5) $$\tau_f = 0{,}64\sqrt{\frac{2-M}{1+\frac{b_c}{400}}}\cdot\sqrt{f_c \cdot f_t}$$

avec :

- $M = \max\{0{,}33\ ; \frac{b_c}{b_b}\}$
- b_c : largeur du renfort composite, en mm
- b_b : largeur du bloc béton, en mm

En ce qui concerne, la première valeur caractéristique du glissement (δ_1), celle-ci peut être déterminée, dans le cas où on ne dispose pas de données expérimentales, grâce à la pente de la zone élastique ($\frac{\tau_f}{\delta_1}$) qui peut être calculée grâce à l'équation suivante, représentant la déformation en cisaillement totale sur l'épaisseur d'une couche équivalente constituée de la couche adhésive et de la peau supérieure du béton :

(2-6)
$$\frac{\tau_f}{\delta_1} = \frac{c_1}{\frac{t_a}{G_a} + \frac{e_b}{G_b}}$$

Avec : - t_a : épaisseur du joint de colle, en mm
- G_a : module de cisaillement de l'adhésif, en MPa
- e_b : épaisseur de la couche de béton affectée, en mm (valeur conseillée entre 20 et 30 mm ; 25 mm par défaut)
- G_b : module de cisaillement du béton, en MPa
- c_1 : paramètre d'ajustement (valeur conseillée comprise entre 0,5 et 0,7 ; 0,6 par défaut)

Enfin, la valeur du glissement maximal (δ_f) est déterminée à partir de la valeur de l'effort maximal amenant à la rupture du plan de colle sous la lamelle et des caractéristiques des matériaux composites :

(2-7)
$$\delta_f = \frac{P_{\max}^2}{\tau_f \cdot b_c^2 \cdot E_c \cdot t_c}$$

Avec : - t_c : épaisseur du renfort composite, en mm
- E_c : module d'Young du renfort composite, en MPa
- b_c : largeur du renfort composite, en mm
- P_{max} : effort maximal amenant à la rupture du plan de colle sous la lamelle

L'utilisation du modèle bilinéaire est l'approche la plus courante permettant de décrire le comportement d'un joint collé, dans sa phase de réponse élastique, puis dans sa phase d'endommagement. C'est pour cette raison qu'il semblait nécessaire d'en rappeler les principaux aspects. Cependant, dans le cadre de notre étude, nous nous sommes limités à la description du comportement élastique de l'ancrage étudié, de manière à disposer d'un modèle analytique simple et qui, confronté à la modélisation numérique et aux données expérimentales, démontre des performances satisfaisantes.

2.8.2 Cas de la lamelle simple

2.8.2.1 Modèle analytique

Le modèle analytique que nous utilisons pour décrire le fonctionnement des lamelles simples collées est basé sur l'équilibre d'un tronçon du joint collé (de longueur *dx*). Il a été initialement proposé par Volkersen (*[Volkersen, 1938]*). Les notations nécessaires à l'élaboration des équations sont présentées sur la Figure 2-69.

Les hypothèses qui ont servi à l'élaboration du modèle sont les suivantes :

- Les matériaux utilisés présentent un comportement élastique linéaire isotrope (les propriétés en cisaillement sont obtenues à partir des propriétés en traction, en supposant que le matériau est isotrope).
- Les variations de contrainte dans les épaisseurs des adhérents sont négligées ; cette hypothèse est cohérente avec la modélisation aux éléments finis réalisée par Chataigner *et al.* (*[Chataigner et al., 2011]*) qui montre que la déformation n'est pas uniforme sur l'épaisseur de colle, mais que les contraintes de cisaillement restent pratiquement constantes sur cette épaisseur.
- On néglige une éventuelle composante de pelage (ou clivage) dans la sollicitation du joint de colle (sollicitation uniquement en cisaillement).

Le modèle est formulé sous l'hypothèse des petites déformations.

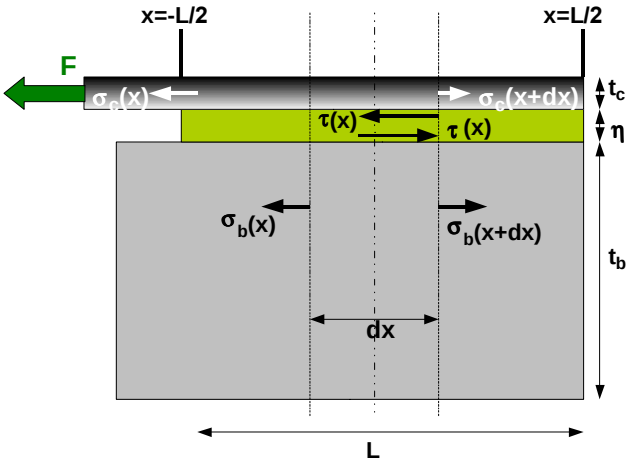


Figure 2-69 : Notations relatives aux épaisseurs et aux contraintes pour l'élaboration des équations d'équilibre du joint simple.

En se basant sur les notations de la Figure 2-69, les équations d'équilibre deviennent donc :

- équilibre du tronçon de longueur *dx* de matériau composite :

(2-8) $\sigma_c(x)\cdot t_c + \tau(x)\cdot dx = \sigma_c(x+dx)\cdot t_c$ d'où $\tau(x) = t_c \cdot \dfrac{d\sigma_c(x)}{dx}$

$\sigma_c(x)$ est la contrainte normale dans le composite

$\tau(x)$ est la contrainte de cisaillement dans l'épaisseur de colle

- équilibre du tronçon de longueur *dx* de béton :

(2-9) $\sigma_b(x)\cdot t_b = \sigma_b(x+dx)\cdot t_b + \tau(x)\cdot dx$ d'où $\tau(x) = -t_b \cdot \dfrac{d\sigma_b(x)}{dx}$

$\sigma_b(x)$ est la contrainte normale dans le béton

D'autre part, sous l'hypothèse d'un comportement élastique,

(2-10) $\sigma_i(x) = E_i \cdot \varepsilon_i(x) = E_i \cdot \dfrac{du_i}{dx}$, pour i= b, c.

où E_i, $\varepsilon_i(x)$ et u_i sont respectivement le module d'Young, la déformation longitudinale et le déplacement selon x, et :

(2-11) $\tau(x) = G_a \cdot \gamma_a = G_a \cdot \dfrac{u_c - u_b}{\eta}$

où G_a et γ_a sont respectivement le module de cisaillement et la déformation de cisaillement ($\gamma_a = \dfrac{\Delta u}{\eta}$, voir Figure 2-70).

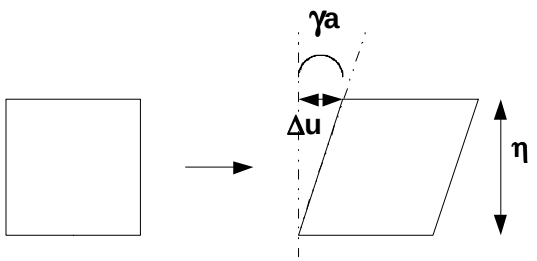


Figure 2-70 : Définition de la déformation de cisaillement.

Ainsi,

(2-12) $$\frac{d\tau}{dx} = \frac{G_a}{\eta} \cdot \left(\frac{du_c}{dx} - \frac{du_b}{dx} \right)$$

(2-13) $$\frac{d\tau}{dx} = \frac{G_a}{\eta} \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c} - \frac{\sigma_b}{E_b} \right)$$

(2-14) $$\frac{d^2\tau}{dx^2} = \frac{G_a}{\eta} \cdot \left(\frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_c}{dx} - \frac{1}{E_b} \frac{d\sigma_b}{dx} \right)$$

Les équations d'équilibre du matériau composite et du béton nous permettent donc d'écrire l'équation suivante :

(2-15) $$\frac{d^2\tau}{dx^2} = \frac{G_a}{\eta} \cdot \left(\frac{\tau(x)}{E_c \cdot t_c} + \frac{\tau(x)}{E_b \cdot t_b} \right)$$

Et en posant :

(2-16) $$\lambda^2 = \frac{G_a}{\eta} \cdot \left(\frac{1}{E_c \cdot t_c} + \frac{1}{E_b \cdot t_b} \right),$$

la solution de l'équation est alors de la forme :

(2-17) $$\tau(x) = A \cdot \cosh(\lambda \cdot x) + B \cdot \sinh(\lambda \cdot x).$$

Or, les conditions aux limites pour ce joint collé sont les suivantes :

- En x = -L/2 : $\sigma_c = \frac{F}{t_c \cdot b_c}$ et $\sigma_b = \frac{F}{t_b \cdot b_b}$
- En x = L/2 : $\sigma_c = 0$ et $\sigma_b = 0$

Finalement, la répartition de la contrainte de cisaillement le long du joint collé simple peut être calculée suivant :

$$\tau(x) = A\cosh(\lambda x) + B \cdot \sinh(\lambda x),$$

Avec,

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{\eta} \left(\frac{1}{E_c t_c} + \frac{1}{E_b t_b} \right)$$

$$A = -\frac{G_a F}{2\eta\lambda \sinh\left(\lambda \frac{L}{2}\right)} \left(\frac{1}{E_c b_c t_c} - \frac{1}{E_b b_b t_b} \right)$$

$$B = \frac{G_a F}{2\eta\lambda \cosh\left(\lambda \frac{L}{2}\right)} \left(\frac{1}{E_c b_c t_c} - \frac{1}{E_b b_b t_b} \right)$$

Notons cependant que l'on peut apporter certaines simplifications à l'écriture de ce modèle. En effet, dans notre cas, $\frac{1}{E_b t_b b_b} \langle\langle \frac{1}{E_c t_c b_c}$, donc les équations peuvent se résumer à :

$$\tau(x) = A\cosh(\lambda x) + B\sinh(\lambda x)$$

$$A = -\frac{G_a F}{2\eta\lambda \sinh\left(\lambda \frac{L}{2}\right)}\left(\frac{1}{E_c b_c t_c}\right)$$

$$B = \frac{G_a F}{2\eta\lambda \cosh\left(\lambda \frac{L}{2}\right)}\left(\frac{1}{E_c b_c t_c}\right)$$

2.8.2.2 Modélisation numérique sous CESAR-LCPC

Un premier modèle numérique 2D (Figure 2-71) a été réalisé à l'aide du logiciel CESAR-LCPC (hypothèse de déformation plane), on définit successivement la géométrie de la structure, la discrétisation des éléments volumiques, le type de maillage (linéaire, quadratique, triangulaire), les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et les efforts à appliquer. Pour cette étude le maillage utilise des éléments quadratiques et a été raffiné dans les zones de concentration de contraintes.

Les propriétés des matériaux utilisés lors des différentes modélisations sont résumées dans le Tableau 2-7. Dans l'approche choisie, tous les matériaux présentent un comportement élastique linéaire isotrope. De précédents calculs (*[Arribe, 2009]*) ont montré que le caractère orthotrope du PRF, non pris en compte ici, influençait peu les principaux résultats du calcul du joint considéré.

Tableau 2-7 : Propriétés des matériaux utilisées pour la modélisation ([Rizard, 2010])

	Plat pultrudé	**Adhésif**	**Béton**
Module d'Young	160 000 MPa	5 000 MPa	35 000 MPa
Coefficient de Poisson	0,3	0,4	0,14
Module de cisaillement		1 786 MPa	
épaisseur	1,2 mm	1 mm	

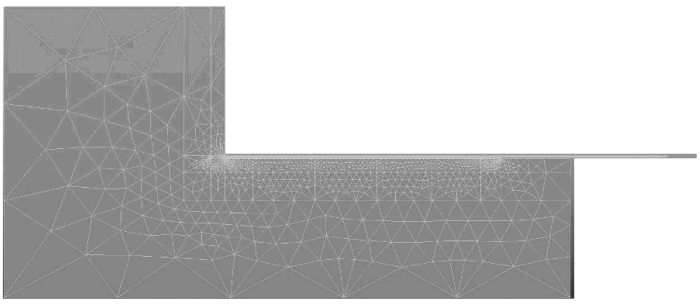


Figure 2-71 : modèle 2D de la configuration lamelle simple ([Rizard, 2010]).

La modélisation en 3D de la configuration « lamelle simple » a été réalisée grâce à l'extrusion d'un premier modèle réalisé en 2D (Figure 2-71). Afin de limiter le nombre d'éléments à traiter lors du calcul, et du fait de la symétrie du corps d'épreuve, la modélisation n'a été effectuée que sur une moitié du domaine d'étude (Figure 2-72).

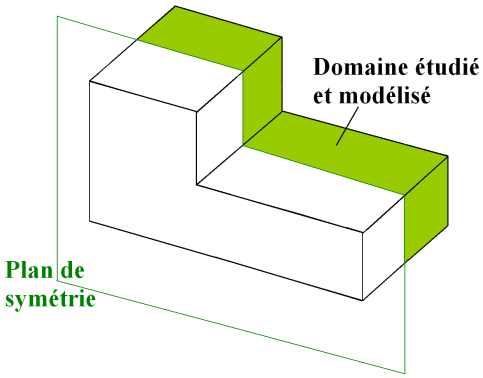


Figure 2-72 : Domaine d'étude pour la modélisation 3D.

La Figure 2-73 permet de visualiser le modèle 3D après extrusion.

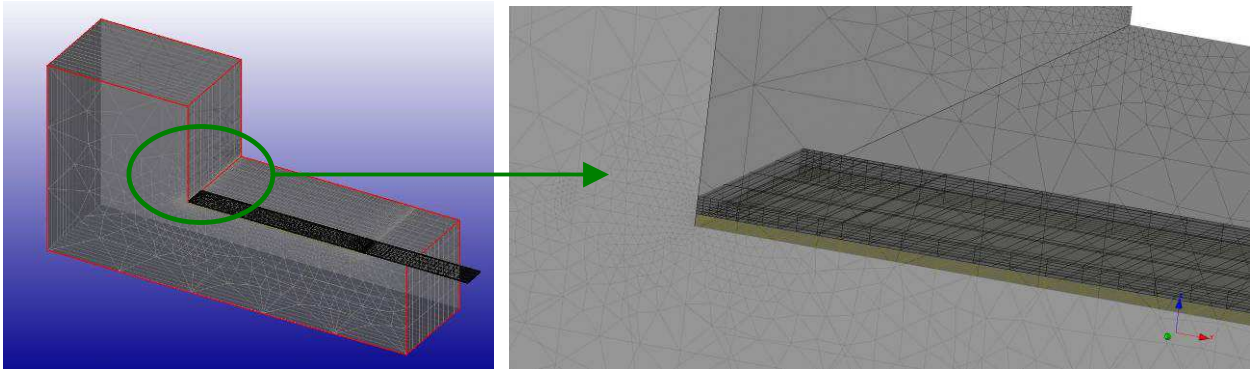


Figure 2-73 : modèle 3D de la configuration lamelle simple ([Rizard, 2010]).

Les conditions de chargement appliquées au modèle consistent en une pression uniformément répartie sur la section située à l'extrémité du plat pultrudé et exerçant un effort de traction sur la lamelle. D'autre part, les conditions aux limites consistent à bloquer certaines composantes du déplacement sur les faces concernées, comme indiqué sur la Figure 2-74 (faces dont les déplacements bloqués sont indiqués en orange).

Composante du déplacement suivant z bloquée sur la face inférieure (plan xy).
Composante du déplacement suivant x bloquée sur la face constituant le plan de symétrie (plan zy).
Composante du déplacement suivant y bloquée sur la fac een contact avec la machine de cisaillement (plan xz).

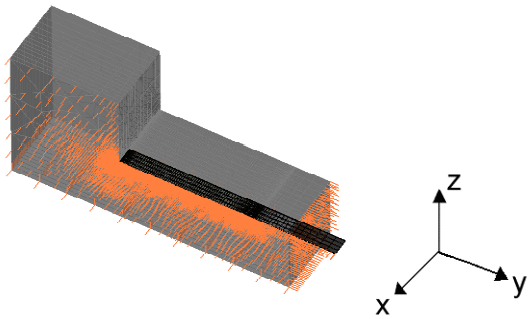


Figure 2-74 : Modèle 3D de la configuration lamelle simple – conditions aux limites en déplacement.

2.8.2.3 Comparaison modélisation / expérimentation

Comme il a été précisé précédemment, les modèles numériques et analytiques ont été réalisés afin de disposer d'outils permettant d'interpréter les résultats expérimentaux obtenus et, dans de futurs travaux, d'optimiser les géométries d'ancrage, notamment vis-à-vis d'un fonctionnement en service. Les modélisations proposées ne tiennent cependant pas compte des nombreux phénomènes dissipatifs mis en jeu dans le comportement réel du joint, notamment dans ses phases ultimes (endommagement de la couche adhésive, fissurations et non linéarités du béton, décollement du PRF,

frottements divers, etc.). Pour juger de la performance des modèles, il faut donc les comparer avec des données expérimentales acquises dans le domaine de validité de ceux-ci. Les données expérimentales confrontées aux modèles sont donc celles enregistrées pour des niveaux d'effort tels que l'hypothèse d'un fonctionnement élastique du joint reste valide, les matériaux sont donc peu voire pas endommagés. La valeur choisie de l'effort de traction de l'extrémité de la lamelle, permettant une comparaison pertinente des différents résultats, est de 10 kN. Cet effort est appliqué en imposant une traction uniforme de 143 MPa à la section d'extrémité de la lamelle.

La Figure 2-75 permet de comparer les valeurs des déformations longitudinales du PRF, issues des modèles numériques 2D et 3D, des modèles analytiques et des données expérimentales (pour l'essai SL3i).

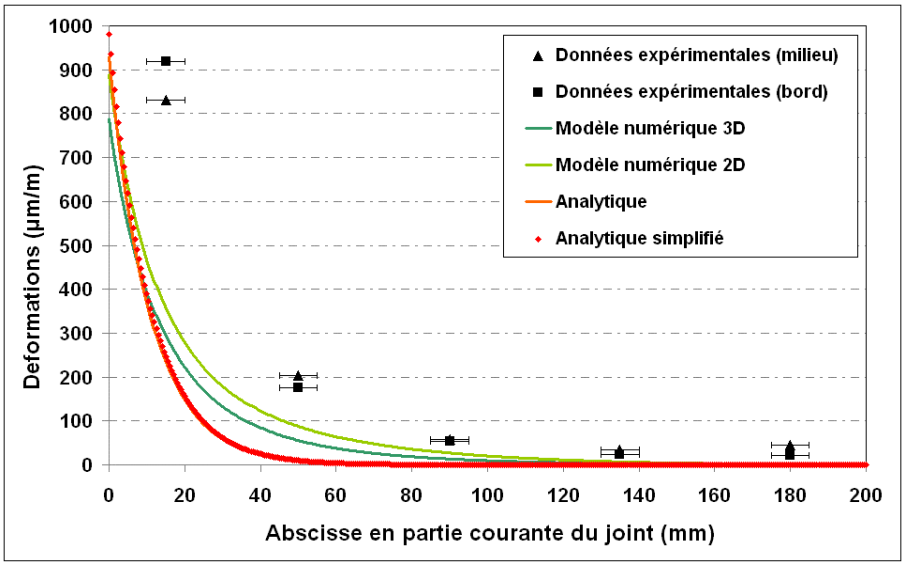


Figure 2-75 : Comparaison des déformations longitudinales de la lamelle simple : modèles/données expérimentales (d'après [Rizard, 2010]).

On constate que les modèles analytiques et numériques s'accordent raisonnablement avec les mesures des jauges de déformations. La différence constatée entre les modèles 2D et 3D vient du fait que le modèle 2D affecte une profondeur unitaire à tous les matériaux (*[Rizard, 2010]*), alors que tous les éléments constitutifs des corps d'épreuve (la lamelle de PRF, la couche adhésive et le bloc béton) n'ont pas une largeur identique. La largeur du bloc béton est supérieure à celle du plan de colle et à celle de la lamelle, ces deux dernières étant identiques. D'autre part, les déformations les plus importantes sont localisées sur les 15 premiers millimètres collés. Or, il existe une incertitude sur le positionnement exact de la jauge (+/- 1 mm) et sur celui du bord de collage, la couche adhésive étant écrasée lors de la mise en place du renfort. Enfin l'écart constaté entre mesure et modèle peut être le résultat de la non prise en compte de la non-linéarité de comportement du support en béton.

L'effet de bord semble plus accentué dans le calcul que dans la mesure expérimentale ; ceci peut s'expliquer par un bord de collage plus réparti lors des essais que le front droit de la modélisation.

Quoi qu'il en soit, au vu de la confrontation avec les résultats expérimentaux, les modélisations effectuées sont jugées suffisamment performantes pour permettre une future analyse poussée du comportement de l'ancrage par collage des lamelles.

2.8.3 Cas de la lamelle ancrée

2.8.3.1 Modèle analytique

Les essais réalisés ont mis en évidence le fait que l'ancrage commence effectivement à travailler et reprendre l'effort seulement lorsque la lamelle est entièrement décollée. Un modèle analytique spécifique, concernant uniquement le comportement du cylindre d'extrémité de l'ancrage a donc été développé ; une version modifiée et originale de la méthode classique de Volkersen ([*Volkersen, 1938*]) est donc proposée ici. Étant donnée la géométrie de l'ancrage considéré, le domaine d'étude est lui même cylindrique. La méthode permettant de développer le modèle analytique est identique à celle mise en œuvre pour la lamelle simple, sauf que pour l'ancrage cylindrique scellé, on considère l'équilibre d'un tronçon cylindrique du joint collé, comme indiqué sur la Figure 2-76.

Pour simplifier l'écriture du modèle, on admet l'hypothèse d'un effort de réaction dans le béton (équilibrant l'effort de traction exercé en extrémité de cylindre) équivalent à une pression constante appliqué sur la surface S extérieure du volume de béton considéré, cette surface S étant normale à l'axe du cylindre, du côté où l'effort est appliqué (Figure 2-76). Cette hypothèse offre une configuration axisymétrique au problème étudié.

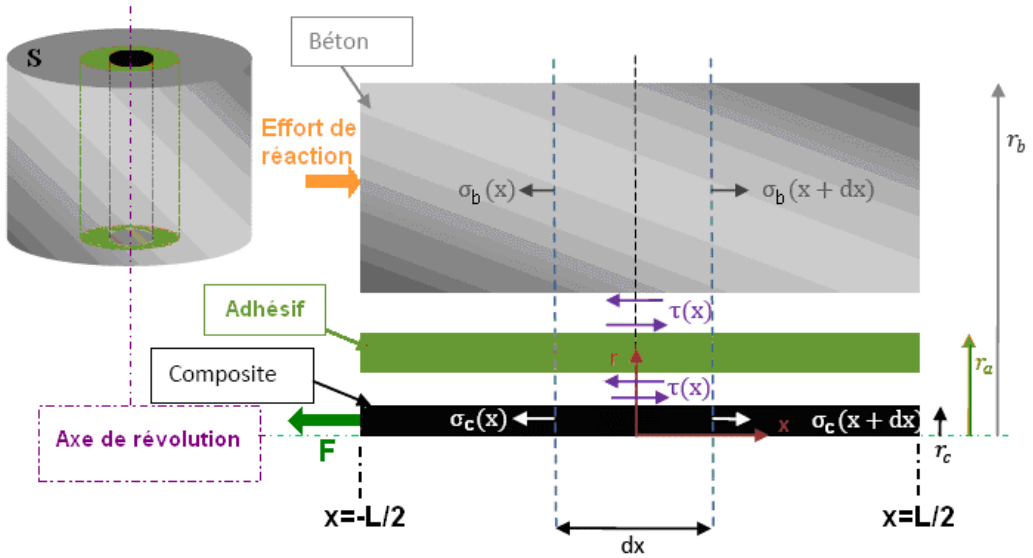


Figure 2-76 : Notations relatives à la géométrie et aux contraintes pour l'élaboration des équations d'équilibre du joint cylindrique représentant le cylindre d'ancrage ([Rizard, 2010]).

En se basant sur les notations explicitées lors de l'élaboration du modèle précédent (adapté pour le cas de la lamelle simple) et des caractéristiques géométriques présentées sur la Figure 2-76, les équations d'équilibre deviennent donc :

- équilibre du tronçon de longueur *dx* de matériau composite :

(2-18) $$\sigma_c(x)\cdot\pi\cdot r_c^2 = \sigma_c(x+dx)\cdot\pi\cdot r_c^2 + \tau(x)\cdot 2\pi\cdot r_c\cdot dx \qquad \text{d'où} \qquad \tau(x) = -\frac{r_c}{2}\cdot\frac{d\sigma_c}{dx}$$

- équilibre du tronçon de longueur *dx* de béton :

(2-19) $$\sigma_b(x)\cdot\pi(r_b^2 - r_a^2) + \tau(x)\cdot\pi\cdot r_a\cdot dx = \sigma_b(x+dx)\cdot\pi\cdot(r_b^2 - r_a^2)$$

d'où :

(2-20) $$\tau(x) = \frac{r_b^2 - r_a^2}{2\cdot r_a}\cdot\frac{d\sigma_b}{dx}$$

D'autre part, sous l'hypothèse d'un comportement élastique,

(2-21) $$\sigma_i(x) = E_i \cdot \varepsilon_i(x) = E_i \frac{du_i}{dx}$$, pour i = b, c,

et :

(2-22) $$\tau(x) = G_a \cdot \gamma_a = G_a \frac{u_b - u_c}{r_a - r_c}$$

Ainsi,

(2-23) $$\frac{d\tau}{dx} = \frac{G_a}{r_a - r_c}\left(\frac{du_b}{dx} - \frac{du_c}{dx}\right)$$

(2-24) $$\frac{d\tau}{dx} = \frac{G_a}{r_a - r_c}\left(\frac{\sigma_b}{E_b} - \frac{\sigma_c}{E_c}\right)$$

(2-25) $$\frac{d^2\tau}{dx^2} = \frac{G_a}{r_a - r_c}\left(\frac{1}{E_b}\frac{d\sigma_b}{dx} - \frac{1}{E_c}\frac{d\sigma_c}{dx}\right)$$

Les équations d'équilibre du matériau composite et du béton, nous permettent d'écrire l'équation précédente comme suit :

(2-26) $$\frac{d^2\tau}{dx^2} = \frac{G_a}{r_a - r_c}\tau(x)\left(\frac{2r_a}{E_b(r_b^2 - r_a^2)} + \frac{2}{E_c r_c}\right)$$

Et en posant :

(2-27) $$\lambda'^2 = \frac{G_a}{r_a - r_c}\left(\frac{2r_a}{E_b(r_b^2 - r_a^2)} + \frac{2}{E_c r_c}\right),$$

la solution de l'équation est alors de la forme :

(2-28) $$\tau(x) = A'\cosh(\lambda' x) + B'\sinh(\lambda' x)$$

Or, en considérant qu'il n'y a aucun effort en extrémité de scellement et que l'effort se développe en début de scellement, les conditions aux limites pour ce joint collé sont les suivantes :

- En x=-L/2 : $\sigma_c = \frac{F}{\pi \cdot r_c^2}$ $\sigma_b = \frac{F}{\pi(r_b^2 - r_a^2)}$
- En x=L/2 : $\sigma_c = 0$ $\sigma_b = 0$

Donc finalement, le modèle analytique pour l'ancrage cylindrique peut être résumé par les équations suivantes :

(2-29) $$\tau(x) = A'\cosh(\lambda' x) + B'\sinh(\lambda' x)$$

(2-30) $$\lambda'^2 = \frac{2G_a}{r_a - r_c}\left(\frac{r_a}{E_b(r_b^2 - r_a^2)} + \frac{1}{E_c r_c}\right)$$

(2-31) $$A' = -\frac{G_a F}{2\lambda'\pi(r_a - r_c)\sinh\left(\lambda'\frac{L}{2}\right)}\left(\frac{1}{r_c^2 E_c} - \frac{1}{(r_b^2 - r_a^2)E_b}\right)$$

(2-32)
$$B' = \frac{G_a F}{2\lambda' \pi (r_a - r_c)\cosh\left(\lambda' \frac{L}{2}\right)} \cdot \left(\frac{1}{r_c^2 E_c} - \frac{1}{(r_b^2 - r_a^2) E_b} \right)$$

On peut de la même façon que précédemment simplifier le modèle en négligeant le terme $\frac{1}{(r_b^2 - r_a^2)E_b}$ devant le terme $\frac{1}{r_c^2 E_c}$. Le modèle s'écrit alors :

$$\tau(x) = A'\cosh(\lambda' x) + B' \cdot \sinh(\lambda' x)$$

$$\lambda'^2 = \frac{2G_a}{r_a - r_c}\left(\frac{r_a}{E_b (r_b^2 - r_a^2)} + \frac{1}{E_c r_c} \right)$$

$$A' = -\frac{G_a F}{2\lambda' \pi (r_a - r_c)\sinh\left(\lambda' \frac{L}{2}\right)}\left(\frac{1}{r_c^2 E_c} \right)$$

$$B' = \frac{G_a F}{2\lambda' \pi (r_a - r_c)\cosh\left(\lambda' \frac{L}{2}\right)}\left(\frac{1}{r_c^2 E_c} \right)$$

2.8.3.2 Modélisation sous CESAR-LCPC

Rappelons qu'il a été constaté lors des essais que le cylindre d'extrémité de l'ancrage ne commence à être sollicité que lorsque la partie courante de la lamelle est entièrement décollée. De ce fait, la modélisation proposée ici, qui s'intéresse à cette seconde phase de fonctionnement de l'ancrage, si elle reproduit la géométrie des corps d'épreuve utilisés lors des essais, ne prend cependant pas en compte la couche de colle initialement placée sous la lamelle, de manière à modéliser directement la phase de fonctionnement mécanique pendant laquelle l'ancrage reprend des efforts (Figure 2-77).

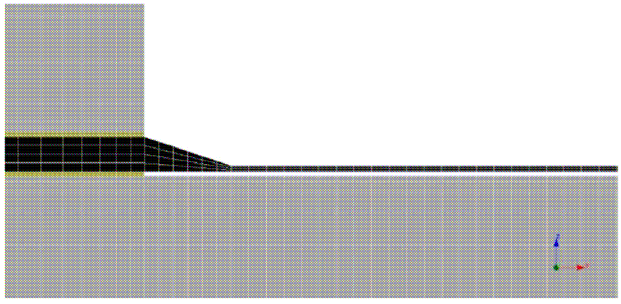


Figure 2-77 : Modélisation de la lamelle ancrée décollée : couche de colle absente sous la lamelle ([Rizard, 2010]).

La forme de l'ancrage induit de fortes concentrations de contraintes dans les zones de distorsion de volumes, comme le montre la Figure 2-78.

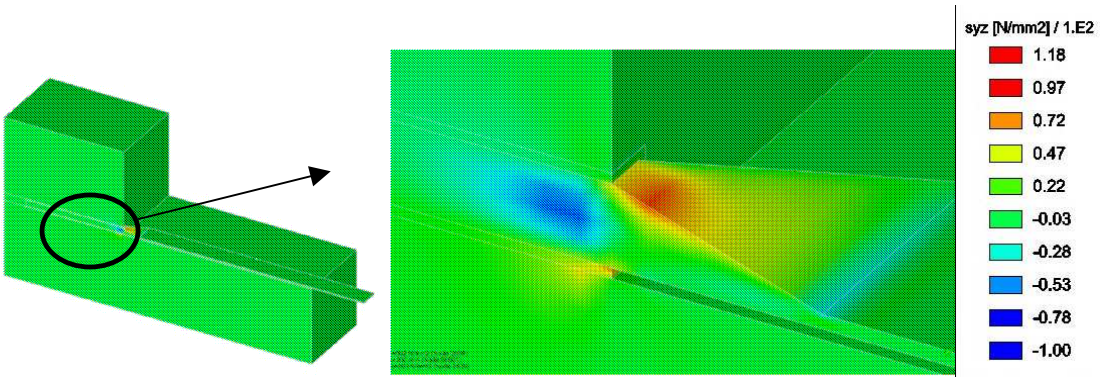


Figure 2-78 : Visualisation de la contrainte de cisaillement dans les zones de distorsion de volume de la lamelle ancrée décollée ([Rizard, 2010]).

La Figure 2-79 permet de confronter les résultats issus du modèle analytique et du calcul aux éléments finis, puis de les comparer à la mesure effectuée par la jauge collée sur le cylindre d'extrémité (voir Annexes 2 et 3) : cette figure permet de conclure que les modèles sont en adéquation entre eux. De plus, la déformation mesurée par la jauge montre qu'ils sont corrélés avec les résultats de l'essai (Figure 2-79). Il aurait bien sûr été intéressant d'avoir plusieurs jauges de déformations au niveau de l'ancrage ; cependant, l'application des jauges sur cette partie spécifique n'est pas chose aisée et fragilise l'adhérence de l'ancrage dans le bloc béton.

Sur le graphique de la Figure 2-79, la barre de précision sur la valeur donnée par la jauge fait référence à l'incertitude due au positionnement et au fait que la jauge donne une mesure moyenne sur la longueur collée.

Les modèles analytiques et numériques ne fournissent pas exactement le même profil de déformations. Ceci peut notamment s'expliquer par le fait que pour le modèle analytique, une forme d'ancrage cylindrique a été utilisée, alors que dans la réalité et dans le modèle numérique, l'ancrage n'est pas tout à fait cylindrique. D'autre part, dans le modèle analytique, il a été supposé que l'effort de réaction était réparti de manière constante autour du cylindre d'ancrage, alors que l'effort s'applique en réalité uniquement sur la partie basse du volume de béton.

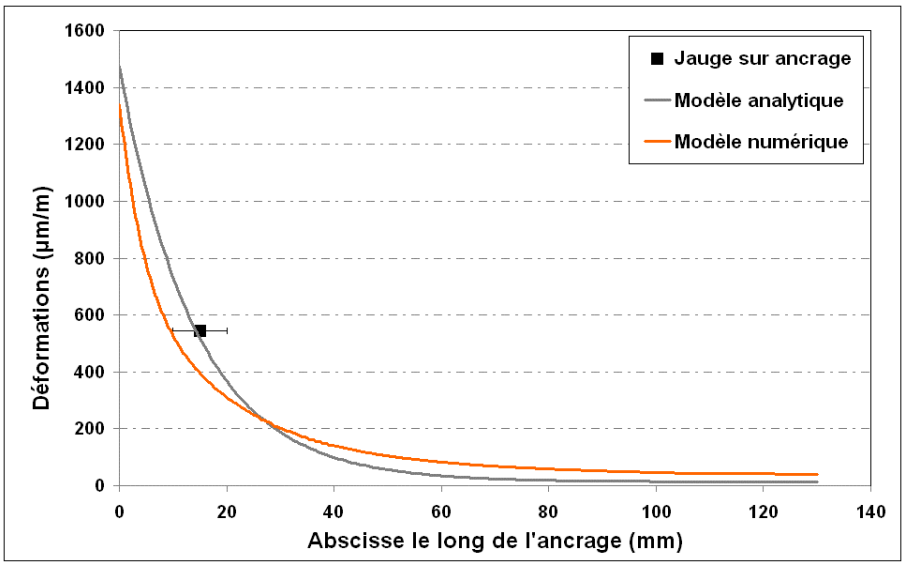


Figure 2-79 : Comparaison des déformations le long de l'ancrage : donnée expérimentale/modèle analytique/modèle aux éléments finis.

Par analogie avec les graphiques réalisés pour la partie courante de la lamelle, le point d'abscisse x = 0 sur la Figure 2-79 correspond à la jonction entre la partie courante de la lamelle et le

cylindre d'extrémité, à l'emplacement où le cylindre commence à être noyé dans le béton.

Finalement, les résultats présentés sur la (Figure 2-79) nous permettent de conclure que le modèle analytique formulé pour l'ancrage cylindrique scellé, bien que simple, semble décrire le phénomène de répartition des contraintes de cisaillement de manière satisfaisante. Il pourrait donc permettre de développer une méthode fiable pour le dimensionnement de ce type d'ancrage.

2.8.4 AMÉLIORATION DU MODÈLE : TISSU DE CONFINEMENT

Les modèles analytiques et numériques présentés dans les paragraphes précédents ont permis une première modélisation et une meilleure compréhension des résultats expérimentaux obtenus pour deux configurations d'ancrage testés (lamelle simple puis cylindre d'extrémité scellé). Cependant, en vue d'améliorer la résistance à la rupture et la ductilité des structures à renforcer, un confinement des lamelles pourra être envisagé, lorsque cela sera possible, notamment afin d'éviter un décollement prématuré des lamelles. Ainsi, une nouvelle modélisation incluant un tissu de confinement a été réalisée pour permettre de comparer les répartitions de contraintes de cisaillement entre les ancrages avec ou sans confinement et de conclure quant aux performances attendues d'un tel confinement de la lamelle d'ancrage. Ce dernier type d'ancrage n'a pas fait l'objet de développement d'un modèle analytique ni d'essais spécifiques. Dans cette section, il s'agit simplement de vérifier grâce aux calculs aux éléments finis que le principe d'un confinement de l'ancrage est pertinent et d'évaluer son efficacité, avant de le mettre en place sur les poteaux testés dans le cadre du second programme expérimental, présenté dans le chapitre 3 de ce mémoire (le premier programme étant celui relatif aux essais d'ancrages).

Une modélisation 3D de la configuration d'ancrage par lamelle simple confinée a été réalisée à l'aide du logiciel CESAR-LCPC. Le choix d'appliquer le confinement sur la configuration à lamelle simple s'explique par le fait que le confinement a pour objectif d'améliorer les performances du joint simple lamelle/colle/béton au niveau de la partie courante. En effet, le rôle attendu du confinement est de retarder le décollement de la lamelle et donc la phase de sollicitation du cylindre d'extrémité. Si ce mécanisme se réalise, la rupture de la couche de colle doit se produire pour un effort supérieur. Une fois la partie courante de la lamelle décollée, il est probable que le confinement n'influe pas sur le comportement de l'ancrage par scellement du cylindre d'extrémité.

Les comportements des matériaux sont, comme précédemment, considérés élastiques linéaires isotropes. Une même condition aux limites en chargement est imposée à tous les modèles : à savoir un effort de traction de 10 kN appliqué en extrémité de composite (cette valeur est la même que celle imposée lors des calculs aux E.F. réalisés précédemment pour les deux configurations d'ancrage).

Les dimensions de l'éprouvette confinée sont identiques aux dimensions de l'éprouvette « lamelle simple ». Un confinement de 1 mm d'épaisseur (les propriétés du confinement sont détaillées dans le Tableau 2-8) enveloppe toute la partie collée de la lamelle, le dessus, le dessous et les côtés du bloc support en béton (Figure 2-80). L'épaisseur de la couche adhésive normalement présente entre le confinement et le support (soit le béton soit la lamelle PRF) n'est pas explicitement prise en compte dans la modélisation, mais est intégrée au matériau de confinement via l'épaisseur et le module équivalent de l'assemblage (Figure 2-80).

Tableau 2-8 : Propriétés du TFC servant au confinement

	Tissu matricé TFC
Module d'Young	105 000 MPa
Coefficient de Poisson	0,3
Traction à la rupture	1 700 MPa
épaisseur	1 mm (TFC + matrice polymère)

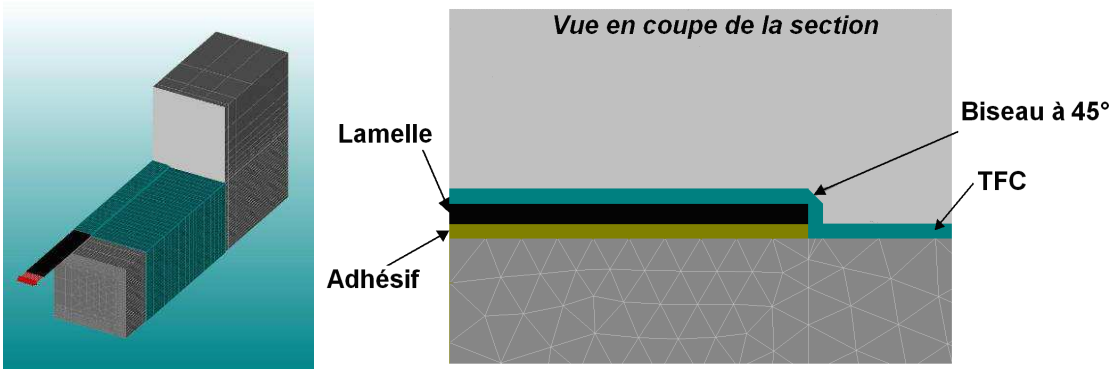


Figure 2-80 : Modèle avec tissu de confinement ([Rizard, 2010]).

L'observation des isovaleurs de cisaillement obtenues pour le calcul du modèle dont l'ancrage est confiné (Figure 2-81 et Figure 2-82) permet de constater que le confinement reprend une partie des contraintes de cisaillement.

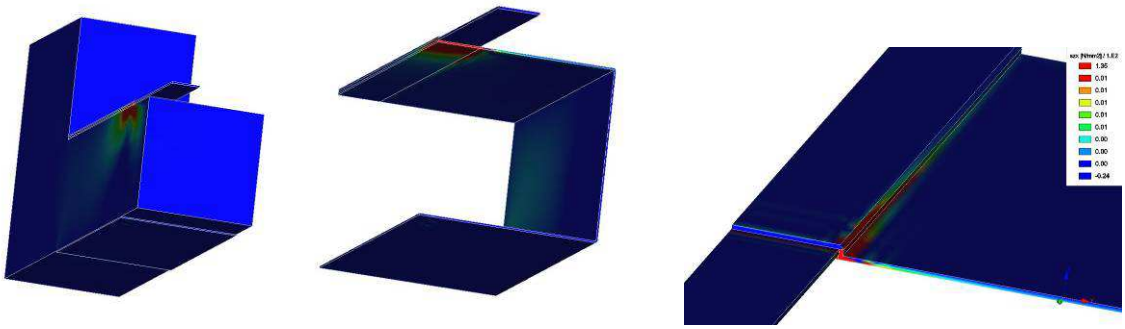


Figure 2-81 : Répartition de la contrainte de cisaillement ([Rizard, 2010]).

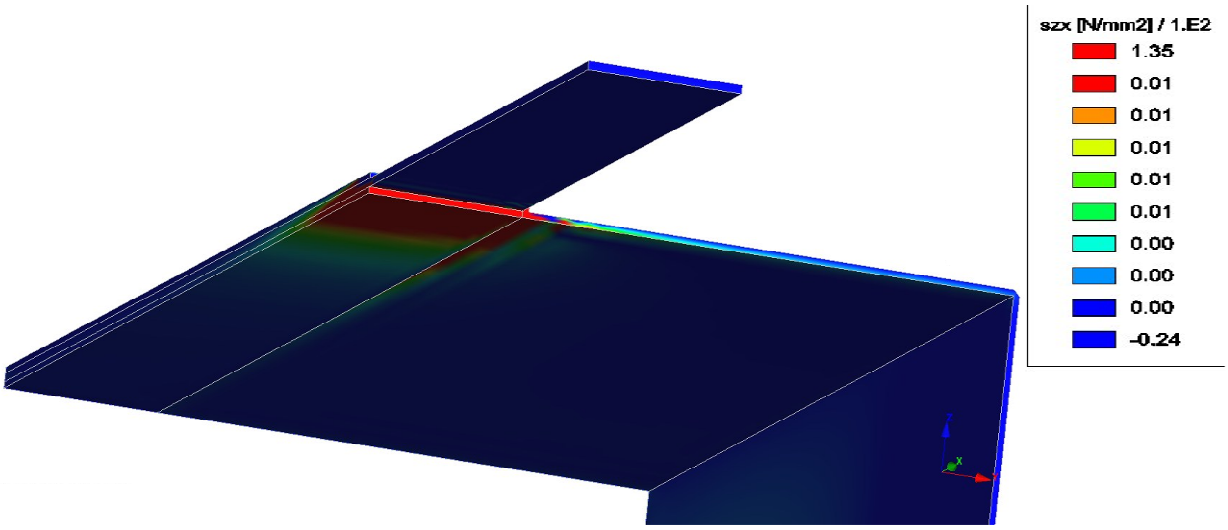


Figure 2-82 : Zoom sur la répartition de la contrainte de cisaillement en bord de collage ([Rizard, 2010]).

Pour vérifier que cette reprise d'effort par le confinement entraîne une diminution des contraintes de cisaillement au sein du joint béton-colle-lamelle, ces contraintes sont comparées, sur la Figure 2-83 avec les valeurs obtenues dans le cas du collage de la lamelle simple (non confinée) et de la lamelle ancrée par scellement du cylindre d'extrémité (non confinée). Il est à signaler que pour ce nouveau calcul du bloc avec lamelle ancrée par scellement, contrairement à ce qui a été fait précédemment, la couche d'adhésif présente entre la partie courante de la lamelle et le bloc béton est explicitement introduite dans le modèle, puisque cette couche adhésive est le principal lieu de nos investigations.

Concernant les résultats présentés sur le graphique de la Figure 2-83 et établis pour un effort de 10 kN, remarquons tout d'abord que la répartition de la contrainte de cisaillement en milieu du joint de colle est identique pour le cas de la lamelle simple et de la lamelle ancrée par scellement. En effet, pour le cas de la lamelle ancrée par scellement, lorsque la partie courante de la lamelle n'est pas entièrement décollée, le cylindre d'extrémité ne participe pas à la reprise d'effort. Il est donc logique de retrouver une répartition identique de la contrainte de cisaillement en milieu du joint de colle pour ces deux configurations. On se contente donc par la suite de comparer les modèles « lamelle simple » et « lamelle simple confinée ».

Le second résultat notable mis en évidence sur la Figure 2-83 est que le confinement influe de manière significative sur la répartition de la contrainte de cisaillement, essentiellement en bord de collage où la concentration de contrainte évoquée précédemment lors de la modélisation de la lamelle simple est fortement atténuée. Pour un même niveau d'effort la contrainte de cisaillement maximale (en bout de lamelle) est plus faible d'environ 20 % que dans le cas de la lamelle simple. Il peut donc raisonnablement en être conclu que le décollement du joint lamelle-colle-béton surviendra pour des efforts plus élevés. Le confinement devrait donc augmenter la capacité initiale de l'ancrage. On entend par « capacité initiale », la capacité de la partie courante de la lamelle collée à reprendre de l'effort, avant que l'extrémité cylindrique scellée ne soit sollicitée.

De même, la pente initiale (en bord de collage) de la courbe « contrainte de cisaillement en fonction de l'abscisse collée » est plus faible dans le cas de la configuration confinée. Sur la Figure 2-83 (et sur la Figure 2-84, zoom de la Figure 2-83), l'aire de la courbe « contrainte de cisaillement (en milieu de la lamelle) en fonction de l'abscisse encollée » représente la proportion de l'effort appliqué en bout de lamelle qui est reprise au sein de la colle, moyennant un coefficient qui est la largeur de celle-ci. L'aire étant plus faible dans le cas de la « lamelle confinée », le confinement reprend bien une partie de l'effort appliqué à la lamelle et permet à celle-ci de rester collée au support béton pour des efforts plus importants.

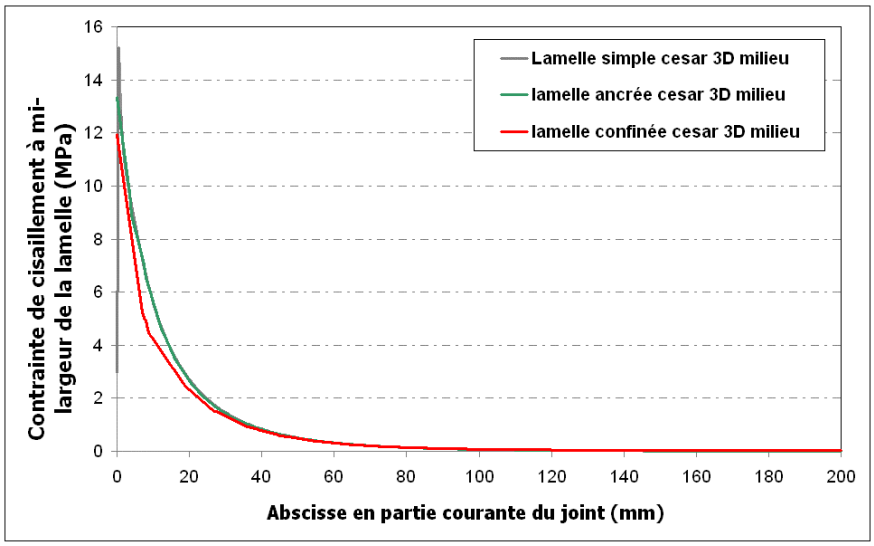


Figure 2-83 : Répartition de la contrainte de cisaillement en milieu de couche pour les différents modèles à mi-largeur (d'après [Rizard, 2010]).

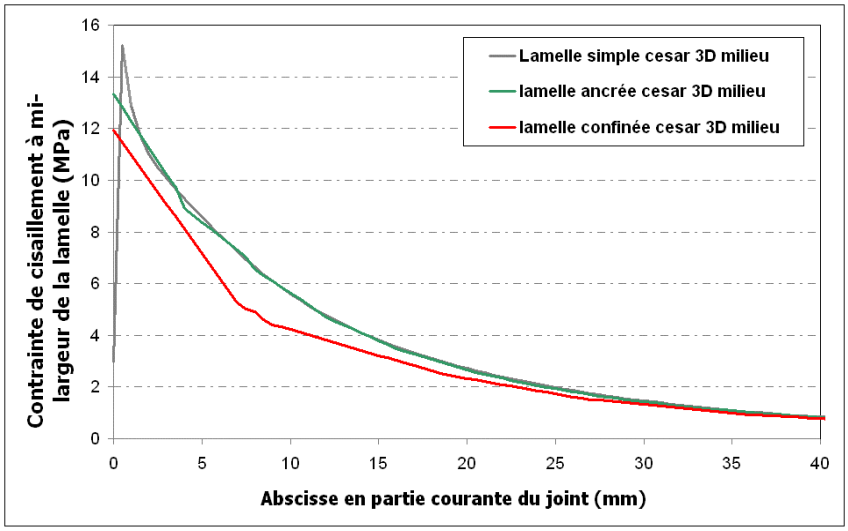


Figure 2-84 : Répartition de la contrainte de cisaillement en milieu de couche pour les différents modèles à mi-largeur (d'après [Rizard, 2010]) – zoom sur les 40 premiers millimètres du joint collé.

Cette observation s'applique aussi aux profils calculés en bord de lamelle (Figure 2-85) ; la configuration confinée permettrait donc d'augmenter l'effort à la rupture de l'éprouvette renforcée.

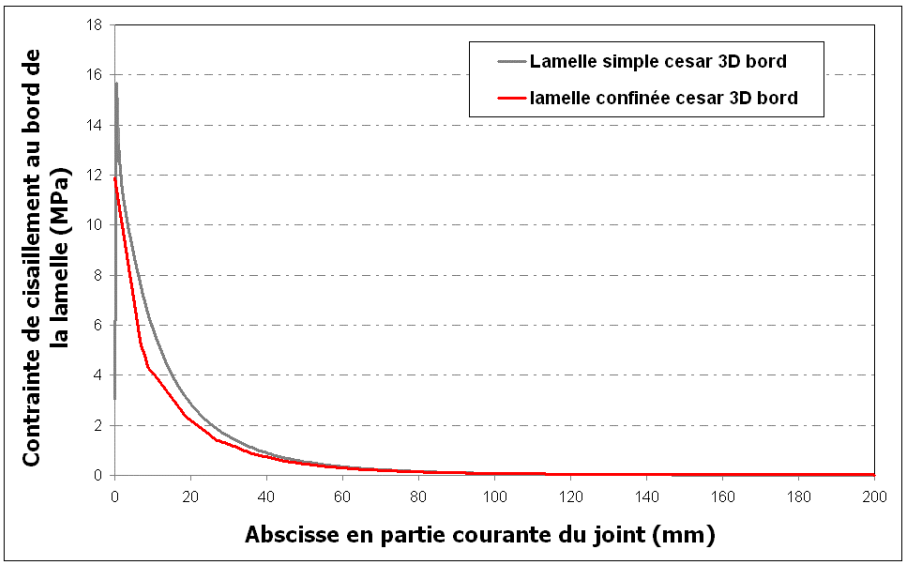


Figure 2-85 : Répartition de la contrainte de cisaillement en milieu de couche pour les différents modèles au bord de la lamelle (d'après [Rizard, 2010]).

Suite aux travaux présentés dans cette section, nous disposons donc désormais de modèles numériques et surtout de modèles analytiques simples qui permettent de comprendre et de prédire le comportement de la partie courante de la lamelle ainsi que de sa partie scellée. Néanmoins, ces modèles n'intègrent pas de critère de rupture, notamment de rupture du plan de collage. Aussi nous a-t-il semblé nécessaire de développer un modèle analytique représentant au mieux l'interface du joint collé pour l'ensemble de la lamelle ancrée, et donc l'endommagement de la couche de colle, afin d'être en mesure de prédire la contrainte de cisaillement admissible maximale (et donc l'effort de décollement / délamination de la lamelle). Ce travail de modélisation fait l'objet de la section suivante.

2.8.5 Proposition d'une loi de comportement effort-deplacement pour l'ensemble de « l'assemblage lamelle ancrée »

Il s'agit dans cette section, à partir des modèles analytiques proposés précédemment, de formuler une loi de comportement effort-déplacement pour le système « lamelle ancrée » dans son ensemble. Cet effort de modélisation est destiné à formuler une méthode de calcul sur laquelle pourrait s'appuyer de futures règles de dimensionnement applicables aux ancrages considérés.

Afin d'établir une loi décrivant l'ensemble du comportement de la lamelle ancrée, il convient de considérer trois phases :

- Une première phase dans laquelle la partie courante de la lamelle est encore collée. Durant cette phase la partie scellée n'est donc pas sollicitée.
- Une deuxième phase où la partie courante de la lamelle vient juste de se décoller ; elle est alors sollicitée en traction pure.
- Une troisième phase où la partie scellée est sollicitée.

Si l'on se réfère aux résultats expérimentaux, la valeur moyenne de l'effort de décollement de la partie courante de la lamelle se situe à 22,5 kN (résultat établi au paragraphe 2.7). La première phase du comportement de la lamelle doit donc considérer des efforts inférieurs à 22,5 kN, la deuxième phase s'intéresse uniquement au comportement du joint à 22,5 kN, et enfin, la troisième phase se développe pour des efforts supérieurs à 22,5 kN, jusqu'à un critère de rupture en effort à déterminer.

Loi de comportement effort-déplacement associée à la 1re phase :

A partir des hypothèses énoncées dans la section 2.8.2 considérant notamment un fonctionnement élastique des matériaux et en reprenant l'expression de la contrainte de cisaillement ($\tau(x)$) formulée pour le cas de la lamelle simple, il est possible de déduire, pour chaque niveau d'effort (F), le profil complet (pour tout x) de la déformation de cisaillement dans la couche adhésive ($\gamma_a(x) = \frac{\tau(x)}{G_a}$)

Ainsi, le glissement du bord de collage de la lamelle par rapport au support béton ($\delta_{lamelle_collée}$), pour un certain effort, peut être estimé de la façon suivante, considérant que seule la longueur ancrée se déforme :

(2-33) $$\delta_{lamelle_collée} = \eta \cdot \bar{\gamma}_a = \eta \cdot \frac{1}{L_{ancr}} \int_{-L_{ancr}/2}^{L_{ancr}/2} \gamma_a(x)dx = \frac{\eta}{L_{ancr} \cdot G_a} \int_{-L_{ancr}/2}^{L_{ancr}/2} \tau(x)dx$$

Où :

- η est l'épaisseur de la couche de colle, comme défini sur la Figure 2-70,
- $\bar{\gamma}_a$ la valeur moyenne de la déformation de cisaillement.

La déformation moyenne de cisaillement est intégrée uniquement sur la longueur d'ancrage L_{ancr} de la partie courante de la lamelle. Le modèle utilisé étant un modèle continu, il n'est pas possible d'accéder à une valeur exacte de la longueur d'ancrage ; la contrainte de cisaillement, même si elle devient infiniment petite, ne s'annule jamais. Néanmoins, il est possible de définire L_{ancr} comme la longueur de collage pour laquelle le joint (contrainte de cisaillement) peut reprendre 97 % de l'effort appliqué sur la lamelle ([*Yuan, 2005*]). Un calcul numérique effectué à partir de l'expression proposée dans le paragraphe 2.8.2.1 permet de déterminer que la longueur d'ancrage est ici égale à 39 mm.

Ainsi,

(2-34) $$\delta_{lamelle_collée} = \frac{\eta}{L_{ancr} \cdot G_a} \int_{-L_{ancr}/2}^{L_{ancr}/2} A\cosh(\lambda x) + B\sinh(\lambda x)dx = \frac{2A\eta}{L_{ancr}\lambda G_a} \cdot \sinh\left(\frac{\lambda \cdot L_{ancr}}{2}\right)$$

Avec $\lambda^2 = \frac{G_a}{\eta}\left(\frac{1}{E_c t_c} + \frac{1}{E_b t_b}\right)$.

À ce glissement du joint de colle il faut ajouter le déplacement dû à la déformation de traction pure de la partie libre (non collée) de la lamelle (de 120 mm – voir Figure 2-20) :

(2-35) $$\delta_{traction_lamelle_libre} = \frac{\sigma_c \cdot l_{libre}}{E_c} = \frac{F \cdot l_{libre}}{t_c b_c E_c}$$

Cette formule de calcul du déplacement δ est donc valide jusqu'à ce que la lamelle soit décollée, soit pour une valeur de l'effort de traction telle que : $F < 22{,}5$ kN. La loi de comportement associée à la 1re phase de fonctionnement de la lamelle ancrée peut donc s'exprimer suivant :

(2-36) $$\delta_{lamelle}(F < 22{,}5kN) = \delta_{lamelle_collée} + \frac{F \cdot l_{libre}}{t_c b_c E_c}$$

Cependant, la limite en effort n'est valable que dans la configuration de notre essai. Or la ruine est localement provoquée par une valeur excessive de la contrainte de cisaillement τ_{max}. On peut

donc généraliser notre approche en formulant une borne supérieure (pour l'utilisation de la formule (2-36)) exprimée selon une valeur maximale admissible de la contrainte de cisaillement. Cette contrainte maximale se situant en bord de collage, il est possible de calculer τ_{max} en utilisant l'équation (2-17) pour $x = 0$.
Ainsi, $\tau_{max} = 40{,}8$ MPa.

Loi de comportement effort-glissement associée à la 2ème phase :
Au moment qui suit immédiatement le décollement de la partie courante de la lamelle, le déplacement ($\delta_{lamelle}$) est uniquement dû à l'allongement de la lamelle entière (partie libre + partie décollée de longueur $L = 200$ mm) relatif à sa déformation de traction pure, soit:

(2-37) $$\delta_{lamelle} = \frac{\sigma \cdot (L + l_{libre})}{E_c} = \frac{(L + l_{libre}) \cdot F}{E_c t_c b_c} \text{ pour } F = 22{,}5 \text{ kN}$$

Loi de comportement dans la 3ème phase :
Une fois le fonctionnement de la lamelle en partie courante établi, il s'agit de déterminer la loi de comportement (effort-glissement) de la partie scellée quand celle-ci se trouve sollicitée. On se base alors sur la même méthode que pour la partie courante de la lamelle, en s'appuyant sur la formule analytique de la contrainte de cisaillement obtenue pour le cylindre d'extrémité de l'ancrage (section 2.8.3) :

Le glissement de la partie ancrée s'écrit :

(2-38) $$\delta_{ancr} = \frac{(r_a - r_c)}{L'_{ancr} \cdot G_a} \int_{-L'_{ancr}/2}^{L'_{ancr}/2} \tau(x) dx$$

avec dans le cas du cylindre d'extrémité, $L'_{ancr} = 43$ mm (calculé numériquement avec le critère de reprise de 97 % de l'effort appliqué).

(2-39) $$\delta_{ancr} = \frac{r_a - r_c}{L'_{ancr}\, G_a} \int_{-L'_{ancr}/2}^{L'_{ancr}/2} A'\cosh(\lambda' x) + B'\sinh(\lambda' x) dx = \frac{2A'(r_a - r_c)}{\lambda' L'_{ancr}\, G_a} \sinh\left(\frac{\lambda' L'_{ancr}}{2}\right).$$

Remarque : dans le calcul des coefficients *A'* et *B'*, l'effort F à considérer est $F_{réel} = F_{\exp} \cdot \cos(15°)$, afin de tenir compte de l'angle entre la partie ancrée et la partie plane de la lamelle (qui se trouve dans l'axe d'application de F_{exp}).

Enfin, à cette valeur du glissement de l'assemblage collé en partie ancrée, il faut ajouter la valeur de déformation de traction pure de la partie courante entière. Ainsi :

(2-40) $$\delta_{lamelle}(F > 22{,}5\ kN) = \delta_{ancr} + \frac{(L + l_{libre})F}{E_c t_c b_c}$$

Au final, en se basant sur les équations précédentes, nous pouvons proposer la loi de comportement (F - δ) de l'assemblage ancré présenté sur le graphique de la Figure 2-86, et la comparer avec les données expérimentales obtenues lors de l'essai SLAa1 par exemple.

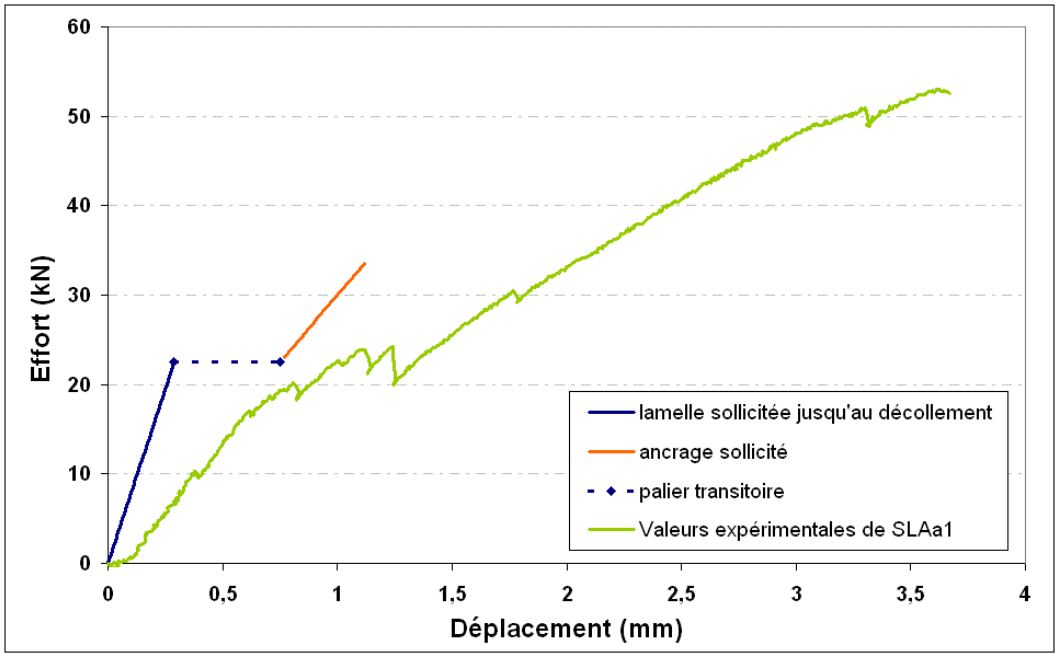


Figure 2-86 : Confrontation de la loi effort-glissement avec les données expérimentales.

Il est néanmoins difficile de comparer quantitativement le modèle proposé aux résultats expérimentaux car les essais donnent une valeur surestimée du déplacement du fait du glissement des mors d'ancrage. Il existe de plus des incertitudes sur les valeurs des modules et de certaines caractéristiques du joint, comme son épaisseur. On peut toutefois, de manière qualitative, constater que le modèle possède deux pentes et un palier, comme identifié sur la courbe expérimentale. La loi de comportement proposée, bien que simplifiée, permet, grâce à une analyse séparée des phases avant décollement / décollement / après décollement, d'établir une première approche du comportement global du système « lamelle ancrée ».

Le critère de rupture proposé correspond à une valeur seuil de l'effort qui est prise égale à la moyenne des efforts ultimes appliqués lors des essais statiques qui ont mené à une rupture par glissement de l'ancrage, c'est à dire une rupture du joint de colle. Pour rappel, cette valeur moyenne est de 33,5 kN. De la même façon que pour la première phase de ce modèle, cette approche peut être généralisée en formulant une borne supérieure exprimée selon une valeur maximale admissible de la contrainte de cisaillement τ'_{max}, déterminée en utilisant l'équation (2-28) en $x = 0$.
Ainsi, τ'_{max} = -39,8 MPa.

Les essais ont démontré que, dans certains cas, ce modèle, sous-estime la capacité de l'ancrage par scellement car il ne tient pas compte et n'explique pas la rupture en traction des fibres qui est survenue pour un effort supérieur à l'effort correspondant au glissement de l'ancrage. La démarche proposée semble cependant sécuritaire.

2.9 CONCLUSIONS SUR LE SYSTÈME D'ANCRAGE

Ce chapitre avait pour objectif d'étudier les performances du système d'ancrage spécifiquement développé dans le cadre de l'étude présentée dans ce mémoire. Plus particulièrement, nous nous sommes intéressés au transfert de charge de cet ancrage, notamment en le comparant à celui plus connu des lamelles simples sans ancrage.

Les essais réalisés dans ce cadre ont permis de valider, tant en termes d'effort que de

ductilité, les performances de ce nouveau système d'ancrage des matériaux composites. En effet ces essais de cisaillement menés sur des corps d'épreuve de taille réduite mais équipés d'ancrages de taille réelle, ont montré que ce dispositif innovant pouvait offrir de nettes améliorations vis-à-vis de la capacité en déplacement et de la reprise d'effort. Les résultats expérimentaux ont démontré que la partie scellée joue le rôle d'un second mécanisme d'ancrage qui offre des performances supérieures aux lamelles simples et permet ainsi d'augmenter la sécurité du renfort.

Outre cette validation expérimentale des performances de ce système d'ancrage, des outils numériques et analytiques ont été développés pour évaluer la répartition des contraintes dans la partie courante ainsi que dans la partie ancrée de la lamelle. Il devient ainsi possible de décrire le comportement de ce système innovant de lamelle ancrée dans sa globalité. Les modèles proposés pourront être utiles lors du développement de méthodes de dimensionnement des systèmes de renforts ancrés, ou pour concevoir des formes optimisées de ces ancrages. Une optimisation de la géométrie de l'ancrage devra néanmoins veiller à respecter les limites exprimées selon les valeurs maximales admissibles de cisaillement (τ_{max} et τ'_{max}).

La deuxième partie expérimentale de ces travaux de thèse (partie portant sur le comportement de poteaux en béton armé, Chapitre 3) s'emploie, via un programme expérimental important, à tester différentes configurations de renforcement sur poteaux en béton armé sollicités sous chargement extrême afin d'évaluer chacune de ces configurations. Chaque essai est ainsi conditionné par le fonctionnement plus ou moins bon du renforcement par matériaux composites qui lui est appliqué. Par ailleurs, outre le fait d'analyser l'apport d'un renforcement par chemisage, couplé ou non à un renforcement longitudinal, il s'agit de vérifier si le procédé d'ancrage proposé dans ce chapitre peut constituer une solution d'optimisation du renforcement sur des structures telles que les poteaux. Il convient ainsi d'analyser si les performances de l'ancrage innovant restent effectives lorsqu'il est mis en œuvre sur des structures réelles.

Chapitre 3
COMPORTEMENT DE POTEAUX EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉS PAR PRF ET SOLLICITÉS EN FLEXION COMPOSÉE

SOMMAIRE

Introduction et objectifs du programme expérimental 161

3.1 Synthèse de quelques éléments bibliographiques permettant de définir la campagne d'essai 162

3.2 Programme expérimental 165
3.2.1 Corps d'épreuve 165
3.2.2 Matériaux et configurations de renforcement 170
3.2.3 Sollicitations appliquées et configuration de l'essai 178
3.2.4 Instrumentation 182

3.3 Présentation et analyse des résultats expérimentaux 188
3.3.1 Vérification de l'encastrement du poteau 188
3.3.2 Principaux résultats expérimentaux 189
3.3.3 Analyse des courbes de capacité 198
3.3.4 Conception et essai d'une configuration de renfort révisée 205
3.3.5 Approche énergétique 212
3.3.6 Évaluation de la raideur 216
3.3.7 Conclusions concernant les résultats expérimentaux 218

3.4 Modélisation du comportement des poteaux : analyse non linéaire effectuée sur le logiciel Beam Compo 220
3.4.1 Présentation du logiciel Beam Compo 220
3.4.2 Évolution du logiciel pour le traitement des essais réalisés 222
3.4.3 Modélisation des essais sur poteaux 225

3.5 Contribution à l'étude de règles de calcul simplifiées pour un renforcement par matériaux composites de poteaux sollicités en flexion composée 234
3.5.1 Vérification des sections en termes de moments 234
3.5.2 Vérification de la rotation de corde ultime 239
3.5.3 Conclusions sur les aspects de dimensionnement 245

INTRODUCTION ET OBJECTIFS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental présenté dans ce chapitre a pour objectif d'étudier le comportement mécanique de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites collés (PRF) soumis à une sollicitation de flexion composée oligocyclique alternée, réputée représentative de l'action sismique. Il s'agit de quantifier l'influence du paramètre « renforcement » en testant différentes configurations de celui-ci. Nous nous intéresserons plus particulièrement à la détermination des effets du renforcement sur les modes de rupture, la charge latérale ultime, la ductilité ou encore l'énergie dissipée. Nous nous attacherons également à proposer des pistes de réflexion concernant des méthodes de dimensionnement de ces éléments structuraux dans le cas d'un projet de renforcement parasismique.

La définition du programme expérimental et de ses attendus s'appuie sur l'étude bibliographique menée dans le chapitre 1. Cette dernière a permis de dresser un état de l'art des différents essais menés sur des poteaux en béton armé renforcés par PRF et soumis à une sollicitation de flexion composée. Les essais traitant du chemisage de poteaux en compression par matériaux composites ont notamment été différenciés des essais abordant le renforcement des poteaux à la flexion. Cette étude bibliographique a de plus révélé qu'il existait peu de données expérimentales permettant de distinguer l'apport des renforts longitudinaux de l'apport du confinement dans l'amélioration du comportement des poteaux renforcés vis-à-vis d'un chargement sismique. D'autre part, il ressort de l'étude bibliographique que les renforts longitudinaux peuvent être efficaces si l'on contrôle la zone potentiellement fragile de l'encastrement. C'est pourquoi un système d'ancrage innovant a été mis au point (ces travaux ont fait l'objet du Chapitre 2). Le procédé d'ancrage des lamelles en PRFC, validé expérimentalement sur des blocs support en béton, doit donc désormais être appliqué aux poteaux de cette nouvelle campagne expérimentale de manière à en vérifier les performances sur structures d'échelle représentative. Afin d'être en mesure d'analyser et quantifier l'apport de ce procédé d'ancrage, nous nous proposons de comparer le comportement de poteaux dont le renfort collé bénéficie de ce système ancré à celui de poteaux renforcés par lamelles non ancrées. Cette démarche de comparaison, sera aussi suivie sur des poteaux renforcés ou non à la flexion pour déterminer le rôle d'un tel renfort.

L'objectif de la campagne expérimentale présentée ici est donc, en premier lieu, de comparer et quantifier l'apport spécifique de chaque procédé de renforcement, à savoir l'action du confinement par PRF, l'action des lamelles de renfort à la flexion, l'action de l'ancrage de ces lamelles et la combinaison éventuelle de ces différents modes de renforcement.

La première partie de ce chapitre revient sur l'état de l'art proposé en début de manuscrit pour en extraire les arguments permettant de définir les spécificités de la campagne d'essais à mener sur la Plate-Forme d'Essais des Structures de l'IFSTTAR - Paris. Seront notamment déterminées les principales caractéristiques des corps d'épreuve, les configurations de renfort à étudier, le type d'effort à appliquer, le principe du montage expérimental, ainsi que l'instrumentation à mettre en œuvre. Au total, 11 corps d'épreuve de grandes dimensions ont été testés, et une analyse comparative de leur comportement a pu être menée. Cette analyse est présentée en deuxième partie de chapitre.

Une troisième partie s'attache à modéliser le comportement de ces poteaux au moyen d'un logiciel d'analyse non linéaire, afin d'approfondir la compréhension de leur comportement.

Enfin, la dernière partie de ce chapitre s'emploie, en rassemblant l'ensemble des résultats obtenus, à vérifier la pertinence d'éléments de dimensionnement vis-à-vis de ces résultats.

3.1 SYNTHÈSE DE QUELQUES ÉLÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES PERMETTANT DE DÉFINIR LA CAMPAGNE D'ESSAI

Comme il a été précisé dans le chapitre 1, la littérature internationale fournit de nombreux articles consacrés à l'étude expérimentale du comportement de poteaux en béton armé renforcés par PRF. Certaines campagnes expérimentales ont notamment permis de constater les performances de tels corps d'épreuve vis-à-vis de sollicitations de type sismique. Nous ne reviendrons pas ici sur les résultats expérimentaux obtenus lors de ce dernier type d'essais, mais allons simplement établir la liste des paramètres qui y ont été étudiés et analyser la manière dont les sollicitations sismiques ont été reproduites puis appliquées aux corps d'épreuve. Ce travail nous permettra alors de définir le programme expérimental de notre recherche, celle-ci visant à explorer les paramètres de renforcement encore insuffisamment étudiés tout en s'inspirant des méthodes expérimentales développées lors de précédents travaux.

L'étude bibliographique menée au chapitre 1 nous a tout d'abord enseigné que les essais sur poteaux en béton armé renforcés par PRF ont été réalisés sur des poteaux présentant divers paramètres d'étude tels que la géométrie des sections (sections à géométrie variable, creuses ou pleines) ou le chevauchement des aciers longitudinaux.

Concernant la géométrie des poteaux, il convient de constater que de nombreuses campagnes expérimentales ont été réalisées sur des poteaux de section circulaire. A titre d'exemple, il est possible de citer les travaux de Lehman *et al.* (*[Lehman et al., 2004]*), de El-Bahy *et al.* (*[El-Bahy et al., 1999]*) ou encore de Laplace *et al.* (*[Laplace et al., 2005]*), qui ont testé des colonnes de hauteurs variables, induisant des élancements de 3, 4, 8 et 10. Les poteaux de section rectangulaire ont été moins étudiés, mais présentent d'autres paramètres tels que l'élancement de la section ou le rayon des angles de la section (pouvant influencer l'efficacité du confinement). De Luca *et al.* (*[De Luca et al., 2011]*) ont montré que l'efficacité d'un confinement est meilleure sur une section carrée que rectangulaire et que plus l'élancement de la section rectangulaire augmente, moins le confinement est efficace.

Par ailleurs, la littérature scientifique est assez limitée en ce qui concerne le comportement de poteaux élancés, sous sollicitations alternées ; nombreuses sont les études dont le rapport hauteur/largeur est situé entre 3 et 6 (*[Mao et Xiao, 2006]*, *[Harries et al., 2006]*).

Ces premières considérations nous permettent donc d'établir le choix d'une géométrie de section de type rectangulaire pour nos futurs corps d'épreuve, ceci afin de limiter l'effet de confinement et ainsi révéler plus facilement l'effet du renfort à la flexion, tout en maintenant un faible élancement de section pour tout de même conserver un rôle effectif au confinement. Un élancement (hauteur/largeur) assez important semble de plus constituer une géométrie intéressante car peu étudiée.

La majeure partie des corps d'épreuve testés disposent d'un renforcement constitué uniquement d'un confinement par PRF. Cependant, plusieurs configurations de confinement ont été testées : confinement continu ou discontinu (*[Araki et al., 2008]*), placé sur toute la hauteur ou seulement en pied (au niveau de la rotule). Notons que le dimensionnement du confinement peut être abordé de différentes façons soit en visant un niveau de performance en déplacement latéral (dû à la flexion), soit de manière plus classique, c'est-à-dire en visant une capacité de reprise d'effort. L'étude menée par Roy *et al.* (*[Roy et al., 2009]*) indique qu'un confinement trop important résultant du dimensionnement en capacité peut induire des dommages supplémentaires concentrés dans les régions proches de la zone confinée. Les performances des corps d'épreuve doivent donc être envisagées en tenant compte non seulement de leur capacité de reprise de charge, mais aussi en considérant la ductilité de leur comportement.

Les essais combinant un confinement à des renforts longitudinaux sont, comme nous l'avons préalablement souligné, plus rares (*[Colomb et al., 2005]*, *[Barros et al., 2008]*). Aussi, avons-nous établi que

la campagne expérimentale sur poteaux devant être réalisée dans ce travail de recherche doit porter sur l'étude du renforcement à la fois par confinement et par renforts longitudinaux.

En ce qui concerne la façon de solliciter les corps d'épreuve, les procédures expérimentales recensées font généralement état de chargements cycliques quasi-statiques monotones croissants. Les essais sur table vibrante (on peut par exemple citer les essais menés par Saiidi *et al*. *[Saiidi et al., 2004]*) simulant des séismes de référence nécessitent des moyens expérimentaux assez lourds et sont relativement coûteux et complexes à exploiter. Des essais menés par Minowa *et al*. (*[Minowa et al., 1995])* sur des poteaux sollicités d'une part de manière cyclique quasi-statique, et d'autre part sur table vibrante ont montré que les résultats obtenus sous tests dynamiques sont similaires aux résultats obtenus sous sollicitations statiques en termes de résistance et de ductilité. Il est donc possible d'en conclure que les essais quasi-statiques sont représentatifs et permettent d'analyser de manière fiable le comportement sous sollicitations de type sismique.

Les essais présentés dans la littérature sont généralement menés en encastrant le corps d'épreuve en pied et en le laissant libre en tête. L'extrémité libre reçoit une charge axiale de compression qui simule la descente de charge sur un poteau de structure.

La valeur du chargement axial est généralement exprimée en fonction de la résistance en compression de la section de béton P_0. Iacobucci *et al*. (*[Iacobucci et al., 2003]*) ont ainsi réalisé différents essais en faisant varier ce chargement axial suivant plusieurs valeurs comprises entre 38 et 65% de P_0. Ces essais ont montré que plus l'effort axial est important, plus les contraintes dans le PRF sont importantes, et plus le comportement du poteau se dégrade. Les poteaux soumis à des charges axiales très importantes nécessitent donc un taux de renfort en PRF plus important. D'autres études expérimentales (*[Mao et Xiao, 2006]*, *[Harries et al., 2006]* ou encore *[Wu et al., 2008]* par exemple) conservent quant à elles un effort axial constant pour tous les essais (respectivement 41 %, 22 % et 27,5 % de P_0).

Outre l'effort axial, la simulation de la sollicitation sismique implique d'appliquer un effort latéral cyclique d'amplitude variable, de manière à générer une sollicitation de flexion composée. La grande majorité des essais est réalisée en imposant une seule direction de l'effort latéral, de telle façon que le poteau fléchisse dans un unique plan (parallèle à l'un des axes de la section, lorsque celle-ci est rectangulaire). En général, 3 cycles consécutifs sont appliqués pour une même amplitude maximale et une large majorité des essais est pilotée suivant une consigne en déplacement. Cependant, l'analyse de plusieurs campagnes expérimentales répertoriées dans la littérature met en évidence que le protocole de chargement mécanique des corps d'épreuve peut être établi suivant deux critères différents. Soit le pilotage en déplacement latéral est défini comme une fonction du déplacement à la limite élastique Δ_y, cette méthode nécessitant une évaluation correcte du déplacement à la limite élastique pour chaque poteau, soit il est défini comme une fonction du rapport flèche/hauteur du poteau (en %). A titre d'illustration, citons les travaux de Iacobucci *et al*. *[Iacobucci et al., 2003]* dans lesquels les corps d'épreuve ont été soumis à un chargement axial combiné à un chargement latéral cyclique alterné d'amplitude croissante et dont l'amplitude est exprimée en fonction du déplacement élastique Δ_y (le premier cycle étant effectué au niveau 0,75 Δ_y). Lehman *et al*. (*[Lehman et al., 2004]*) appliquent quant à eux 3 cycles pour chaque amplitude (Δ_y , 1,5 Δ_y , 2 Δ_y , 3 Δ_y , 5 Δ_y , 7 Δ_y , 10 Δ_y), suivis d'un cycle unique d'amplitude égale au tiers de l'amplitude précédente. En revanche, d'autres auteurs (*[Ozbakkaloglu et Saatcioglu, 2007]* ou *[Mao et Xiao, 2006]* pour ne citer qu'eux) présentent des campagnes expérimentales où ont été appliqués 3 cycles à chaque niveau de déformation, le rapport flèche/hauteur augmentant tous les trois cycles (le rapport flèche/hauteur prend par exemple successivement pour valeur 0,5 % ; 1 % ; 2 % ; 3 % ; etc. dans l'étude menée par Ozbakkaloglu et Saatcioglu).

Des exemples de montages expérimentaux utilisés lors de diverses campagnes d'essais menées sur le sujet du renforcement parasismique sont présentés sur les Figure 3-1, Figure 3-2 et Figure 3-3. Les montages utilisés par Iacobucci *et al*. (*[Iacobucci et al.,2003]*) et Araki et Sato (*[Araki et*

Sato, 2007]) possèdent notamment un système équivalent de casque rotulé pour appliquer l'effort latéral. Les premiers auteurs utilisent ce système pour appliquer l'effort au niveau de la semelle, alors qu'Araki et Sato l'utilisent pour appliquer l'effort en tête de poteau. Harries *et al.* (*[Harries et al., 2006]*) utilisent un système de tirants pour appliquer l'effort axial que l'on retrouve régulièrement dans la littérature portant sur ce genre d'essais. De même, les semelles composant les corps d'épreuve sont généralement bridées au sol grâce à un ensemble de tirants, comme illustré sur les Figure 3-2 et Figure 3-3.

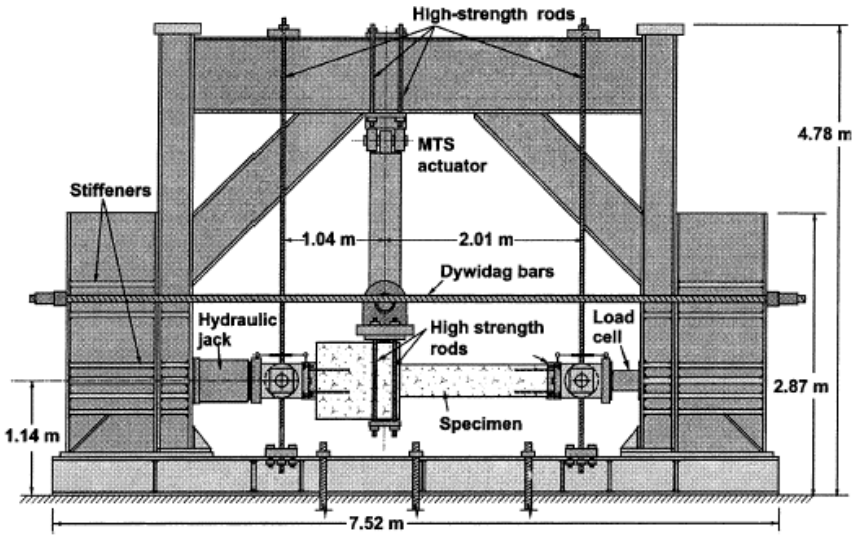


Figure 3-1 : Montage expérimental [Iacobucci et al., 2003].

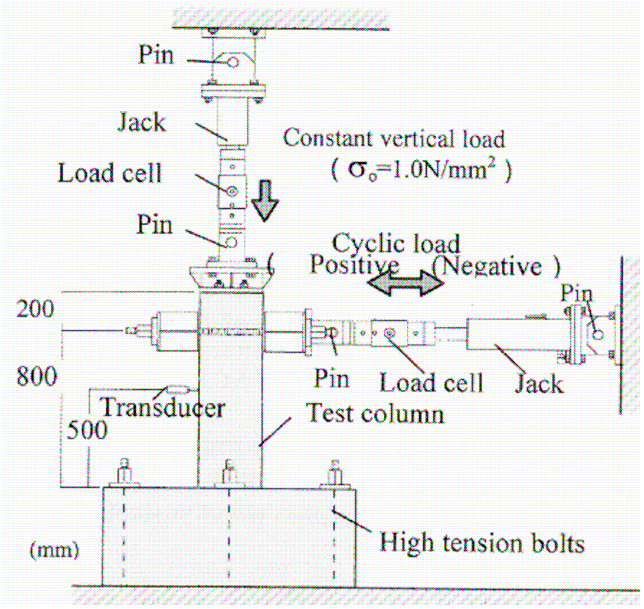


Figure 3-2 : Montage expérimental [Araki et al., 2007].

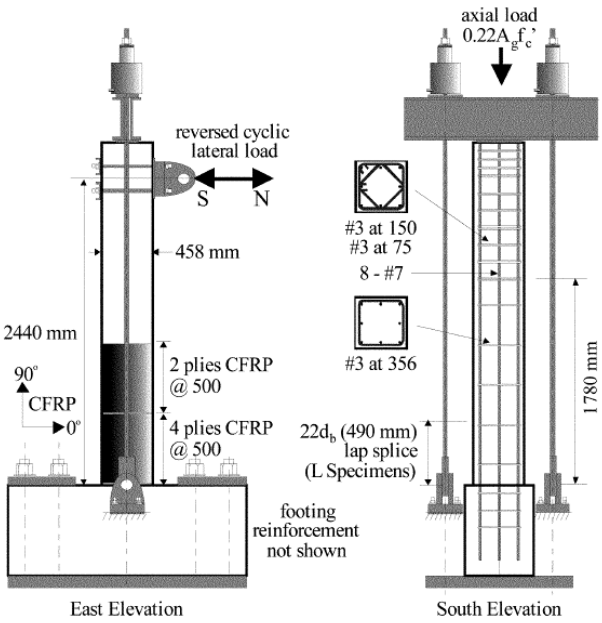


Figure 3-3 : Montage expérimental [Harries et al., 2006].

Au vu des différents éléments relatifs aux précédentes études expérimentales menées sur le sujet du renforcement parasismique de poteaux, des choix ont pu être opérés concernant le programme expérimental à réaliser pour nos propres recherches, tant en termes de montage d'application des efforts que du protocole de chargement. Notamment, cette revue bibliographique nous a permis de révéler certains manques en termes de données expérimentales pour les poteaux

élancés (rapport H/L d'environ 10) ainsi que pour les poteaux à section rectangulaire, renforcés à la fois par chemisage et par renforts longitudinaux à la flexion. D'autre part, les conclusions de l'étude de Minowa *et al.* ([*Minowa et al., 1995*]) permettent de légitimer le choix d'essais de flexion composée alternée. Ces premières constatations nous ont amenés à définir les caractéristiques du programme expérimental dont la description précise fait l'objet des paragraphes suivants.

3.2 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.2.1 CORPS D'ÉPREUVE

La campagne expérimentale a porté sur 11 corps d'épreuve dont la partie courante mesure 0,25 x 0,37 x 2,5 m^3 et qui comportent un massif de semelle de 1,25 x 1 x 1 m^3 en pied de poteau. La géométrie des corps d'épreuve est présentée sur la Figure 3-4. Cette semelle représente l'encastrement poteau/dalle ou poteau/poutre. Un poteau supplémentaire, dit « poteau test » a également été réalisé afin de valider le montage de sollicitation spécialement conçu pour cette étude. Plusieurs réservations ont été effectuées dans le massif de semelle afin de brider le corps d'épreuve sur la Plate-Forme d'Essais des Structures, et pour permettre l'application de l'effort axial, comme expliqué dans le paragraphe 3.2.3.

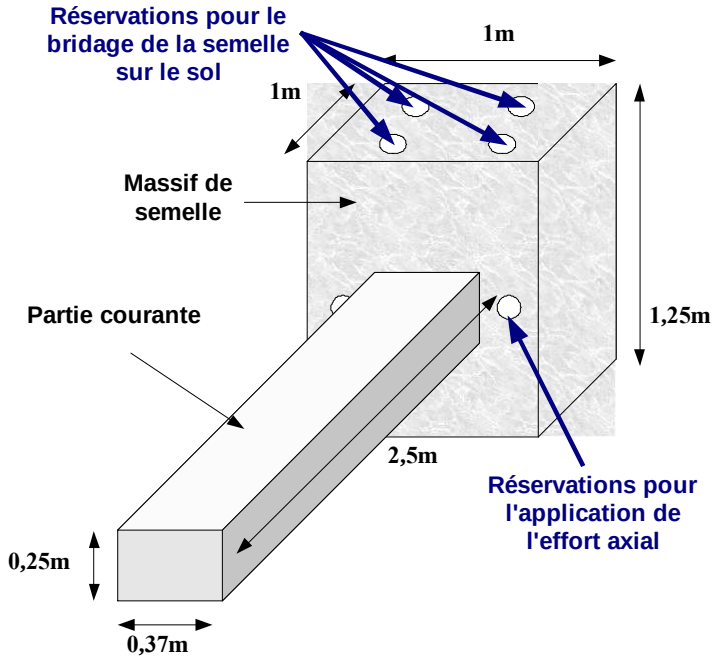


Figure 3-4 : Géométrie des corps d'épreuve.

Le contexte de notre étude étant principalement celui de la réparation (et seulement dans une moindre mesure celui du renforcement de structures récentes), le ferraillage des corps d'épreuve a été dimensionné par référence aux règles minimales du BAEL ([*BAEL, 1999*]) permettant ainsi aux corps d'épreuve de présenter des caractéristiques proches de celles des anciennes constructions, non soumises à un dimensionnement parasismique. Les plans de ferraillage sont représentés sur les Figure 3-5 à Figure 3-8. Le taux de ferraillage longitudinal est de 0,5 %, soit 6 HA10. Les aciers longitudinaux parcourent la longueur totale des corps d'épreuve (pas de liaison par recouvrement à la sortie de la semelle).

Pour 9 des corps d'épreuve, le ferraillage transversal est composé de cadres HA6 espacés de

150 mm. Les cadres ont été rapprochés (espacement de 75 mm) en tête de poteau afin que celle-ci résiste à l'effort tranchant induit par l'application de l'effort latéral. Deux poteaux ont été construits avec des cadres HA8, suivant une disposition identique.

La semelle est largement ferraillée pour éviter toute rupture « parasite » de cette partie du corps d'épreuve qui ne représente pas la zone de test.

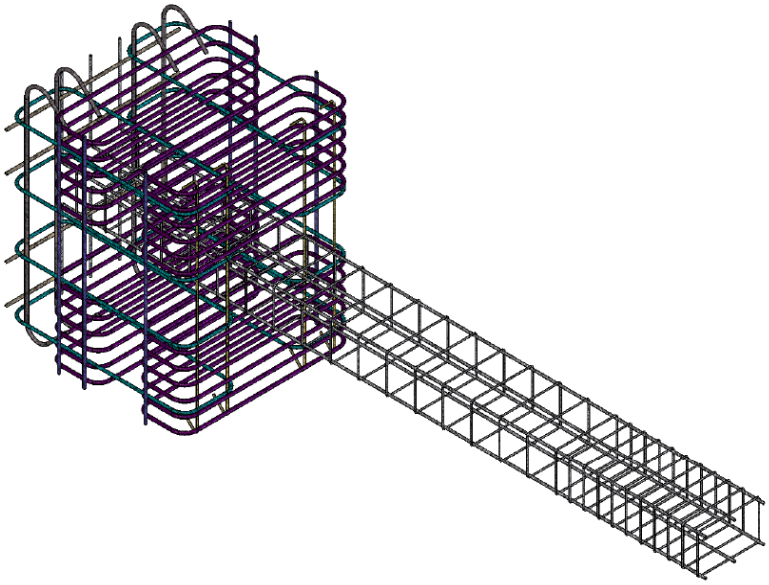


Figure 3-5 : Vue d'ensemble du ferraillage des corps d'épreuve.

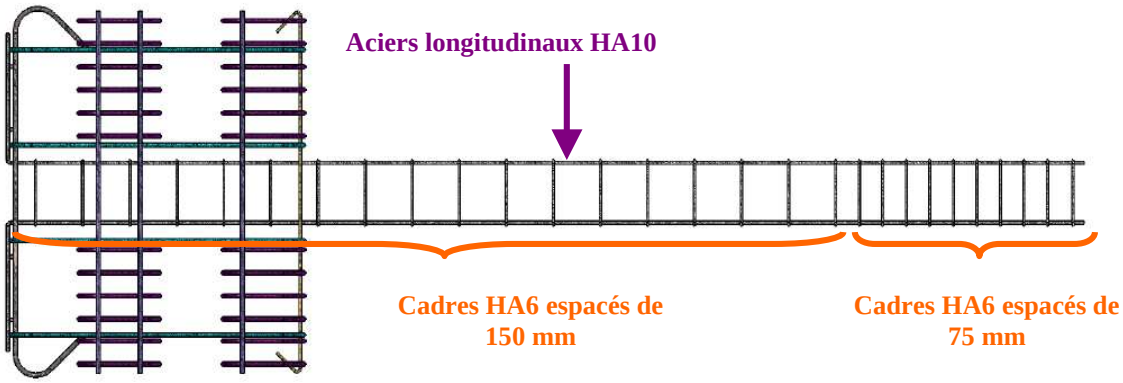


Figure 3-6 : Vue de profil du ferraillage pour les corps d'épreuve utilisant des cadres HA6.

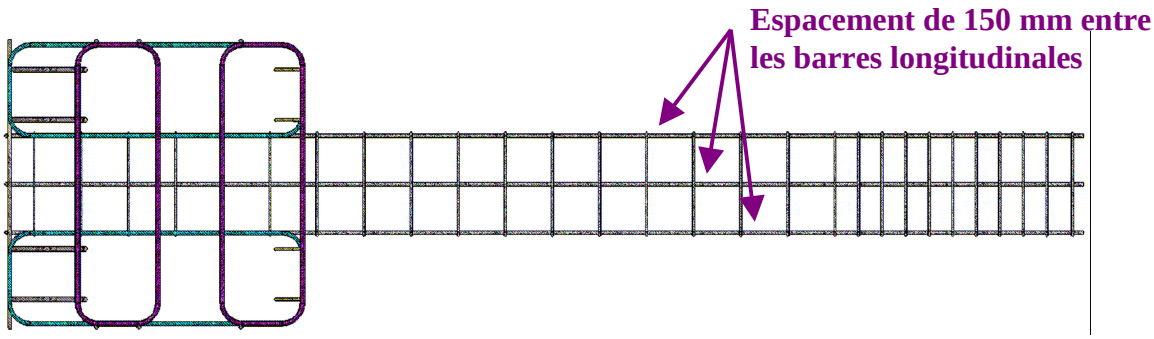


Figure 3-7 : Vue de dessous du ferraillage des corps d'épreuve.

Comme il l'a été précisé, tous les corps d'épreuve présentent un ferraillage identique, sauf deux poteaux dont le ferraillage transversal est constitué de cadres HA8 (Figure 3-8), ceci afin de déterminer l'influence du taux de ferraillage transversal sur le comportement des corps d'épreuve.

Des essais de traction ont été réalisés à l'IFSTTAR-Nantes sur des aciers d'armature provenant du même lot que ceux utilisés pour fabriquer les poteaux. Les résultats complets sont fournis en Annexe 5. Les essais ont été réalisés sur des barres d'acier HA10 et HA6, certaines instrumentées par jauges de déformation de manière à être le plus proche possible des conditions d'essais. En effet, le fait de poncer l'acier pour coller les jauges modifie la surface de la section résistante et fragilise localement la barre d'acier. Les caractéristiques du matériau acier, identifiées sur les barres instrumentées par jauges et fournies dans le Tableau 3-1, seront utilisées pour la suite de ces travaux.

Tableau 3-1 : Caractéristiques du matériau acier (instrumenté par jauges)

	Contrainte moyenne à rupture [MPa]	Déformation à la rupture [µm/m]	Contrainte moyenne à la limite élastique [MPa]	Déformation à la limite élastique [µm/m]	Module d'Young [MPa]
HA10	603	37 300	542	2 800	195 000
HA6	614	20 800	574	3 100	185 000

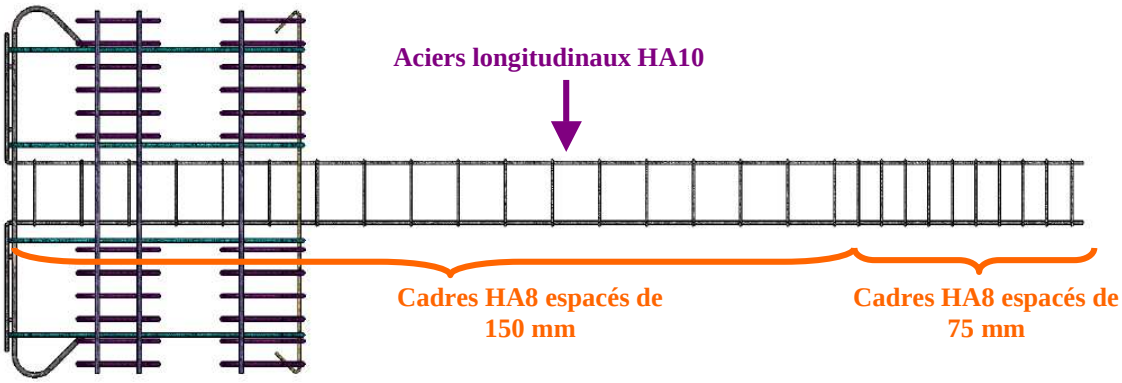


Figure 3-8 : Vue de profil du ferraillage et détails des armatures des 2 poteaux construits avec des cadres HA8.

Les corps d'épreuve ont été fabriqués à l'IFSTTAR-Paris (dont l'assemblage de la cage d'armature) ; le béton a été approvisionné par malaxeur-pompe (ciment CEM III/A 52,5 L CE PM-ES-CP1 NF, classe d'exposition XF1/XC3/XC4/XD1, classe de résistance C30/37, D_{max} 10 mm et classe de consistance S4) et a été principalement vibré à l'aide d'une aiguille (des vibreurs de coffrage ont été utilisés en appoint pour aider à la mise en place du béton en tête du poteau, l'aiguille ne permettant pas d'y accéder). Un enrobage de 25 mm a été prévu en partie courante du poteau et un enrobage de 50 mm au niveau de la semelle. Un premier poteau a été coulé individuellement afin de vérifier l'ensemble du processus de mise en œuvre (capacité de pompage, possibilité d'utilisation du bras articulé de la pompe à béton en espace restreint, fonctionnalité du montage support de coffrage, etc.). Ce premier poteau a ensuite été utilisé pour tester le montage d'application des efforts. Durant le coulage, plusieurs dysfonctionnements ont été constatés. Parmi ceux-ci, une déformation importante du coffrage et la présence d'une fissure au décoffrage, à la jonction poteau/semelle.

Les coffrages ont alors été renforcés et des couvertures isolantes (multi-réflecteurs, voir Figure 3-11) ont été disposées autour des parties courantes des corps d'épreuve afin de limiter le retrait thermique (et la fissuration induite) entre la semelle massive et la partie courante lors de la prise du béton. Cette isolation a permis de fortement limiter, et souvent de supprimer, la fissuration à la jonction. Malgré cette protection, on note lors de la prise du béton un différentiel de température d'environ 5°C entre le pied du poteau (côté semelle) et la tête du poteau.

Suite aux modifications apportées au processus de mise en œuvre, un deuxième poteau a été

coulé individuellement pour valider l'efficacité de ces modifications. Celles-ci ayant donné satisfaction, les poteaux ont été coulés par séries de 2 et 3, comme illustré sur la Figure 3-9.

Des essais d'affaissement au cône d'Abrams, des mesures de l'air occlus ainsi que des éprouvettes de caractérisation des matériaux ont été réalisés lors de chaque coulage (Figure 3-10 ; résultats détaillés en Annexe 4).

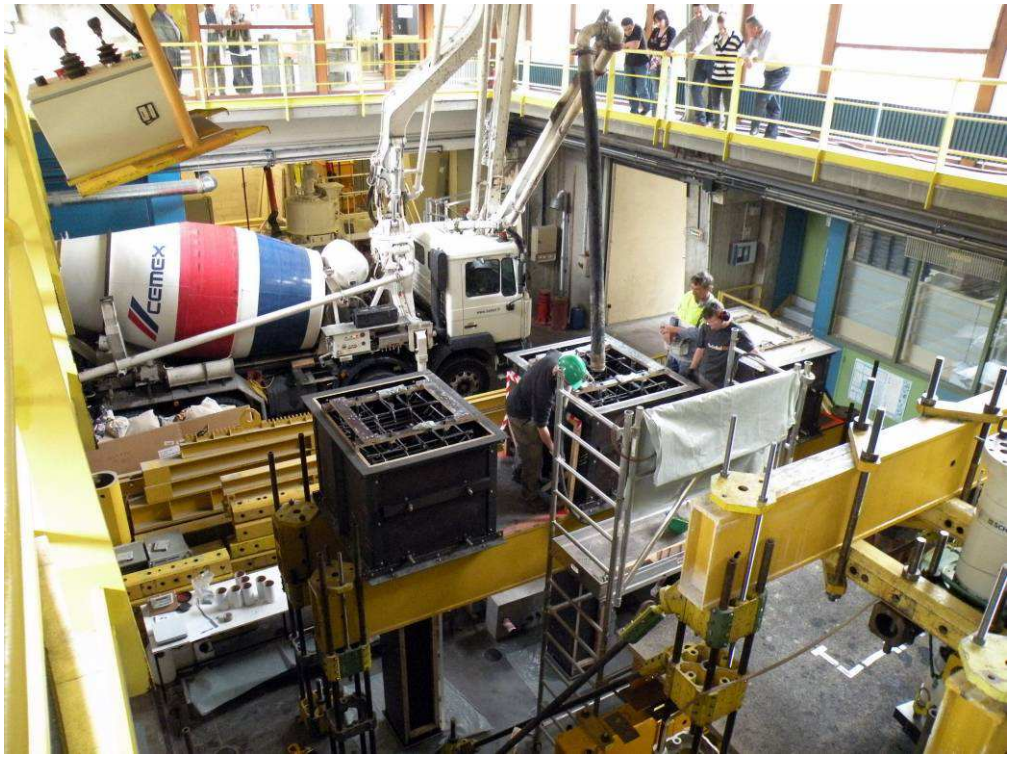


Figure 3-9 : Site de coulage de 3 corps d'épreuve.

Figure 3-10 : Caractérisation des matériaux.

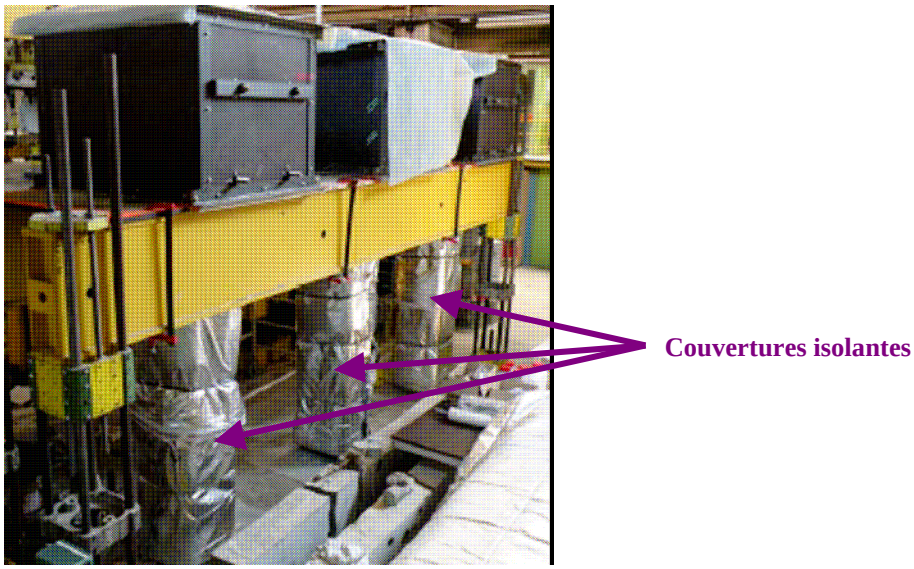


Figure 3-11 : Isolation des parties courantes des corps d'épreuve.

La caractérisation du matériau béton a été menée à partir des éprouvettes fabriquées lors de chaque coulage ; cette caractérisation a consisté en la réalisation d'essais de compression (avec détermination du module d'Young) et d'essais de traction par fendage. Les résultats de ces essais sont fournis dans le Tableau 3-2, où F_{c_moy} est la résistance moyenne en compression du béton, représentative des caractéristiques du matériau au moment des essais (afin de connaître les caractéristiques réalistes du matériau lors de la sollicitation des poteaux), et F_{c_28} la résistance en compression du béton testée à 28 jours sur un groupe d'éprouvettes fabriquées lors du coulage des corps d'épreuve PC2, PCL2 et $PCLA_{partiel}$ (voir Tableau 3-3) afin de disposer d'une série de caractéristiques normalisées.

Chaque valeur indiquée dans le Tableau 3-2 représente la moyenne de 3 essais. L'ensemble des résultats est fourni en Annexe 4.

Tableau 3-2 : Caractéristiques du béton utilisé pour la fabrication des corps d'épreuve

Nomenclature	F_{c_moy} [MPa]	F_{c_28} [MPa]	F_{t_moy} [MPa]	E_{moy} [MPa]
PRef1	46,2		3,55	27 300
PRef2	47,4		3,49	35 200
PC1	51,5		3,82	29 200
PC2	40,3	38,5	3,74	26 200
PCL1	34,7		2,88	22 500
PCL2	40,3	38,5	3,74	26 200
PC1_HA8	31,0		2,84	19 200
PC2_HA8	27,8		2,52	18 600
PCLA_1	38,0		3,27	22 500
PCLA_2	41,3		3,66	22 500
$PCLA_{partiel}$	40,3	38,5	3,74	26 200

(La nomenclature des poteaux est définie dans la section suivante).

3.2.2 MATÉRIAUX ET CONFIGURATIONS DE RENFORCEMENT

3.2.2.1 Configurations de renforcement

Les différentes configurations de renfort par matériaux composites collés ont été définies en accord avec le groupe ANR-INPERMISE. Par ailleurs il a été décidé de doubler chaque essai ; chaque configuration de renforcement est donc appliquée identiquement sur deux poteaux de manière à vérifier la cohérence des résultats mesurés et évaluer la répétabilité des essais.

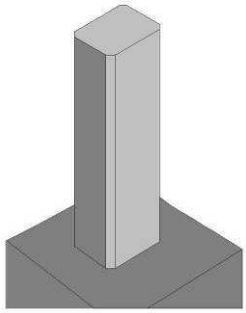
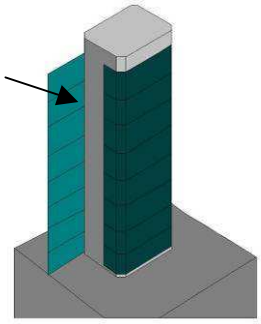
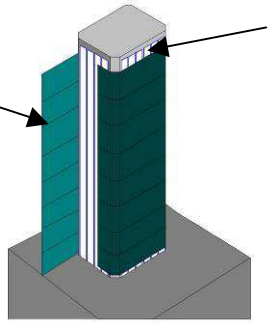
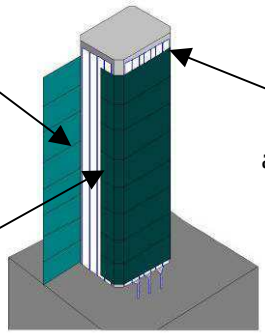
Les configurations de renforcement sont exposées dans le Tableau 3-3. Il a donc été fabriqué :

- deux poteaux non renforcés par composites collés : PRef1 et PRef2,
- deux poteaux confinés par PRF : PC1 et PC2
- deux poteaux confinés par PRF et présentant des cadres internes HA8 (au lieu de cadres HA6) : PC1_HA8 et PC2_HA8
- deux poteaux confinés par PRF et renforcés à la flexion par des lamelles non ancrées : PCL1 et PCL2
- deux poteaux confinés par PRF et renforcés à la flexion par des lamelles ancrées : PCLA1 et PCLA2.

La nomenclature utilisée pour nommer les poteaux est construite autour du formalisme suivant :

P – Poteau
C – Confiné par PRF
C_HA8 – Confiné par PRF et par cadres HA8 (par opposition aux cadres HA6 en place dans les autres corps d'épreuve)
L – Lamelles
LA – Lamelles ancrées

Tableau 3-3 : Configurations des renforcements appliqués aux poteaux

Poteaux	Configuration du renforcement
PRef1, PRef2	
PC1, PC2 et PC1_HA8, PC2_HA8	8 bandes de PRF (dimensions : 300 x 1440 mm²) 
PCL1, PCL2	8 bandes de PRF (dimensions : 300 x 1440 mm²)  Lamelles (50x2500mm²) : - 6 lamelles / grande face - 4 lamelles /petite face
PCLA1, PCLA2	8 bandes de PRF (dimensions : 300 x 1440 mm²)  Alternance de lamelles ancrées et non ancrées sur la grande face selon la configuration de la Figure 3-13 4 lamelles 50 x 2500 mm² sur la petite face

Un dernier corps d'épreuve a tout d'abord été conservé sans renforcement afin de disposer d'un potentiel troisième corps d'épreuve dans l'éventualité où l'une des séries de deux essais identiques présente une dispersion trop importante. Cependant, les essais réalisés sur les 10 premiers poteaux ayant montré une reproductibilité satisfaisante, ce dernier poteau a donc été utilisé pour tester une dernière configuration de renforcement. Celle-ci n'est pas détaillée ici, car sa conception a été inspirée par les enseignements tirés des 10 essais précédents, qui seront eux-mêmes analysés plus tard dans ce document.

Les configurations de renforcement des 10 poteaux ont été choisies de manière à ce qu'un seul paramètre varie d'une configuration à l'autre, facilitant ainsi la quantification de l'apport de chaque paramètre. Le diagramme de la Figure 3-12 résume ainsi la logique de la campagne expérimentale. Cependant cette approche n'a pu être complètement réalisée, du fait de la mauvaise répétabilité du béton fourni, la qualité du béton devenant alors un paramètre supplémentaire de notre étude qui interdit donc de raisonner de façon comparative directe.

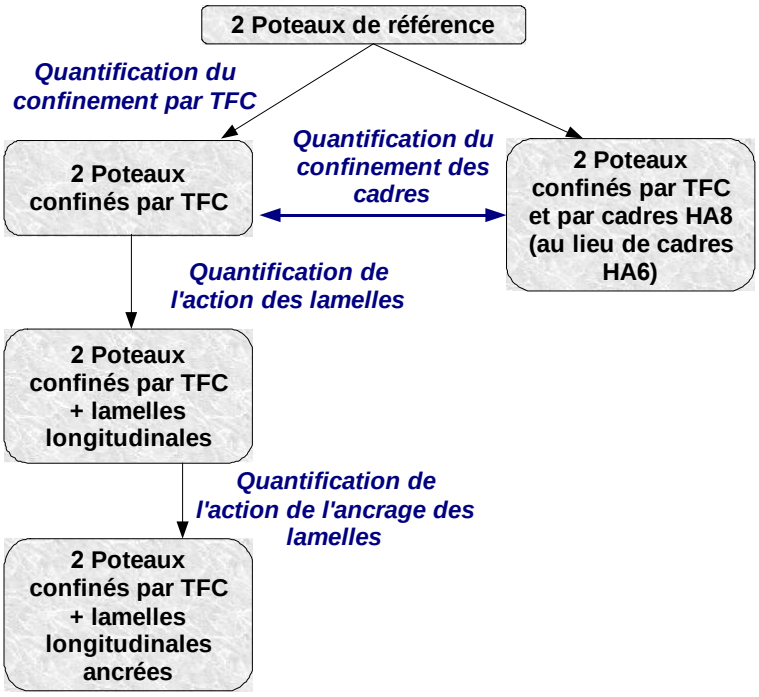


Figure 3-12 : Principe de comparaison des différentes configurations des renforts externes.

Par la suite, on nome « faces latérales » les faces du poteau de 250 mm de largeur et « faces inférieures » ou « faces supérieures » les faces de 370 mm de largeur, la face supérieure étant celle sur laquelle repose le vérin appliquant l'effort latéral.

Toutes les lamelles mises en place (séries PCL et PCLA) ont été collées sur la hauteur complète des poteaux renforcés, soit sur une longueur de 2500 mm (Figure 3-13).

Les configurations de renforcement PCL et PCLA disposent de 4 lamelles collées sur chaque face latérale (Tableau 3-3), représentant une largeur totale de renforts longitudinaux par face latérale de 200 mm (4 x 50 mm).

La configuration de renforcement PCL implique 6 lamelles sur les faces inférieure et supérieure, soit 300 mm (6 x 50 mm) de largeur de renforts longitudinaux pour chacune de ces faces.

Seules les lamelles des faces supérieures et inférieures sont ancrées dans la configuration PCLA. Considérant que la jonction poteau/semelle aurait été trop fragilisée par le perçage de 6 trous (pour ancrer les 6 lamelles), il a été décidé d'ancrer seulement trois lamelles par face. Pour faire intervenir les mêmes surfaces de renforts longitudinaux que dans la configuration PCL, des lamelles de largeur 25 mm non ancrées ont été placées entre les trois lamelles ancrées. Ce dispositif a été complété par 2 lamelles de 50 mm de large non ancrées disposées à proximité des bords du poteau, comme indiqué sur la Figure 3-13. Cette disposition offre une symétrie droite/gauche, un éloignement raisonnable des trous de scellement (75 mm voir Figure 3-13.) et une surface de renforts longitudinaux identique entre PCL et PCLA.

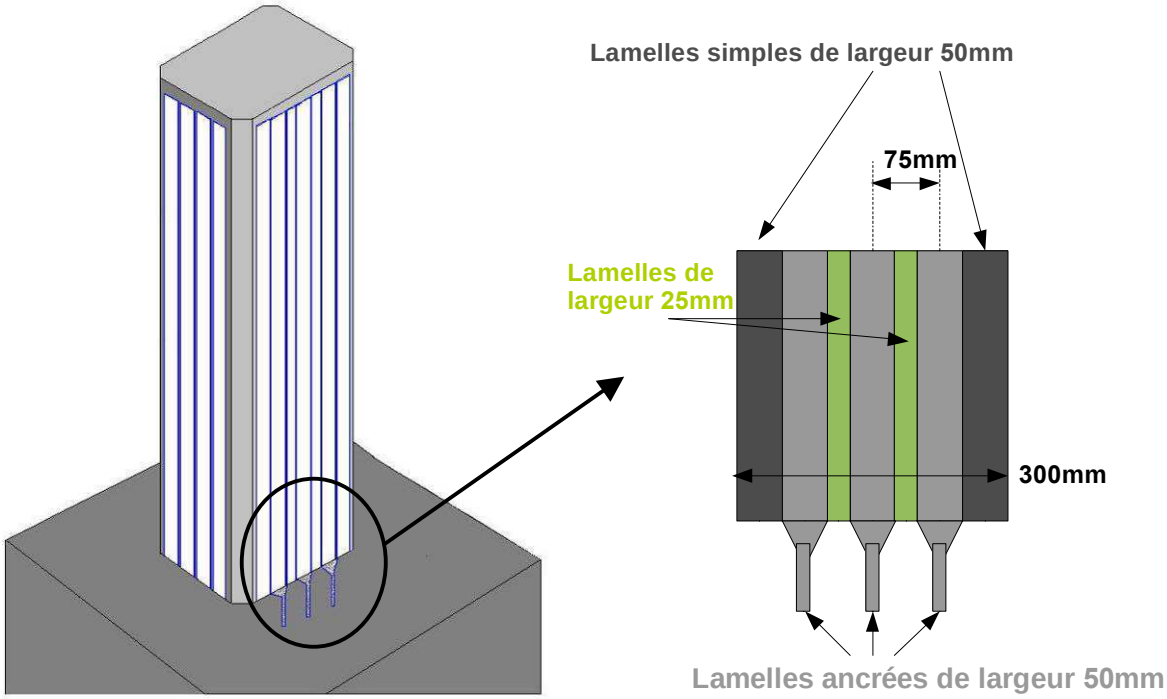


Figure 3-13 : Configuration des lamelles ancrées.

3.2.2.2 Matériaux composites utilisés

Les caractéristiques des matériaux composites appliqués sur les corps d'épreuve sont indiquées dans le Tableau 3-4 (voir également l'avis technique Foreva – TFC 3/07-540 délivré par le CSTB, *[CSTB, 2008]*).

Le tissu du composite TFC utilisé pour le confinement est un tissu bidirectionnel à sens de résistance privilégié dans la chaîne ; il contient 70 % de fibres dans le sens de la chaîne et 30 % de fibres dans le sens de la trame. Une fois élaboré, le matériau composite est constitué de 65 % (en termes de section résistante effective) de fibres (tissu) et de 35 % de résine époxydique (matrice). Le tissu du composite TFC est conditionné sous forme de rouleaux, comme illustré sur la Figure 3-14.

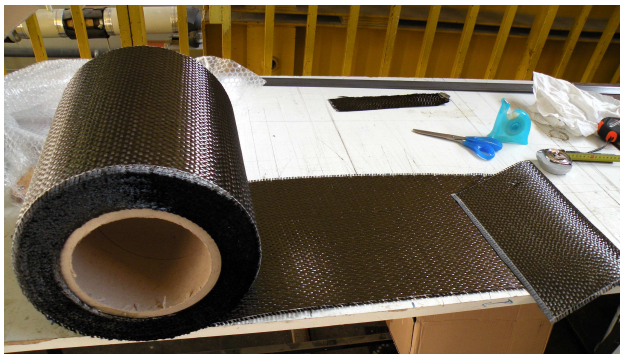


Figure 3-14 : Conditionnement du tissu du composite TFC.

Concernant les lamelles utilisées pour le renforcement à la flexion, il s'agit de composites plats obtenus par pultrusion de fibres de carbone imprégnées par une matrice de nature époxyde (même produit que celui présenté dans le chapitre 2). Les lamelles sont fabriquées en une seule épaisseur (1,2 mm) et les fibres sont continues sur toute leur longueur.

Tableau 3-4 : Caractéristiques des matériaux composites utilisés pour le renforcement des corps d'épreuve

TFC© (ensemble du tissu de fibres de carbone matricé dans la résine de synthèse)	Épaisseur	0,48 mm
	Largeur	Bandes prédécoupées de largeur 300 mm
	Module (sens de la chaîne)	105 000 MPa
	Déformation ultime	0,01
Lamelles pultrudées de fibres de carbone	Épaisseur	1,2 mm
	Largeur	50 mm
	Module	160 000 MPa
	Déformation ultime	0,007

3.2.2.3 Mise en œuvre des renforts sur les corps d'épreuve

La mise en œuvre des matériaux composites diffère selon le type de matériau, à savoir tissu ou lamelle. Le Tableau 3-5 détaille les différentes étapes d'installation de ces matériaux. Afin de s'assurer de la qualité et la représentativité du renforcement, les matériaux composites ont été appliqués par du personnel spécialisé et qualifié de l'entreprise applicatrice (Freyssinet International). La préparation de surface (ponçage au disque diamant) a été réalisée par le personnel de la Plate-Forme d'Essai des Structures de l'IFSTTAR. Cette opération de préparation de surface est primordiale, notamment en ce qui concerne la rectification des angles de la section. En effet, si des études ont mis en évidence que le confinement par matériaux composites était plus efficace sur des poteaux de section circulaire, le confinement de poteaux de section rectangulaire reste efficace (sous réserve d'un élancement faible de la section) si les coins de la section présentent une forme arrondie permettant d'éviter toute rupture prématurée. De nombreux guides préconisent un rayon de courbure minimum pour les coins des sections à renforcer (*[AFGC, 2011]* par exemple). La valeur de ce rayon joue un rôle important dans l'efficacité du confinement. Des essais ont ainsi montré que sur des éprouvettes de section rectangulaire testées en compression, le renforcement par confinement pouvait avoir une réelle efficacité pour une valeur du ratio rayon du coin/côté de la section de 2 ou même de 4, contrairement à ce qui était observé pour les ratios de 6 ou de 30 (*[Rochette et Labossière, 2000]*).

Par ailleurs, pour chaque bande de confinement appliquée sur les poteaux, il faut veiller à laisser une longueur de recouvrement du composite suffisante pour éviter le décollement de la bande. Une longueur de recouvrement de 200 mm a ici été appliquée, afin d'assurer un bon ancrage du composite (Figure 3-15). Contrairement aux dessins du Tableau 3-3 (volontairement simplifiés), la zone de recouvrement ne se fait pas toujours sur la même face du poteau ; le recouvrement est alterné (le recouvrement de la 1re bande se fait par exemple sur la face supérieure, puis celui de la 2ème bande sur une face latérale, celui de la 3ème bande sur la face inférieure, etc.).

Figure 3-15 : Zone de recouvrement des bandes de PRF à base de tissu.

Tableau 3-5 : Étapes de mise en œuvre des matériaux composites

Étapes	Illustration
Préparation de surface : ponçage au disque diamant des différentes faces du poteau et meulage des angles pour les arrondir	
Évacuation des poussières au moyen d'air comprimé	
Mise en place des lamelles (renforcement longitudinal)	
Encollage des lamelles (après dégraissage à l'acétone)	
Encollage des faces du poteau	
Pose des lamelles et marouflage	

Mise en place du confinement par tissu TFC	
Encollage des faces du poteau	
Pose des bandes de TFC	
Marouflage au rouleau	
Matriçage à la spatule	
Pose d'une couche de résine de couverture	

Pose des lamelles ancrées (renforcement longitudinal)	
Perçage des trous d'ancrage (puis évacuation des poussières) grâce à un gabarit permettant de guider la perceuse selon un angle de 15°	
Injection de résine époxy dans le trou et encollage de la lamelle et de la face du poteau	
Insertion de l'ancrage dans le trou prévu à cet effet et marouflage de la partie plane de la lamelle sur la partie courante du poteau	
Renforcement longitudinal par lamelles (ancrées ou non) et tissu de confinement	
Pose des lamelles (ancrées ou non) selon la méthode décrite ci-dessus, puis environ 24h après, pose du tissu de confinement	

3.2.3 SOLLICITATIONS APPLIQUÉES ET CONFIGURATION DE L'ESSAI

3.2.3.1 Sollicitations appliquées

L'effort axial doit être représentatif de la charge permanente exercée par la descente de charge sur un poteau ; il s'agit donc d'appliquer un effort axial constant. Une charge de 700 kN sera ainsi appliquée axialement en tête du poteau, représentant environ 20 % de la résistance de la section de béton P_0 (entre 15 et 27 %, selon la valeur réelle de la résistance en compression du béton ; le calcul de la résistance de la section est effectué en multipliant la section de béton par la résistance f_c du béton).

L'effort latéral est quant à lui constitué de cycles alternés d'amplitude constante durant les deux cycles d'une même série, et d'amplitude croissante entre chaque série, de manière à reproduire les effets d'une action sismique. Plus précisément : le poteau est sollicité durant 2 cycles à un même niveau de déplacement, caractérisé par la valeur de la flèche mesurée au point d'application de l'effort latéral, puis le déplacement maximum admis pour la série de cycles (amplitude) est progressivement augmenté jusqu'à rupture du corps d'épreuve. Les valeurs du déplacement (et donc de l'amplitude des cycles) seront présentées dans ce document sous la forme du ratio flèche/hauteur du corps d'épreuve, cette notation étant largement usitée dans la littérature scientifique. Les corps d'épreuve des études mentionnées dans la section précédente étaient généralement sollicités latéralement par des séries de 3 cycles ; cependant, pour notre étude, nous avons fait le choix d'une vitesse de déplacement imposée constante (et non une fréquence constante). Cela implique que lorsque les ratios flèche/hauteur augmentent, les cycles deviennent plus longs. Pour conserver une durée d'essai raisonnable nous avons donc fait le choix de ne réaliser que 2 cycles à la même amplitude. Les différents ratio flèche/hauteur retenus sont : 0,25 % (flèche : +/- 5,4 mm) - 0,5 % (flèche : +/- 10,7 mm) – 1 % (flèche : +/- 21,4 mm) – 2 % (flèche : +/- 42,8 mm) – 4 % (flèche : +/- 85,7 mm) – 6 % (flèche : +/-128,5 mm) – 8 % (flèche : +/- 171,4 mm) – 10 % (flèche : +/- 214,2 mm) – 11 % (flèche : +/- 235,7 mm). Les séquences de chargement sont résumées sur la Figure 3-16. La vitesse de sollicitation constante est de 0,8 mm/s, cette valeur présentant un compromis acceptable entre une vitesse suffisamment faible pour assurer la validité de l'hypothèse de sollicitations quasi-statiques, tout en permettant de limiter la durée d'un essai. L'essai est arrêté lorsque l'effort latéral repris par le poteau devient inférieur à 50 % de l'effort maximal repris au cours de l'essai.

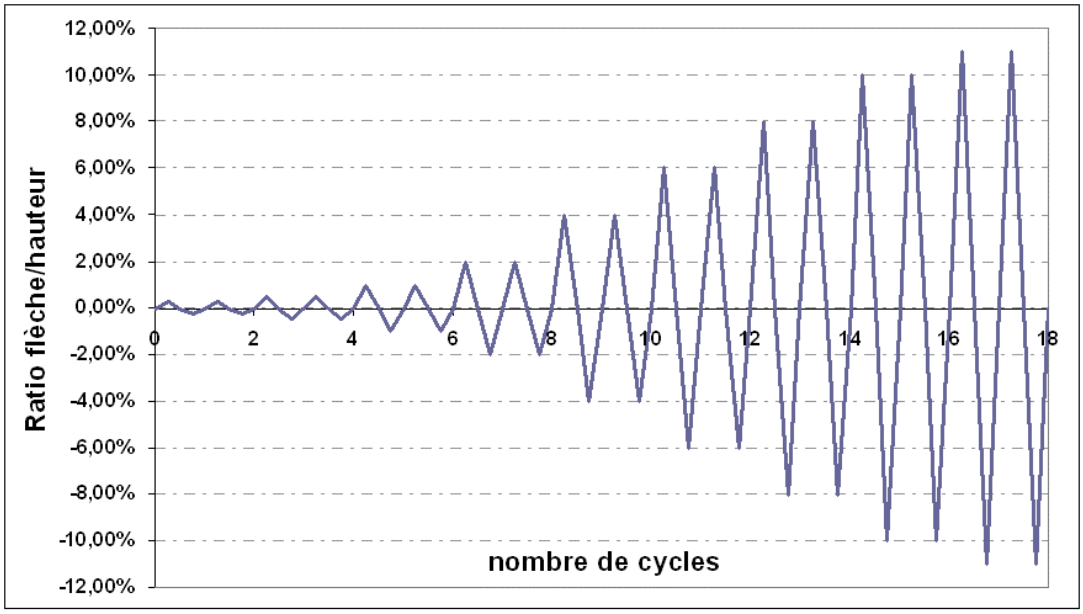


Figure 3-16 : Représentation des phases de chargement latéral.

3.2.3.2 Montage de sollicitation

Le montage de sollicitation a été spécifiquement conçu pour ces essais, notamment le système d'application de l'effort axial. En effet, celui-ci est maintenu constant pendant toute la durée de l'essai à la valeur de 700 kN au moyen de six câbles de précontrainte de type T13 mis en tension (voir Figure 3-17, Figure 3-18 et Figure 3-19). Durant l'essai, l'effort est maintenu constant par pilotage de deux vérins axiaux, de capacité 1100 kN et de course nominale 220 mm. Les torons sont bridés à une extrémité sur des têtes d'ancrage liées aux vérins (Figure 3-18), puis traversent la semelle le long des réservations prévues à cet effet, comme indiqué sur la Figure 3-4. Enfin, les torons viennent s'ancrer en tête du poteau sur une plaque d'ancrage (Figure 3-20).

Avant de mettre en charge le couple de vérins axiaux, il est nécessaire d'effectuer une mise en tension préliminaire des câbles de précontrainte à l'aide des vérins de bridage (Figure 3-21). On évite ainsi tout glissement des clavettes au moment de la mise en charge des vérins axiaux. Chaque câble se voit donc, dans un premier temps, appliquer une tension d'environ 20 kN, qui est contrôlée par les pesons présents sur chaque câble. Une fois cette précharge effectuée, les vérins axiaux sont actionnés afin d'appliquer l'effort final souhaité.

L'effort latéral (qui doit simuler l'action sismique) est quant à lui géré par un vérin disposé verticalement (capacité 2000 kN, course +/- 250 mm). Ce vérin, chargé d'appliquer les cycles d'amplitude croissante, est relié à un casque rotulé spécialement conçu pour ce montage. La rotule permet ainsi au casque de suivre l'inclinaison du poteau (voir Figure 3-22).

Les poteaux, de section rectangulaire, sont sollicités selon l'inertie la plus faible.

Afin d'assurer l'encastrement en pied de poteau, la semelle est bridée sur le massif de réaction que constitue la dalle d'essais à l'aide de tirants (Figure 3-17). Un système d'instrumentation permet de vérifier cette condition limite d'encastrement et sera détaillé dans la prochaine section.

L'asservissement de l'essai est réalisé depuis l'armoire de commande hydraulique LABTRONIC 8800 gérée par le logiciel de pilotage RS Console.

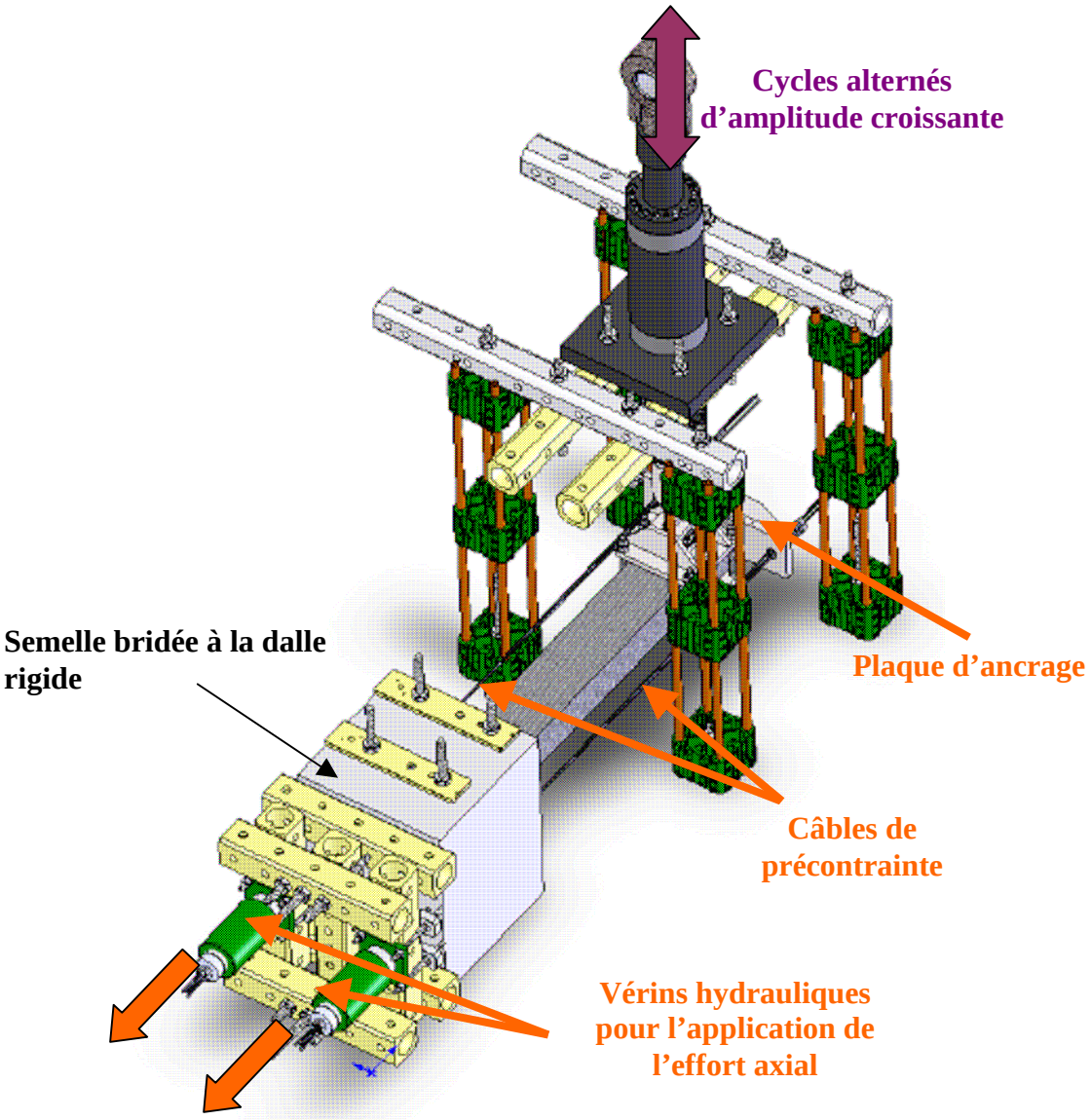


Figure 3-17 : Schéma de principe du montage d'application des efforts.

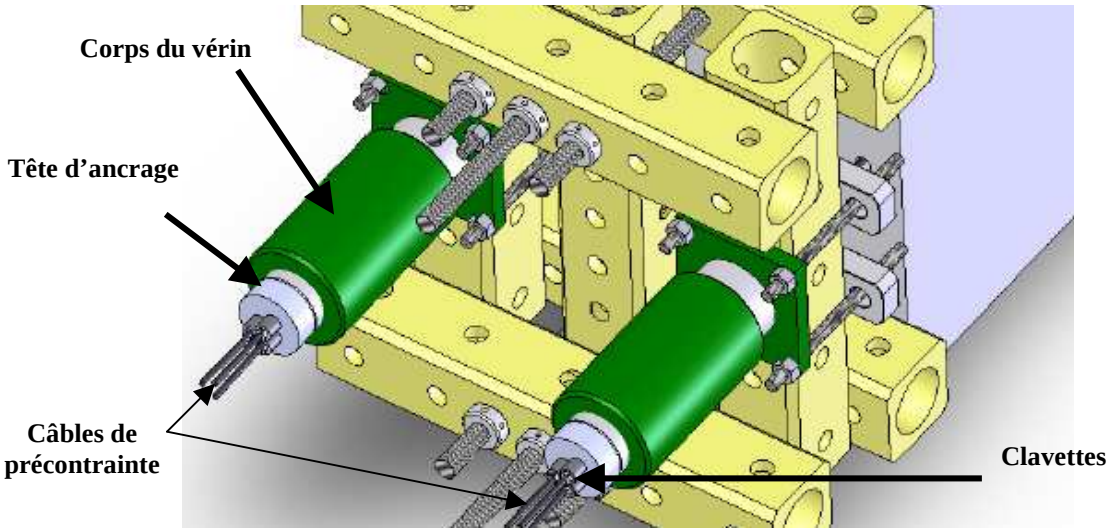


Figure 3-18 : Détail du bridage des câbles de précontrainte côté semelle.

Figure 3-19 : Vue d'ensemble du montage expérimental.

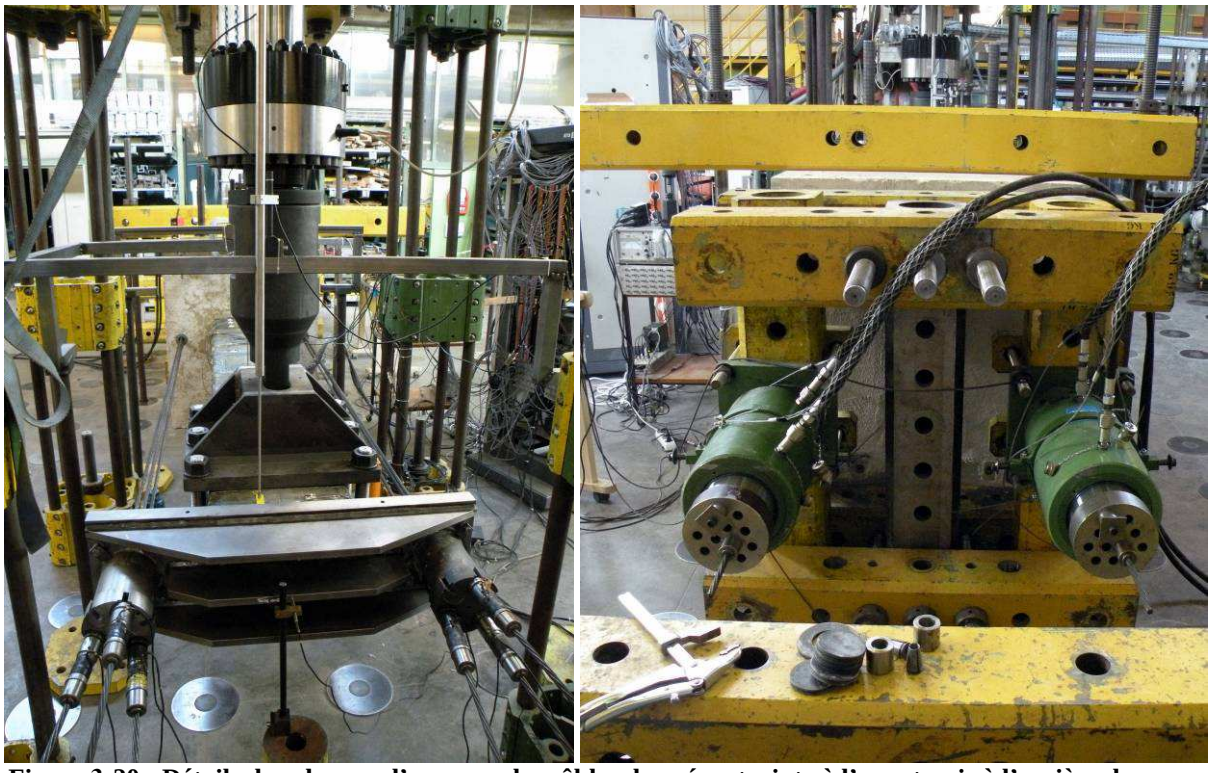


Figure 3-20 : Détails des plaques d'ancrage des câbles de précontrainte à l'avant puis à l'arrière du corps d'épreuve.

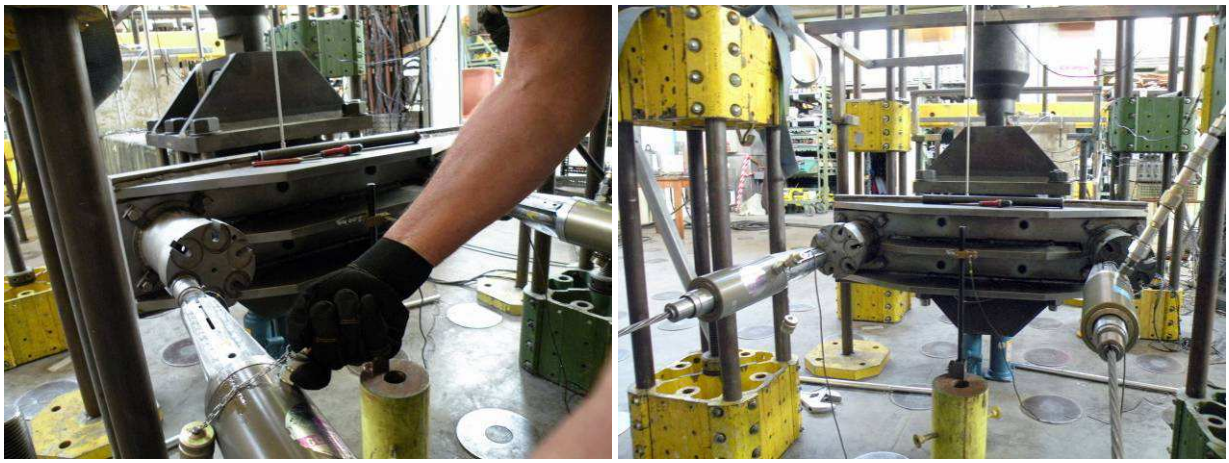


Figure 3-21 : Détails de la mise en tension des câbles de précontrainte.

Figure 3-22 : Système de « casque » rotulé assurant la transmission des efforts latéraux.

3.2.4 INSTRUMENTATION

L'instrumentation des essais a été voulue aussi complète que possible, quelques fois surabondante, afin de capturer au mieux les informations relatives au comportement des corps d'épreuve et à la vérification du bon fonctionnement du montage de sollicitation. De nombreux capteurs de force, de déplacement et de déformation ont ainsi été déployés lors des essais. Les figures suivantes (de la Figure 3-23 à la Figure 3-30) rassemblent les schémas d'implantation de ces capteurs (la Figure 3-23 et la Figure 3-24 ne font pas figurer le vérin vertical qui applique les cycles latéraux afin de faciliter le repérage des capteurs).

Le dispositif de mesure de l'effort est composé de :

- 6 capteurs de force (pesons fabriqués à l'IFSTTAR de capacité 135 kN), disposés sur chacun des 6 câbles T13 (voir Figure 3-23), de manière à enregistrer la tension appliquée sur chaque câble, et donc la force axiale totale appliquée au poteau,
- 2 pesons (d'une capacité de 500 kN) liés aux 2 vérins axiaux mesurant chacun l'effort axial auquel est soumis chaque groupe de 3 câbles (voir Figure 3-23). La somme de la mesure de ces 2 pesons doit permettre d'évaluer les pertes de charge axiale, notamment dues au frottement des câbles le long des réservations de la semelle, par comparaison avec la somme des 6 pesons associés aux câbles T13,

- 1 capteur de force (peson de capacité 2000 kN), interne au vérin appliquant l'effort latéral (Figure 3-30).

Les déplacements du corps d'épreuve sont mesurés par :

- 1 capteur de déplacement, interne au vérin appliquant l'effort latéral (non représenté sur les schémas),
- 5 capteurs de déplacement (LVDT) installés le long de la partie courante du poteau (Figure 3-24), permettant d'avoir accès à la déformée de flexion du poteau,
- 3 capteurs de déplacement (LVDT de course +/- 2,5 mm) permettant de contrôler un éventuel basculement de la semelle et donc de s'assurer d'un bon encastrement en pied de poteau (Figure 3 -24 et Figure 3-30),
- 1 capteur de déplacement axial interrogé uniquement pendant la mise en charge (700 kN) et placé en tête de poteau (Figure 3-24).

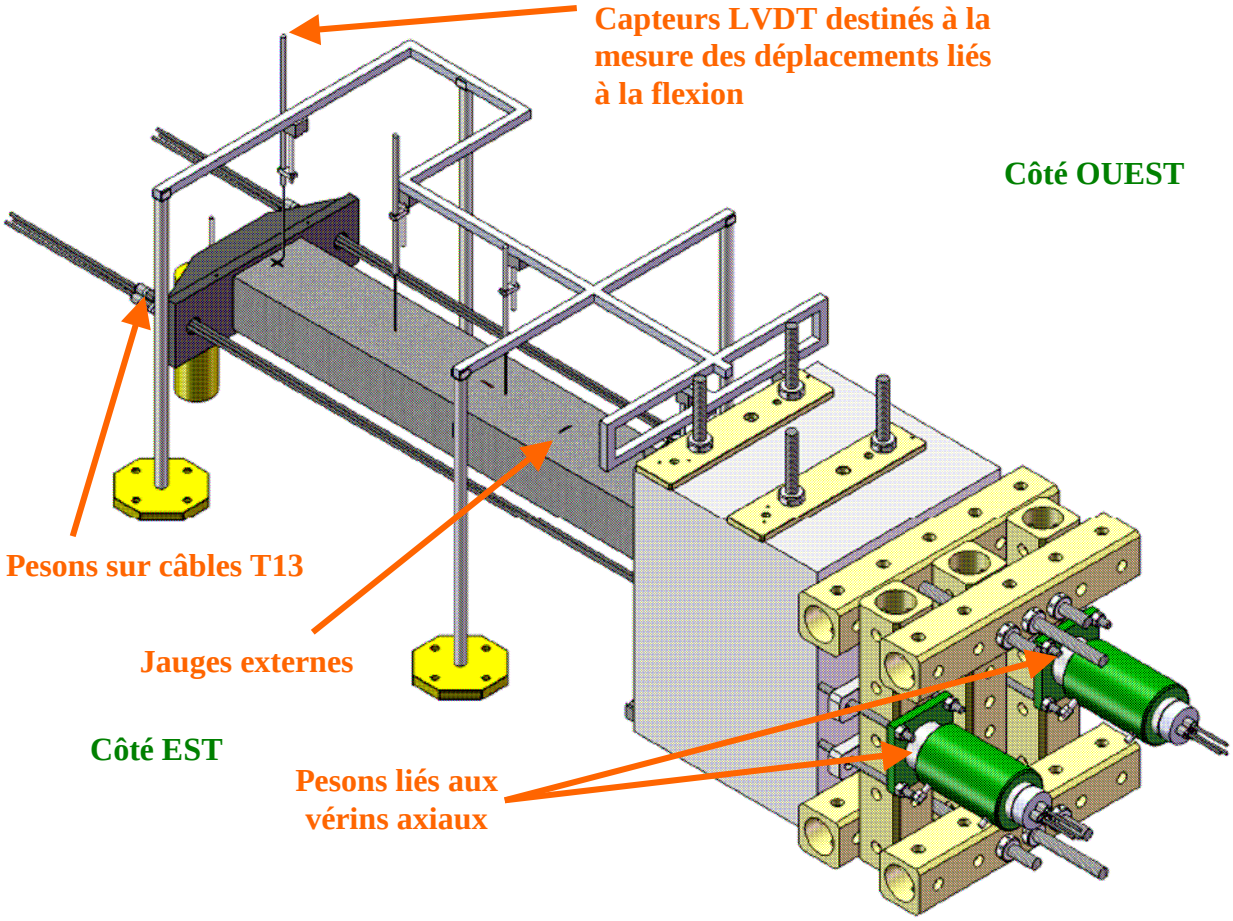


Figure 3-23 : Vue d'ensemble du plan d'instrumentation.

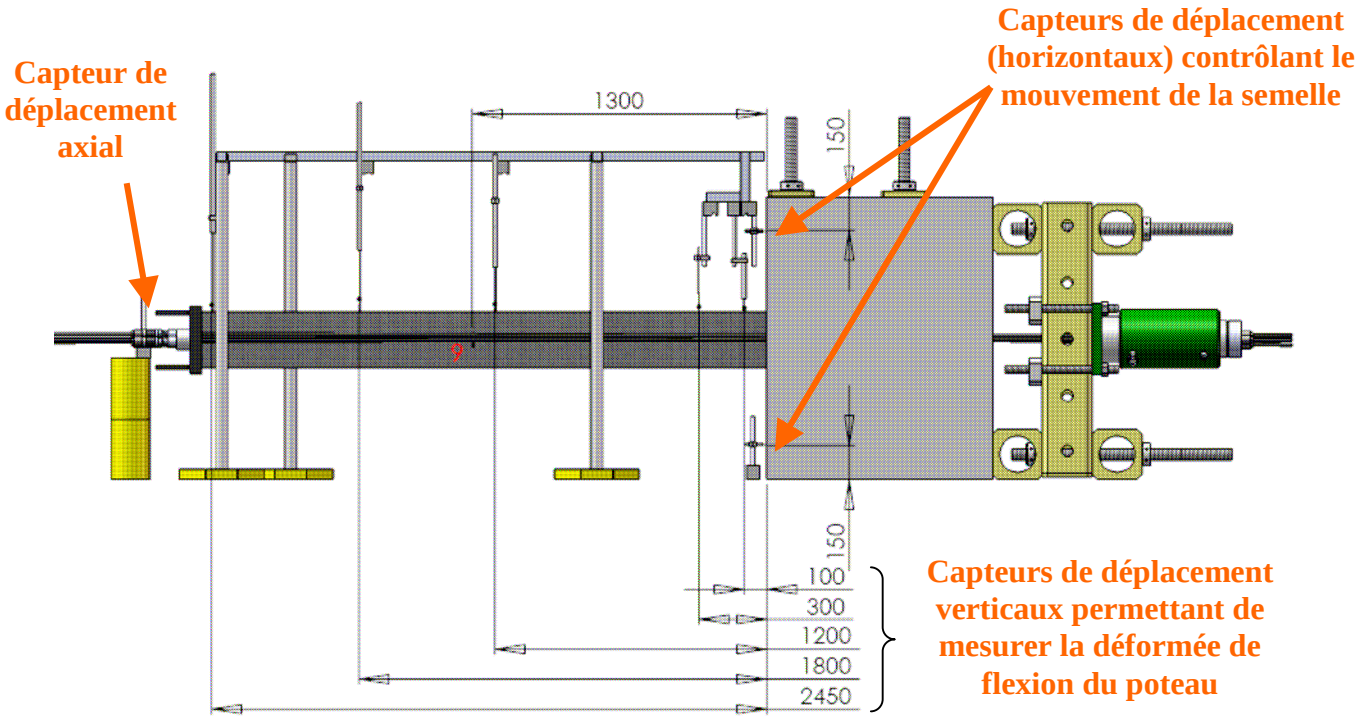


Figure 3-24 : Position des différents capteurs de déplacement.

Les 5 capteurs LVDT répartis le long de la partie courante du poteau (Figure 3-24) disposent de courses maximales différentes :

- capteur positionné à 100 mm : course de 50 mm
- capteur positionné à 300 mm : course de 100 mm
- capteur positionné à 1200 mm : course de 350 mm
- capteur positionné à 1800 mm : course 500 mm
- capteur positionné à 2450 mm : course de 600 mm

Le déplacement longitudinal du lieu de mesure des capteurs LVDT le long du poteau, induit par la flexion de la partie courante du poteau, a été mesuré et pris en compte lors du dépouillement des données expérimentales.

Aux mesures d'effort et de déplacement viennent s'ajouter les mesures des jauges de déformation : 17 jauges FLA5-11 (11 mm) ont été placées sur les aciers longitudinaux et les cadres d'armature, dans la zone attendue de formation de la rotule plastique, sur les côtés alternativement tendus et comprimés, comme indiqué sur les plans des Figure 3-26 et Figure 3-27, mais également sur la surface extérieure des corps d'épreuve (18 jauges collées sur les renforts en matériau composite ou sur les faces en béton pour les poteaux non renforcés par PRF collés). Les Figure 3-28 et Figure 3-29 indiquent l'emplacement des jauges collées sur les faces supérieure et inférieure des corps d'épreuve.

Figure 3-25 : Mise en place des jauges de déformation sur aciers.

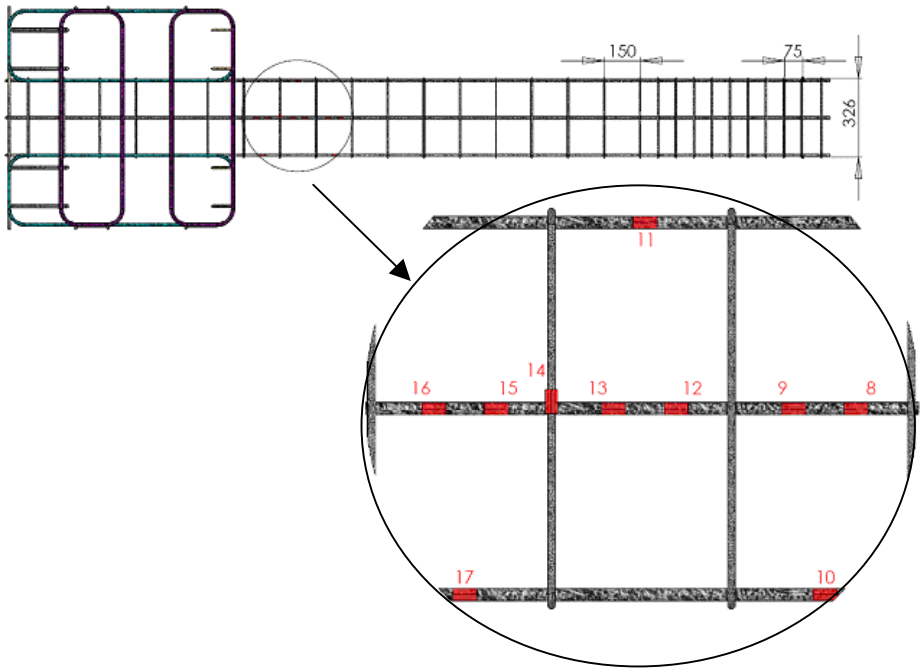


Figure 3-26 : Positionnement des jauges sur aciers – vue de dessous.

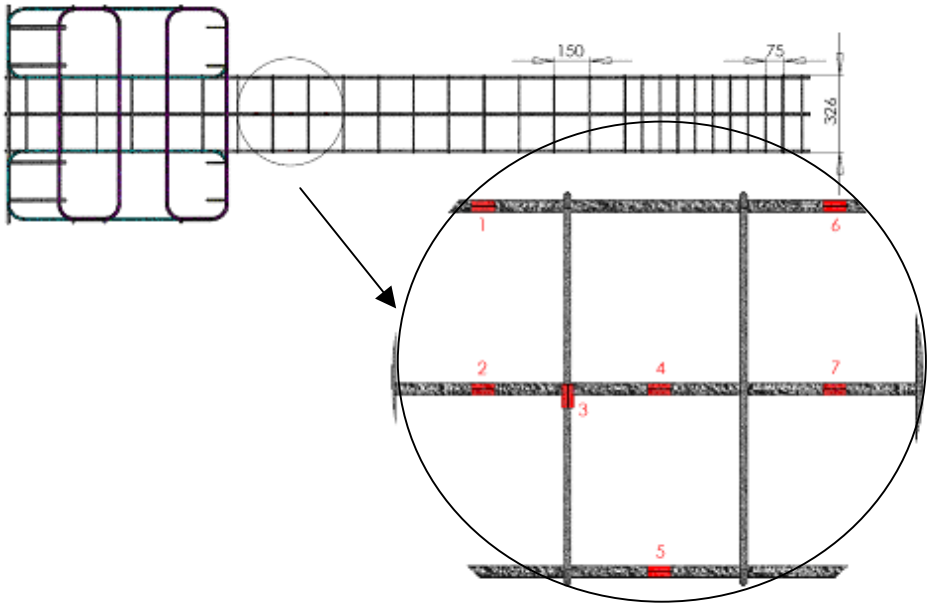


Figure 3-27 : Positionnement des jauges sur aciers - vue de dessus.

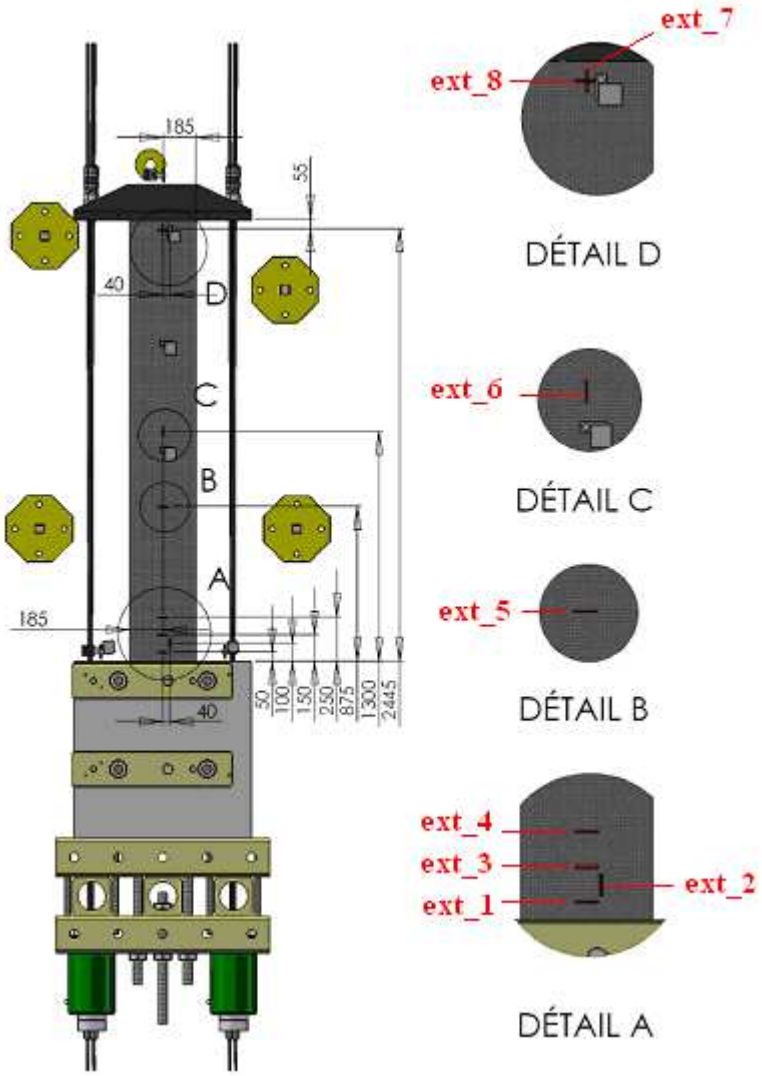


Figure 3-28 : Plan d'instrumentation (vue de dessus) et mise en place des jauges externes.

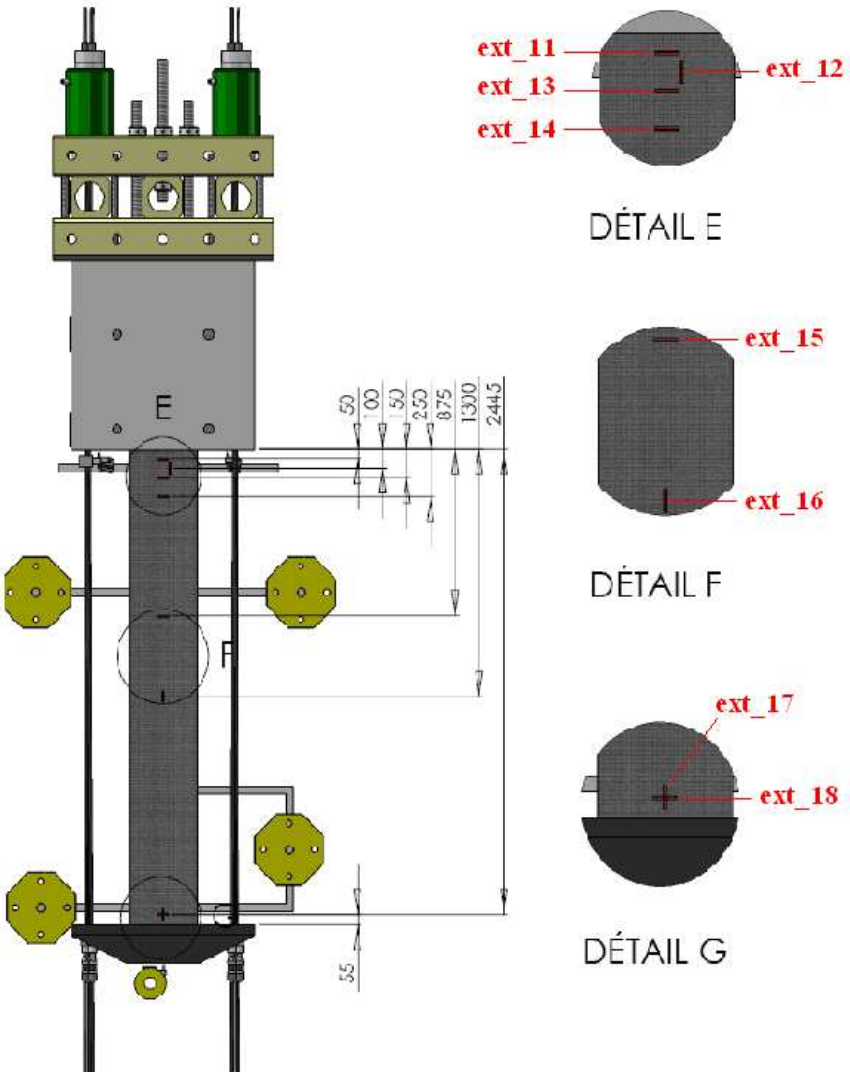


Figure 3-29 : Plan d'instrumentation des jauges externes (vue de dessous)

Les voies de mesure sont interrogées par une centrale d'acquisition National Instrument à châssis industriel comportant 12 cartes de voies de jauges (pour un total de 96 voies dédiées aux mesures de jauges), 2 cartes analogiques (16 voies) et 1 carte numérique (8 voies non utilisées ici). L'acquisition des données a été effectuée dans le cadre de ces essais à la fréquence de 1 Hz pour la première série d'essais (PRef1, PC1, PC1_HA8, PCL1 et PCLA1), puis la fréquence a été doublée pour la deuxième série (PRef2, PC2, PC2_HA8, PCL2 et PCLA2) de manière à réaliser une exploitation plus précise des résultats.

Les 3 capteurs positionnés sur la semelle, comme indiqué sur les Figure 3-24 et Figure 3-30, permettent de vérifier la condition d'encastrement imposée à une des extrémités du poteau.

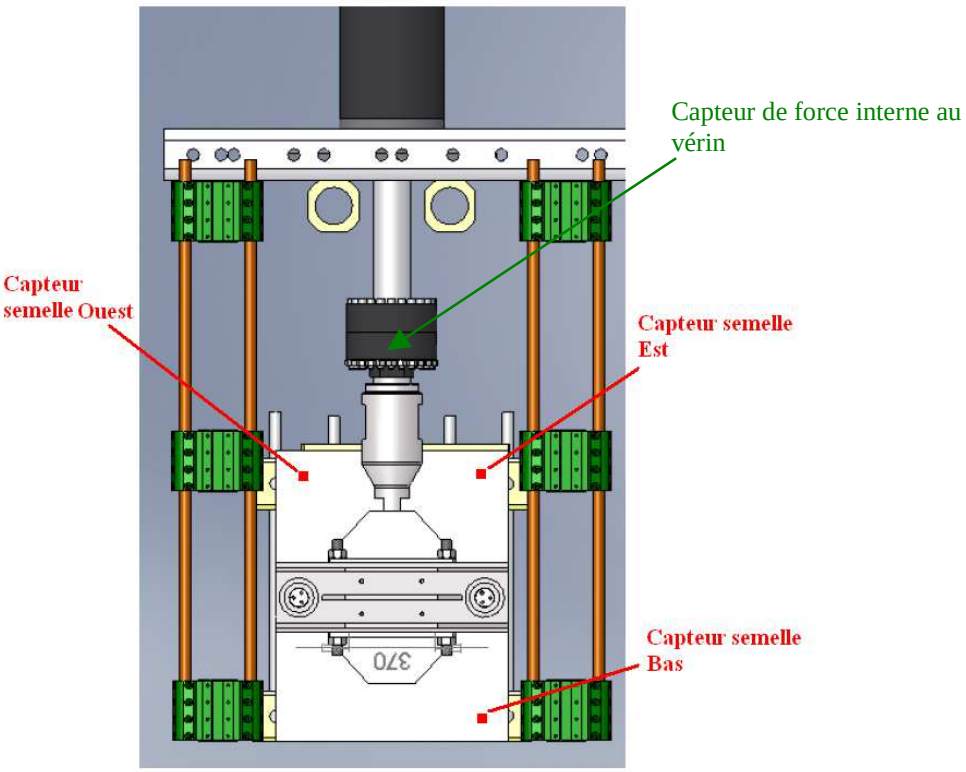


Figure 3-30 : Positionnement des capteurs de déplacement sur la semelle du corps d'épreuve.

3.3 PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

3.3.1 VÉRIFICATION DE L'ENCASTREMENT DU POTEAU

Avant de parcourir les résultats expérimentaux liés au comportement des corps d'épreuve, il convient de vérifier que le déroulement de l'essai a été conforme au protocole établi et notamment que l'ancrage de la semelle a été effectif, assurant ainsi une partie importante des conditions aux limites du problème étudié. Pour cela, 3 capteurs ont été positionnés horizontalement en pointant sur la semelle, comme indiqué sur les Figure 3-24 et Figure 3-30.

La vérification de l'encastrement du poteau est ainsi réalisée en comparant les éventuelles différences de déplacement entre le capteur Est et le capteur Ouest, ainsi qu'en comparant les déplacements enregistrés par les capteurs situés en position haute de la semelle avec ceux du capteur positionné en bas. Les valeurs des déplacements mesurés par ces capteurs sont très faibles. Ainsi, sur les graphiques de la Figure 3-31, on peut constater un très léger basculement Est/Ouest (environ 0,1 mm pour le basculement maximal) et un basculement haut/bas d'environ 0,3 mm pour PRef1. Pour PC1, il n'y a quasiment aucun basculement Est/Ouest et un très léger basculement haut/bas (0,1 mm). Des résultats similaires ont été observés sur l'ensemble des essais. La condition d'encastrement est donc correctement réalisée.

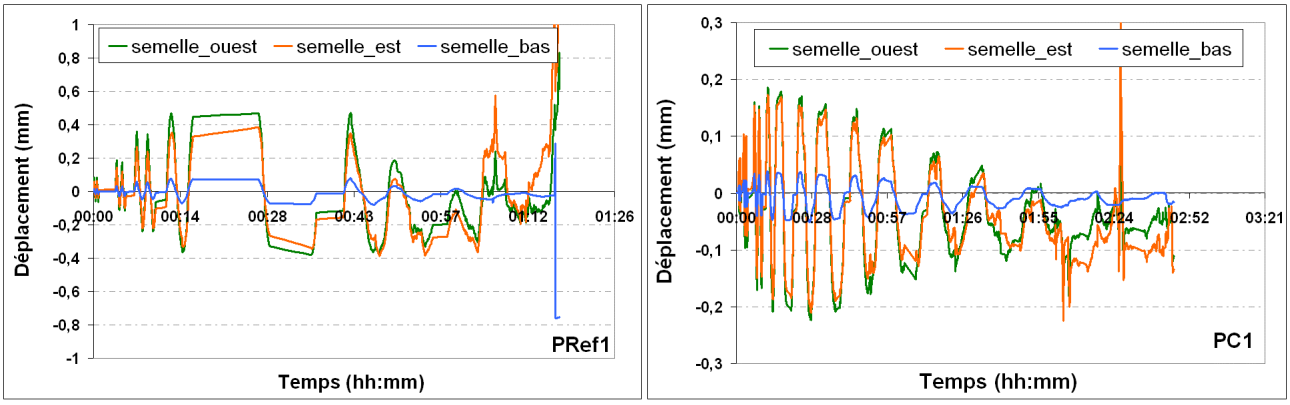


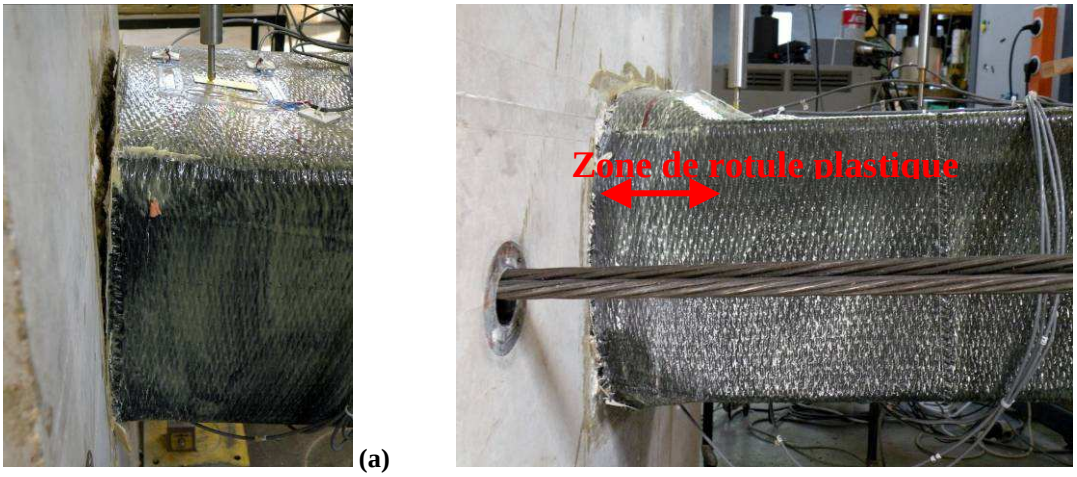
Figure 3-31 : Mesures des déplacements de la semelle.

3.3.2 PRINCIPAUX RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Il s'agit dans cette section de décrire les principaux résultats obtenus lors des essais.

De manière générale, pour tous les poteaux renforcés (donc hormis les poteaux PRef1 et PRef2), on constate l'apparition d'une importante fissuration à la jonction poteau-semelle et la formation d'une rotule plastique sur une hauteur d'environ 15 cm. Ces phénomènes, illustrés sur la Figure 3-32, deviennent nettement visibles à partir d'un rapport flèche/hauteur de 6 %.

On observe par ailleurs qu'une fois la résistance en compression du béton dépassée, celui-ci perd localement sa cohésion et s'échappe une fois décomprimé (du fait des cycles alternés) par la large fissure présente à la jonction, sous forme de poussière et de morceaux concassés. Le fonctionnement mécanique du poteau se modifie alors et son mouvement de flexion correspond principalement à une rotation autour de la rotule plastique qui reste confinée jusqu'à rupture.



(a) **(b)**

Figure 3-32 : Fissuration à la jonction poteau-semelle (a) et zone de rotule pastique (b).

Dans un premier temps, nous nous intéressons aux modes de rupture des corps d'épreuve qui sont décrits, pour chaque poteau dans le paragraphe suivant.

3.3.2.1 Modes de rupture des corps d'épreuve

<u>Poteau PRef1</u>

Les premières fissures de flexion sont nettement visibles sur une hauteur d'environ 50 cm, à partir des cycles à rapport flèche/hauteur imposé de 2 %. A partir du rapport flèche/hauteur de 4 %, le béton d'enrobage s'écrase et les aciers longitudinaux présentent un flambement important (Figure 3-33).

A la fin du 2ème cycle au rapport flèche/hauteur de 6 %, on constate une perte de résistance axiale du poteau. En effet, l'effort axial enregistre une chute brutale de 150 kN ; cette perte de capacité portante est accompagnée de la rupture d'un cadre de confinement peu après la jonction poteau/semelle.

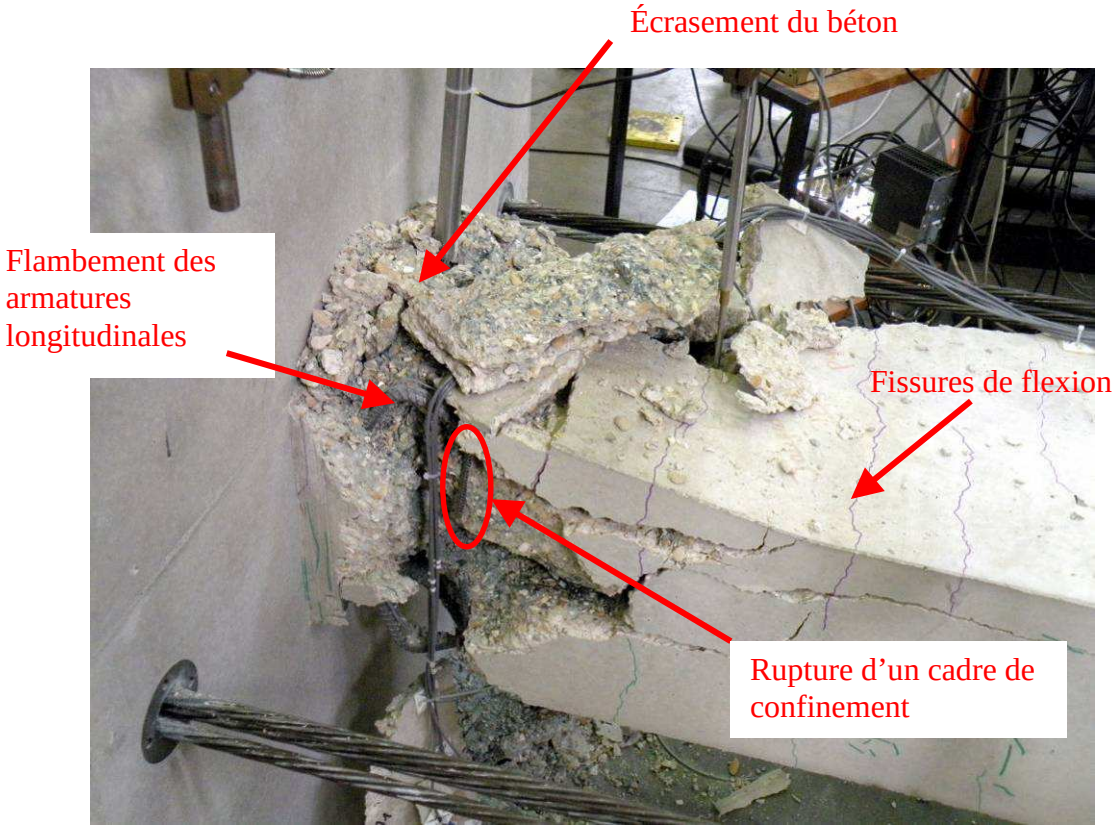


Figure 3-33 : Jonction poteau / semelle du corps d'épreuve PRef1 à la fin de l'essai.

Poteau PRef2

Les premières fissures de flexion apparaissent à partir des cycles au rapport flèche/hauteur imposé de 1 % et le béton d'enrobage commence à rompre par écrasement lors des cycles au rapport flèche/hauteur de 4 %. De plus, les armatures longitudinales subissent un important flambement à partir des cycles au rapport flèche/hauteur de 2 %, sans pour autant se rompre.
A la fin du 2ème cycle au rapport flèche/hauteur de 6 %, une large perte de résistance axiale survient et se poursuit progressivement jusqu'à 600 kN.
A la fin de l'essai, le poteau PRef2 présente un endommagement similaire à celui de PRef1 (Figure 3 -33).

Poteau PC1

Aucune rupture du confinement n'a été constatée mais la ruine a lieu par ruptures successives en traction des aciers longitudinaux lors des cycles aux rapports flèche/hauteur imposés de 6, 8 et 10 %. On constate à la fin de l'essai que tous les aciers longitudinaux sont rompus.

Poteau PC2

De même que pour PC1, aucune rupture du confinement n'a été constatée, même si des craquements caractéristiques de ruptures locales des fibres ont été perçus à partir des cycles au rapport flèche/hauteur de 2 %. La ruine a lieu par ruptures successives en traction des aciers longitudinaux lors des cycles aux rapports flèche/hauteur imposés de 6 et 10 %. On constate à la fin de l'essai que seuls 2 aciers longitudinaux ne sont pas rompus.

Poteau PC1_HA8

La ruine a lieu par rupture en traction du confinement au niveau d'un des angles supérieurs de la section, lors du 2ème cycle au rapport flèche/hauteur imposé de 8 % (Figure 3-34).
Les armatures longitudinales subissent également un important flambement mais aucune rupture n'est constatée.

Figure 3-34 : Rupture du TFC au niveau des angles de la section pour le corps d'épreuve PC1_HA8.

Poteau PC2_HA8

Une rupture en traction du confinement s'initie à l'un des angles inférieurs de la section, de même que pour le premier poteau de cette série, lors du 1er cycle au rapport flèche/hauteur imposé de 10 %. Cette défaillance du confinement entraîne une perte progressive de résistance axiale d'environ 100 kN. La rupture du poteau survient alors suite à la rupture brutale du confinement intervenant lors du cycle suivant. La perte de résistance axiale est rapide et atteint 200 kN (l'effort latéral repris n'est plus que de 500 kN)
Par ailleurs, la rupture en traction de 2 aciers longitudinaux est constatée.

Poteau PCL1

Un décollement des lamelles en partie courante (sous le confinement, Figure 3-35) est observé à partir des cycles présentant un rapport flèche/hauteur imposé de 1 %. La rupture du confinement s'initie ensuite sur l'angle supérieur Ouest de la section lors du 1er cycle au rapport flèche/hauteur de 6 %, puis une nouvelle rupture en traction du confinement survient à l'angle supérieur coté Est de la section lors du 2ème cycle au rapport flèche/hauteur de 8 %.
La ruine du corps d'épreuve est occasionnée par plusieurs ruptures en traction successives des aciers longitudinaux lors des cycles aux rapports flèche/hauteur imposés de 8 et 10 %. On constate à la fin de l'essai que tous les aciers longitudinaux sont rompus.

Figure 3-35 : État des lamelles à la fin de l'essai sur PCL1.

Poteau PCL2

Le décollement des lamelles en partie courante débute à partir des cycles présentant un rapport flèche/hauteur de 1 %, puis le phénomène devient plus important et s'accompagne de ruptures locales du confinement (sur les faces supérieure et inférieure) pour un rapport flèche/hauteur imposé de 6 %. Le confinement est alors largement « déchiré » coté Est, tout d'abord à l'angle inférieur puis à l'angle supérieur, pour un rapport flèche/hauteur de 10 %.

La ruine du corps d'épreuve est également occasionnée par plusieurs ruptures successives en traction des aciers longitudinaux lors des cycles aux rapports flèche/hauteur imposés de 8 et 10 %. On constate à la fin de l'essai que tous les aciers longitudinaux sont rompus.

Poteau PCLA1

Les lamelles se décollent en partie courante lors des cycles menés au rapport flèche/hauteur imposé de 2 %, cependant aucune rupture du confinement n'est observée.

La ruine du corps d'épreuve est occasionnée par plusieurs ruptures successives des aciers longitudinaux en traction lors des cycles aux rapports flèche/hauteur imposés de 8, 10 et 11 %. On constate à la fin de l'essai que tous les aciers longitudinaux sont rompus.

De plus, à la fin de l'essai, il est possible de constater que tous les ancrages des renforts longitudinaux en composite sont sectionnés à la jonction partie courante/cylindre d'ancrage. Le faciès de rupture (broyage de la matrice laissant les fibres libres) semble indiquer une rupture par écrasement (Figure 3 -36).

Figure 3-36 : Fibres libres suite à l'écrasement des ancrages – autopsie de PCLA1.

Poteau PCLA2

Les lamelles se décollent en partie courante lors des cycles menés pour un rapport flèche/hauteur imposé de 2 %, de la même façon que lors de l'essai sur PCLA1. Cependant, cette fois le confinement présente une zone de rupture en traction à l'angle supérieur coté est de la section (lors du 1er cycle au rapport flèche/hauteur de 6 %).

Plusieurs ruptures en traction successives des aciers longitudinaux surviennent lors des cycles menés à rapport flèche/hauteur imposés de 8 et 10 %. On observe à la fin de l'essai que tous les aciers longitudinaux sont rompus.

Outre ces dégradations, la ruine du corps d'épreuve est occasionnée par la rupture en compression du béton à la fin du 1er cycle mené pour un rapport flèche/hauteur imposé de 10 %.

A la fin de l'essai, il est possible de constater que tous les ancrages composites sont sectionnés à la jonction partie courante/cylindre d'ancrage. Comme précédemment, le faciès de rupture (broyage de la matrice laissant les fibres libres) semble indiquer une rupture par écrasement.

Figure 3-37 : Fin de l'essai sur PCLA2, les ancrages composites sont écrasés.

Les principaux résultats expérimentaux sont résumés dans le Tableau 3-6.

Pour l'exploitation des résultats, on respectera la convention de signe suivante :
- signe négatif (en effort et en déplacement) : le vérin pousse la tête du poteau vers le bas
- signe positif (en effort et en déplacement) : le vérin tire la tête du poteau vers le haut.

Tableau 3-6 : Principaux résultats expérimentaux observés

Corps d'épreuve	Renfort	Observations
PRef1	-	- Efforts maximaux repris : **57,2 kN** et **-42,7** kN - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **6 %**
PRef2	-	- Efforts maximaux repris : **54,7 kN** et **-41,8 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **6 %**
PC1	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau*	- Efforts maximaux repris : **54,6 kN** et **–46,0 kN** Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **10 %**
PC2	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau*	- Efforts maximaux repris : **54,7 kN** et **-42,8 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **10 %**
PC1_HA8	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau*	- Efforts maximaux repris : **56,1 kN** et **–34,0 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **8 %**
PC2_HA8	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau*	- Efforts maximaux repris : **51,3 kN** et **-40,6 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **10 %**
PCL1	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau* + *Lamelles PRFC (renfort à la flexion)*	- Efforts maximaux repris : **54,1 kN** et **-43,8 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **10 %**
PCL2	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau* + *Lamelles PRFC (renfort à la flexion)*	- Efforts maximaux repris : **57,1 kN** et **-45,3 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **10 %**
PCLA1	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau* + *Lamelles PRFC ancrées (renfort à la flexion)*	- Efforts maximaux repris : **60,8 kN** et **-59,8 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **11 %**
PCLA2	*1 couche de TFC assurant le confinement sur toute la hauteur du poteau* + *Lamelles PRFC ancrées (renfort à la flexion)*	- Efforts maximaux repris : **59,8 kN** et **-59,3 kN** - Dernier rapport flèche / hauteur appliqué : **11 %**

Le vaste stock de mesures collectées lors des essais (environ 8 000 000 de données) constitue une importante base de données destinée à caractériser de manière exhaustive et dans le détail l'ensemble du comportement structurel des corps d'épreuve testés. Notamment, ces multiples données permettront un calage rigoureux de modèles aux éléments finis cherchant à reproduire les essais, par exemple lors d'approches basées sur des méthodes inverses (ce type de travaux n'est pas abordé dans ce document). Toutes les données ont été prises en compte et sont fournies dans le cadre des rendus ANR du projet INPERMISE (*[Sadone et Quiertant, 2011]*) ; néanmoins, nous nous contenterons par la suite de ne décrire que certaines de ces mesures, sélectionnées pour leur représentativité vis-à-vis du phénomène étudié.

3.3.2.2 Fonctionnement du confinement

Les déformations enregistrées par les différentes jauges collées sur l'enveloppe composite de confinement ont tout d'abord permis d'identifier précisément l'instant de sa rupture, du moins lorsque celle-ci a effectivement eu lieu. Ainsi, en prenant l'exemple du corps d'épreuve PCL2 (Figure 3-38), on constate que lorsque la sollicitation coïncide avec l'amplitude maximale du 2ème cycle de rapport flèche/hauteur imposé à 10 %, la jauge_ext_1 (Figure 3-28) enregistre une chute brutale des déformations, confirmant ainsi la rupture du confinement. A cet instant précis, la jauge_ext_3, placée 50 mm plus haut, enregistre une augmentation soudaine des déformations, les efforts repris par le confinement se reportant plus haut, sur la partie encore résistante de l'enveloppe de confinement.

Une exploitation des mesures des jauges collées sur composite, similaire à celle menée précédemment pour l'essai PCL2, permet de confirmer les observations reportées en début de chapitre concernant l'instant de rupture du confinement des divers corps d'épreuve. Cette exploitation n'apportant donc pas d'information complémentaire, elle n'est pas détaillée dans la suite de ce document.

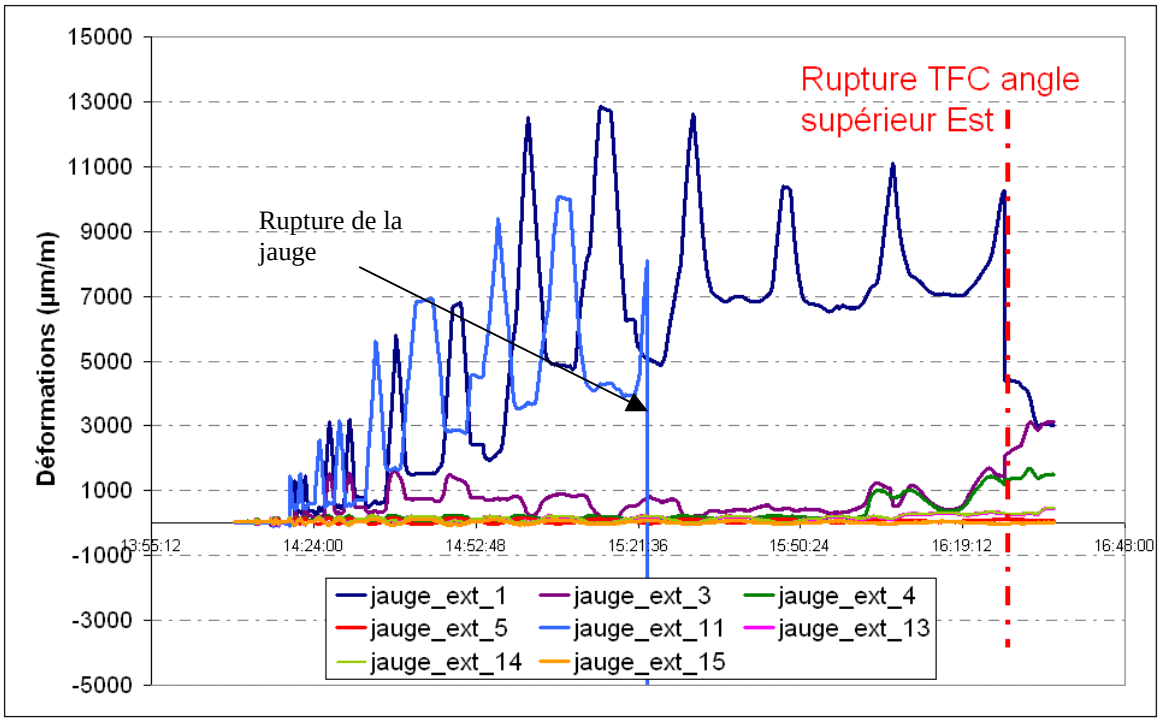


Figure 3-38 : Évolution des déformations mesurées par les jauges collées sur le TFC (sens des fibres) pour PCL2.

D'autre part, la fiche technique du TFC indique que la déformation ultime théorique du composite est de 10 000 µm/m (Tableau 3-4). Des déformations supérieures à cette valeur théorique ont néanmoins été enregistrées durant les essais, notamment pour les essais renforcés par lamelles et

confinés. A titre d'exemple, la jauge_ext_1 enregistre 12 800 µm/m pour PCL2 (voir Figure 3-38). En revanche, les poteaux uniquement confinés présentent des déformations du composite proches de la déformation ultime théorique. Ce résultat contredit quelque peu les observations de plusieurs auteurs (notamment *[Teng et Lam, 2004]*) qui ont montré que, de manière générale, la déformation du composite lorsqu'il est appliqué sur une structure est inférieure à la déformation mesurée sur un coupon de composite en traction.

Néanmoins, il semblerait donc que le tissu de confinement se comporte différemment et se déforme davantage lorsqu'il est appliqué sur les plats pultrudés que lorsqu'il est appliqué sur le béton.

D'une manière générale, les déformations de traction enregistrées sur le composite de confinement sont un peu plus importantes en face inférieure qu'en face supérieure, comme illustré sur la Figure 3-39, où notamment les jauges ext_11 et ext_13 (voir Figure 3-28) enregistrent plus de déformations que, respectivement, les jauges ext_1 et ext_3. Ceci, sans l'expliquer complètement, pourrait être dû à une déformation de fluage, induite par la position horizontale prolongée du poteau.

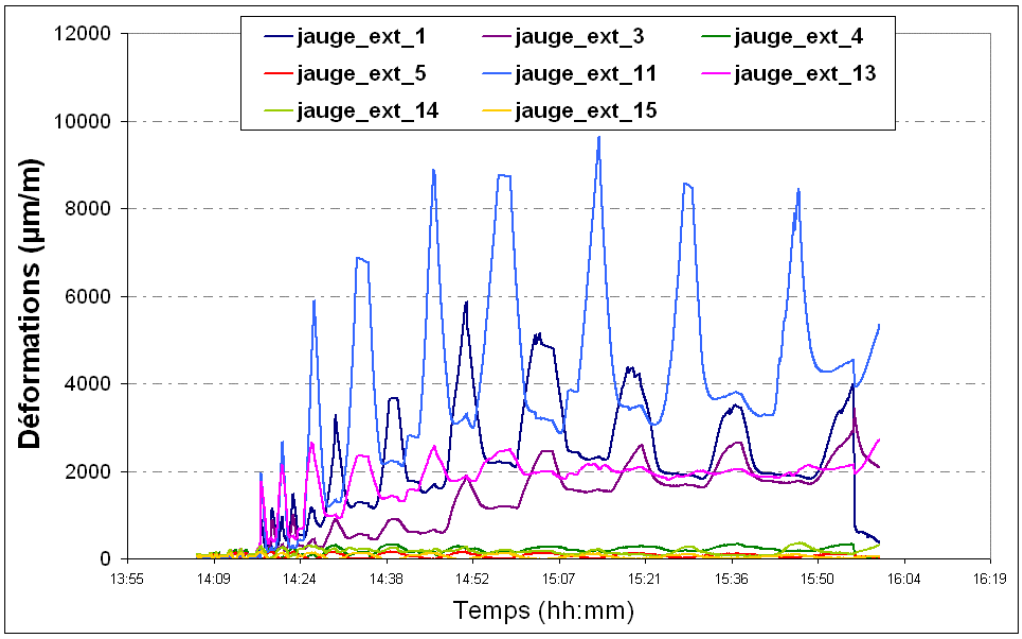


Figure 3-39 : Évolution des déformations mesurées par les jauges collées sur le TFC (sens des fibres) pour PCLA2.

Enfin, la Figure 3-39 indique que le composite de confinement est très peu sollicité en dehors de la rotule. En effet, la jauge_ext_4 (située à 250 mm de la jonction du poteau avec la semelle - Figure 3-28) enregistre très peu de déformations (moins de 500 µm/m) pendant la majeure partie de l'essai. La jauge située à un peu plus du tiers de la hauteur de la partie courante du poteau n'enregistre quasiment aucune déformation. Le confinement du poteau sur toute sa longueur ne semble donc pas nécessaire.

3.3.2.3 Fonctionnement des armatures internes

Les données issues de jauges de déformations collées sur les aciers nous permettent d'analyser le comportement des armatures internes des différents corps d'épreuve. Il est ainsi possible de constater (Figure 3-40), en comparant les déformations sur un cadre situé dans la zone de rotule plastique, que les déformations enregistrées sur un tel cadre (jauge_int_3, voir Figure 3-27) sont moins importantes, pour un même taux d'effort, dans le cas d'un poteau confiné, que pour un poteau non confiné. Dans la zone de rotule plastique, le confinement permet bien de reprendre une partie de l'effort qui serait sans celui-ci imposé aux cadres d'armatures.

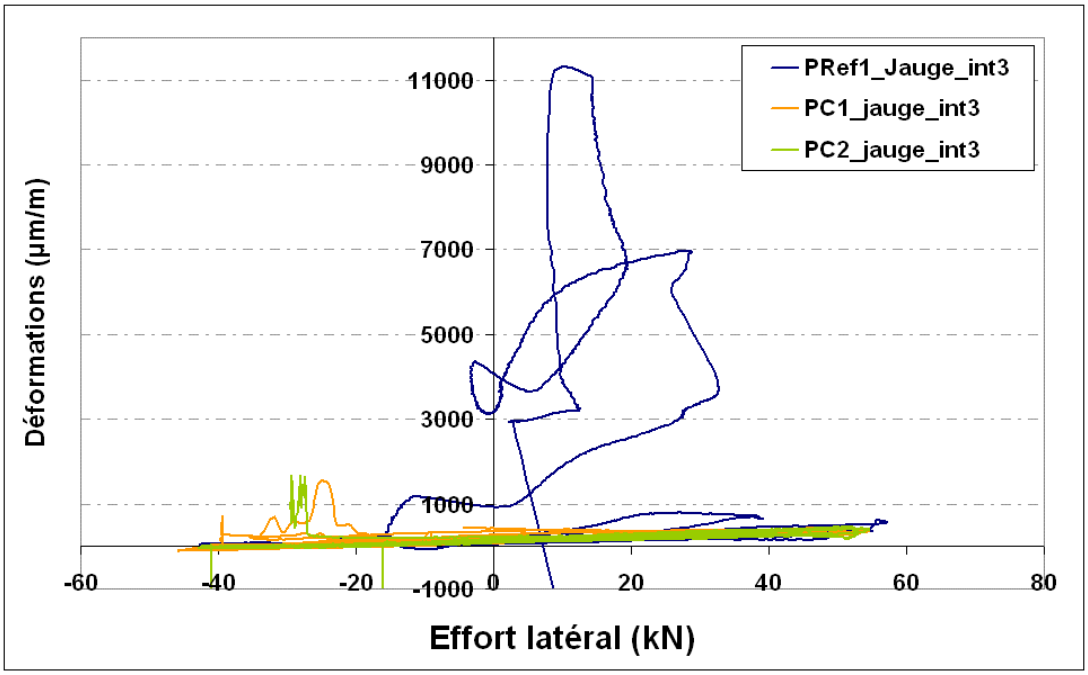
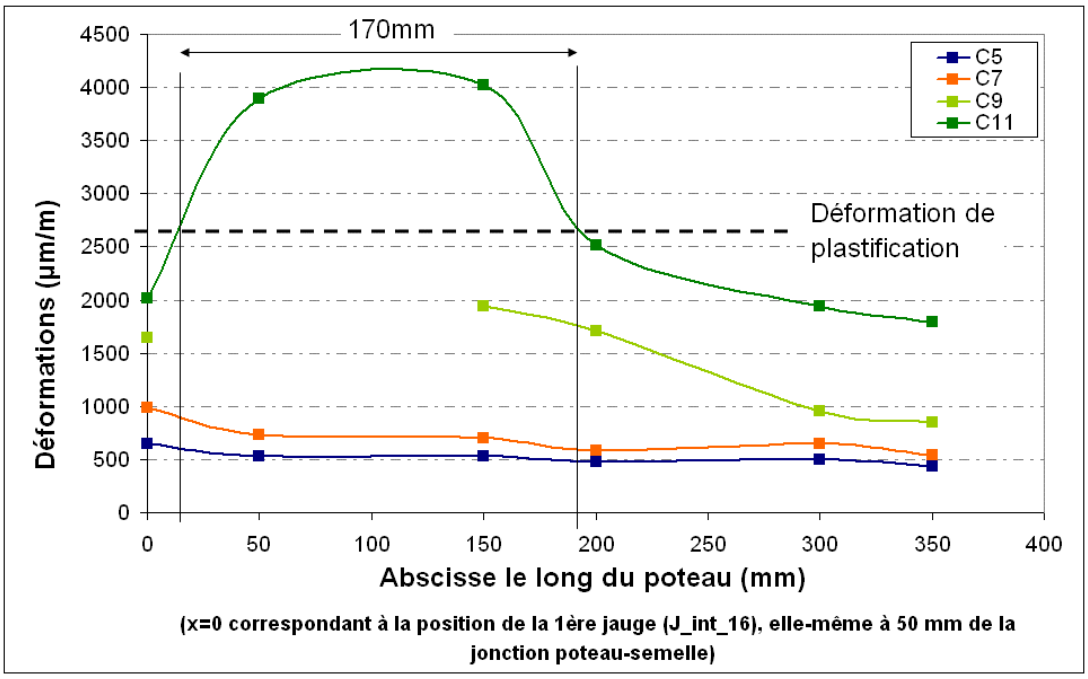


Figure 3-40 : Déformations enregistrées sur un cadre de confinement en zone de rotule plastique.

Les données fournies par les jauges collées sur les aciers longitudinaux permettent également dans certains cas (toutes les données ne sont pas exploitables) d'évaluer la longueur de la zone de rotule plastique, à partir du profil de déformation le long des aciers. L'évolution du profil de déformation des jauges dans la zone de rotule plastique pour PRef1, par exemple, nous indique (Figure 3-41) que pour des niveaux de déplacement élevés, la zone de rotule peut être évaluée à environ 170 mm.



(donnée manquante à 50 mm pour J_int_15 lors du cycle C9)

Figure 3-41 : Évaluation de la longueur de la zone de rotule plastique pour PRef1 (pour un effort de 30 kN).

Par ailleurs, la plastification des aciers est globalement atteinte lors du 7ème cycle (ratio 2 %) pour tous les corps d'épreuve, et pour un effort proche de 50 kN pour les cycles vers le haut, et de -40 kN pour les cycles vers le bas, comme l'attestent les Figure 3-42 et Figure 3-43 (pour PC1, les jauges internes supérieures enregistrent la déformation de plastification des aciers lors du 9ème cycle (4 %), mais pour un effort similaire).

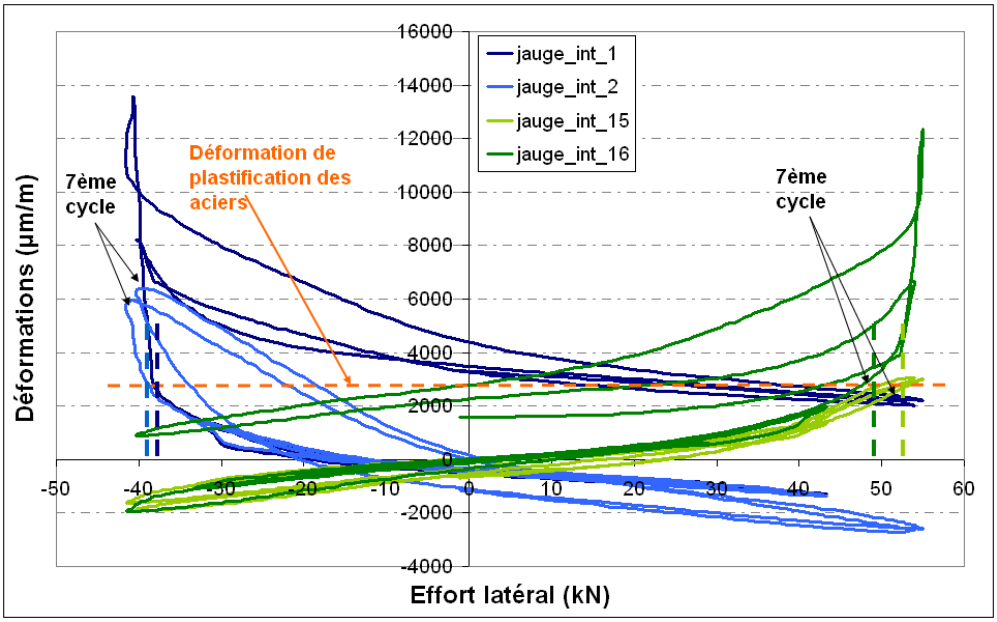


Figure 3-42 : Identification de l'instant de plastification des aciers longitudinaux – essai sur Pref1.

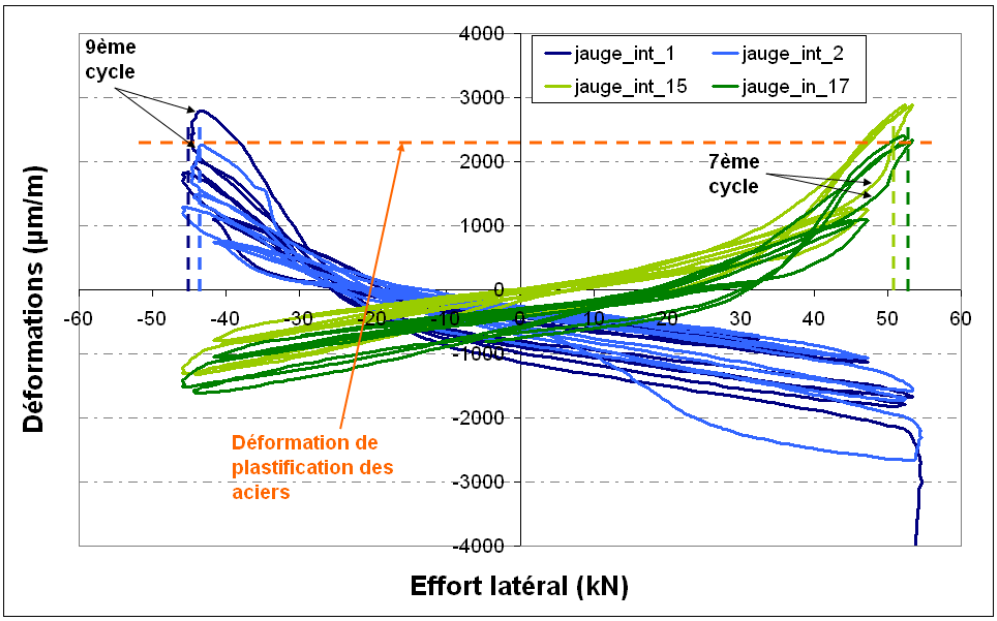


Figure 3-43 : Identification de l'instant de plastification des aciers longitudinaux – essai sur PC1.

3.3.3 Analyse des courbes de capacité

Il est possible dans un premier temps d'évaluer la répétabilité des essais, pour une même configuration. Ainsi sur les Figure 3-44 à Figure 3-48 sont comparées les réponses cycliques effort-déplacement ainsi que les courbes enveloppes pour les deux corps d'épreuve de chaque configuration. Les résultats expérimentaux (Tableau 3-7) démontrent une répétabilité jugée satisfaisante des résultats, les faibles disparités observées pouvant s'expliquer par les différentes résistances en

compression du béton constatées lors de la caractérisation du matériau de chaque corps d'épreuve.

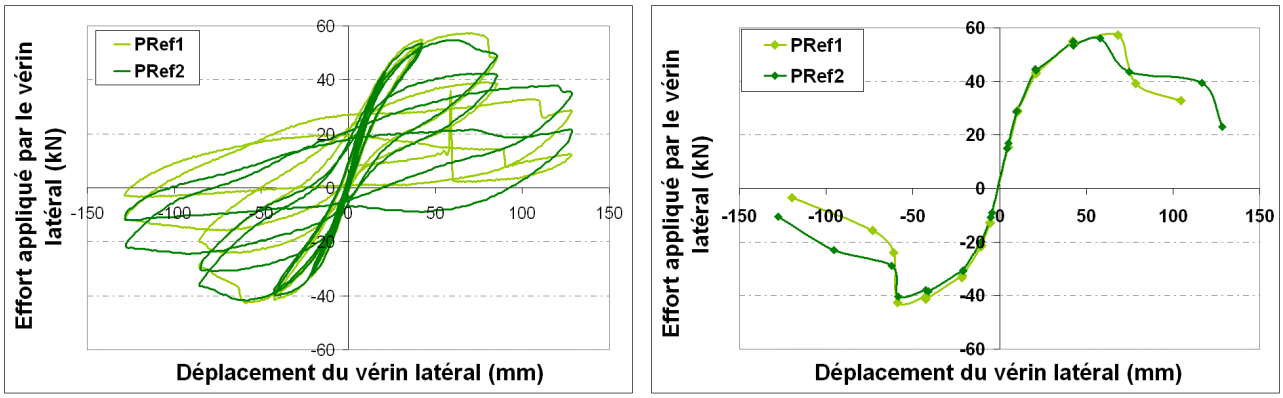


Figure 3-44 : Courbe effort-déplacement et courbe enveloppe des poteaux non renforcés.

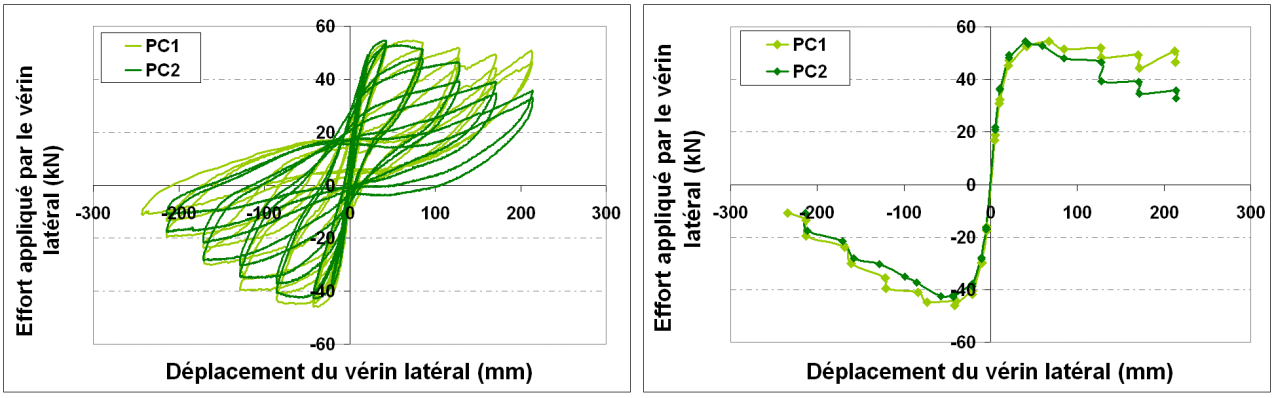


Figure 3-45 : Courbe effort-déplacement et courbe enveloppe des poteaux confinés.

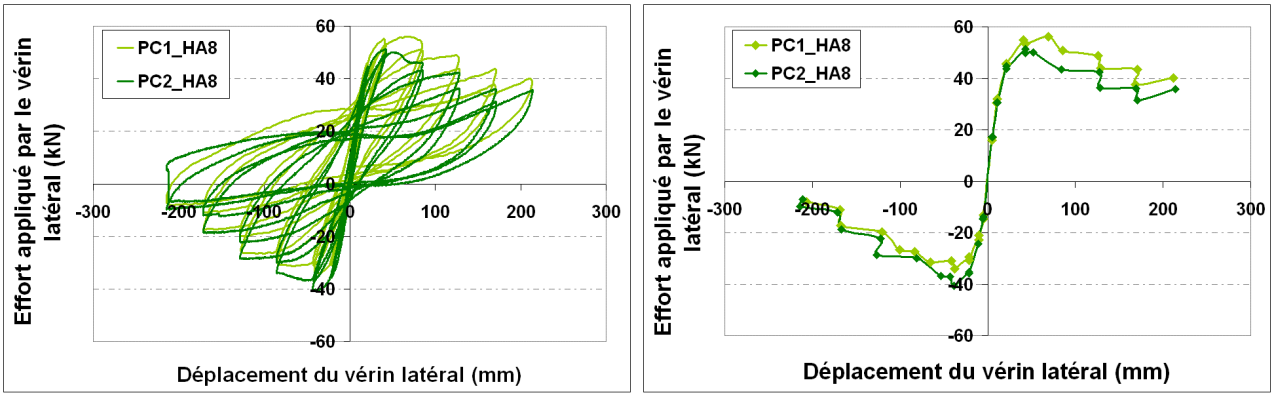


Figure 3-46 : Courbe effort-déplacement et courbe enveloppe des poteaux confinés (cadres HA8).

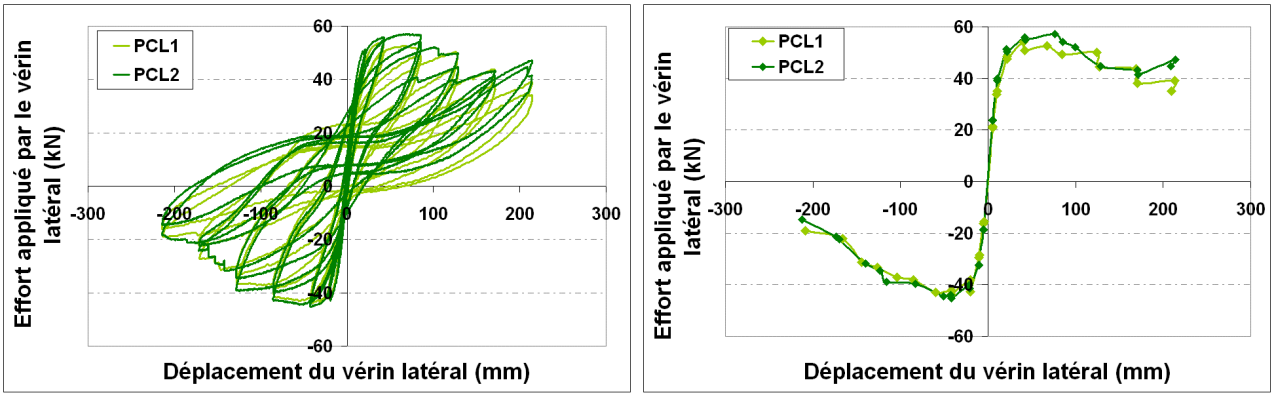


Figure 3-47 : Courbe effort-déplacement et courbe enveloppe des poteaux confinés avec lamelles simples.

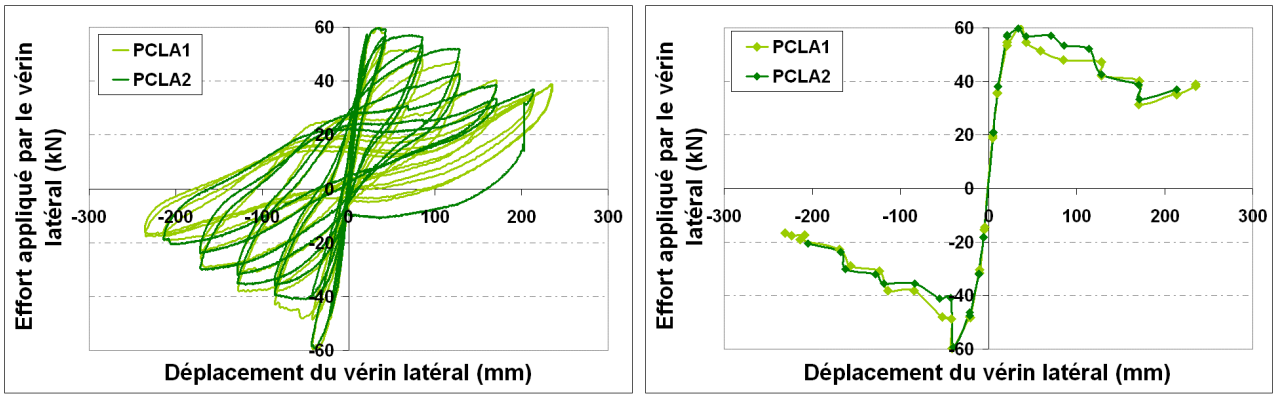


Figure 3-48 : Courbe effort-déplacement et courbe enveloppe des poteaux confinés avec lamelles ancrées.

Tableau 3-7 : Principaux résultats expérimentaux obtenus pour les différents essais

Corps d'épreuve	Effort latéral maximal	Moyenne et écart-type des efforts latéraux maximaux	Déplacement du vérin latéral correspondant à l'effort maximal	Moyenne et écart-type des déplacements correspondant à l'effort maximal
PRef1	57,2 kN	56 kN (ξ=1,25) -42,2 kN (ξ=0,45)	70,0 mm	64,0 mm (ξ=6) -58,6 mm (ξ=0,1)
	-42,7 kN		-58,7 mm	
PRef2	54,7 kN		58,0 mm	
	-41,8 kN		-58,5 mm	
PC1	54,6 kN	54,6 kN (ξ=0,05) -44,4 kN (ξ=1,6)	74,7 mm	57,8 mm (ξ=16,8) -42,1 mm (ξ=0,6)
	-46,0 kN		-41,5 mm	
PC2	54,7 kN		41,0 mm	
	-42,8 kN		-42,7 mm	
PC1_HA8	56,1 kN	53,7 kN (ξ=2,4) -37,3 kN (ξ=3,3)	68,8 mm	55,8 mm (ξ=13) -39,5 mm (ξ=1,45)
	-34,0 kN		-41,0 mm	
PC2_HA8	51,3 kN		42,8 mm	
	-40,6 kN		-38,1 mm	
PCL1	54,1 kN	55,6 kN (ξ=1,5) -44,5 kN (ξ=0,75)	40,6 mm	58,3 mm (ξ=17,7) -41,7 mm (ξ=0,25)
	-43,8 kN		-41,5 mm	
PCL2	57,1 kN		76,1 mm	
	-45,3 kN		-42,0 mm	
PCLA1	60,8 kN	60,3 kN (ξ=0,5) -59,5 kN (ξ=0,25)	36,5 mm	35,2 mm (ξ=1,3) -40,5 mm (ξ=0,8)
	-59,8 kN		-41,4 mm	
PCLA2	59,8 kN		33,9 mm	
	-59,3 kN		-39,7 mm	

La répétabilité constatée des essais menés sur chaque configuration de renforcement rend pertinente la démarche de comparaison des différentes configurations entre elles. Une telle analyse est menée par la suite.

Tout d'abord, si l'on compare les configurations PC et PC_HA8 (Figure 3-49), on constate que la différence du taux de confinement interne (cadres HA6 pour PC et cadres HA8 pour PC_HA8) n'exerce pas d'influence sensible sur le comportement des corps d'épreuve. Pour rendre compte expérimentalement de l'influence du confinement interne sur le comportement de poteaux renforcés par composites collés, il aurait à l'évidence été nécessaire de se doter d'une configuration plus largement différente de la configuration de référence comprenant les cadres HA6, par exemple en

augmentant non seulement le diamètre des cadres d'armature mais aussi leur nombre.

Pour la suite de l'analyse des résultats expérimentaux, et notamment pour évaluer le rôle des renforts à la flexion, nous nous reporterons systématiquement à la configuration PC.

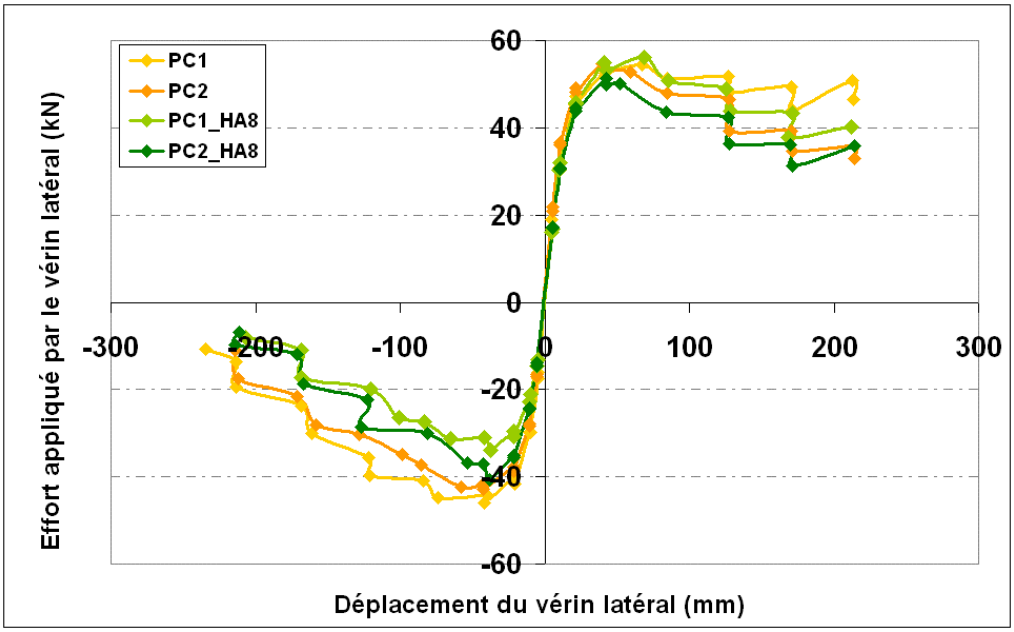


Figure 3-49 : Confrontation des courbes enveloppes obtenues pour différents taux de confinement interne.

Les graphiques de la Figure 3-50 et Figure 3-51 nous permettent de comparer les réponses des corps d'épreuve PRef2, PC2, PCL2 et PCLA2 (les bétons constitutifs de ces poteaux présentant des résistances en compression du béton assez proches, voir Tableau 3-2).

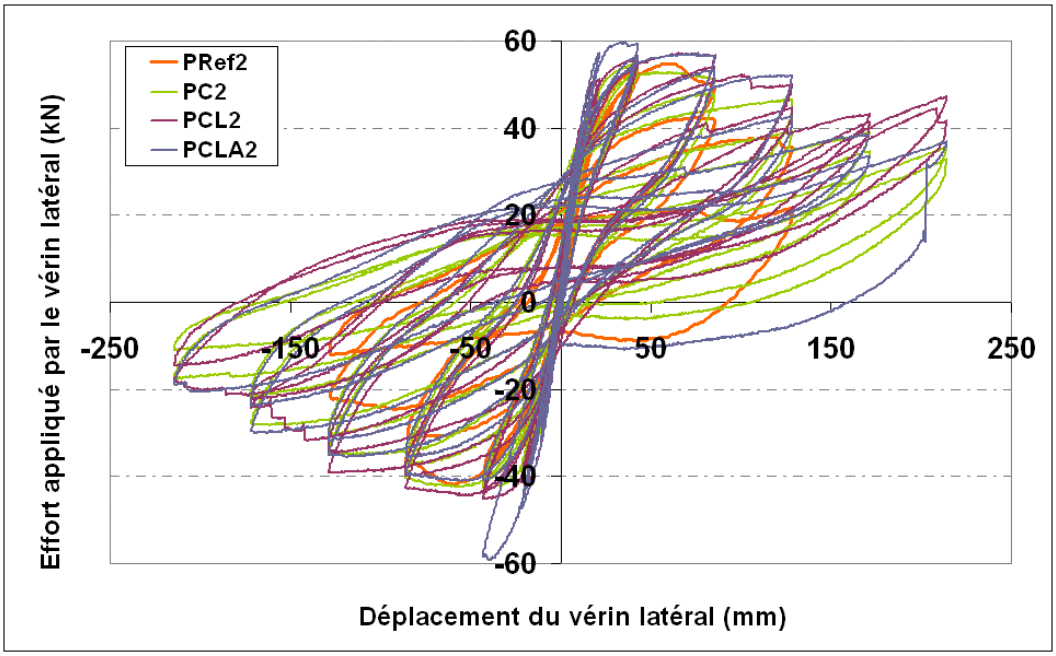


Figure 3-50 : Comparaison des cycles obtenus pour différentes configurations de renforcement.

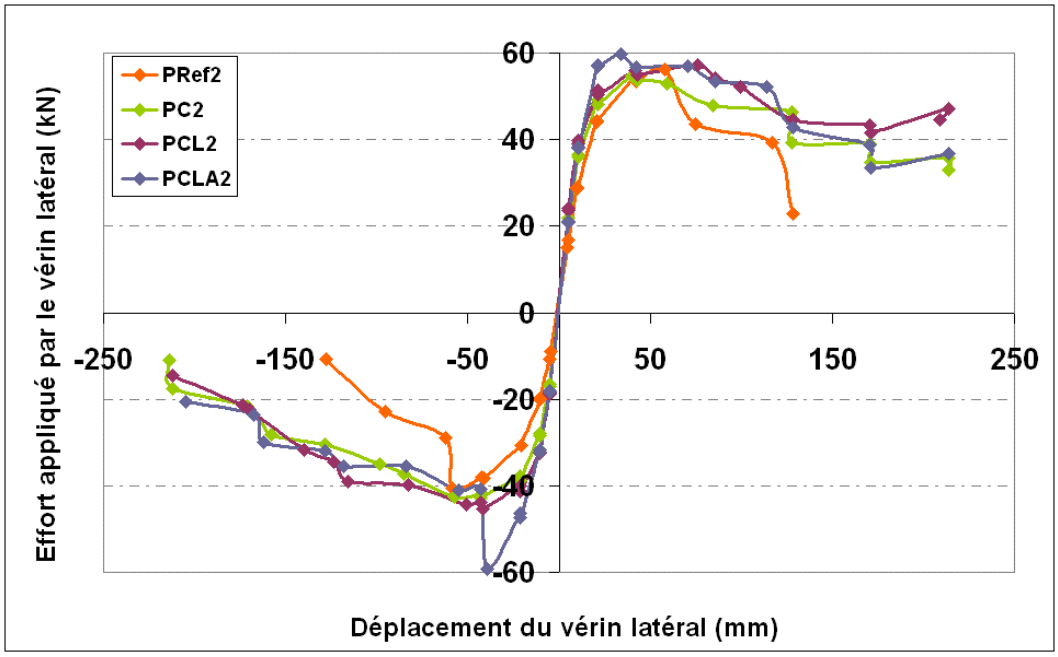


Figure 3-51 : Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour différentes configurations de renforcement.

Les résultats expérimentaux obtenus sur les différentes configurations de renforts externes nous permettent d'accéder à différentes informations, concernant la résistance à l'effort latéral et la ductilité de comportement des corps d'épreuve, mais aussi concernant leur comportement mécanique avant rupture.

3.3.3.1 Résistance à l'effort latéral :

- La charge latérale maximale reprise par le corps d'épreuve de référence (Pref2), est globalement identique à celle reprise par les poteaux PC2 et PCL2, comme indiqué dans le Tableau 3 -6 et sur la Figure 3-51. Si le confinement par composite collé a bien souvent démontré de remarquables performances en terme d'augmentation de la capacité portante des poteaux, et cela même dans le cas de la flexion composée (*[Iacobucci et al., 2003], [Roy et al., 2009], [Hadi, 2007], [Quiertant et Toutlemonde, 2005]*), les résultats des essais présentés Figure 3-51 indiquent que les configurations de renfort testées sur PC2 et PCL2 (respectivement confinement et confinement couplé aux lamelles simples) ne permettent pas de reprendre un effort latéral plus important, cela même lorsque le confinement est accompagné d'un renfort à la flexion. Ces essais apportent donc deux informations essentielles. Tout d'abord, comme nous venons de le souligner, il apparaît que les deux configurations de renfort mises en œuvre sur PC2 et PCL2 n'apportent pas de résistance supplémentaire vis-à-vis de l'effort latéral. Mais, si on peut s'attendre à ce que le confinement apporte une augmentation de la capacité portante (reprise d'un effort axial supérieur), le renfort à la flexion non ancré semble inopérant concernant la reprise d'un effort axial supérieur.

- La configuration de renforcement combinant le confinement et le renfort à la flexion par lamelles ancrées procure par contre, au poteau ainsi renforcé, une nette augmentation de l'effort latéral maximal repris (+37 % par rapport à l'effort repris par le poteau PCL2, voir Figure 3-51 et Figure 3-52). Cependant, une fois cet effort maximal atteint lors de la première sollicitation vers le bas au rapport flèche/hauteur de 2%, les cycles alternés entraînent une rapide rupture des ancrages par écrasement, précédée d'un flambement. La rupture des ancrages rend alors ceux-ci inopérants et le comportement du poteau PCLA2 devient similaire à celui du poteau simplement confiné ou à celui du poteau confiné avec lamelles simples. Ce phénomène est clairement identifiable sur la Figure 3-51 sur laquelle, une fois le pic en effort atteint, la courbe enveloppe de PCLA2 se confond avec les courbes enveloppes de PC2 et PCL2. La cause de défaillance des ancrages identifiée (écrasement lors de

cycles alternés) laisse par contre imaginer qu'ils pourraient jouer un rôle efficace dans le cas d'une sollicitation monotone croissante de flexion composée.

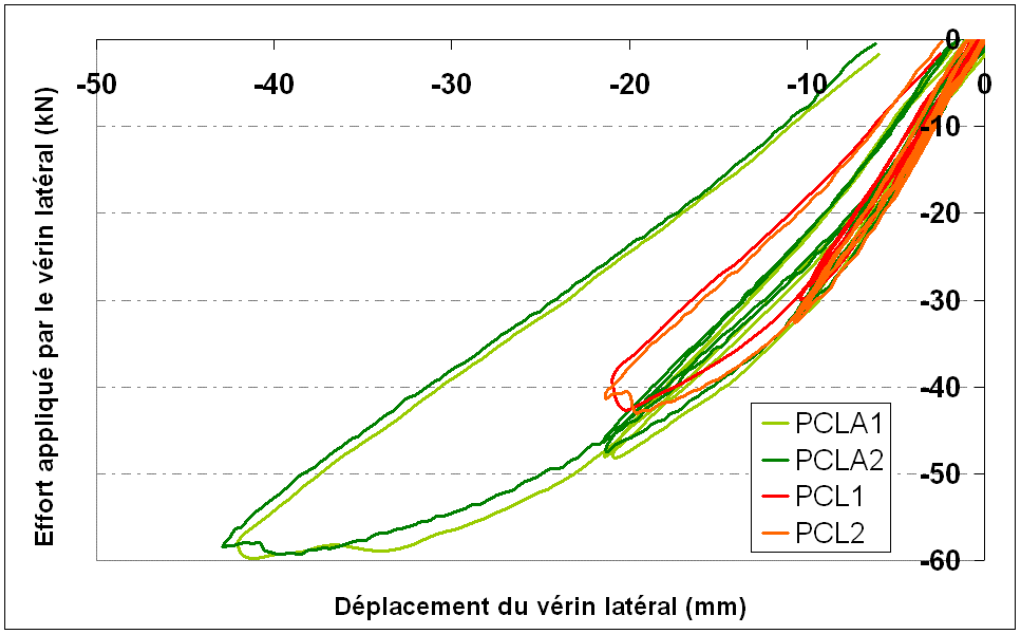


Figure 3-52 : Comparaison des cycles vers le bas entre les séries PCL et PCLA (jusqu'aux cycles d'effort max).

3.3.3.2 Ductilité de comportement :

La rupture des corps d'épreuve renforcés par composites collés, quelle que soit la configuration de renforcement considérée, survient pour un déplacement latéral nettement plus important que celui des poteaux de référence (approximativement +67 %). Les résultats expérimentaux sont similaires pour toutes les configurations de renforcement, démontrant ainsi que le confinement est le système de renfort prépondérant dans les configurations testées. En effet, le chemisage en matériaux composites confine le béton comprimé, notamment à la rotule plastique. Il y retarde l'endommagement et limite l'ouverture des fissures, aussi bien en partie tendue qu'en partie comprimée. Globalement, le confinement permet de retarder la rupture et d'accroître la capacité de déplacement latéral des poteaux, les rendant ainsi plus performants vis-à-vis de la sollicitation sismique. Cependant, comme il a été indiqué, les déplacements à la rupture mesurés pour les configurations de renforcement impliquant un confinement seul, un confinement couplé à des lamelles simples ou un confinement couplé à des lamelles ancrées sont identiques. Là encore, il apparaît donc que les renforts à la flexion ne jouent pas un rôle sensible.

Finalement, dans la configuration d'essai choisie, nous pouvons conclure que si, ni le confinement ni les renforts longitudinaux non ancrés, n'offrent de gain sensible concernant la résistance à l'effort latéral, le confinement joue tout de même un rôle significatif en développant la capacité des éléments ainsi renforcés à supporter des déplacements latéraux importants. Comme souligné dans le premier chapitre de ce manuscrit, cet aspect est essentiel vis-à-vis du comportement sismique. En revanche, le rôle des lamelles simples n'est pas significatif : couplées avec le confinement, elles n'apportent ni meilleure ductilité ni meilleure résistance à l'effort latéral par rapport aux éléments simplement confinés.

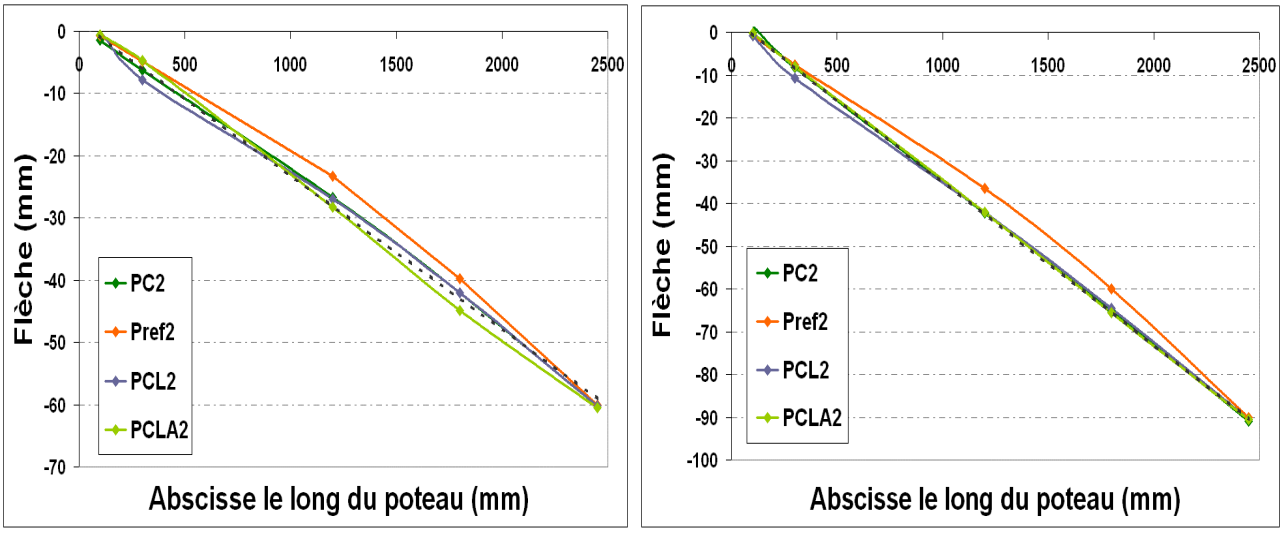
Les lamelles ancrées, lors d'essais d'amplitude alternée, ont démontré qu'elles n'offrent qu'une sécurité « fusible » en termes de reprise de l'effort latéral, c'est à dire qu'elles ne permettent de reprendre un excès d'effort latéral que si celui-ci survient avant écrasement des ancrages. Sous sollicitation croissante alternée, les lamelles ancrées ne permettent donc pas d'améliorer durablement

les performances de l'élément renforcé. Leur fonctionnement semble cependant prometteur vis-à-vis d'une sollicitation monotone croissante.

3.3.3.3 Comportement avant rupture

Lors des essais, il a été constaté que la formation d'une rotule plastique au droit de l'encastrement des poteaux renforcés modifie la réponse structurale des éléments testés. En effet, alors que les poteaux de référence démontrent un comportement de flexion de l'ensemble de la partie courante suivi de la formation d'une rotule plastique peu avant la rupture, le comportement des poteaux renforcés s'apparente assez rapidement à un mouvement de rotation autour de la rotule. Il semble de plus que la partie courante du poteau renforcé étant plus rigide, la rotule se forme plus tôt permettant ainsi au poteau d'atteindre le déplacement en tête imposé lors du chargement. Bien que formée plus tôt, la rotule se montre cependant particulièrement résistante du fait du confinement. Ce phénomène d'endommagement rapide de la zone d'encastrement correspond aux observations de Roy *et al.* (*[Roy et al., 2009]*).

Ce phénomène de rotation autour de la rotule située à la jonction pour les poteaux renforcés est mis en évidence sur la Figure 3-53 où il est possible de constater que les poteaux renforcés (PC2, PCL2 et PCLA2) démontrent une évolution quasi linéaire de la flèche le long du poteau, comme l'attestent les droites tracées en pointillés sur les graphiques de la Figure 3-53. En revanche, le poteau non renforcé PRef2 présente un comportement plus classique de flexion. On peut par ailleurs évaluer l'angle que forme, par rapport à l'horizontale, la tangente à la déformée du poteau. Les valeurs des angles sont calculées à partir de la mesure de flèche à l'abscisse 1200 mm. Elles sont reportées dans le Tableau 3-8 où il est possible de constater que l'angle à l'encastrement est systématiquement inférieur pour le poteau de référence, démontrant ainsi une rotation plus importante à la rotule des poteaux renforcés.



(a) **(b)**

(Droites en pointillés : extrapolations linéaires)

Figure 3-53 : Profils de déformations le long du poteau pour une flèche en tête de poteau de 60mm (a), et une flèche de 90mm (b).

Tableau 3-8 : Angle formé par une tangente au poteau et l'horizontale

	PRef2	PC2	PCL2	PCLA2
Angle (°) à 1200 mm, pour une flèche en tête de 60 mm	1,11	1,27 (+14 % par rapport à PRef2)	1,28 (+15 %)	1,35 (+21 %)
Angle (°) à 1200 mm pour une flèche en tête de 90 mm	1,74	2 (+15 %)	2 (+15 %)	2 (+15 %)

Notons enfin qu'il existe une dissymétrie de la réponse des corps d'épreuve entre les cycles vers le bas (effort négatif sur les figures) et les cycles vers le haut ; ceci peut en partie s'expliquer par des phénomènes de gravité (le poids propre du poteau comprime initialement la partie basse de sa section pour un effort nul du vérin, il en est de même pour le poids du casque permettant au vérin latéral d'appliquer les cycles) et en partie par le fait que l'on endommage toujours en premier lieu la partie tendue de la section la plus sollicitée du poteau (le 1er cycle de chaque nouveau niveau de déplacement s'effectue d'abord vers le bas).

3.3.4 Conception et essai d'une configuration de renfort révisée

3.3.4.1 Analyse de l'influence du système d'ancrage et conception d'une configuration de renfort révisée

Malgré le confinement réalisé par le chemisage en PRF, un décollement rapide des lamelles a été constaté lors des essais des corps d'épreuve PCL1 et PCL2. Une fois le renfort longitudinal désolidarisé de son support, la lamelle n'est plus efficace car l'effort de traction de la partie tendue du poteau ne lui est plus transmis. Les lamelles devenues inopérantes, le comportement des poteaux confinés et renforcés à la flexion devient similaire à celui des poteaux uniquement confinés.

Si l'on s'appuie sur les conclusions du Chapitre 2, l'ancrage des lamelles aurait dû permettre, une fois le décollement de la partie courante de la lamelle survenu à proximité de la jonction poteau/semelle, de continuer à solidariser la lamelle à la semelle et donc d'assurer sa participation au fonctionnement mécanique, c'est-à-dire en résistant à la flexion, offrant ainsi au corps d'épreuve plus de ductilité et de résistance à l'effort latéral.

Les essais réalisés sur les poteaux ont mis à jour un comportement des lamelles ancrées différent de celui identifié sur les prototypes testés sur les blocs d'ancrage. En effet, du fait de sollicitations cycliques alternées, l'assemblage lamelle ancrée/colle/béton n'est pas seulement sollicité en traction/cisaillement, mais également en compression/cisaillement. Des phénomènes de flambement et d'écrasement de la zone de regroupement des fibres, qui est le lieu de transmission de l'effort entre la partie courante de la lamelle et son cylindre d'ancrage (Figure 3-54), ont rapidement fragilisé cette zone jusqu'à provoquer sa rupture, empêchant ainsi la lamelle ancrée de travailler au maximum de ses capacités en traction.

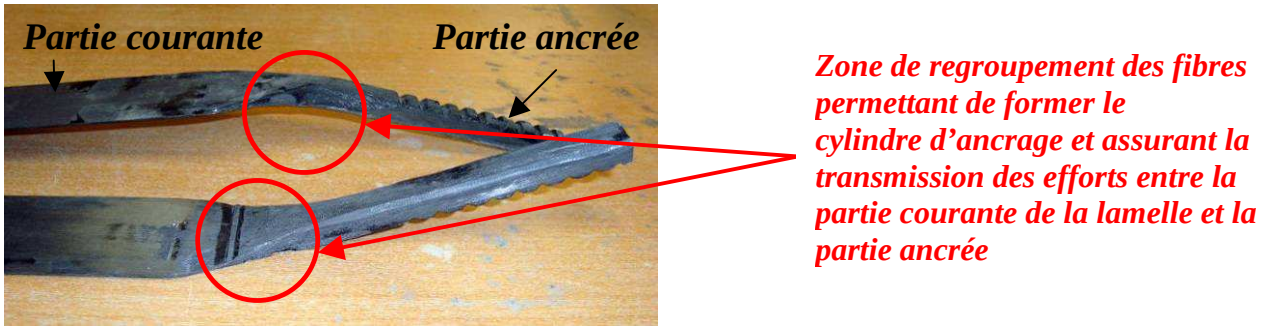


Figure 3-54 : Les différentes zones de la lamelle ancrée.

Ainsi, sur les graphiques effort-déplacement correspondant aux corps d'épreuve PCLA1 et PCLA2 (Figure 3-48 et Figure 3-51), il est possible d'observer que les efforts latéraux repris lors des cycles au rapport flèche/hauteur imposé de 2 % sont plus importants que ceux mesurés pour les autres corps d'épreuve. Ce phénomène dû au fonctionnement effectif des ancrages permet donc de reprendre un effort plus important. Ensuite, comme indiqué dans la section précédente, la lamelle ancrée est écrasée lors des cycles alternés et le comportement du poteau combinant confinement et lamelles ancrées devient similaire à celui d'un poteau confiné et renforcé par lamelles simples, lui-même identique au cas d'un poteau uniquement confiné.

La Figure 3-55, représentant la jonction semelle/poteau du corps d'épreuve PCLA1 à la fin de l'essai, et après désolidarisation de la partie courante du poteau pour autopsie, illustre bien ce phénomène de rupture par compression dans la zone de transmission des efforts vers l'ancrage. Le faciès de rupture (broyage de la matrice laissant les fibres libres) confirme la rupture par écrasement (Figure 3-36).

Figure 3-55 : Rupture des lamelles ancrées au niveau de la zone de transmission des efforts entre la partie courante et la lamelle ancrée.

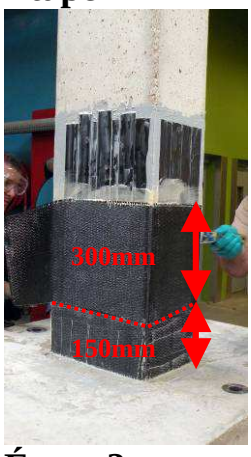
Les résultats des essais menés sur les poteaux renforcés ont démontré :

- que le confinement de la rotule est un moyen efficace de retarder la rupture de celle-ci,
- que les renforts à la flexion ne sont actifs que s'ils sont ancrés,
- que les renforts externes, rigidifiant la partie courante du poteau, en limitent la flexion et provoquent ainsi la formation précoce d'une rotule plastique.

Ces constatations expérimentales nous ont ainsi amenés à concevoir une configuration de renforcement permettant de confiner davantage la jonction, afin de limiter le phénomène de flambement des lamelles ancrées, et de déplacer la rotule plastique, afin d'éviter une concentration des efforts à la jonction. Il est en effet nécessaire d'être en mesure de pouvoir déterminer le lieu d'occurrence de la rotule plastique, car en conception parasismique, l'enjeu consiste à prédéterminer des zones fusibles (rotules plastiques) qui doivent être judicieusement placées par rapport au mécanisme de redistribution globale des descentes de charges pour le fonctionnement de la structure porteuse. Un dernier essai a donc été réalisé avec la configuration détaillée sur la Figure 3-56, mise en œuvre sur le corps d'épreuve $PCLA_{partiel}$ (la partie courante n'étant que partiellement renforcée). Cette configuration, qui ne se veut pas optimisée mais juste révisée en fonction des précédents résultats d'essai, a pour objectif d'exploiter dans un but exploratoire les diverses constatations expérimentales énoncées précédemment.

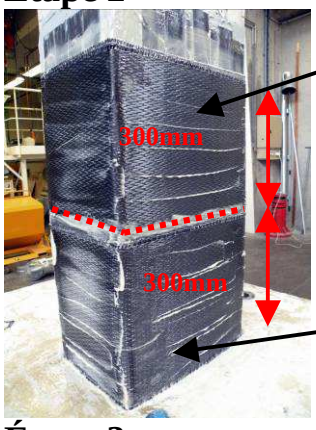
Lamelles ancrées avec une partie courante collée de hauteur 700 mm (même configuration d'ancrage que pour PCLA : pas d'ancrages sur les faces latérales, et 3 ancrages sur les faces supérieure et inférieure – voir Figure 3-13*)*

Étape 1



1 couche de confinement par TFC sur une hauteur de 450 mm (une bande de largeur 150 mm en pied, puis une bande de largeur 300 mm)

Étape 2



1 couche de confinement par TFC, sur une hauteur de 300 mm

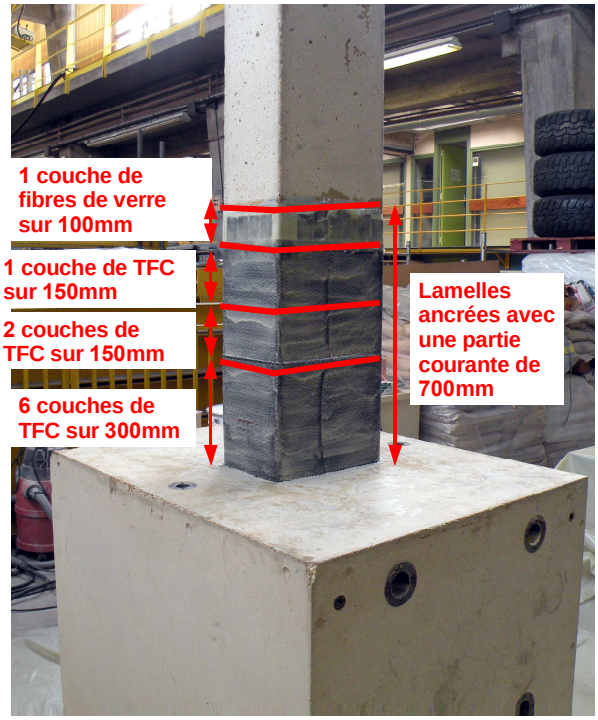
5 couches de confinement par TFC, sur une hauteur de 300 mm

Étape 3

1 couche de confinement par tissu de fibres de verre, sur une hauteur de 100 mm

Étape 4

=



Configuration de renforcement du poteau PCLA_partiel

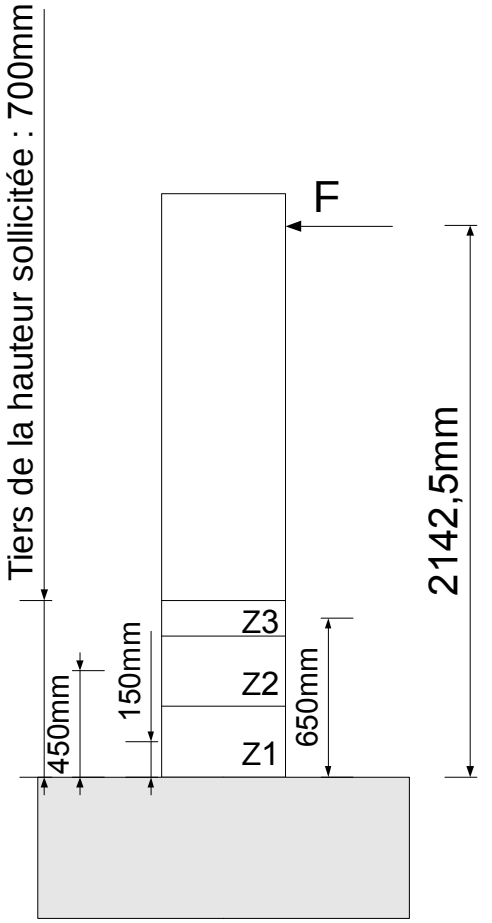
Figure 3-56 : Étapes de mise en œuvre du renforcement du poteau PCLA_partiel

Le nombre de couches de TFC dans chaque zone a été déterminé en fonction de la résistance à la compression du béton confiné et du moment sollicitant, ces deux grandeurs étant calculées au centre de chaque zone. Ainsi, l'augmentation du moment sollicitant à l'approche de la jonction se veut compensée par un nombre croissant de couches de confinement. On espère ainsi retarder le moment d'apparition d'une rotule plastique, du fait d'une flexion effective de la partie non renforcée et éventuellement de la partie peu renforcée ; confinée de manière efficace la rotule finira par se créer tardivement alors que l'endommagement sera réparti sur l'ensemble de la longueur du poteau.

Le calcul du moment de flexion pris en compte pour chaque zone est résumé sur la Figure 3 -57. La résistance du béton confiné (f'_{ccd}) est évaluée en fonction du nombre de couches de confinement (n_p), suivant les règles de calcul de l'AFGC ([AFGC, 2011]).

La formule fournie par l'AFGC : $f'_{ccd} = f_{cd} + \psi_f \cdot k_1 \cdot k_c \cdot k_h \cdot f_{p,u,d}$ (et détaillée dans le Chapitre 1) peut alors se simplifier, en fonction des caractéristiques du TFC, suivant :

$$f'_{ccd} = f_{cd} + 2{,}306\ n_p\ .$$



Moment sollicitant au centre de la zone 1 :
$M1 = F\ (2142{,}5 - 150) = 1992{,}5\ F$

Moment sollicitant au centre de la zone 2 :
$M2 = F\ (2142{,}5 - 450) = 1692{,}5\ F$

Moment sollicitant au centre de la zone 3 :
$M3 = F\ (2142{,}5 - 650) = 1492{,}5\ F$

Soit $M3 = 0{,}88\ M2$ et $M1 = 1{,}177\ M2$

Figure 3-57 : Calcul des moments sollicitant en différentes zones du poteau.

La conception de la configuration de renforcement repose sur l'idée de renforcer le poteau sur le tiers de sa hauteur sollicitée avec des lamelles ancrées dans la semelle, puis de confiner les zones Z1, Z2 et Z3 de façon dégressive au fur et à mesure de leur éloignement de la jonction. L'option choisie pour la zone Z3 est de renforcer avec une couche de PRF à base de tissu de fibres de verre (de largeur 100 mm), afin de maintenir plaquées sur le poteau les extrémités des lamelles mais en réalisant un très faible confinement de cette zone. Pour cela, un tissu de fibre de verre à utilisation non structurelle est mis en place. Les faibles caractéristiques mécaniques de ce tissu ne nous ont pas été communiquées par le fournisseur, cependant le confinement par le tissu de fibre de verre est considéré comme inactif ($n_p = 0$).

Le confinement de la zone Z2 est donc calculé en respectant la conservation du ratio *résistance béton confiné/ moment sollicitant*, ce qui amène à résoudre :

$f'_{ccd\,(Z2)} = f'_{ccd\,(Z3)}/0{,}88$, puisque $M2 = M3/0{,}88$ (voir Figure 3-57).

Soit encore : $f'_{ccd\,(Z2)} = f_{cd}\,/0{,}88$, puisque $f'_{ccd\,(Z3)} = f_{cd.}$

Ceci implique $n_{p(Z2)} = 2$ couches.

Un raisonnement identique mené pour calculer le nombre de couches de PRF nécessaire à confiner la zone Z1, permet d'établir l'égalité suivante : $f'_{ccd\,(Z1)} = 1{,}177\, f'_{ccd\,(Z2)}$, qui implique $n_{p\,(Z1)} =$ 6 couches.

3.3.4.2 Résultats expérimentaux

L'essai réalisé sur le dernier corps d'épreuve a été mené jusqu'à un rapport flèche/hauteur de 6 %. La rupture du poteau est survenue lors du 1er cycle à ce taux de déplacement, et les efforts maximaux obtenus sont 61,7 kN et -54,6 kN. Cet essai a rempli certains des objectifs visés. Tout d'abord, il a été constaté que la zone de rotule plastique avait effectivement été déplacée. Celle-ci s'est localisée à l'extrémité de la zone renforcée, c'est-à-dire à une distance d'environ 700 mm de l'encastrement. Lors de la sollicitation, la partie renforcée du poteau est restée globalement horizontale et rectiligne, alors que la partie non renforcée a marqué une flexion (Figure 3-58). Cette observation est confirmée par le profil de déformation du poteau mesuré par les 5 capteurs de déplacement disposés le long du corps d'épreuve (Figure 3-59).

Figure 3-58 : Déformée de PCLA$_{_partiel}$ lors de la sollicitation.

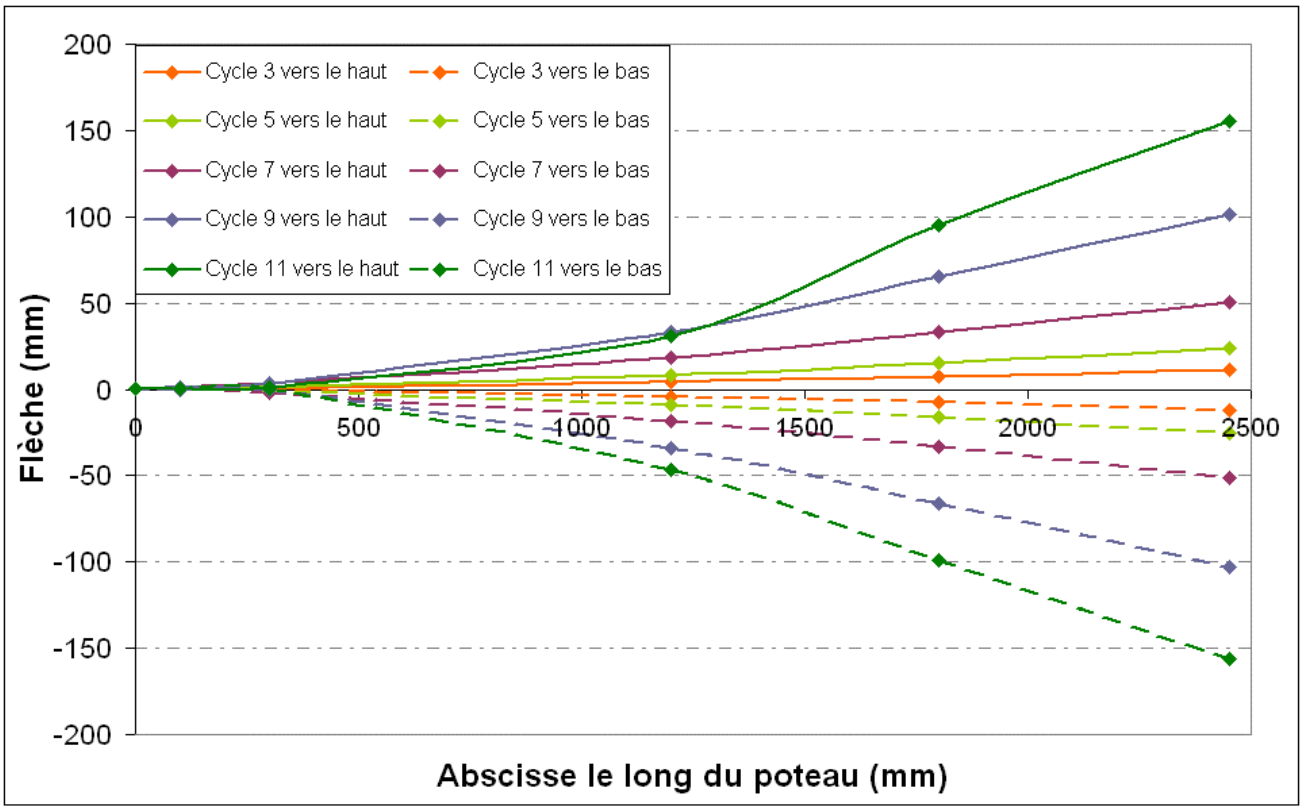


Figure 3-59 : Profils de déformation de PCLA_partiel, mesurés pour différents cycles de chargement.

On peut par ailleurs comparer la déformée du poteau PCLA_partiel à celle du poteau PC1. Une telle confrontation est proposée sur la Figure 3-60, où les déformées reportées sont celles mesurées lors du 11ème cycle vers le haut. Il apparaît clairement que dans le cas de PC1 le poteau se déforme de façon linéaire, par rotation autour de la rotule présente à la jonction (également visible sur la Figure 3 -61), alors que pour PCLA_partiel, les 500 premiers millimètres du poteau restent quasiment horizontaux (c'est le positionnement du capteur à 300 mm qui laisse penser, sur la Figure 3-60, que la longueur restant horizontale n'est que de 300 mm). Après la rotule positionnée à 700 mm, le poteau reste quasiment rectiligne en effectuant une rotation autour de cette rotule plastique. La flexion voulue continue le long de la zone non confinée ne semble pas s'être développée de manière conforme aux attentes qui ont guidé la conception de cette configuration de renforcement.

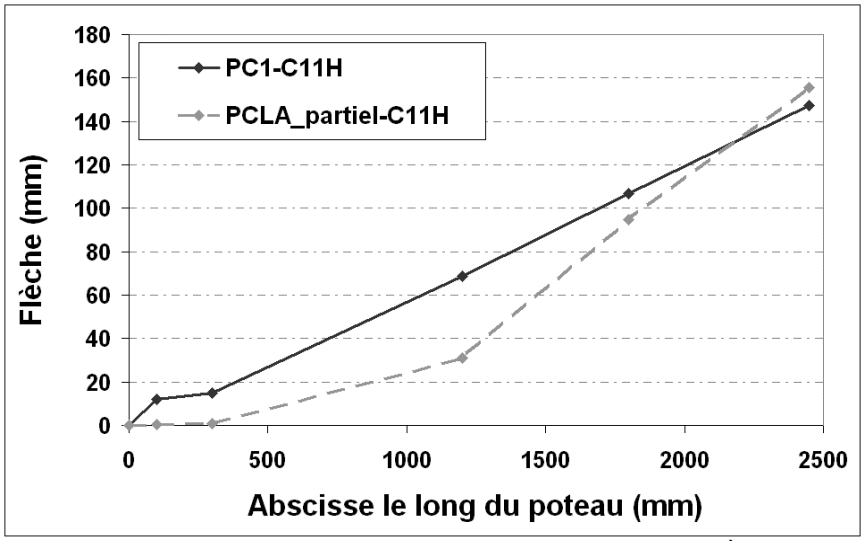


Figure 3-60 : Comparaison des déformées de PC1 et PCLA_partiel au 11ème cycle vers le haut.

Figure 3-61 : Illustration du phénomène de rotation de corps rigide sur les poteaux renforcés.

La réponse complète du corps d'épreuve aux cycles de sollicitation est illustrée par la courbe effort-déplacement ainsi que par la courbe enveloppe, toutes deux représentées sur la Figure 3-62.

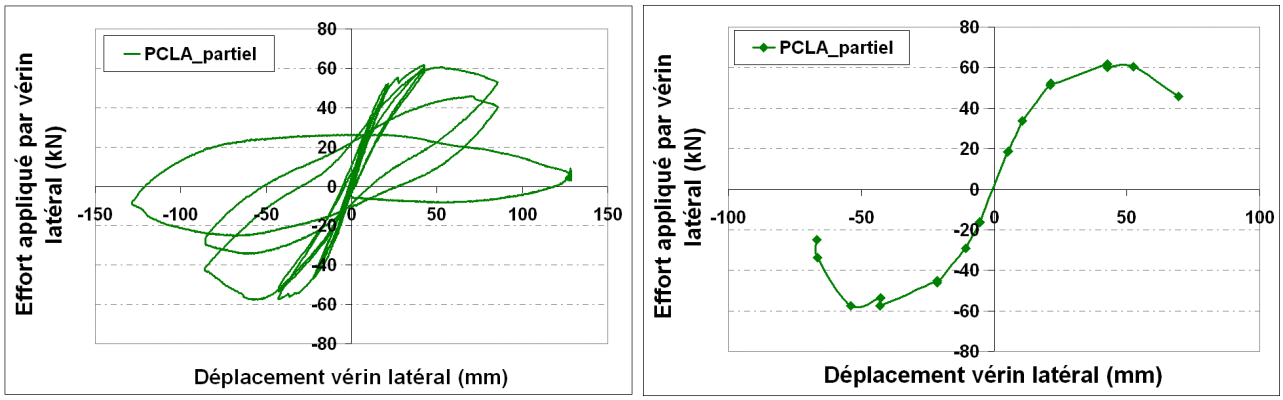


Figure 3-62 : Courbe effort-déplacement et courbe enveloppe mesurées pour le corps d'épreuve PCLA_partiel.

Si l'on compare les résultats obtenus pour ce dernier corps d'épreuve aux résultats obtenus sur les corps d'épreuve précédents, on constate que PCLA_partiel présente un comportement et des performances similaires à ceux des poteaux non renforcés PRef1 et PRef2 (Figure 3-63) sauf :

- en tout début d'essai, où l'effort latéral repris (chargement vers le bas) est nettement plus important en fin de 1er et de 2ème cycle que celui repris pour les mêmes cycles par les poteaux de référence (approx. 60 kN, pour approx. 40 kN repris par les poteaux de type PRef). On retrouve ici un résultat similaire à celui constaté sur les précédents poteaux à lamelles ancrées (type PCLA),
- en toute fin d'essai (rupture au premier cycle rapport flèche/hauteur imposé de 6 % pour PCLA_partiel et rupture au second cycle de ce même rapport pour les poteaux de référence).

Ce dernier essai nous a permis de démontrer la possibilité de déplacer la rotule plastique de manière à moins solliciter la jonction, cependant, la nouvelle localisation de la rotule plastique correspond alors au lieu de transition brutale entre une zone confinée et une zone non confinée. L'approche adoptée pour concevoir cette dernière configuration de renforcement semble donc peu adaptée, sous-estimant peut-être le rôle du confinement. Une configuration optimisée devrait présenter une transition plus progressive (par exemple en confinant la zone Z2 par une seule couche et non deux, et en disposant moins de couche en zone Z1). De tels concepts d'optimisation des

renforts de poteaux, laissant notamment d'importantes zones non confinées pour y dissiper l'énergie sollicitant font l'objet de travaux récents (par exemple *[Silva et al., 2007]*). Ce dernier essai s'inscrit dans une telle démarche.

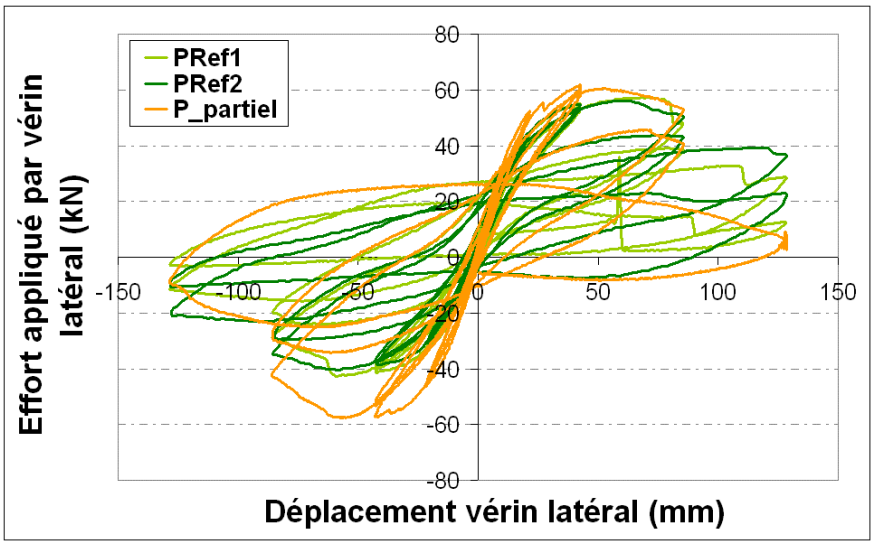


Figure 3-63 : Comparaison des résultats expérimentaux obtenus pour PCLA_partiel et pour les poteaux non renforcés.

3.3.5 APPROCHE ÉNERGÉTIQUE

Il s'agit dans cette section d'évaluer la répartition de l'énergie appliquée lors des différents cycles de chargement d'un corps d'épreuve (énergie dissipée, énergie élastique), et de comparer les taux de répartition de ces énergies en fonction des différentes configurations de renforcement mises en œuvre sur les poteaux.

L'énergie appliquée au cours d'un cycle peut être partitionnée en une énergie élastique et une énergie dissipée, selon le principe décrit sur la Figure 3-64. L'énergie appliquée au poteau est tout d'abord stockée par le corps d'épreuve, ceci correspond à la phase de comportement élastique ; représentée par l'aire sous la boucle d'hystérésis (Figure 3-64). La seconde énergie calculée est l'énergie dissipée, correspondant à l'aire de la boucle d'hystérésis. Cette dernière correspond à l'énergie irréversiblement consommée pour endommager la structure. L'énergie se dissipe principalement par fissuration du béton, plastification des armatures, endommagement des interfaces, rupture des fibres du PRF, etc., et cette dissipation se cumule au cours des cycles. Ainsi, l'énergie totale appliquée au cours d'un cycle est égale à la somme de l'énergie dissipée au cours de ce cycle et de l'énergie élastique.

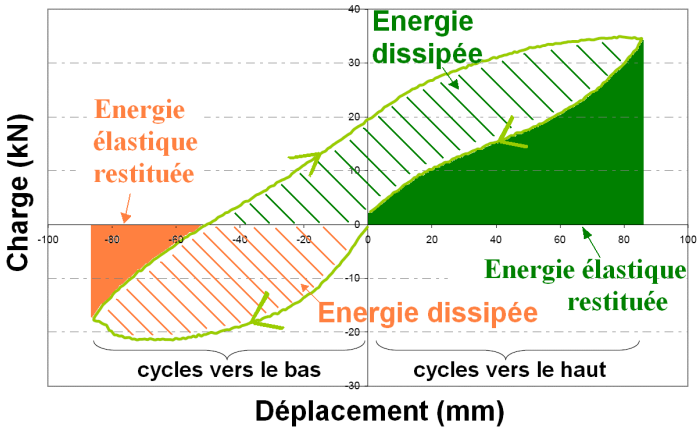


Figure 3-64 : Exploitation énergétique des cycles de chargement.

Dans la suite du document, le calcul de l'énergie totale est effectué par la détermination de l'aire sous la courbe, en employant la méthode des trapèzes (Figure 3-65).

Ainsi, $E_{totale} = \sum_i \frac{1}{2} \cdot (F_{i+1} + F_i) \cdot (d_{i+1} - d_i) = E_{dissipée} + E_{élastique}$

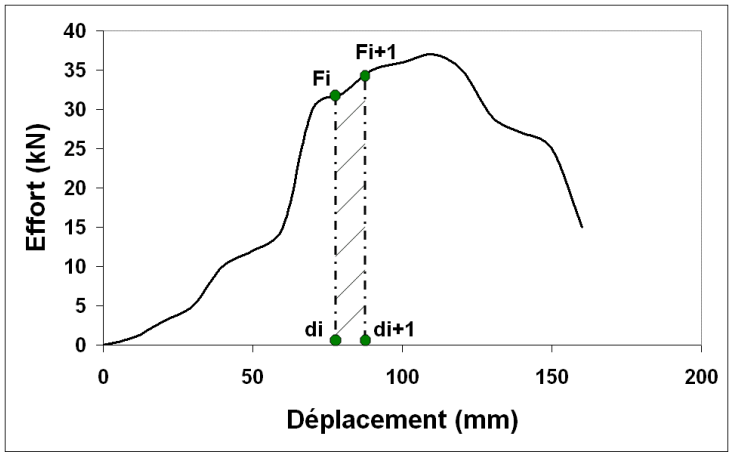


Figure 3-65 : Calcul de l'énergie totale par la méthode des trapèzes.

Les calculs énergétiques ont ainsi été menés pour chaque cycle. Il est important de noter que les graphiques présentés ci-dessous indiquent des énergies (totale, dissipée ou élastique) calculées pour les deux demi-cycles effectués vers le haut ou pour les deux demi-cycles effectués vers le bas pour le rapport flèche/hauteur considéré.

Pour des raisons de lisibilité des graphiques, un seul poteau de chaque configuration de renforcement est présenté. Ainsi, seuls les résultats des corps d'épreuve PRef2, PC2, PCL2, PCLA2 et PCLA_partiel sont exposés, ces corps d'épreuves étant fabriqués avec des bétons présentant des résistances en compression très proches.

Tout d'abord, la Figure 3-66 indique que l'énergie élastique augmente pour tous les poteaux à chaque nouveau niveau de déplacement, jusqu'au rapport flèche/hauteur de -2 %, révélant un maintien des propriétés mécaniques de l'élément testé durant cette phase de chargement. Concernant l'énergie dissipée, il apparaît sur la Figure 3-67 et sur la Figure 3-68 que pendant les trois premiers niveaux de déplacement imposés, les capacités dissipatives sont sensiblement équivalentes pour l'ensemble des corps d'épreuve et sont largement inférieures aux capacités élastiques (l'énergie dissipée ne représente qu'environ 15 % de l'énergie totale). En revanche, à partir du rapport flèche/hauteur imposé de -4 %, la rotule plastique est amorcée et un endommagement irréversible se

développe : l'énergie dissipée est alors supérieure à l'énergie élastique restituée au cours des deux demi-cycles.

A l'approche de la ruine de PRef2 et PCLA$_{_partiel}$ (niveau -6 %), une chute brutale de l'énergie élastique est observée (Figure 3-68) ; l'énergie dissipée représente alors 88 % de l'énergie totale en ce qui concerne PRef2, et 99 % pour PCLA$_{_partiel}$. Cette énergie dissipée est consommée par la multi-fissuration, l'écrasement du béton et la plastification des aciers.

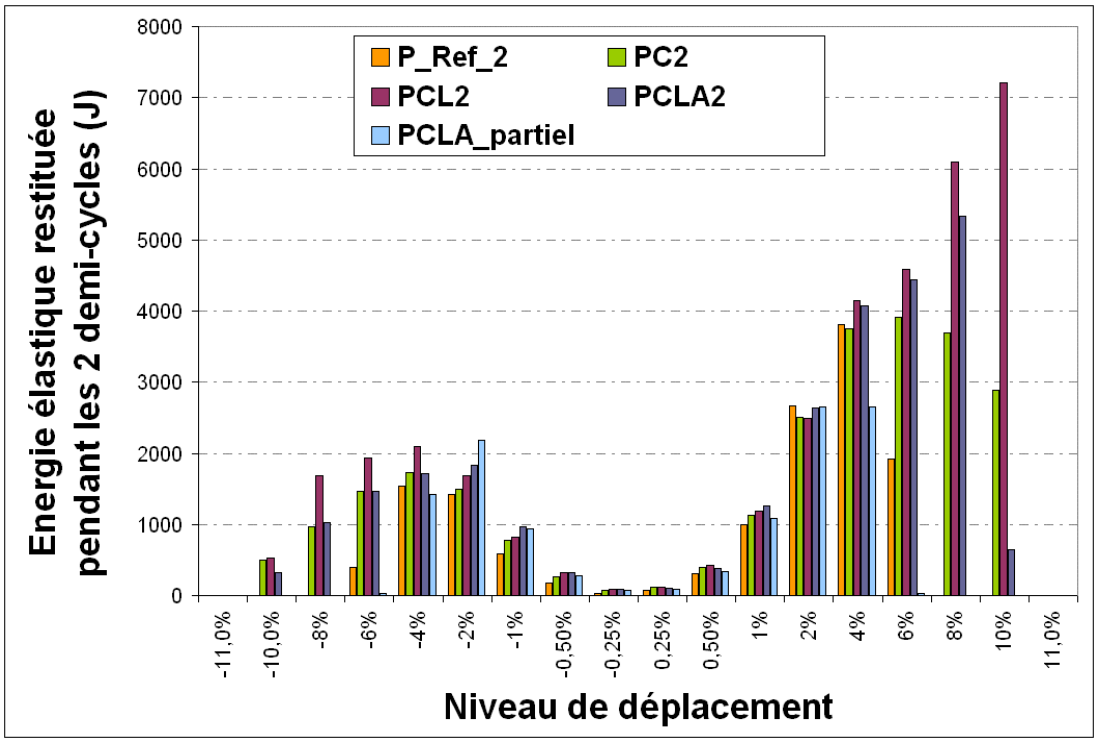


Figure 3-66 : Évolution de l'énergie élastique restituée au cours de deux demi-cycles pour différents niveaux de déplacements.

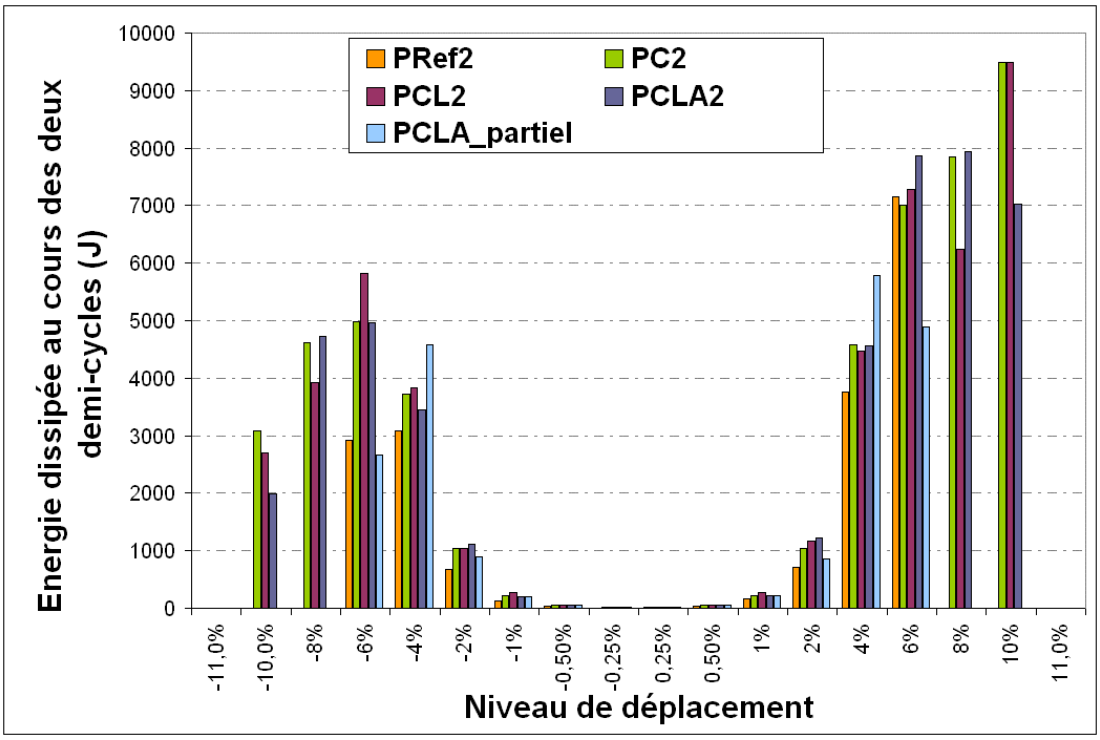


Figure 3-67 : Évolution de l'énergie dissipée au cours de deux demi-cycles pour différents niveaux de déplacements.

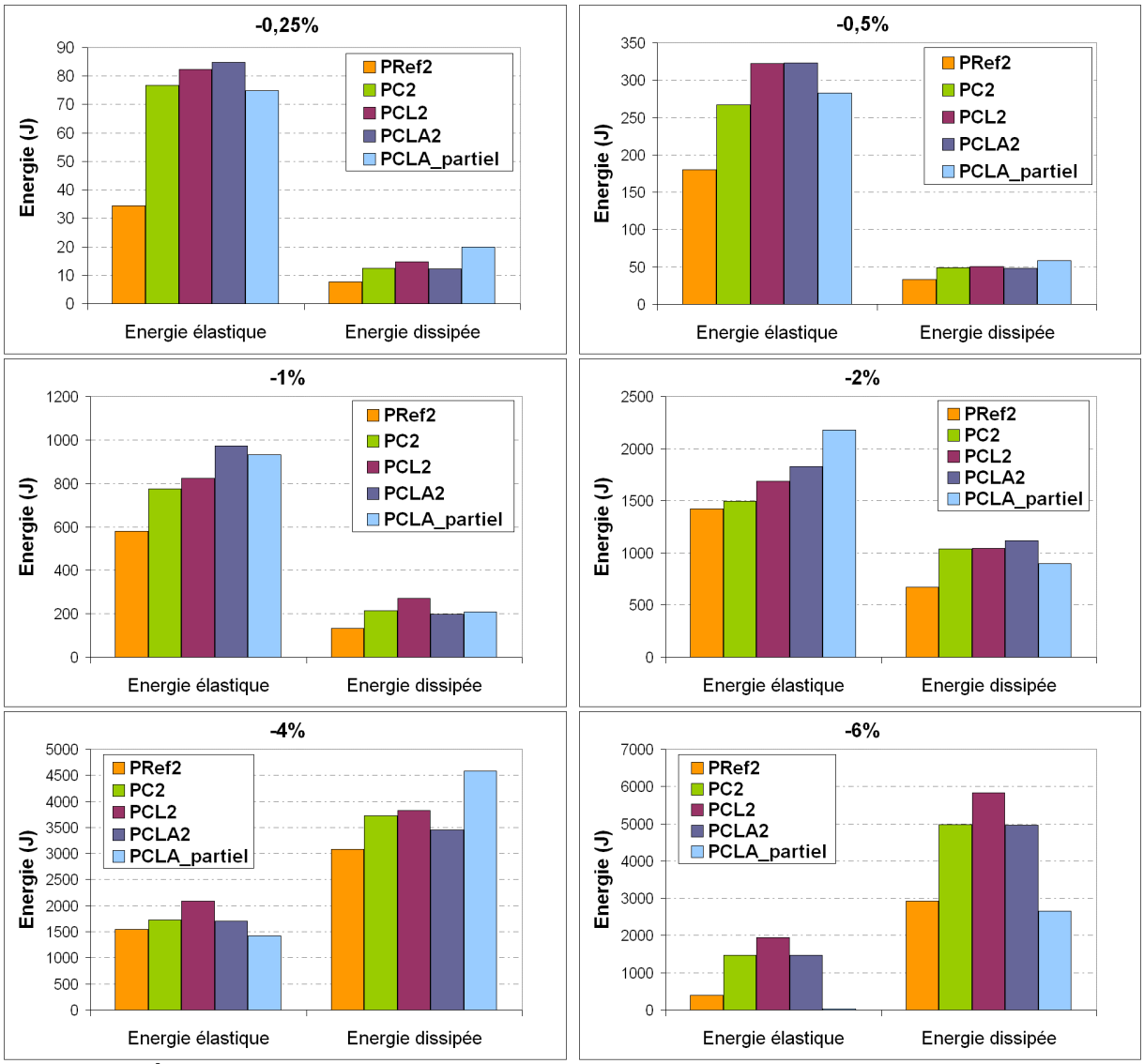


Figure 3-68 : Évolution des énergies élastique et dissipée au cours des deux demi-cycles pour les 6 premiers niveaux de déplacement vers le bas.

Concernant l'énergie totale appliquée, l'évolution de sa valeur cumulée au cours des cycles, et représentée Figure 3-69 en fonction de la flèche cumulée (flèche mesurée au point d'application de l'effort), permet de révéler les oscillations induites par chaque libération d'énergie élastique lors des phases de déchargement de chaque cycle.

Cette figure ne permet pas de constater de différences sensibles entre les différents corps d'épreuve renforcés, ce qui semble indiquer qu'il n'y a pas de dissipation d'énergie plus rapide avec une configuration plutôt qu'avec une autre.

La Figure 3-69 permet de conclure que les techniques de renforcement influencent peu l'évolution de l'énergie totale cumulée jusqu'à un déplacement cumulé de 1 m. Ensuite il est possible de constater que les courbes représentatives du comportement des poteaux renforcés s'écartent de celle générée par le poteau de référence : une augmentation du ratio énergie cumulée/flèche cumulée, indique que les PRF deviennent un peu plus efficaces et dissipent de l'énergie plus rapidement.

On peut noter également que pour une même valeur du déplacement cumulé en tête, l'énergie totale cumulée par $PCLA_{partiel}$ est plus importante que celle de PRef2, indiquant bien le rôle du confinement de la rotule dans la cinétique de dissipation d'énergie. Cependant, à la rupture, PRef2 présente des déplacements cumulés en tête sensiblement supérieurs (1 cycle de plus ayant été

effectué).

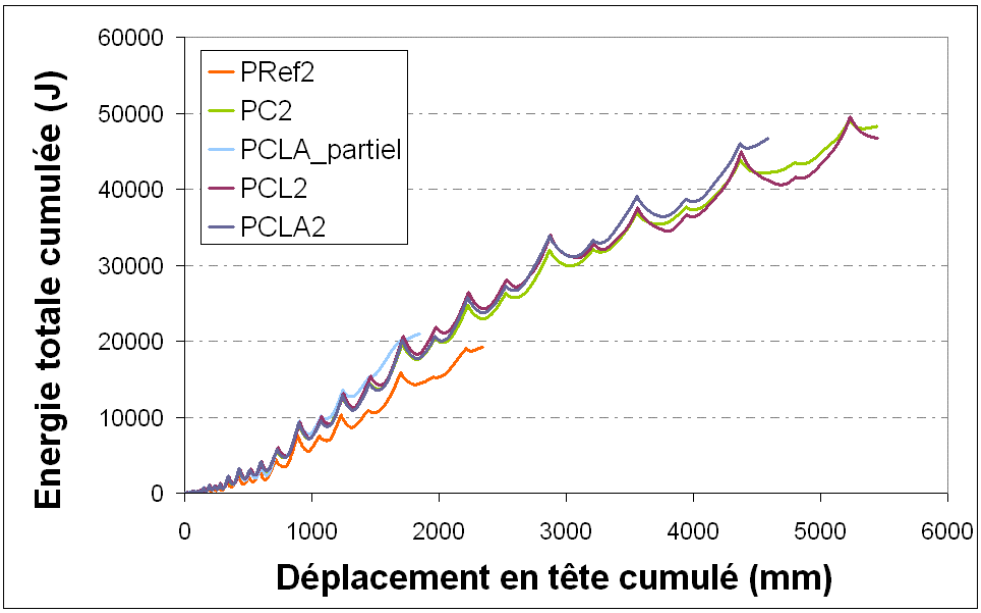


Figure 3-69 : Énergie totale cumulée en fonction du déplacement en tête cumulé du corps d'épreuve.

3.3.6 ÉVALUATION DE LA RAIDEUR

Dans cette section, nous étudierons dans un premier temps la raideur latérale élastique des corps d'épreuve, de manière à évaluer l'influence du renforcement sur la valeur initiale de celle-ci puis sur son évolution. Dans un deuxième temps, nous nous intéresserons à la raideur apparente (ou raideur sécante), calculée lors de la montée en charge des différents cycles, comme détaillé sur la Figure 3-70. Pour alléger la rédaction du texte de cette section, le terme « raideur » sera par la suite systématiquement utilisé au sens de « raideur latérale ».

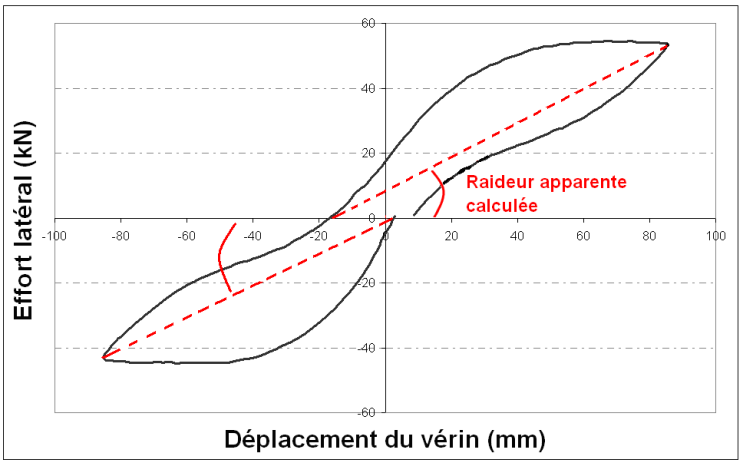


Figure 3-70 : Principe du calcul de la raideur apparente.

La Figure 3-71 présente l'évolution de la raideur élastique au cours des différents cycles (et donc pour différents niveaux de déplacement). La raideur est ici calculée uniquement pour le premier cycle effectué à chaque niveau de déplacement vers le bas, et concerne uniquement la partie élastique du comportement (raideur calculée sur 4 millimètres de déplacement à chaque début de cycle). On constate alors que pour les premiers cycles de chargement, les poteaux renforcés sont, de manière générale, plus rigides que les poteaux en béton armé non renforcés. La raideur élastique moyenne constatée sur les poteaux non renforcés est de 2,4 kN/mm, contre 3,3 kN/mm pour les poteaux

renforcés, soit une augmentation de 37 %. Le confinement permet donc de limiter l'endommagement initial et de rigidifier le poteau. Cependant, au fur et à mesure des cycles de chargement, cet écart entre la rigidité des poteaux renforcés et celle des poteaux de référence s'estompe ; à partir d'un ratio de déplacement de -4 %, les raideurs élastiques commencent à être équivalentes, quelle que soit la configuration. En effet, lors du premier cycle à -4%, la raideur élastique moyenne des poteaux renforcés n'est plus que 15 % supérieure à la moyenne des raideurs élastiques des poteaux de référence. Ceci peut s'expliquer par le fait que malgré le confinement et la formation de la rotule plastique, c'est finalement la fissure à la jonction poteau-semelle qui gouverne le comportement du poteau et donc sa rigidité.

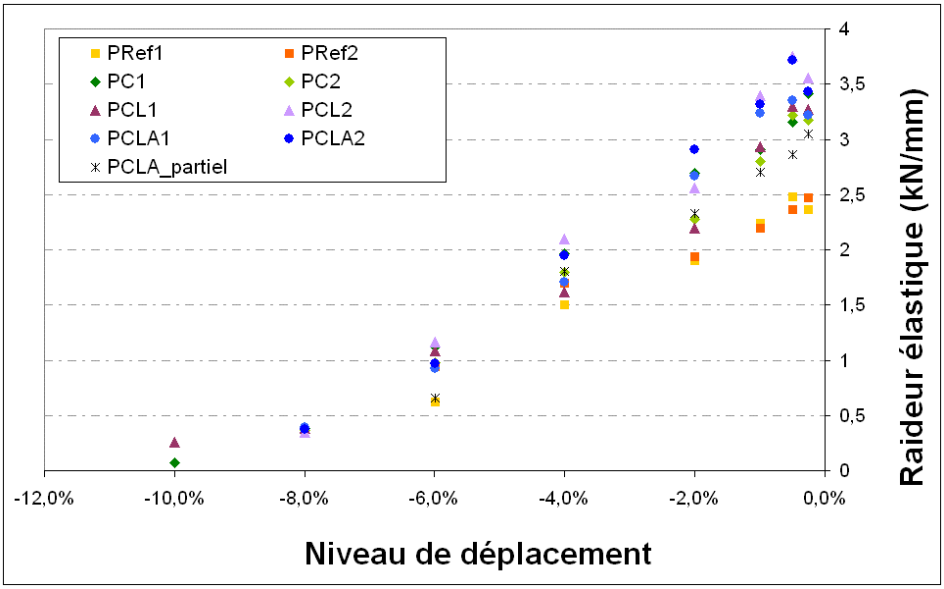


Figure 3-71 : Évolution de la raideur élastique au cours des cycles de chargement.

La Figure 3-72 permet de visualiser l'évolution de la raideur apparente pour chaque corps d'épreuve au cours des différents cycles d'amplitudes croissantes, et de comparer ces évolutions en fonction de la configuration de renforcement. On constate, comme pour la raideur élastique, que la raideur apparente initiale est plus élevée pour les poteaux renforcés que pour les poteaux non renforcés.

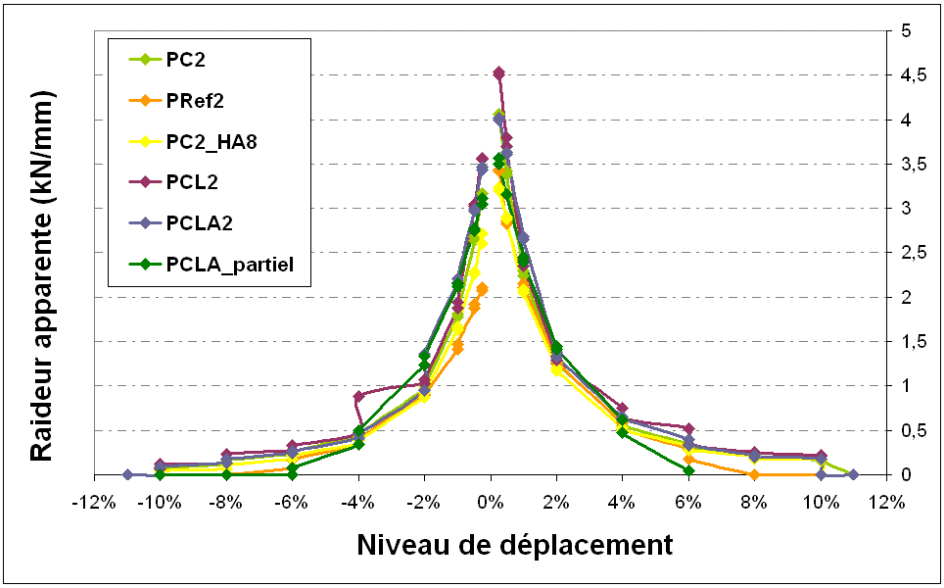


Figure 3-72 : Évolution de la raideur apparente au cours des cycles de chargement.

Par ailleurs, la Figure 3-73 nous permet de constater que la dégradation de la raideur est un peu plus rapide pour les poteaux renforcés que pour les poteaux non renforcés (ceci rejoint le fait que l'écart entre les raideurs que l'on constate lors du premier cycle diminue progressivement).

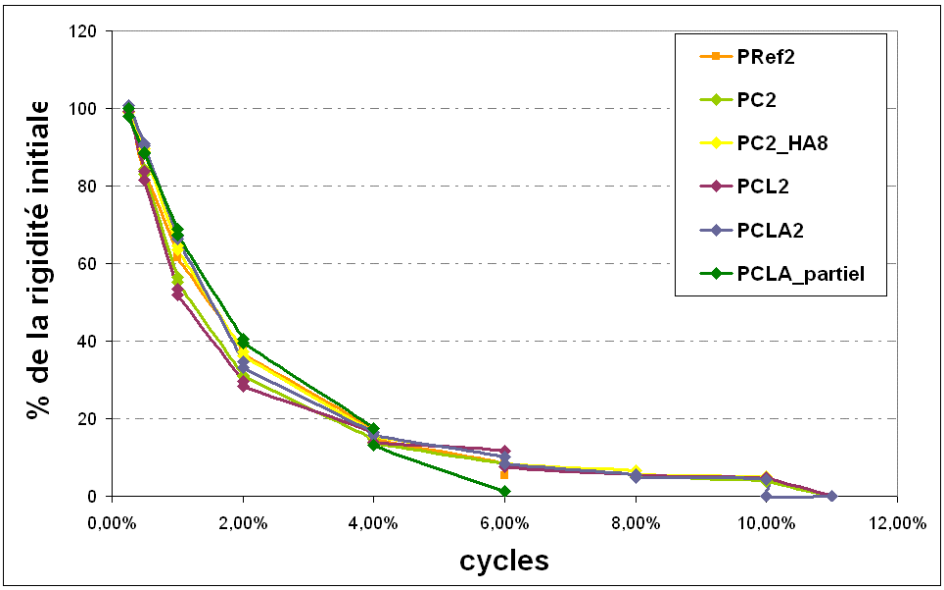


Figure 3-73 : Dégradation de la raideur au cours des cycles.

3.3.7 CONCLUSIONS CONCERNANT LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

11 essais ont été réalisés sur des corps d'épreuve de référence ou renforcés par PRF suivant 5 configurations de renforcement différentes. Ces essais ont permis de fournir une base de données expérimentales importante, destinée à être complètement restituée dans le cadre de rendus du projet ANR-INPERMISE (*[Sadone et Quiertant, 2011]*). Néanmoins, les principaux résultats résumés dans les sections précédentes ont permis de dresser quelques conclusions relatives aux performances des diverses configurations testées.

Tout d'abord, les configurations de renfort impliquant un confinement seul ou un confinement couplé à des lamelles non ancrées n'ont pas modifié, dans notre configuration d'essai, la résistance vis-à-vis de l'effort latéral de l'élément. En revanche, il est possible de constater une nette augmentation de la capacité à supporter des déplacements latéraux importants entre les poteaux non renforcés et les poteaux renforcés, et donc de meilleures performances énergétiques, et ce quelle que soit la configuration de renforcement. Un enseignement important de cette campagne expérimentale réside dans la constatation de l'inefficacité des lamelles, qui lorsqu'elles ne sont pas ancrées, ne jouent pas le rôle attendu de renfort à la flexion, ni en termes de gain en ductilité ni en termes de gain en résistance.

Les essais menés sur PCLA1 et PCLA2 démontrent par contre que l'ancrage les lamelles est une disposition constructive intéressante car elles offrent un gain sensible de sécurité, dans le sens où les poteaux ainsi renforcés apportent une résistance sensiblement accrue à l'effort latéral. Cependant les cycles alternés sollicitant les ancrages suivant un mode qui n'avait pas été suffisamment anticipé, provoquent une ruine rapide par écrasement de celles-ci, les empêchant ainsi de déployer l'intégralité de leur potentiel de reprise d'effort de traction. Le système innovant mis au point pour ancrer les renforts à la flexion, s'il semble prometteur vis-à-vis d'une sollicitation monotone croissante, reste à optimiser pour de futures applications parasismiques.

Les essais ont de plus révélé que le mode de fonctionnement mécanique des poteaux est largement influencé par la présence des renforts composites. Ceux-ci, rendant la partie courante des poteaux plus rigide, provoquent la formation précoce d'une rotule plastique à la jonction

poteau/semelle. Pour un même déplacement en tête du poteau, la flexion des parties courantes des poteaux est largement atténuée, alors que leur mouvement de rotation autour de la rotule est accentué. Cependant l'apparition prématurée de la rotule plastique n'entraîne pas une rupture plus rapide des poteaux renforcés du fait d'un confinement efficace de cette rotule. Ce confinement offre, comme signalé précédemment, une importante ductilité aux poteaux renforcés.

Outre l'augmentation des performances structurales précédemment citées (reprise de l'effort latéral et ductilité), les essais ont démontré que le confinement par PRF permet aussi d'augmenter la raideur élastique initiale. Cependant, au fur et à mesure des cycles, celle-ci se dégrade et l'élément renforcé retrouve la raideur des éléments non renforcés. Une évolution similaire de la raideur apparente a été observée.

A partir des diverses constatations expérimentales, une dernière configuration de renforcement ($PCLA_{_partiel}$) a été conçue de manière à explorer les performances d'un renfort visant à confiner largement la jonction poteau-semelle (application de 6 couches de confinement) et donc à protéger ainsi la zone d'ancrage, et à offrir une zone non renforcée (approx. 2/3 du poteau) suivie d'un confinement progressif, permettant de développer sur l'ensemble du poteau les processus dissipant de l'énergie (plastification ou endommagement des matériaux, des interfaces) retardant ainsi la formation de la rotule plastique.

Cette configuration a permis d'atteindre partiellement les objectifs fixés. La rotule plastique a effectivement été déplacée mais son apparition n'a pas été retardée. Il s'ensuit que si, en début d'essai, l'effort latéral repris est nettement plus important dans cette dernière configuration que lors des essais sur poteaux de référence (l'effort latéral maximal est équivalent à celui des configurations de type PCLA), on constate ensuite que le comportement du poteau $PCLA_{_partiel}$ se dégrade rapidement pour devenir structurellement équivalent à celui des poteaux non renforcés (même si l'analyse détaillée des déformées révèle des comportements différents). La protection des ancrages par un fort confinement ne s'est donc pas révélée efficace. Le poteau $PCLA_{_partiel}$ rompt dans la zone de transition entre partie confinée et partie non confinée sans démontrer une ductilité supérieure à celle des poteaux de référence. L'extrême rigidité observée des parties confinées (restant quasi horizontales lors du chargement), laisse à penser que le rôle du confinement a été sous-estimé lors de la conception de cette dernière configuration de renfort. Cependant, ce dernier essai constitue un cas test atypique, dont les résultats seront utiles lors de futures phases de validations de méthodes de calcul sophistiquées. Les résultats expérimentaux obtenus laissent penser qu'une solution de renforcement parasismique efficace peut se concevoir autour d'une variante optimisée des principes qui ont guidé la conception du renfort de $PCLA_{_partiel}$ (renforcement dégressif, création de zones de dissipation, protection des ancrages, etc.).

Pour compléter l'analyse des nombreux résultats expérimentaux exposés qui ont fait l'objet de cette première partie de chapitre, et afin de disposer, pour de futures applications, d'un logiciel d'analyse et de dimensionnement pour l'application de PRF sur des poteaux sollicités en flexion composée, un travail de modélisation numérique du comportement non linéaire des corps d'épreuve a été réalisé, en utilisant un logiciel de calcul itératif incrémental basé sur les hypothèses de la mécanique de poutres (Beam Compo, développé au LGCIE - *[Nasseri, 1998]*). Celui-ci a été enrichi dans le cadre de cette thèse, en partenariat avec le LGCIE, d'un modèle rhéologique de confinement du béton et a été modifié pour être en mesure de traiter le cas de la flexion composée. La modélisation de différents corps d'épreuve de la campagne expérimentale vise donc à valider ce logiciel.

Suite à ces travaux numériques, certains éléments de dimensionnement (vérification du moment résistant et calcul des rotations de corde) seront analysés et confrontés aux résultats des essais afin de valider leur formulation et/ou proposer certaines modifications.

3.4 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES POTEAUX : ANALYSE NON LINÉAIRE EFFECTUÉE SUR LE LOGICIEL BEAM COMPO

3.4.1 PRÉSENTATION DU LOGICIEL BEAM COMPO

Le logiciel Beam Compo, programmé en Visual Basic, permet de prendre en considération certaines lois spécifiques des matériaux et d'effectuer une résolution non-linéaire du problème de structure traité jusqu'à rupture, en se basant sur une méthode itérative incrémentale d'équilibre des sections (*[Varastehpour et al., 1998]*).

La première étape de modélisation consiste à indiquer la géométrie de la poutre et de sa section (section de béton, répartition et diamètre des aciers) ainsi que celle du renforcement externe en matériaux composites (renforts longitudinaux à la flexion). Les caractéristiques des matériaux sont ensuite précisées, les lois de comportement mécanique implémentées dans le programme étant les suivantes (modèles règlementaires admis) :

- Le comportement du béton en compression est simulé par une loi de comportement de type élasto-plastique (loi de Sargin – *[EN 1992]*), dont les caractéristiques sont résumées sur la Figure 3-74.

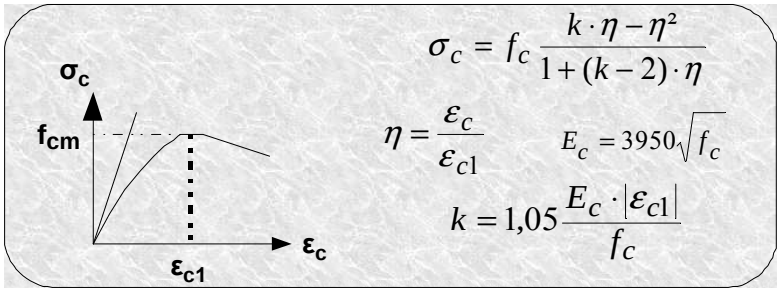


Figure 3-74 : Loi de comportement du béton en compression utilisée dans le logiciel Beam Compo.

- Le comportement du béton en traction est quant à lui modélisé par une loi élastique linéaire avec comportement post-fissuration (*[Goto, 1971]*), comme illustré sur la Figure 3 -75.

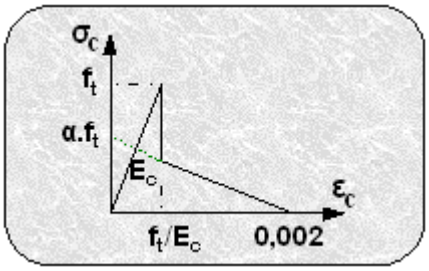


Figure 3-75 : Loi de comportement du béton en traction utilisée dans le logiciel Beam Compo.

- Les aciers longitudinaux sont affectés d'une loi de comportement élasto-plastique parfaitement plastique (Figure 3-76).

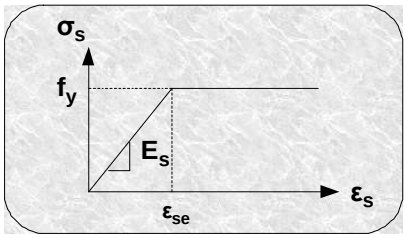


Figure 3-76 : Loi de comportement des aciers longitudinaux utilisée dans le logiciel Beam Compo.

- Enfin, le comportement des renforts externes en matériaux composites est simulé par une loi élastique fragile, linéaire jusqu'à rupture, comme indiqué sur la Figure 3-77.

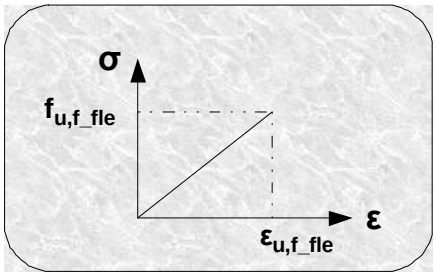


Figure 3-77 : Loi de comportement des renforts composites utilisée dans le logiciel Beam Compo.

Une fois le problème complètement décrit, l'analyse non-linéaire peut être menée. La méthode de calcul utilisée dans le logiciel Beam-Compo est une méthode itérative et incrémentale, dont l'organigramme de programmation est présenté sur la Figure 3-78.

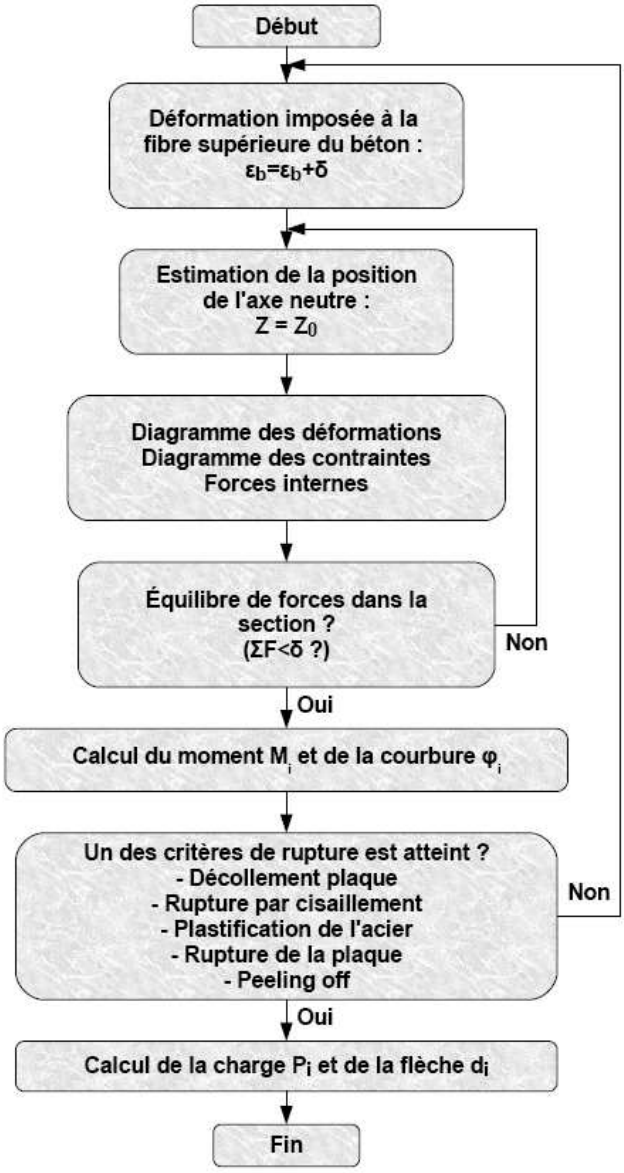


Figure 3-78 : Organigramme de résolution du logiciel Beam Compo.

3.4.2 ÉVOLUTION DU LOGICIEL POUR LE TRAITEMENT DES ESSAIS RÉALISÉS

Le logiciel Beam Compo permet d'obtenir les graphiques moment-courbure, les profils de déformations des sections et la flèche d'éléments en béton armé renforcés par composite collés, grâce à un calcul de section. Dans sa configuration initiale, il est conçu pour traiter spécifiquement le problème de poutres renforcées longitudinalement par PRF vis-à-vis de la flexion et sollicitées en flexion 4 points. Il a donc été nécessaire de développer le programme initial pour réaliser une version adaptée aux essais de cette étude. Les évolutions apportées sont les suivantes :

- Modification des conditions aux limites en effort de manière à traiter un problème de flexion composée au lieu de la flexion simple, et donc de pouvoir appliquer un effort normal de compression à toute la section. Après modification, le programme peut donc prendre en compte l'effort axial constant de 700 kN appliqué durant les essais.
- Modification des conditions limites de manière à modéliser la configuration d'un poteau encastré en pied.

- Modification de la loi de comportement du béton pour simuler l'effet de confinement du béton par PRF.

Cette dernière modification (prise en compte du confinement du béton) a donc nécessité d'implémenter une nouvelle loi de comportement, permettant notamment d'augmenter la résistance du béton confiné et de prédire de manière plus réaliste son comportement post-pic.

Parmi les différents modèles visant à reproduire le comportement du béton confiné par PRF et présentés lors de la revue bibliographique du chapitre 1.3, le modèle rhéologique établi par Saaman *et al.* (*[Saaman et al., 1998]*) a semblé le plus adapté aux objectif de cette étude. En effet, ce modèle est retranscrit par une unique formulation, contrairement aux modèles qui différencient deux régions pour le calcul de la loi de comportement (*[Toutanji, 1999]*). Son implémentation dans le logiciel Beam Compo en est donc facilitée. De plus, les auteurs ont démontré la capacité de ce modèle à reproduire de manière pertinente le comportement de poteaux à section rectangulaire.

C'est aussi pour des raisons de facilité d'implémentation que n'a pas été retenu le modèle proposé par Shao *et al.* (*[Shao et al., 2006]*), l'étude du comportement des corps d'épreuve lors des cycles de charge/décharge n'étant abordée dans ces travaux numériques, travaux qu'il faut considérer comme une première approche à travers la représentation de la courbe enveloppe.

La loi de comportement implémentée dans le logiciel est donc la suivante (nous rappelons ici et complétons les principales équations déjà présentées au chapitre 1) :

(3-1)
$$\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{1/n}} + E_2 \cdot \varepsilon_c \qquad \text{pour } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{ccu}$$

Où :

- E_1 et E_2 sont les première et deuxième pentes de la courbe bilinéaire :

$$E_1 = 3\,950\sqrt{f_c} \ \text{(MPa)} \qquad E_2 = 245{,}61 f_c^{0,2} + 1{,}3456\frac{Ef \cdot tf}{D}$$

- n est un paramètre contrôlant la courbure dans la zone de transition, pris égal à 3
- f_0 est la contrainte correspondant à l'intersection de la seconde branche avec l'axe des contraintes, pour une section circulaire (voir Figure 1-29).

En tenant compte de l'expression du coefficient d'efficacité (k_1) proposée par Saaman *et al.* (voir chapitre 1), il s'ensuit que la résistance béton confiné (f'_{cc}) d'une **section circulaire** peut être évaluée par :

(3-2)
$$f'_{cc} = f_c + 6 \cdot f_r^{0,7}$$

où f_r représente la pression de confinement.

La résistance ultime du béton confiné d'une **section rectangulaire** ($f'_{cc(rect)}$) est alors calculée de la manière suivante :

(3-3)
$$f'_{cc(rect)} = f_c + 0{,}6 \cdot (k_c f_r)^{0,7}$$

où k_c est le coefficient de forme.

Afin de rester cohérents avec les codes nationaux (*[EN 1998-3]*, *[AFGC, 2011]*), l'expression du coefficient de forme défini dans le guide de l'AFGC (*[AFGC, 2011]*) est retenue, soit :

(3-4) $$k_c = 1 - \frac{(h - 2 \cdot R_c)^2 + (b - 2 \cdot R_c)^2}{3 \cdot b \cdot h}$$

La pression de confinement se calcule suivant :

(3-5) $$f_r = \frac{2 f_{u,f} \cdot t_f}{D}$$

où D est le diamètre du cœur de béton (pris égal au plus grand côté de la section rectangulaire).

La déformation axiale ultime (ε_{ccu}) est :

(3-6) $$\varepsilon_{ccu} = \frac{f'_{cc} - f_0}{E_2}$$ pour une section circulaire confinée;

(3-7) $$\varepsilon_{ccu(rect)} = \frac{f'_{cc(rect)} - f_{0(rect)}}{E_2}$$ pour une section rectangulaire confinée.

La contrainte correspondant à l'intersection de la seconde branche avec l'axe des contraintes se calcule suivant :

(3-8) $$f_0 = 0{,}872 \cdot f_c + 0{,}371 \cdot f_r + 6{,}258$$ pour une section circulaire confinée

(3-9) $$f_{0(rect)} = 0{,}872 \cdot f_c + 0{,}371 \cdot k_c f_r + 6{,}258$$ pour une section rectangulaire confinée

Durant le processus itératif de résolution, lorsque le calcul révèle que le béton est dans son état comprimé ($\varepsilon < 0$) et que la section n'est pas confinée par PRF, la loi de comportement du béton prise en compte est la loi de Sargin (telle que rappelée dans le paragraphe 3.4.1). Cependant, si la section est confinée, le modèle proposé par Saaman *et al.* (*[Saaman et al., 1998]*) s'applique. Celui-ci est alors modifié pour tenir compte de la forme rectangulaire de la section, comme précisé précédemment.

Quelque soit le modèle rhéologique utilisé (Sargin ou Saaman), le module élastique du béton E_c est systématiquement calculé suivant la formule proposée par Saaman *et al.* :

(3-10) $$E_c = 3950 \cdot \sqrt{f_c}\ .$$

La valeur du paramètre contrôlant la courbure dans la zone de transition (*n)* de la loi du béton confiné (voir équation (3-1)) a été choisie de façon à corréler au mieux la première partie de ce modèle avec celui de Sargin ; ceci nous amène à affecter à ce paramètre une valeur égale à 3 ($n = 3$). La Figure 3-79 permet d'illustrer l'influence du paramètre *n* sur la loi de comportement du béton confiné.

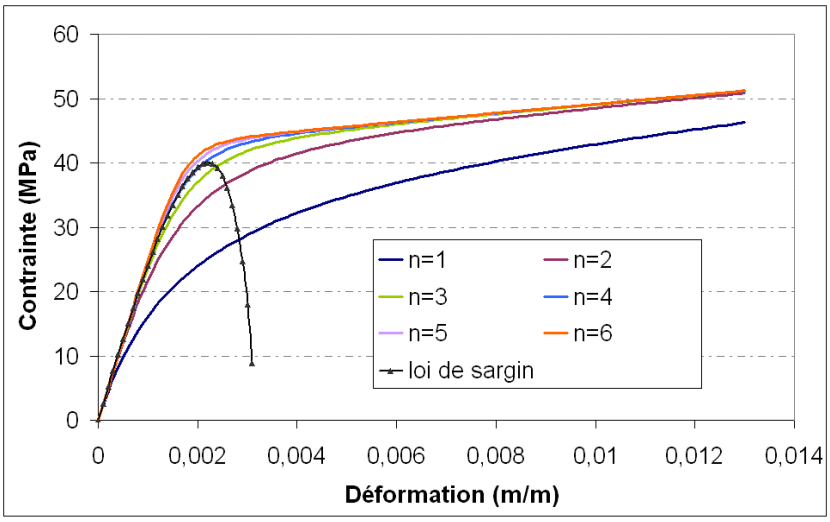


Figure 3-79 : Influence du coefficient *n* sur la loi de comportement du béton confiné.

La Figure 3-80 permet de visualiser d'une part la loi de Sargin pour le comportement du béton non confiné, d'autre part la loi de comportement formulée par Saaman *et al.* ([*Saaman et al.1998*]) dans le cas d'une section circulaire puis dans le cas d'une section rectangulaire. Ce dernier cas mène notamment à une déformation ultime plus faible que celle admise par le modèle de confinement de section circulaire.

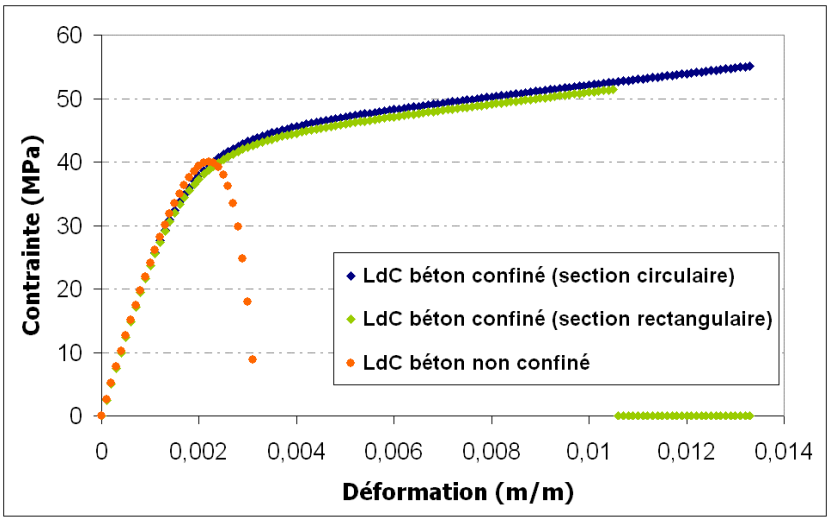


Figure 3-80 : Lois de comportement du béton confiné et non confiné utilisées dans le logiciel Beam Compo.

3.4.3 MODÉLISATION DES ESSAIS SUR POTEAUX

Avant toutes choses, il convient de préciser que même si le logiciel de calcul utilisé a subi quelques modifications (introduction d'une loi rhéologique du béton et de conditions aux limites adaptées) devant permettre de rendre compte du problème étudié, la modélisation présentée n'est envisagée ici que comme une première approche. En effet, de nombreux phénomènes dissipatifs, tels que la détérioration de l'interface armature/béton, le flambement des aciers ou encore l'endommagement des matériaux dû aux cycles alternés ne sont pas pris en compte.

3.4.3.1 Poteaux non renforcés par matériaux composites collés

En suivant les étapes décrites en 3.4.1, le premier calcul mené sur le logiciel Beam Compo a permis de simuler le comportement d'un poteau non renforcé. Le cas étudié est celui du poteau

PRef2. La simulation est confrontée aux résultats expérimentaux sur la Figure 3-81.

En premier lieu, il ressort de cette confrontation que le comportement expérimental est reproduit de façon globalement satisfaisante, bien que

- la rigidité initiale soit surestimée (rigidité approximativement 3 fois supérieure à la rigidité obtenue expérimentalement),
- l'effort latéral maximum repris soit sous-estimé (de l'ordre de -10 %),
- la phase descendante post-pic ne soit pas reproduite.

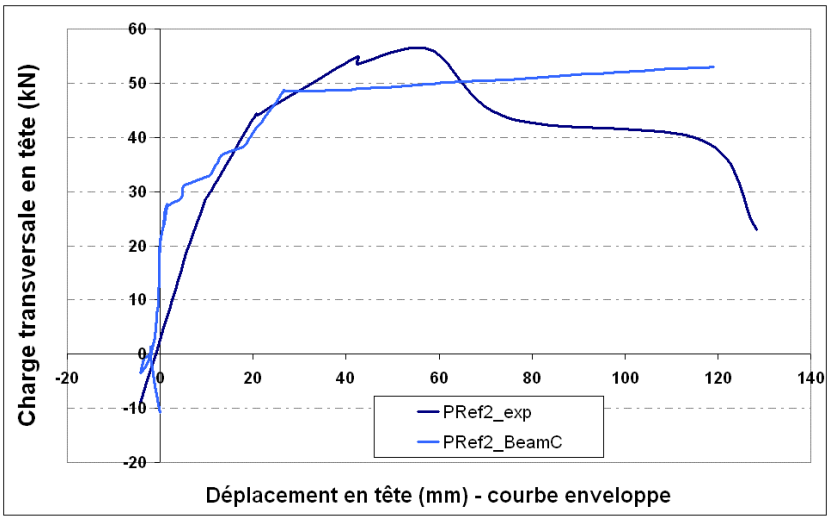


Figure 3-81 : Confrontation des résultats entre modélisation et expérimentation pour l'essai de Pref2 (courbe enveloppe de la Figure 3-44).

Signalons tout d'abord que le calcul de résolution itératif débute en testant des niveaux de déformation du béton très faibles, voir positives, impliquant une courbure légèrement négative de la structure. Ceci explique le début des courbes issues des modélisations (charges négatives), qu'il faut considérer comme un artefact numérique.

3.4.3.2 Poteaux confinés

Afin d'évaluer la capacité du logiciel à rendre compte de l'effet de confinement, une seconde modélisation a été mise en œuvre pour simuler l'essai du poteau PC2. Les résultats de cette modélisation sont confrontés aux mesures expérimentales sur la Figure 3-82. Cette confrontation amène des constations similaires à celles formulées précédemment :

- la rigidité initiale est surestimée (rigidité approximativement 2,5 fois supérieure à la rigidité obtenue expérimentalement),
- l'effort latéral maximum repris est sous-estimé (de l'ordre de -13 %)
- la phase descendante post-pic n'est pas reproduite.

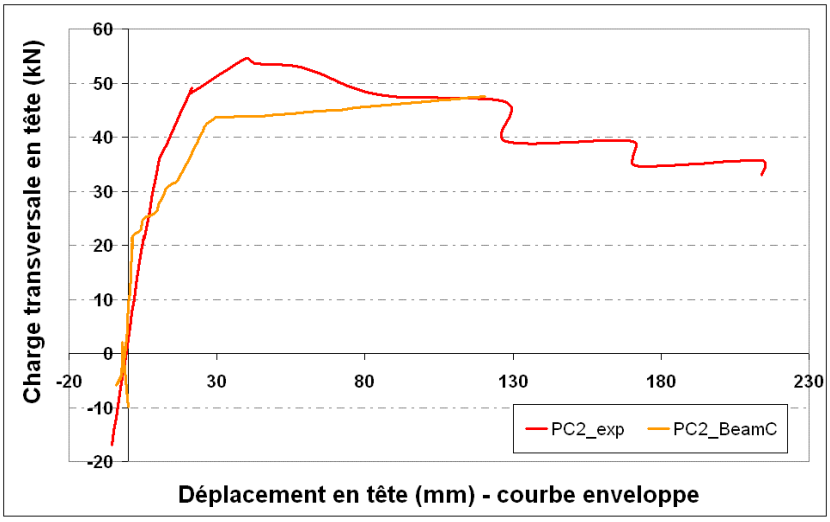


Figure 3-82 : Confrontation des résultats entre modélisation et expérimentation pour l'essai PC2 (courbe enveloppe de la Figure 3-45).

Les simulations de Pref2 et PC2 sont comparées sur la Figure 3-83, et la confrontation des résultats expérimentaux et numériques obtenus sur PRef2 et PC2, présentée sur la Figure 3-84, permet de mesurer les progrès de modélisation qui restent à accomplir pour rendre compte avec exactitude de l'effet de confinement.

Cependant pour mener ces deux calculs, deux valeurs différentes des résistances en compression du béton ont été prises en compte, celles-ci étant représentatives des valeur mesurées sur les éprouvettes de caractérisation du béton de Pref2 et PC2 (Tableau 3-2). La comparaison proposée sur la Figure 3-83 n'est donc pas totalement pertinente. Pour évaluer l'effet du confinement, un nouveau calcul a donc été réalisé en affectant une valeur de la résistance du béton identique pour les modélisations de Pref2 et de PC2. Les résultats de ces deux calculs (Pref2 et PC2 avec un béton de résistance en compression de 40 MPa) sont présentés sur la Figure 3-85.

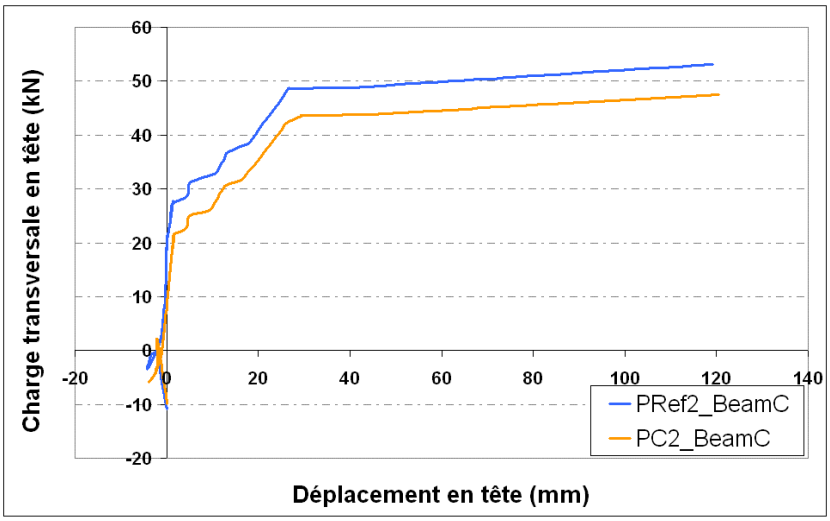


Figure 3-83 : Modélisations correspondant aux essais sur PRef2 et PC2.

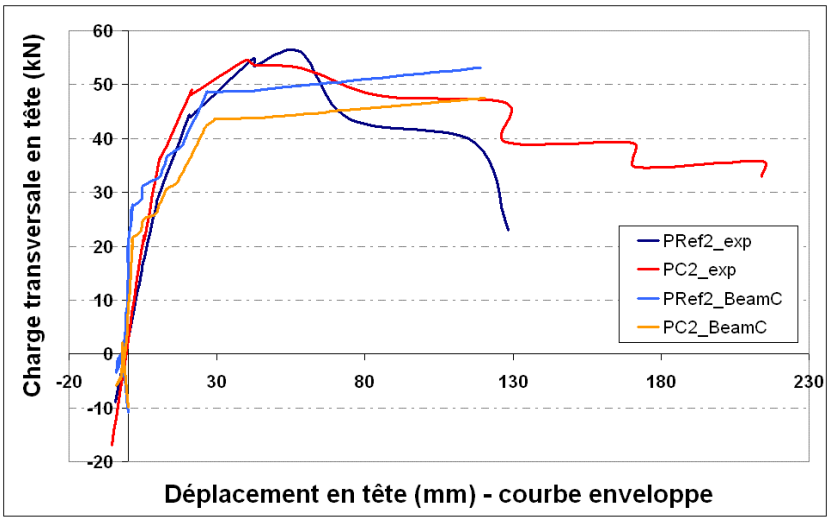


Figure 3-84 : Confrontation des résultats entre modélisation et expérimentation pour les essais Pref2 et PC2.

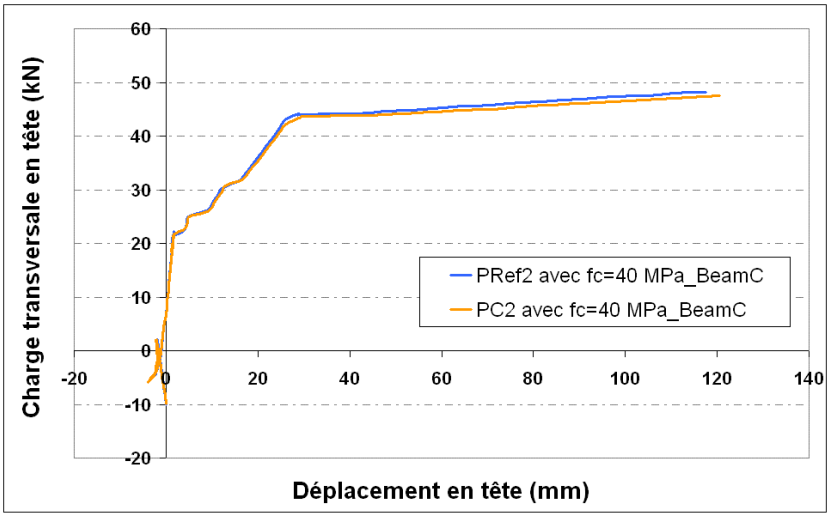
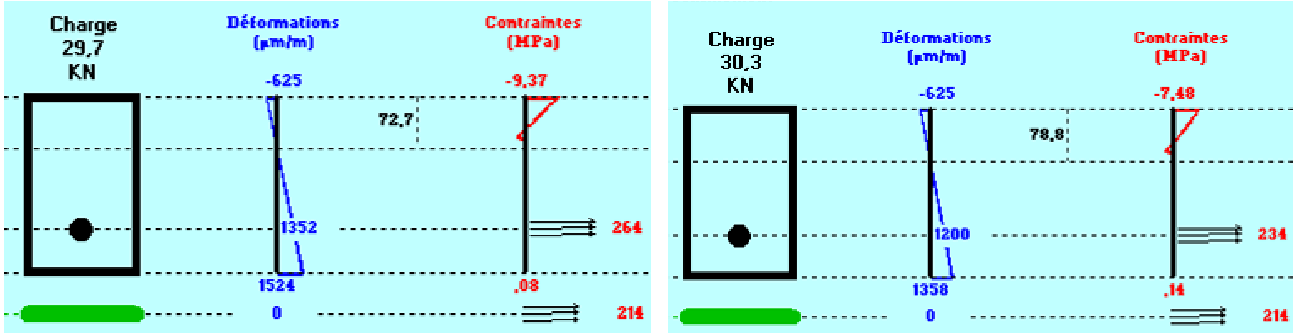


Figure 3-85 : Modélisation correspondant aux essais sur PRef2 et PC2, mais en leur affectant des résistances en compression du béton non confiné égales (f_c=40 MPa).

La Figure 3-85 ne révèle aucune réelle différence entre la simulation du poteau non confiné et celle du poteau confiné. Bien que surprenant, ce résultat s'explique par le fait que le logiciel détecte une rupture par pivot *A* pour le poteau non confiné (rupture en traction des aciers ; même s'il a été constaté lors des essais que les poteaux non confinés périssaient en pivot *B*, par flambement des aciers comprimés). Ainsi, confiner une section qui présente initialement une rupture des aciers en traction ne change pas le mode de rupture et ne modifie pratiquement pas le résultat du calcul, ce qui explique la quasi superposition des courbes de la Figure 3-85. Des déformations identiques sont par exemple calculées dans la section située à la jonction pour PRef2 et PC2, pour un effort de 30 kN (Figure 3-86).



(a) (b)

Figure 3-86 : Déformations transverses calculées à la jonction pour Pref2 (a) et PC2 (b) soumis à un effort de 30 kN.

Cependant, suite aux conclusions de ces premières modélisations et pour vérifier la capacité du logiciel à prendre en compte le confinement, nous avons mené deux calculs supplémentaires simulant deux poteaux dont les quantités d'armature sont toutes deux identiques et plus importantes que celles du calcul précédent (afin d'éviter une rupture en pivot *A* du poteau non renforcé et pouvoir ainsi solliciter le PRF de confinement sur le poteau renforcé) ; là encore, un poteau est confiné et l'autre non. Ces deux calculs ne font donc pas référence à certains des essais menés, puisque les taux d'armatures considérés ne sont pas ceux des poteaux testés. Les résultats du calcul simulent alors un comportement différent entre le poteau non confiné et le poteau confiné (Figure 3-87). Le poteau non confiné atteint la ruine lorsque le béton parvient à sa déformation ultime (pivot *B*, 3,5 ‰, se référer au diagramme de contraintes et de déformations de la Figure 3-88), alors que le poteau confiné accepte une plus grande flèche, jusqu'à la rupture de l'acier tendu (pivot *A*, voir diagramme de contraintes et de déformations de la Figure 3-89).

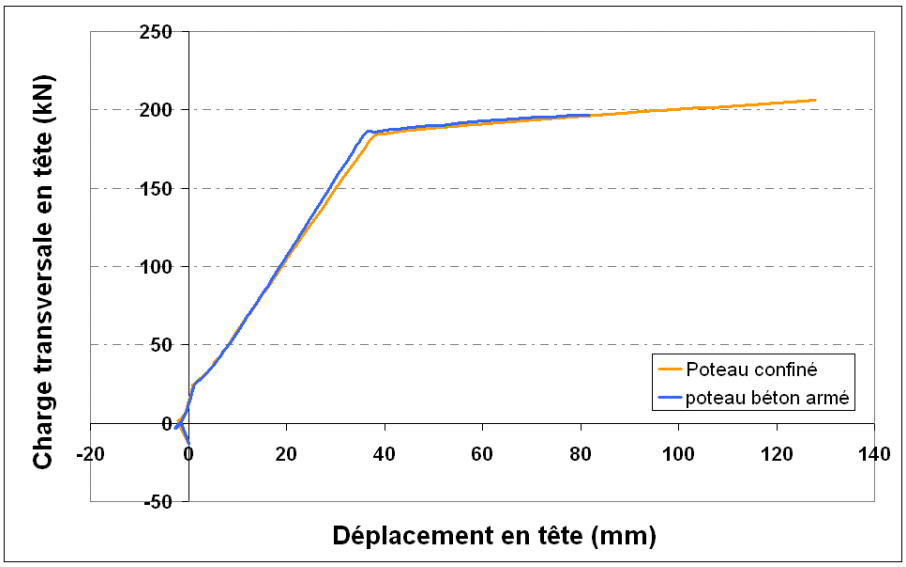


Figure 3-87 : Modélisation du comportement d'un poteau en béton armé et d'un poteau confiné ; rupture en pivot *B* pour le poteau de référence, et en pivot *A* pour le poteau confiné.

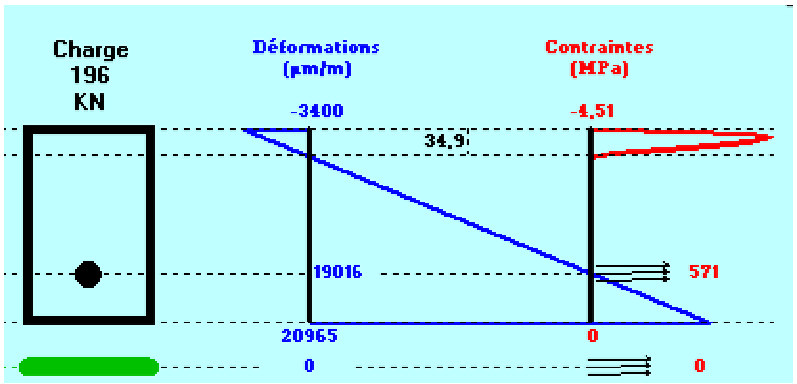


Figure 3-88 : Diagramme de contraintes et de déformations à rupture d'un poteau non confiné et avec une quantité d'armatures importante.

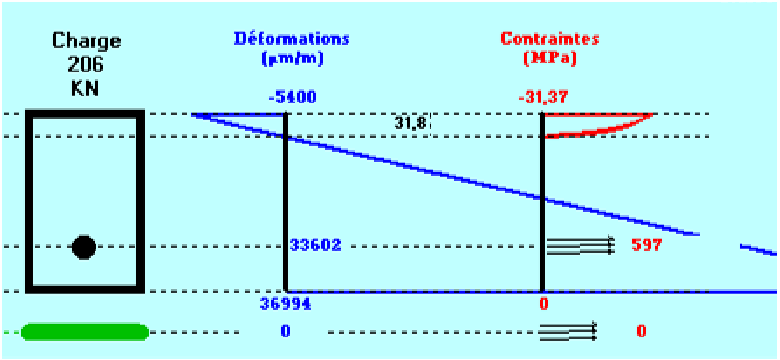


Figure 3-89 : Diagramme de contraintes et de déformations à rupture d'un poteau confiné et avec une quantité d'armatures importante.

Les différentes caractéristiques des matériaux adoptées pour mener ces calculs sont répertoriées en Annexe 6.

Cette simulation indique que le logiciel de calcul est donc apte à rendre compte d'un changement de mode de rupture dû au confinement. La principale piste d'amélioration du logiciel pour la prévision du comportement post-pic des corps d'épreuve semble donc résider dans l'implémentation d'un modèle mécanique intégrant un critère de flambement des aciers confinés par PRF.

3.4.3.3 Poteaux confinés et renforcés à la flexion par lamelles non ancrées

La modélisation du poteau confiné et renforcé par lamelles simples (PCL2) conduit à un résultat très différent de celui obtenu lors du calcul du poteau uniquement confiné PC2 (Figure 3-90). De plus, cette simulation produit un résultat éloigné non seulement du comportement global réel du poteau PCL2 (Figure 3-91), mais aussi du mode de rupture constaté lors de l'essai. En effet, le mode de ruine prévu par le calcul consiste en une rupture par excès d'effort tranchant (Figure 3-92), alors que les essais avaient mené le corps d'épreuve à une rupture de type pivot *A* (rupture en traction des aciers tendus). Cette inadéquation entre l'essai et la modélisation réside dans une description imparfaite des conditions aux limites. Lors de l'application des conditions aux limites, la condition d'encastrement est aussi appliquée aux lamelles. Le logiciel considère alors que les lamelles sont ancrées à la semelle et fonctionnent donc au maximum de leurs performances, notamment à la section critique considérée (c'est-à-dire à l'encastrement), ce qui ne correspond évidemment pas à la réalité expérimentale. En l'état actuel du logiciel, il n'est pas possible d'appliquer aux lamelles des conditions de chargement autres que celles appliquées à la partie courante du poteau. Ceci conduit donc à considérer que les renforts à la flexion sont ancrés et accroît indûment la rigidité de flexion du

poteau. Il faut donc être vigilant quant à la prise en compte des lamelles non ancrées car le logiciel ne permet pas de rendre compte de conditions aux limites réalistes.

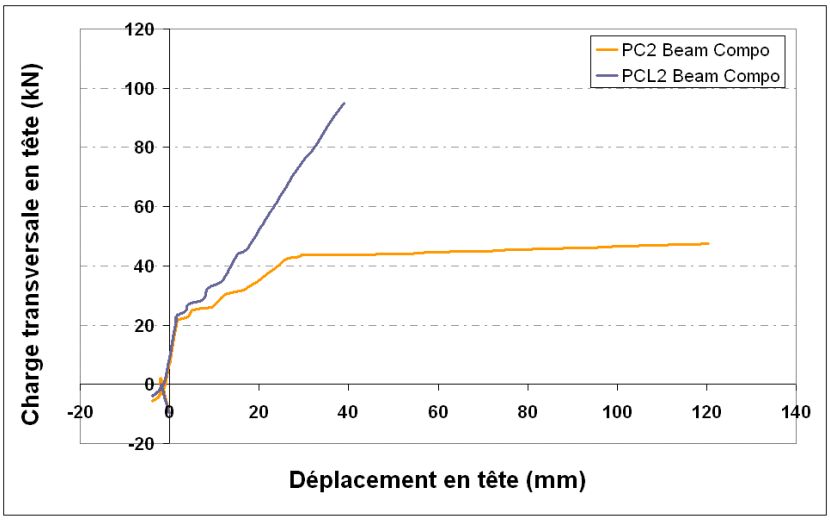


Figure 3-90 : Modélisation de PC2 et PCL2.

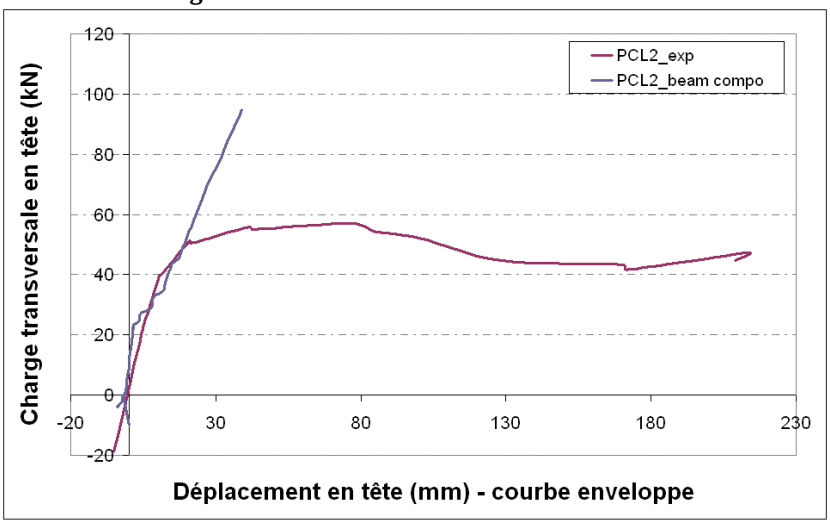


Figure 3-91 : Confrontation des résultats entre modélisation et expérimentation pour l'essai PCL2.

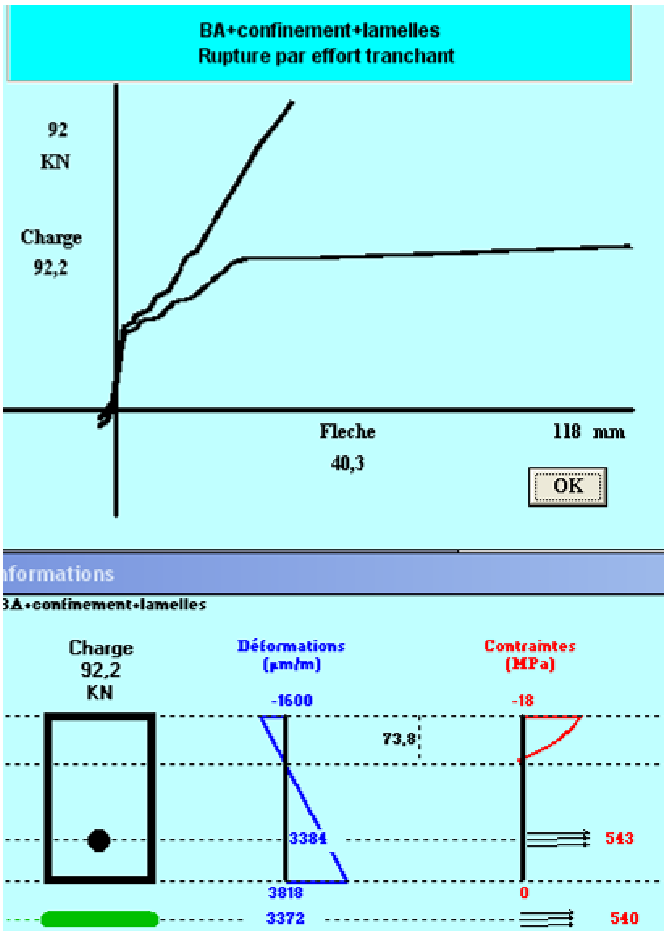


Figure 3-92 : Diagramme des contraintes et des déformations pour la modélisation de PCL2 à la rupture.

3.4.3.4 Poteaux confinés et renforcés à la flexion par lamelles ancrées

Une modélisation étendue au cas du renforcement par lamelles ancrées a été réalisée en permettant, dans le logiciel, de prendre en compte un ancrage des composites (des lamelles) à la base du poteau. En effet, en activant l'option "ancrage à la base du poteau", il est alors possible de définir les caractéristiques des renforts composites (ancrages) au niveau de la section critique (module d'élasticité, résistance et section des ancrages). Le logiciel tient alors compte de ces caractéristiques nouvellement intégrées pour le calcul de section à la jonction, et non plus des caractéristiques des lamelles simples. En tout premier lieu, les résultats obtenus nous permettent de confirmer (Figure 3 -93) que les lamelles simples (c'est à dire non ancrées) sont effectivement considérées comme actives à la jonction, les deux courbes qui simulent respectivement le comportement de PCL2 et PCLA2 étant globalement similaires.

La modélisation appliquée au cas du renforcement par confinement couplé à des lamelles ancrées fournit une courbe effort transversal – déplacement en tête très éloignée des résultats expérimentaux (Figure 3-94). Ceci peut être la conséquence d'une modélisation qui décrit une réponse quasi-statique à une sollicitation monotone croissante et ne tient donc pas compte des cycles alternés, qui endommagent rapidement les sections (notamment le béton lorsqu'il devient tendu) et ont expérimentalement conduit à une rupture prématurée des ancrages par flambement et écrasement. On rappelle que la courbe fournie en Figure 3-94 est la courbe enveloppe déduite des essais cycliques.

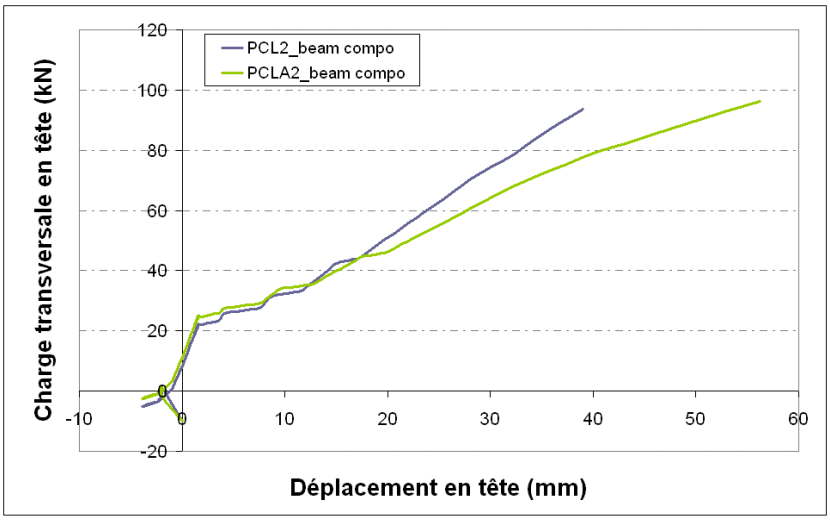


Figure 3-93 : Comparaison des modélisations "confinement + lamelles simples" et "confinement + lamelles ancrées".

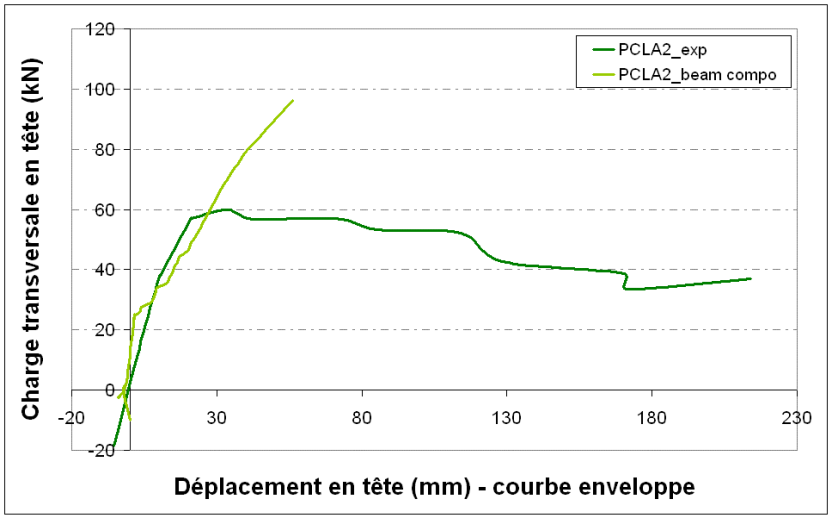


Figure 3-94 : Comparaison entre la modélisation "confinement + lamelles ancrées" et les résultats expérimentaux obtenus lors de l'essai sur PCLA2.

3.4.3.5 Conclusion

Malgré les modifications apportées au logiciel pour l'adapter au cas de poteaux renforcés par matériaux composites (confinement et renforts longitudinaux) et soumis à une sollicitation de flexion composée (introduction d'un modèle rhéologique du béton et de conditions aux limites adaptées), les modélisations réalisées ne permettent pas de reproduire de manière satisfaisante les essais réalisés. Les principaux problèmes identifiés sont notamment les suivants :

Pour les poteaux confinés par PRF, le logiciel ne permet pas de rendre compte de l'efficacité du chemisage à s'opposer au flambement des aciers longitudinaux.

Pour les poteaux combinant confinement et renforts longitudinaux, une difficulté spécifique réside dans l'application de la condition aux limites à la jonction qui amène le moment d'encastrement à agir sur ces renforts longitudinaux, considérés alors comme des lamelles ancrées.

Pour les poteaux combinant confinement et renforts longitudinaux ancrés, le calcul ne tient pas compte de la rupture prématurée des ancrages par flambement et écrasement.

De plus, dans tous les cas, la modélisation décrit la réponse quasi-statique des poteaux soumis à une sollicitation monotone croissante. Elle ne tient donc pas compte des cycles alternés et

semble donc peu adaptée au problème étudié.

Cependant, l'outil a démontré quelques capacités prometteuses puisque dans certains cas précis, il s'est montré apte à tenir compte du rôle du confinement pour changer le mode de rupture des éléments calculés.

La confrontation de ce logiciel aux résultats des essais de cette étude a permis d'en évaluer les performances et d'en diagnostiquer les faiblesses. Les différentes pistes de développement alors imaginées (description des modes de rupture identifiés et de l'endommagement cyclique) devraient permettre à terme de faire évoluer ce logiciel et le transformer en outil fiable de dimensionnement.

3.5 Contribution à l'étude de règles de calcul simplifiées pour un renforcement par matériaux composites de poteaux sollicités en flexion composée

3.5.1 Vérification des sections en termes de moments

L'objectif est de disposer de règles de dimensionnement, formulées à destination des ingénieurs et permettant de calculer la quantité de matériaux à mettre en œuvre pour renforcer au séisme un poteau par matériaux composites collés.

L'analyse sismique permet d'obtenir (en fonction du sol, du zonage sismique, etc.) le moment extérieur ($M_{séisme}$) susceptible de solliciter l'élément structural considéré, ici le poteau. Il convient alors de vérifier que celui-ci peut supporter cette sollicitation en formulant les équations d'équilibre à la section jugée critique. Dans notre cas, il s'agit donc de contrôler que la section au droit de l'encastrement (section 1 de la Figure 3-95) peut supporter ce moment extérieur ; dans certains cas, il est également nécessaire d'effectuer ces vérifications pour une section où il existe un recouvrement des aciers (section 2 de la Figure 3-95), et éventuellement au niveau de la section en zone courante, à la limite de la zone de recouvrement (section 3 de la Figure 3-95).

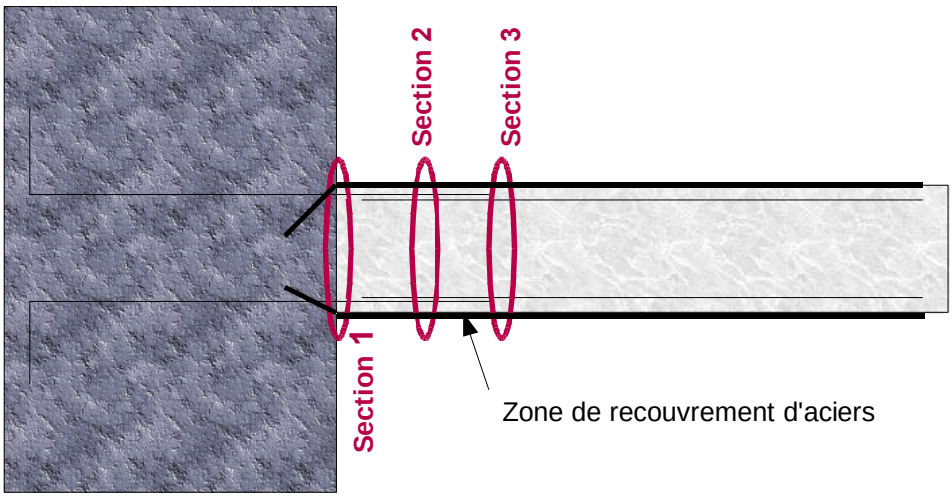


Figure 3-95 : Différentes sections à vérifier lors du calcul Béton Armé.

Le moment résistant ultime de la section en béton armé (M_{ultime}) correspond à la valeur la plus faible des deux moments résistants que sont le moment résistant de la partie comprimée de la section ($M_{section\text{-}compression}$) et le moment résistant de la partie tendue ($M_{section\text{-}traction}$) :

$$M_{ultime} = \min\,(M_{section\text{-}traction}\ ;\ M_{section\text{-}compression})$$

Il convient ensuite de vérifier que $M_{ultime} > M_{séisme}$.

Dans le cas de la sollicitation mise en œuvre lors des essais, il faut tout d'abord prendre en compte le fait que la section est initialement entièrement comprimée. La section de béton subit donc une déformation homogène ε_{c0} (Figure 3-96 - a). Pour être ensuite en mesure de rendre compte du fonctionnement de flexion composée des poteaux, on applique à cette section comprimée un « moment de décompression » *M* dont le calcul peut être mené à partir des hypothèses suivantes :

- Le moment de décompression génère un profil de déformation de section dont les déformations en fibres supérieures et inférieures sont respectivement notées $\varepsilon_{déc}$ et $-\varepsilon_{déc}$ (Figure 3-96 - b)
- Après application du moment de décompression, la section présente une partie tendue, et une partie comprimée (Figure 3-96 - c).
- La section n'est pas fissurée.
- La fibre inférieure de la section atteint la déformation de traction du béton ε_{t0} qui correspond à la déformation limite avant fissuration en traction du béton. ε_{t0} est la moyenne des résistances en traction du béton mesurées sur les éprouvettes de caractérisation des matériaux des corps d'épreuve divisée par la moyenne des modules du béton obtenus lors des essais sur ces mêmes éprouvettes, soit ε_{t0} = -3,4 / 25 000 = -136 µm/m.

Le principe de superposition de l'état initial de compression et du profil de section uniquement dû au moment de décompression est représenté sur le schéma de la Figure 3-96.

La déformation initiale de compression dans le béton est calculée comme suit :

$$\varepsilon_{c0} = N / (S*E_{moy}) = 700\,000/(250*370*25\,000) = 303\ \mu m/m$$

Le calcul de la contrainte au niveau de l'axe neutre s'écrit :

(3-11)
$$\frac{M \cdot v}{I} - \frac{N}{S} = 0$$

Où :

- *N* est l'effort normal dû à la sollicitation de compression initiale (700 kN)
- *S* est l'aire de la section du poteau (*S* = *bh*)
- *I* est le moment d'inertie du poteau (l'inertie de la section entière est ici prise en compte car la section n'est pas fissurée) :

(3-12)
$$I = \frac{bh^3}{12}$$

- *v* est la distance entre le centre de gravité de la section et la position de l'axe neutre (voir Figure 3-96):
  $v = y - h/2$
- *y* est la distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre (voir Figure 3-96),

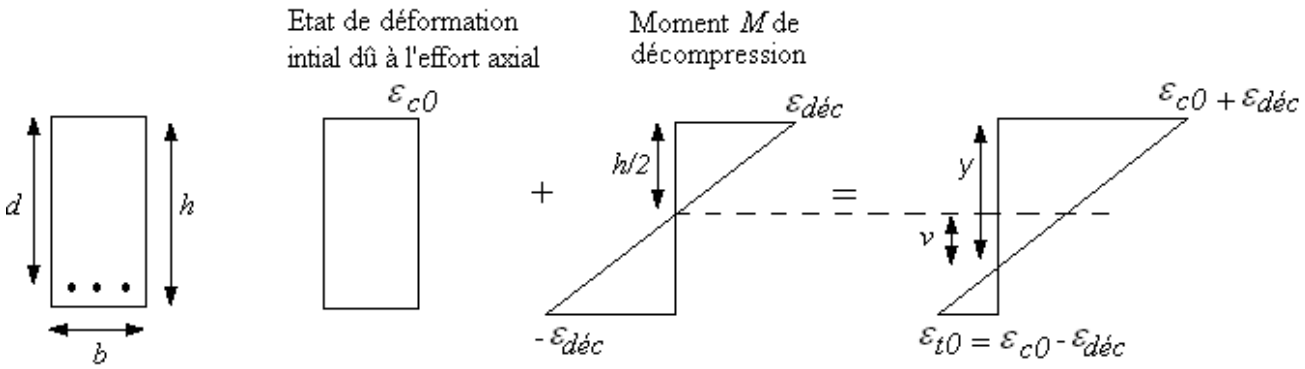
(3-13)
$$y = \frac{\varepsilon_{c0} + \varepsilon_{déc}}{\varepsilon_{t0} + \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{déc}} h$$
$$y = 0{,}84h$$

Ainsi,

(3-14)
$$M = \frac{N \cdot I}{v \cdot S} = \frac{bh^3/12}{(0{,}84h - h/2) \cdot h \cdot b} \cdot N$$

Soit :

(3-15) $$M = \frac{h}{4{,}1} \cdot N$$



(a) **(b)** **(c)**

Figure 3-96 : Décompression de la section de béton

Une fois le moment de décompression *M* déterminé, il convient de calculer le moment résistant de la partie comprimée, et le moment résistant de la partie tendue.

- <u>Calcul du moment résistant de la section comprimée (participation du béton comprimé) :</u>

Si l'on prend comme état de référence du calcul, l'état résultant de la sollicitation de compression initiale (700 kN), cela implique de considérer une résistance du béton modifiée selon :

(3-16) $$f_{cd\text{-}modifiée} = f'_{cc(rect)} - \sigma_{c0}\,,$$

avec :

- $f'_{cc(rect)}$ la résistance en compression du béton confiné (lorsqu'il y a un chemisage de PRF): $f'_{cc(rect)} = f_c + 0{,}6 \cdot (k_c\, f_r)^{0{,}7}$, dont les termes ont été définis en section 3.4.2,
- σ_{c0} la contrainte initiale dans le béton résultant de l'effort axial initial (N = 700 kN) :

(3-17) $$\sigma_{c0} = \frac{-N}{S}.$$

De plus, dans le cas des poteaux renforcés par PRF, pour le calcul de la position de l'axe neutre, si l'on se place sur la droite de déformation pivot *A* - pivot *B*, il faut non plus considérer la déformation ultime du béton armé classique (3,5 ‰), mais celle du béton confiné. On peut ainsi utiliser la même formule que celle implémentée dans le logiciel Beam Compo et présentée dans la section 3.4.2 :

$$\varepsilon_{ccu} = \frac{f'_{cc(rect)} - f_{0(rect)}}{E_2}$$

(se référer à la section 3.4.2 pour la détermination des différents termes de l'équation)

La position de l'axe neutre se détermine selon :

(3-18) $$y = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{ccu}} h$$

avec la déformation ultime des aciers tendus ε_s = 0,01.

Finalement, le moment résistant de la partie comprimée de la section de béton se détermine suivant :

(3-19) $$M_{béton\text{-}compression} = 0{,}8 \cdot y \cdot f_{cd-\mathrm{mod}} \cdot b \cdot (d - 0{,}4 \cdot y) + M$$

- <u>Calcul du moment résistant de la section en traction:</u>

La modélisation des différents cas de renforcement effectuée sur le logiciel Beam Compo a mis en évidence le fait que le calcul mené à la section critique (i.e. à l'encastrement) ne doit pas tenir compte des lamelles simples. Ainsi, dans le cas des poteaux non renforcés, des poteaux confinés et des poteaux confinés avec lamelles simples, seuls les aciers longitudinaux participent à la résistance en traction de la section. Le moment résistant des aciers en traction est défini suivant :

(3-20) $$M_{aciers\text{-}traction} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_s + M$$

avec $z_s = 0{,}9d$.

Pour les poteaux confinés avec des lamelles ancrées, la contribution des lamelles tendues s'ajoute à celle des aciers tendus pour s'opposer à la flexion. Le moment repris par les renforts longitudinaux en composites peut s'exprimer comme suit :

(3-21) $$M_{lamelle} = A_{f,\,fle} \cdot E_{f,\,fle} \cdot \varepsilon_{u,\,f,\,fle} \cdot z_f$$

avec $z_f = d$.

Remarque : le module de la partie ancrée des lamelles n'étant pas connu, nous avons pris le parti de garder le même module élastique ($E_{f,fle}$) que celui de la partie courante de la lamelle, et de lui affecter également la même section. Dans la réalité, le module de la partie ancrée est certainement plus faible, mais la section est également plus importante que celle de la partie courante, ce qui compense le produit *Aire* x *Module* (on peut par ailleurs estimer que l'effort repris par la lamelle ancrée est le même que celui repris par la partie courante, puisqu'ils contiennent le même nombre de fibres).

Dans l'équation (3-21), la valeur affectée à $A_{f,fle}$ est donc celle de 3 sections de lamelles (voir Figure 3-13), soit 3 x 50 x 1,2 mm².

Les résultats obtenus pour les différents corps d'épreuve sont résumés dans le Tableau 3-9 et sont confrontés aux résultats expérimentaux sur les Figure 3-97 et Figure 3-98.

Tableau 3-9 : Résultats obtenus pour le calcul du moment résultant ultime

Corps d'épreuve	fc	f'cc (rect)	f'0 (rect)	E2	εcu	y (mm)	M_bc (kN.m)	M_At (kN.m)	M_lam (kN.m	Mu (KN.m)	F_max_théo (kN)	Fmax_exp+ (kN)	% d'erreur	Fmax_exp- (kN)	% d'erreur
PRef1	46,23	46,2		712,0	0,0140	131,3	301,8	71,5		71,5	33,4	57,2	71,5	-42,6	27,7
PRef2	47,43	47,4		714,7	0,0140	131,3	309,8	71,5		71,5	33,4	56,1	68,2	-40,4	21,1
PC1	51,5	61,2	51,9	723,6	0,0128	126,4	392,5	71,5		71,5	33,4	54,6	63,7	-46	37,9
PC2	40,3	50,0	42,1	697,7	0,0112	119,1	307,8	71,5		71,5	33,4	54,7	64,0	-42,8	28,3
PCL1	34,7	44,4	37,3	682,5	0,0104	114,9	266,8	71,5		71,5	33,4	54,1	62,2	-43,8	31,3
PCL2	40,3	50,0	42,1	697,7	0,0112	119,1	307,8	71,5		71,5	33,4	57,1	71,2	-45,3	35,8
PC1_HA8	31	40,7	34,0	671,4	0,0099	112,0	240,4	71,5		71,5	33,4	56,12	68,3	-34	1,9
PC2_HA8	27,8	37,5	31,2	660,9	0,0094	109,3	218,1	71,5		71,5	33,4	51,4	54,1	-40,6	21,7
PCLA1	38	47,7	40,1	691,7	0,0109	117,4	290,8	71,5	45,4	116,8	54,5	60,8	11,5	-59,8	9,7
PCLA2	41,3	51,0	43,0	700,2	0,0114	119,8	315,2	71,5	45,4	116,8	54,5	59,8	9,7	-59,3	8,8
PCLA_partiel	40,3	50,0	42,1	697,7	0,0112	119,1	307,8	71,5	45,4	116,8	54,5	61,7	13,2	-57,6	5,6

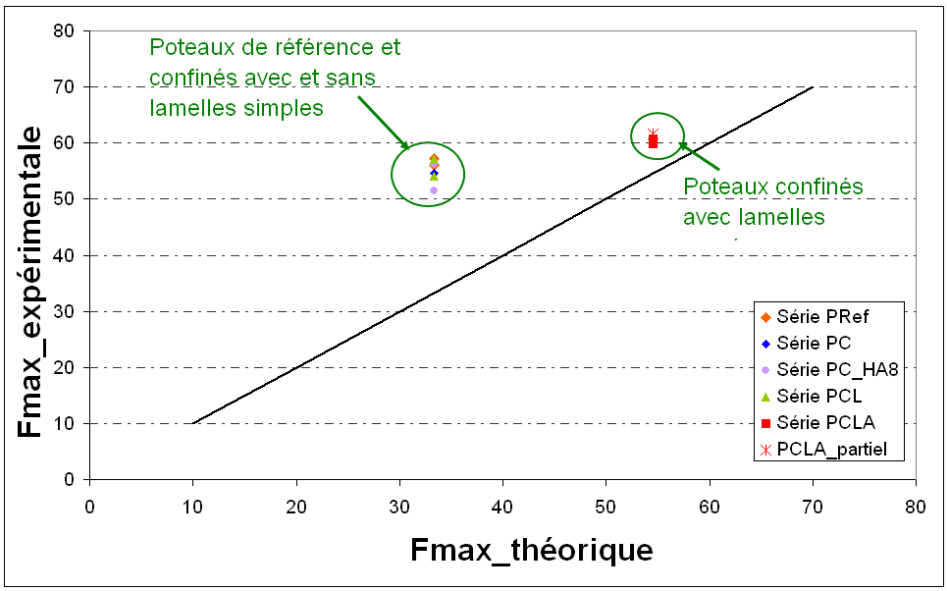


Figure 3-97 : Confrontation entre les efforts maximaux théoriques et expérimentaux (cycles vers le haut) pour les différents corps d'épreuve.

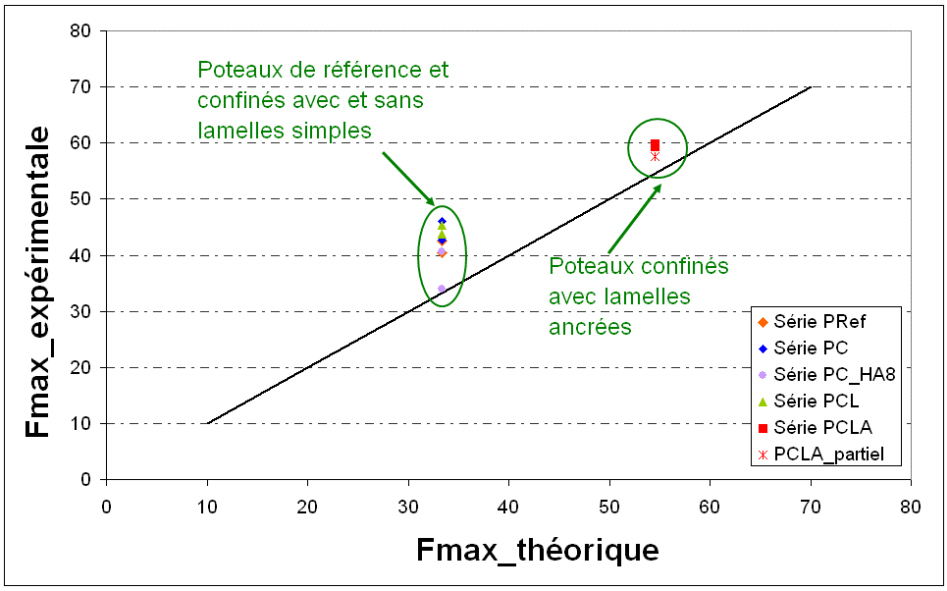


Figure 3-98 Confrontation entre les efforts maximaux théoriques et expérimentaux (cycles vers le bas) pour les différents corps d'épreuve.

La confrontation des résultats expérimentaux aux valeurs théoriques indique que les calculs sous-estiment assez largement l'effort latéral maximal pouvant être repris par les poteaux si l'on considère les valeurs expérimentales des efforts maximums lors des cycles vers le haut (Figure 3-97). La différence entre l'approche théorique et les résultats expérimentaux s'atténue si l'on considère les résultats expérimentaux pour les cycles vers le bas (Figure 3-98).

Néanmoins, ce dimensionnement en résistance à l'aide d'un calcul de sections s'avère dans tous les cas sécuritaire par rapport aux résultats expérimentaux (47,1 % d'erreur en moyenne pour les poteaux en béton armé, 45,1 % pour les poteaux renforcés sans ancrage et 9,7 % pour les poteaux renforcés avec ancrage). L'imprécision des calculs peut être attribuée aux hypothèses simplificatrices assez fortes qui ont été prises pour ces calculs. Il s'agit toutefois d'une première approche qui mériterait d'être développée, éventuellement en considérant les phénomènes de fissuration dans la partie tendue de la section pour le calcul du moment *M* de décompression.

3.5.2 VÉRIFICATION DE LA ROTATION DE CORDE ULTIME

Selon l'EC 8 ([*EN 1998-3*]), les principes de conception parasismique des constructions neuves se basent sur l'acceptation d'un niveau de dommages de la structure après séisme de calcul. Cette philosophie se retrouve donc dans la réévaluation sismique des structures existantes, avec le calcul du niveau de dommage admissible de la structure non réhabilitée, puis, si la nécessité d'une réhabilitation a été établie, le re-calcul du niveau de dommage admissible en tenant compte du renforcement appliqué. En outre, la méthode de conception privilégiée par l'EC8 est la méthode de dimensionnement en capacité de déplacement, afin d'assurer un comportement dissipatif d'ensemble, sous l'effet de déformations importantes. Il est donc important de raisonner en capacité de déplacement, et non plus uniquement en force, la capacité d'un élément structurel à se déformer dans son domaine inélastique étant un critère important pour assurer sa tenue vis-à-vis de déformations imposées. Cette capacité de déplacement peut notamment être traduite par la notion de rotation de corde (notion présentée dans le paragraphe 1.3 de ce mémoire), équivalente au déplacement relatif (flèche au droit de l'extrémité de la portée d'effort tranchant divisée par cette même portée).

Concernant les essais menés lors de nos travaux, une première étape consiste donc à calculer la rotation de corde (ou déplacement relatif) admissible par le poteau considéré ; cette donnée permet d'évaluer le comportement du poteau dans son ensemble. La détermination des courbures à l'état de plastification des aciers φ_y et à l'état ultime φ_u sont également des étapes importantes dans la détermination de la rotation de corde θ.

A partir d'une base de données portant sur 2000 poutres, poteaux et voiles, des règles de calcul ont été formulées afin de prédire le moment de flexion sollicitant et la courbure de l'élément à l'instant de la plastification, ainsi que la rotation de corde ultime et la rotation de corde à plastification, en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques des corps d'épreuve (voir [*Biskinis et Fardis, 2008*]), dont les travaux ont été repris dans l'EC8-3 ([*EN 1998-3*]).

Les équations suivantes (relatives aux poteaux) permettent le calcul de la rotation de corde ultime θ_u, de la rotation de corde élastique θ_y et de la rotation de corde plastique θ_u^{pl} (avec $\theta_u = \theta_u^{pl} + \theta_y$) :

(3-22)

$$\theta_u = \alpha_{st} \cdot \left(1 - 0{,}43 \cdot a_{cy}\right)\left(1 + \frac{a_{sl}}{2}\right)\left(0{,}3^{\nu}\right)\left[\frac{\max(0{,}01;\omega_2)}{\max(0{,}01;\omega_1)} f_c\right]^{0{,}225}\left(\frac{L_v}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\frac{\alpha \cdot \rho_s f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot 1{,}25^{100\rho_d}$$

(3-23)

$$\theta_u^{pl} = \alpha_{st}^{pl}\left(1 - 0{,}52 a_{cy}\right)\left(1 + \frac{a_{sl}}{1{,}6}\right)\left(0{,}25^{\nu}\right)\left[\frac{\max(0{,}01;\omega_2)}{\max(0{,}01;\omega_1)} f_c\right]^{0{,}3} f_c^{0{,}2}\left(\frac{L_v}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\frac{\alpha \cdot \rho_s f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot 1{,}275^{100\rho_d}$$

(3-24)

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0{,}0013\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_v}\right) + a_{sl}\frac{\varphi_y d_y f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

où :

- L_v est le rapport moment/effort tranchant au droit de la section d'extrémité, L_v=M/V

- α_{st} et α_{st}^{pl} sont des coefficients relatifs au type d'acier :
  $\alpha_{st} = \alpha_{st}^{pl}$ = 0,0185 pour les aciers laminés à chaud
  α_{st} = 0,0115 et α_{st}^{pl} = 0,009 pour les aciers laminés à froid
- a_{cy} : a_{cy} = 0 pour un chargement monotone,
  a_{cy} =1 pour un chargement cyclique
- a_{sl} : a_{sl} = 1 si un glissement des aciers dans leur zone d'ancrage est possible,
  a_{sl} =0 sinon
- α_v : α_v = 1 si la fissuration d'effort tranchant précède la plastification en flexion au droit de la section d'extrémité,
  α_v =0 dans les autres cas
- $\nu = N/bhf_c$ avec N l'effort normal, positif en compression
- ω_1 et ω_2 sont les pourcentages mécaniques d'armatures longitudinales tendues (y compris les armatures d'âme) et comprimées respectivement
  $\omega_i = \rho_i \cdot f_y / f_c$
- ρ_{sx} est le pourcentage d'armatures transversales parallèles au sens x de chargement
  $\rho_{sx} = A_{sw}/(bs)$
- ρ_d est le pourcentage d'armatures diagonales (lorsqu'elles existent) dans chaque direction diagonale
- α est le coefficient d'efficacité du confinement

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right)\left(1 - \frac{\Sigma b_i^{\,2}}{6 \cdot h_0 \cdot b_0}\right),$$

où b_0 et h_0 sont les dimensions du noyau confiné limité par l'axe des armatures de confinement

- b_i est l'espacement entre axes des barres longitudinales (d'indice i) retenues latéralement par un angle d'étrier ou une épingle le long du périmètre de la section transversale
- φ_y est la courbure à la limite élastique ; elle peut être définie par ([*Panagiotakos et Fardis, 2001*]):

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s(1-y)d}$$

Par ailleurs, les auteurs précisent, en s'appuyant toujours sur une base de données expérimentales assez vaste, que dans le cas de poteaux qui n'ont pas été dimensionnés aux séismes et n'ayant donc pas les dispositions constructives nécessaires (cas des poteaux non renforcés testés dans le cadre de ce travail de thèse), les équations deviennent :

(3-25) $$\theta_u = \theta_{u(Eq(3\text{-}22)}/1{,}2$$

(3-26) $$\theta_u^{pl} = \theta_u^{pl}{}_{(3\text{-}23)/}1{,}2$$

Si l'on applique ces formules au cas du poteau non renforcé PRef2, nous obtenons les valeurs résumées dans le Tableau 3-10. Ces résultats sont confrontés aux résultats expérimentaux sur la Figure 3-99,

le calcul de flèche à la limite élastique étant réalisé suivant (voir Figure 1-32) :

(3-27) $$d_y = L_v \cdot \theta_y ,$$

avec L_v = 2142,5 mm, distance entre la base du poteau (encastrement) et le point d'application de l'effort latéral,

et le calcul de flèche ultime suivant :

(3-28) $$d_u = L_v \cdot \theta_u$$

Tableau 3-10 : Déformations élastiques et ultimes de PRef2, selon les formules de [Biskinis et Fardis, 2008])

	PRef2
Rotation de corde à la limite élastique (équation (3-24)): θ_y **(%)**	1,33
Rotation de corde ultime (équation (3-22)) : θ_u **(%)**	5,8
Flèche à la limite élastique (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral – équation (3-27)) : d_y **(mm)**	28,5
Flèche ultime (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral – équation (3-28)) : d_u **(mm)**	144,7

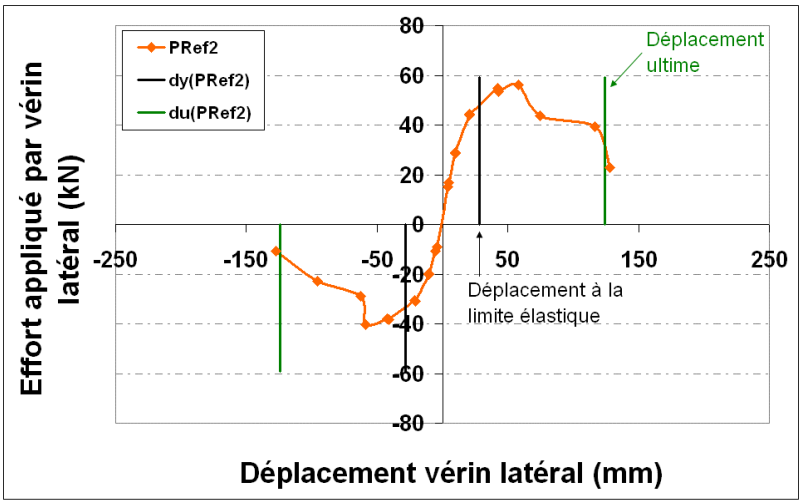


Figure 3-99 : Déplacement à la limite élastique et déplacement ultime calculés selon les formules de [Biskinis et Fardis, 2008]) et replacés sur la courbe expérimentale de PRef2.

La Figure 3-99 montre que le déplacement ultime théorique (d_u) correspond bien au déplacement ultime obtenu lors de l'essai sur PRef2. Le calcul du déplacement à la limite élastique (d_y) semble fournir également une évaluation correcte du résultat expérimental.

L'EC8-3 ([*EN 1998-3*]) a adopté les même équations que celles présentées précédemment mais en introduisant un coefficient de sécurité (γ_{el}) dans le calcul de θ_u (équation (3-22)) et θ_u^{pl} (équation (3-23)). La valeur assignée à γ_{el} est :

- pour le calcul de θ_u :
  - γ_{el} = 1,5 pour les éléments sismiques primaires
  - γ_{el} =1 pour les éléments sismiques secondaires.
- pour le calcul de θ_u^{pl} :
  - γ_{el} = 1,8 pour les éléments sismiques primaires
  - γ_{el} =1 pour les éléments sismiques secondaires.

Si l'on recalcule le déplacement ultime théorique (d_u) en appliquant cette fois le coefficient de sécurité au calcul des rotations de cordes, on constate (Figure 3-100) que l'effort latéral repris par le poteau pour ce déplacement ultime théorique est de 77 % de l'effort maximal pour les cycles vers le haut et de 60 % pour les cycles vers le bas.

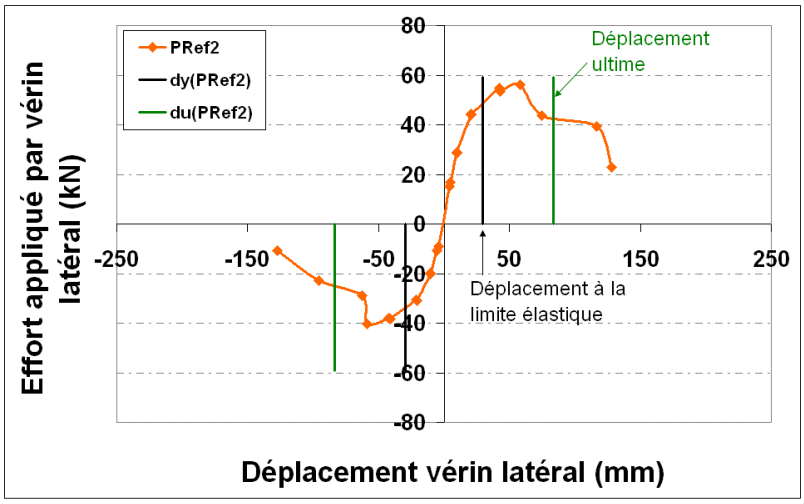


Figure 3-100 : à la limite élastique et déplacement ultime calculés avec le coefficient de sécurité de l'EC8-3 et replacés sur la courbe expérimentale de PRef2.

L'étude réalisée par Biskinis et Fardis ([*Biskinis et Fardis, 2008*]) propose par ailleurs une généralisation des précédentes formules (équations (3-22), (3-23) et (3-24)) permettant de prendre en compte un éventuel confinement par PRF. La rotation de corde ultime d'un poteau confiné par PRF (θ_u*) se calcule alors comme la somme de la rotation de corde élastique du poteau confiné (θ_y*) et de la rotation de corde plastique du poteau confiné (θ_u^{pl}*), avec :

(3-29)
$$\theta_y{}^* = 1{,}07 \cdot \varphi_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0{,}0013\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_s}\right) + a_{sl}\frac{\varphi_y d_y f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

(3-30)
$$\theta_u^{pl}{}^* = \alpha_{st}^{pl}\left(1 - 0{,}52 a_{cy}\right)\left(1 + \frac{a_{sl}}{1{,}6}\right)\left(0{,}25^{\nu}\right)\left[\frac{\max(0{,}01;\omega_2)}{\max(0{,}01;\omega_1)} f_c\right]^{0{,}3} f_c^{0{,}2}\left(\frac{L_s}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\frac{\alpha \cdot \rho_s f_{yw}}{f_c} + TC\right)} \cdot 1{,}275^{100\rho_d}$$

avec *TC*, le terme de confinement, prenant pour valeur :

(3-31)
$$TC = a_f \cdot c_f \cdot \min\left[0{,}4; \frac{\rho_f \cdot f_{fu,L\&T}}{f_c}\right]\left(1 - 0{,}5\min\left[0{,}4; \frac{\rho_f \cdot f_{fu,L\&T}}{f_c}\right]\right)$$

où :
- $\rho_f = 2t_f/b$: pourcentage de PRF parallèlement au sens du chargement
- $f_{fu,L\&T} = E_f \cdot (k_{eff} \cdot \varepsilon_u)$ ([*Lam et Teng, 2003*])
- ε_u : déformation limite
  - ε_u = 0,015 pour les PRF carbone et aramide
  - ε_u = 0,02 pour les PRF verre
- k_{eff} : 0,6 pour les PRFC ou PRFV
- a_f : coefficient d'efficacité du confinement
  $$\alpha_f = 1 - \frac{(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2}{3bh}$$
- c_f = 1,8 pour les PRFC
  c_f = 0,8 pour les PRFV et PRFA.

A titre de validation, nous avons appliqué les formules précédentes (équations (3-29) et (3-30)) aux corps d'épreuve testés par Iacobucci *et al.* ([*Iacobucci et al., 2003*]), les résultats expérimentaux

obtenus par ces auteurs étant inclus dans la base de données utilisée par Biskinis et Fardis pour formuler et calibrer les équations proposées dans leur publication (*[Biskinis et Fardis, 2008]*). Le calcul permet bien alors de retrouver les déplacements ultimes obtenus expérimentalement par Iacobucci *et al.*

De la même façon que précédemment, si l'on applique ces formules au cas des poteaux renforcés PC2, PCL2 et PCLA2 nous obtenons les valeurs résumées dans le Tableau 3-11 et représentées sur la Figure 3-101.

Tableau 3-11 : Déformations élastiques et ultimes des poteaux renforcés, selon les formules de [Biskinis et Fardis,2008])

	PC2	**PCL2**	**PCLA2**
Rotation de corde à la limite élastique : θ_y***(%)**	1,4	1,4	1,4
Rotation de corde ultime : θ_u***(%)**	7,3	7,3	7,3
Flèche à la limite élastique (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_y **(mm)**	30,3	30,3	30,2
Flèche ultime (flèche correspondant au déplacement du vérin latéral) : d_u **(mm)**	155,4	155,4	156,3

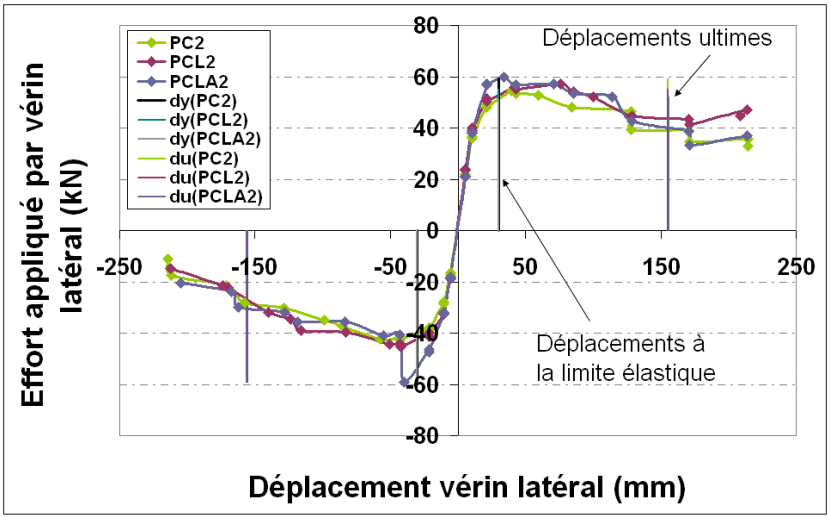


Figure 3-101 : Déplacement à la limite élastique et déplacement ultime calculés selon les formules de [Biskinis et Fardis, 2008]), et replacés sur les courbes expérimentales des poteaux renforcés.

La Figure 3-101 révèle alors que les déplacements ultimes calculés sont inférieurs aux valeurs expérimentales. Les déplacements ultimes expérimentaux correspondent par ailleurs à une perte de charge d'environ 50% (par rapport à l'effort maximal relevé, pour les cycles vers le bas), alors que le déplacement ultime calculé (d_u), replacé sur la courbe (Figure 3-101) correspond à une perte de charge de 43%. Ce résultat indique que le modèle proposé par Biskinis et Fardis s'applique également aux corps d'épreuve que nous avons testés, la valeur de calcul plus faible pouvant être considérée comme sécuritaire.

Si l'on applique maintenant le coefficient de sécurité de l'EC8-3 (γ_{el}) dans le calcul de θ_u et donc dans le calcul de d_u, on obtient une valeur du déplacement ultime théorique correspondant à une faible perte de charge latérale (16 % de perte par rapport à l'effort maximum atteint pour les cycles vers le bas et 5 % de perte pour les cycles vers le haut, voir Figure 3-102). Or si l'on souhaite retrouver un résultat comparable à celui obtenu lorsqu'on applique le coefficient de sécurité au cas

des poteaux en béton armé, le déplacement ultime calculé avec ce coefficient de sécurité doit coïncider avec une perte d'effort de 40 % vers le bas (et 22 % vers le haut). Une solution consiste alors à modifier le paramètre c_f du terme de confinement de la formule (3-31), dont la valeur proposée par Biskinis et Fardis est pour notre cas égale à 1,8 (*[Biskinis et Fardis, 2008]*). Ainsi le déplacement ultime permettant une perte d'effort de 40% par rapport à l'effort maximal pour les poteaux renforcés peut être atteint si l'on applique un coefficient $c_f = 8$ (Figure 3-103).

Cette modification de la valeur du paramètre c_f (c_f =8) peut aussi s'appliquer au calcul des rotations de corde ultime si l'on souhaite par exemple retrouver des résultats équivalents entre les poteaux renforcés et les poteaux non renforcés, c'est-à-dire avec des résultats calculés correspondant à une perte de charge 40%. Cette façon de faire peut d'ailleurs se généraliser pour une perte de charge de valeur choisie X % (X < 40). Pour cela, il suffit d'affecter une valeur à c_f permettant d'atteindre une valeur calculée (déplacement ou rotation de corde ultime) coïncidant à la perte de charge visée. On peut ainsi proposer la formule de c_f suivante :

$c_f = 0{,}26X - 2{,}4$,
extrapolée sur la constatation que
pour X = 16 %, c_f = 1,8, et
pour X = 40 %, c_f = 8.

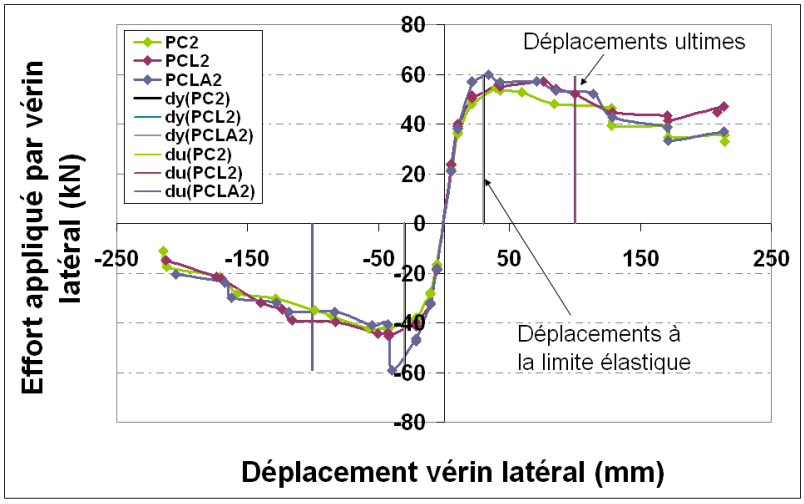


Figure 3-102 : Déplacement à la limite élastique et déplacement ultime calculés avec le coefficient de sécurité de l'EC8-3, et replacés sur les courbes expérimentales des poteaux renforcés.

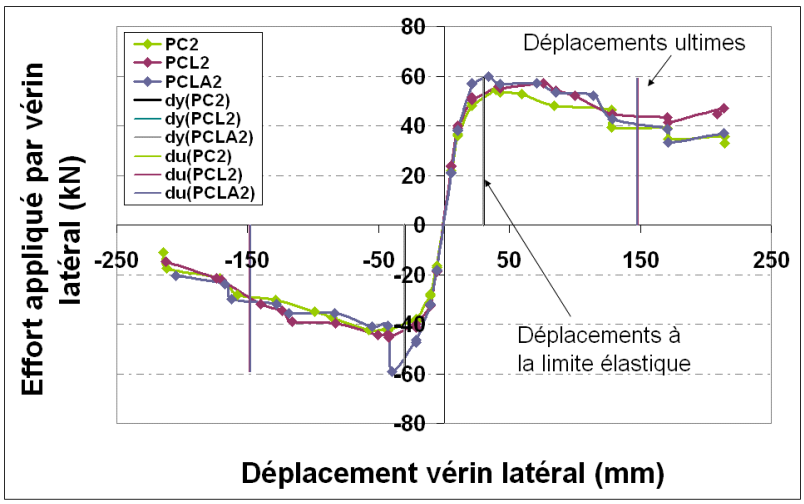


Figure 3-103 : Déplacement à la limite élastique et déplacement ultime calculés avec le coefficient de sécurité de l'EC8-3 et avec un coefficient c_f=8, replacés sur les courbes expérimentales des poteaux renforcés.

On peut noter que les formules de calcul des rotations de corde présentées dans cette section ne font pas apparaître la contribution des lamelles. Les renforts à la flexion sont donc considérés comme inactifs vis-à-vis du comportement du poteau et notamment de sa capacité à supporter des déplacements latéraux importants, ce qui a été confirmé dans le cadre spécifique des essais menés sur les poteaux PCL1 et PCL2. A contrario, les résultats expérimentaux obtenus sur les poteaux PCLA1, PCLA2 et $PCLA_{_partiel}$ ont indiqué que les renforts à la flexion peuvent jouer un rôle favorable s'ils sont ancrés. Cependant, la configuration de chargement alterné ayant rapidement mené les ancrages à la ruine, il ne nous est pas possible d'évaluer le gain attendu d'une telle disposition constructive dans le cas d'un chargement monotone croissant. Si de nouveaux essais permettent de valider cette hypothèse, étant donnés les différents termes constituant les formules de calcul des rotations de corde plastique et totale, une solution permettant de rendre compte par le calcul de l'action des lamelles ancrées consisterait alors à modifier les termes ω_2 et ω_1 représentant l'action des armatures longitudinales internes.

3.5.3 Conclusions sur les aspects de dimensionnement

Dans une démarche de dimensionnement parasismique, il est important d'envisager deux approches : une approche en termes de vérification de la résistance (qui passe donc notamment par une analyse de résistance des sections), et une approche en termes de calcul de la ductilité menée avec un raisonnement en capacité de déplacement.

Dans le cas de l'interprétation des essais réalisés sur poteaux et présentés en première partie de ce chapitre, le dimensionnement en résistance a été traité en modifiant les équations d'équilibre de section suivant une démarche inspirée du guide de l'AFGC (*[AFGC, 2011]*). Les équations relatives à la résistance d'une section soumise à la flexion composée tiennent ainsi compte de l'état de compression initiale du béton (dû à la charge axiale constante), de la résistance en compression du béton confiné f'_{cc} (et non plus la résistance en compression simple du béton), ainsi que de la déformation ultime du béton confiné, supérieure à la valeur réglementaire de 3,5‰ postulée dans un calcul classique de béton armé. La confrontation des prédictions de ces équations aux résultats expérimentaux, permet d'illustrer les performances satisfaisantes du modèle. Une première méthode de dimensionnement peut donc consister à comparer le moment sollicitant induit par le niveau de séisme considéré (déterminé selon les paramètres de sol, le zonage sismique, etc.) avec le moment résistant ultime calculé pour l'élément étudié, dans sa section la plus critique. Si nécessaire, des ajustements successifs des quantités de PRF (confinement, lamelles ancrées..) peuvent alors être pris en compte dans de nouveaux calculs du moment résistant de l'élément ainsi renforcé jusqu'à ce que le niveau de renfort permette au poteau de résister au moment sollicitant dû au séisme.

Concernant le dimensionnement en capacité de déplacement, le calcul des rotations de corde ultimes à partir des formules proposées par Biskinis et Fardis (*[Biskinis et Fardis, 2008]*), et reprises dans l'EC8-3 (*[EN 1998-3]*), s'est révélé apte à reproduire correctement les résultats expérimentaux, notamment pour les poteaux non renforcés. Pour les poteaux renforcés par PRF, l'application du coefficient de sécurité de l'EC8-3 (γ_{el}) mène à des prédictions jugées trop sécuritaires. Aussi une adaptation de la formule du calcul de la rotation de corde est proposée en faisant varier un paramètre lié au terme de confinement (que l'on peut alors relier à une perte de résistance latérale admissible par rapport à l'effort maximal). Par ailleurs, tous les calculs ont été menés avec les valeurs réelles des matériaux, et non avec des valeurs de calcul (affectées de coefficients de sécurité). Le dimensionnement avec les valeurs de calcul s'avèrera donc encore plus sécuritaire.

De plus, les résultats expérimentaux ont démontré que les renforts à la flexion peuvent jouer un rôle favorable s'ils sont ancrés. La modification des termes représentant l'action des armatures longitudinales internes (ω_2 et ω_1) dans le calcul de la rotation de corde semble être une solution

simple pour introduire dans le calcul l'action des renforts composites ancrés.

Signalons enfin que le dimensionnement peut être mené en déterminant un effort statique équivalent, identifié au travers d'une analyse modale et d'une analyse spectrale, faisant intervenir un coefficient de comportement *q*, unique pour la structure, qui permet de considérer des efforts sismiques moins importants que lors d'un dimensionnement linéaire. Le coefficient *q* traduit le comportement élasto-plastique et la ductilité de la structure et est donc habituellement défini en fonction de sa classe de ductilité (ductilité limitée, ductilité moyenne et haute ductilité, selon l'Eurocode 8). Or nous avons vu que les PRF permettaient d'augmenter significativement la capacité des éléments à supporter d'importants déplacements latéraux, ce qui peut donc amener la structure à changer de classe de ductilité, et donc à modifier le coefficient *q*, permettant ainsi de considérer les capacités réelles de la structure. Cette approche de dimensionnement est un point important qui mérite d'être développé mais qui n'a pas été traité dans ces travaux.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La réduction de la vulnérabilité sismique du bâti neuf ou existant est un enjeu majeur, de mieux en mieux appréhendé, qui a notamment conduit à de nombreuses évolutions et modifications de la réglementation parasismique. Malgré ce nouveau contexte réglementaire, les derniers séismes meurtriers indiquent que les risques encourus sont encore importants, tant au niveau des pertes humaines que matérielles et économiques. Ainsi, outre la construction d'ouvrages ou bâtiments neufs selon des règles adaptées, il s'agit de mettre en conformité le plus rapidement possible les structures existantes.

Parmi les diverses méthodes de renforcement, l'utilisation des PRF s'est progressivement imposée comme une technique de référence, notamment du fait des nombreuses qualités mécaniques de ces matériaux. De plus l'emploi des PRF en renfort externe nécessite des moyens d'installation généralement plus simples, plus légers et moins coûteux que ceux déployés dans les techniques traditionnelles. L'emploi des PRF de renforcement est ainsi en pleine expansion depuis plusieurs années, notamment en Amérique du Nord et au Japon, et les recherches concernant ces matériaux composites se sont parallèlement aussi largement développées durant ces vingt dernières années. Les recommandations relatives à leur caractérisation, leur installation *in situ* ou encore les méthodes de calcul liées à leur application dans une démarche de renforcement ou de réparation de structures sont de plus en plus précises et en adéquation avec les exigences des gestionnaires d'ouvrages.

Toutefois, la connaissance spécifique du comportement de structures renforcées vis-à-vis de sollicitations extrêmes (chocs, explosions ou séismes) reste encore à établir. Elle est nécessaire, voire indispensable, pour formuler et calibrer les méthodes de calculs permettant de dimensionner au mieux les renforts à mettre en œuvre. Cette connaissance doit se fonder sur des jeux de données expérimentales aussi complets que possible afin de rester pertinente pour une large gamme de composites, de techniques de mise en œuvre, de configurations de renforcement, et vis-à-vis des différentes sollicitations envisagées sur la structure à renforcer.

A partir de ce constat, une vaste action de recherche a été réalisée à l'IFSTTAR dans le cadre du projet ANR-INPERMISE, pour contribuer à l'étude du renforcement, par matériaux composites collés, de structures soumises à l'action sismique.

En premier lieu, un travail bibliographique a été réalisé. Il a tout d'abord mis en évidence que les poteaux élancés peuvent représenter des points de faiblesse structurale lors d'une sollicitation sismique. Plus particulièrement, il a été démontré que la jonction poteau-poutre ou poteau-semelle est un élément sensible nécessitant bien souvent d'être renforcé. De plus, cette jonction étant souvent le lieu d'une discontinuité géométrique, elle induit de fait une discontinuité du système de renfort qui se trouve ainsi localement inopérant.

Un système d'ancrage des lamelles en matériaux composites a donc été spécifiquement développé avec le partenaire industriel Freyssinet International, afin d'éviter que la section sensible soit également celle où le renforcement prend fin. Mis en œuvre sur des blocs support en béton, il a ensuite été testé, chaque série de test permettant de générer une nouvelle version alors améliorée de ce système innovant. Durant les essais de qualification, les lamelles ancrées ont été sollicitées d'une part suivant un chemin de sollicitation monotone croissant, et d'autre part suivant une série de cycles. Les résultats mesurés sur lamelles ancrées, confrontés au système existant des lamelles (dites « lamelles simples ») ont démontré l'efficacité de ce système d'ancrage vis-à-vis d'une sollicitation de traction de la lamelle (augmentation de la résistance et de la ductilité par rapport au procédé de lamelles simples), offrant donc une sécurité d'utilisation complémentaire à

celle du joint collé.

Il est à noter que les essais ont été complétés par des travaux de modélisation permettant de rendre compte de manière jugée globalement conforme du comportement de l'ancrage. Ces outils numériques pourraient donc dans de futurs travaux être utilisés lors d'études d'optimisation de la géométrie de ces ancrages, un paramètre clé pouvant être de doter la partie scellée d'une forme évasée.

Ce système d'ancrage ayant dévoilé des performances satisfaisantes, il a été décidé de le mettre en œuvre et d'en vérifier l'efficacité sur structures réelles.

En accord avec les conclusions bibliographiques, les éléments structuraux dont l'étude du renforcement a été jugée essentielle sont les poteaux élancés. La seconde partie du travail expérimental présenté dans ce mémoire a donc consisté à définir et réaliser une campagne d'essai menée sur 11 poteaux élancés, soumis à une sollicitation de flexion composée cyclique alternée, réputée représentative d'une action sismique.

Les corps d'épreuve ont été renforcés selon diverses configurations, visant à identifier les apports de chacune d'elles selon une approche multicritères (reprise de charge latérale, ductilité, capacité énergétique...). Chaque configuration a été appliquée à deux corps d'épreuve, sauf pour le tout dernier essai pour lequel la configuration de renfort n'a été conçue qu'après analyse des résultats des dix précédents essais, de façon à utiliser au mieux ces résultats.

Les poteaux ont ensuite été sollicités en flexion composée suivant des cycles latéraux alternés d'amplitude croissante. Ces essais ont permis de montrer que le renforcement permettait de limiter la fissuration et donc d'améliorer les capacités énergétiques des corps d'épreuve, ainsi que leur ductilité. Le principal mécanisme de renfort impliqué dans l'augmentation de la ductilité des poteaux est celui du confinement de la rotule plastique. Cependant, les renforts externes, rigidifiant la partie courante du poteau, en limitent la flexion et provoquent ainsi la formation précoce d'une rotule plastique. Cette dernière étant efficacement confinée, elle ne mène le poteau à sa ruine que pour une déformée de flexion largement plus importante que celle mesurée lors des essais sur les poteaux de référence. De plus, il a été observé que ces deux mécanismes (émergence précoce de la rotule et rigidification de la partie courante) modifient le comportement en flexion des poteaux renforcés. En effet, celui-ci devient rapidement une rotation de corps rigide (autour de la rotule plastique qui se crée à l'encastrement) ce qui n'est pas sécuritaire pour le mode de rupture.

Ce phénomène a également été observé lors des tests menés sur les poteaux dotés de lamelles ancrées.

Il a été constaté, et cela est une information essentielle, que dans les conditions de fonctionnement mécanique représentées par nos essais, les renforts à la flexion ne présentent aucune efficacité s'ils ne sont pas ancrés. Les lamelles simples n'apportent dans ce cas aucune performance structurelle supplémentaire à l'action du confinement.

La configuration de renforcement combinant le confinement et le renfort à la flexion par lamelles ancrées procure par contre, au poteau ainsi renforcé, une nette augmentation de l'effort latéral maximal repris (+37 % par rapport à l'effort maximal repris par les poteaux ne bénéficiant pas de cette solution d'ancrage des lamelles). Cependant, les lamelles ancrées, lors des essais cycliques d'amplitude alternée, ont démontré qu'elles n'offrent qu'une sécurité « fusible » en termes de reprise de l'effort latéral, c'est à dire qu'elles ne permettent de reprendre un excès d'effort latéral que si celui-ci survient avant flambement et écrasement des ancrages. Ces derniers se sont en effet montrés peu performants en compression, ce mode de sollicitation n'ayant pas été suffisamment anticipé et donc testé lors de la campagne expérimentale de caractérisation des ancrages. Sous sollicitation croissante alternée, les lamelles ancrées ne permettent donc pas d'améliorer durablement les performances de l'élément renforcé. Leur fonctionnement semble

cependant laisser présager un comportement prometteur vis-à-vis d'une sollicitation monotone croissante.

Dans l'optique d'éviter de fragiliser la jonction du fait de renforts composites collés sur l'ensemble du corps d'épreuve, une dernière configuration de renforcement a été testée. Sa conception a été guidée par la volonté de diffuser l'endommagement sur l'ensemble de la partie courante du poteau, de manière à retarder l'apparition de la rotule plastique. Des lamelles ancrées ont donc été appliquées sur le premier tiers de la hauteur du poteau, combinées à un confinement progressif s'achevant par un confinement important en pied de poteau. Cette dernière configuration n'a certes pas été très concluante concernant l'amélioration des performances (ductilité, dissipation d'énergie, ou encore reprise d'effort), mais a permis d'apporter des pistes de réflexion quant à la possibilité d'éviter de fragiliser la jonction entre éléments en déplaçant la zone de rotule plastique. La technique de confinement dégressif associée aux lamelles ancrées est donc une technique à améliorer via d'autres essais, mais qui peut permettre d'apporter des solutions intéressantes pour le renforcement parasismique.

Afin de mieux comprendre le fonctionnement des poteaux testés, les résultats expérimentaux ont été comparés à une analyse linéaire menée avec le logiciel Beam Compo. Cet exercice a révélé que malgré les modifications apportées au logiciel pour l'adapter au cas étudié, celui-ci ne permet pas de reproduire les essais de manière satisfaisante. Cette confrontation a cependant permis de diagnostiquer les faiblesses du logiciel et d'en proposer différentes pistes de développement qui devraient permettre à terme de le transformer en outil fiable de dimensionnement.

La dernière partie de nos travaux s'est intéressée à certaines approches de dimensionnement et notamment à leur application aux résultats des essais menés sur poteaux. Il en ressort que les renforts en PRF peuvent se dimensionner selon des critères de résistance ou de capacité de déplacement. Les méthodes de dimensionnement en résistance sont basées sur un équilibre des sections de béton armé, avec la contribution individuelle du béton, des aciers et des matériaux composites : elles permettent d'estimer un niveau de charge admissible en fonction de la configuration de renforcement considérée. En ce qui concerne la capacité de déformation, des méthodes d'estimation de la ductilité d'un élément via un calcul de rotation de corde ultime sont utilisées. Les deux approches, bien que simples, ont démontré des performances acceptables qui pourraient cependant être améliorées par une modélisation plus aboutie.

L'importante base de données collectée lors des essais permettra un calage rigoureux de modèles aux éléments finis cherchant à reproduire les essais. Elle permettra notamment de valider des modélisations plus complètes incluant la représentation explicite des différents phénomènes critiques. D'autres configurations de renfort ou de géométrie des corps d'épreuve pourront ensuite être envisagées pour réaliser des « essais numériques » fiables qui viendront compléter les essais expérimentaux.

Dans une perspective de dimensionnement, une attention particulière doit être apportée au coefficient de comportement q. En effet, il a été démontré lors des essais que les renforts en PRF permettaient d'augmenter significativement la capacité des éléments à supporter des déplacements latéraux importants, ce qui pourrait donc amener la structure à changer de classe de ductilité, et donc à modifier le coefficient q, permettant ainsi de considérer les capacités réelles de la structure. Cependant, pour proposer une modification du coefficient de comportement de la structure consécutive à une opération de renforcement par PRF, il est nécessaire d'avoir une approche globale. Il est donc envisagé d'utiliser les résultats expérimentaux acquis dans le cadre de nos travaux ainsi que ceux obtenus sur les voiles en béton armé et les murs de maçonnerie (deux autres

volets expérimentaux du programme INPERMISE) pour simuler le comportement d'une structure complète, composée de ces divers éléments structuraux, renforcée par PRF. Cette analyse à l'échelle de la structure pourrait ainsi permettre de modifier la valeur du coefficient de comportement, en tenant compte de manière réaliste du rôle des matériaux composites.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ACI Committee 440, 2010a – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-08).

ACI Committee 440, 2010b – Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (ACI 440.R-07).

ACI Committee 440, 2010c – Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP bars (ACI 440.1R-06).

ACI Committee 318, 2006 – Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05).

AFGC, (2011) – Réparation et renforcement des structures en béton au moyen de matériaux composites - Recommandations provisoires, Février 2011.

AFPS, (1989) – Le séisme de Loma Prieta (Californie) du 17 octobre 1989. Rapport de mission.

AFPS, (1994) – Le séisme de Northridge (Los Angeles, Californie) du 17 janvier 1994. Rapport de mission.

AFPS, (1995) – Le séisme de Hyogo-Ken Nambu (Kobe, Japon) du 17 janvier 1995. Rapport de mission.

Aguilar J., Juarez H., Ortega R., (1989) – The Mexico earthquake of September 19, 1985 : Statistics of damage and of retrofitting techniques in reinforced concrete buildings affected by the 1985 earthquake – Earthquake Spectra Vol.5, No.1, pp.145-151.

Al-Mahmoud F., Castel A., François R., Tourneur C., (2010) – RC beams strengthened with NSM CFRP rods and modeling of peeling-off failure – Composite structures 92, pp.1920-1930.

Araki H, Sato R., Kabayama K., Nakata M., (2007) – Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted with carbon fiber reinforced polymer strips – Fracture mechanics of concrete structures ; Design, assessment and retrofitting of RC structures, Carpinteri et al. (eds) © 2007 Taylor & Francis Group, pp. 1121-1129.

Araki H., Yasojima A., Sato R., (2008) – Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted with CFRP strips – Fourth International conference on FRP composites in Civil Engineering (CICE 2008), Zurich, Switzerland.

Arribe D., (2009) - Conception d’un montage de sollicitation de l’interface adhésive entre matériaux composites et support béton, en vue de l’étude de la durabilité sous sollicitation couplée mécanique et hygrothermique - Stage de recherche de troisième année d'étude à l'Ecole Polytechnique. Soutenu le 27 Août 2009, sous la direction de Marc Quiertant et Karim Benzarti.

ASN/Guide/2/01, (2006) – Guide de l’ASN; Prise en compte du risque sismique à la conception des ouvrages de Génie Civil d’installations nucléaires de base à l’exception des stockages à long terme des déchets radioactifs.

BAEL, (1999), Règles BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, DTU P18-702.

Bakis C.E., (2009) – Life cycle analysis issues in the use of FRP composites in civil infrastructure - Proceedings of US-Japan Workshop on Life Cycle Assessment of Sustainable Infrastructure Materials, Sapporo, Japan, October 21-22, 2009.

Barros J.O.A., Varma R.K., Sena-Cruz J.M., Azevedo A.F.M., (2008) – Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns : experimental and numerical research – Engineering Structures 30, pp. 3412-3425.

Benzarti K., Quiertant M., Aubagnac C., Chataigner S., Nishizaki I., Y. Kato Y., (2008) - Durability of CFRP strengthened concrete structures under accelerated or environmental ageing conditions - International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR 2008) - Abstract 421-422 (full paper on CD-Proceedings, pp. 1187-1193). Cape Town, South Africa, 24-26 November 2008.

Benzarti K., Quiertant M., Chataigner S., Aubagnac C., (2010) – Durabilité des interfaces de collage béton/composite soumises à un vieillissement accéléré – Matériaux organiques spécifiques pour la construction, sous la direction de Y. Mouton, Editions Lavoisier, 368 p.

Benzarti K., Freddi F., Fremond M., (2011) - A damage model to predict the durability of bonded assemblies. Part I: Debonding behavior of FRP strengthened concrete structures - Construction and building materials, vol. 25, n° 2, pp. 547-555.

Berthet J.F., Ferrier E., Hamelin P., (2005) – Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets. Part A : Experimental study – Construction and Buildings Materials 19, pp. 223-232.

Betbeder-Matibet J., Doury J.-L., (1997) – Constructions parasismiques – Techniques de l'Ingénieur, Ref C3290, 10 mai 1997.

Biskinis D.E., Fardis M.N., (2008) – Cyclic deformation capacity, resistance and effective stiffness of RC members with or without retrofitting – The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Caltrans (California Department of transportation) – Seismic retrofit program fact sheet – site internet: http://www.dot.ca.gov/hq/paffairs/about/retrofit.htm.

Ceroni F., Pecce M., Matthys S., Taerwe L., (2008) – Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets – Composites Part B 39, pp.429-441.

Chai Y.H., Priestley M.J.N., Seible F., (1991) – Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance – ACI Structural Journal 88-S59, pp. 572-584.

Chataigner S., (2008) – Conception et dimensionnement d'un ancrage de hauban plat en matériaux composites – Thèse de doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 212 p.

Chataigner S., Caron JF, Benzarti K., Quiertant M., Aubagnac C., (2009) – Characterization of FRP-to-concrete bonded interface – European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol.13, Issue 9, pp. 1073-1082.

Chataigner S., Rabasse M., Benzarti K., Quiertant M., Aubagnac C., (2010a) – Durability of adhesively bonded composite reinforcements for concrete structures – 3rd *fib* International Congress, Washington, May 29th to June 2nd 2010.

Chataigner S., Aubagnac C., Quiertant M., Benzarti K., (2010b) – Essai de cisaillement à simple recouvrement pour caractériser l'adhérence de renforts composites collés sur substrat béton – Collection Méthodes et Techniques des LPC– Méthode d'essai des LPC n°72, 36p.

Chataigner S., Caron J.-F., Duong V.A., Diaz Diaz A, (2011) – Experimental investigation of shear strain along an elasto-plastic bonded lap joint – Construction and Building Materials 25, pp. 432-441.

Chen J.F. et Teng J.G., (2001) - Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete – Journal of Structural Engineering, Volume 127, n°7, pp 784-791.

CNR, (2004) – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, CNR-DT-200/2004, National Research Council, Rome.

CNR, (2005) – Guidelines for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures - Metallic structures - Preliminary study, CNR-DT-202/2005, National Research Council, June 2007, Rome.

Colomb F., (2007) – Comportement mécanique sous sollicitations cycliques d'éléments de structure en béton armé renforcés par matériaux composites, application au renforcement parasismique – Thèse de doctorat, Université Claude Bernard – Lyon 1.

Colomb F., Ferrier E., Hamelin P., (2005) – Comportement mécanique sous solicitations oligocycliques de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, application aux séismes – XXIIIèmes rencontres universitaires de génie civil 2005 – Risque & Environnement, Grenoble, France.

CSTB, 2008 - Avis technique n°3/04-424 du procédé de renforcement Foreva TFC de Freyssinet.

CSTB, 2007 – Avis technique n°3/06-491 du procédé ROCC+® de GTM Construction.

Czaderski C., Soudki K.; Motavalli M., (2010) - Front and Side View Image Correlation Measurements on FRP to Concrete Pull-Off Bond Tests – Journal of composites for construction, Volume 14, Issue 4, pp. 451-463.

Daily Yomiuri online, 25 mars 2011, Quake-hit express highway reopen.

Davi D., Ballière A., Feregotto M., Herbert C., (2011) – Réduction de la vulnérabilité de l'agglomération grenobloise face à un séisme. Les ouvrages de la rocade sud et de l'A480 (1ère phase) – Rapport CETE Méditerrannée, février 2011.

David E., (1999) – Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par

collage de composite : étude expérimentale – Thèse de doctorat, Université d'Artois.

De Lorenzis L., Tepfers R., (2003) – Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites – Journal of Composites for Construction, ASCE / August 2003, pp. 219-237.

De Luca A., Nardone F., Matta F., Nanni A., Lignola G.P., Prota A., (2011) – Structural evaluation of full-scale FRP-confined reinforced concrete columns – Journal of composites for construction, January/February 2011, pp. 112-123.

Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR), (2009) – Plan séisme Antilles, Note de synthèse : Bilan 2008 et perspectives 2009-2010 - *catalogue.prim.net/115__guadeloupe-1.pdf*

Duval A.M., Bertrand E., Renou C., Marchand P., Davi D., Criado D., (2006) – SISROUTE : Earthquake scenario generation system along roads (global concept and hazard assessment) – Conférence ECEES Genève, Sept. 2006.

El-Bahy A., Kunnath S.K., Stone W.C., Taylor A.W., (1999) – Cumulative seismic damage of circular bridge columns: benchmark and low fatigue tests – ACI Structural Journal 96-S71, pp. 633-641.

El Gawady M., Endeshaw M., McLean D., Sack R., (2010) – Retrofitting of rectangular columns with deficient lap splices – Journal of composites for construction, January/February 2010, pp. 22-35.

Elsayed W.E., Ebead U.A., Neale K.W., (2009) – Studies on mechanically fastened Fiber-Reinforced Polymer strengthening systems – ACI Structural Journal, 106-S06, pp. 49-59.

EN 1992-1 : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

EN 1998-1 : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment.

EN 1998-2 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 2 : Ponts.

EN 1998-3 : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 3 : Evaluation et Renforcement des bâtiments.

Eshwar N., Nanni A., Ibell T.J., (2008) – Performance of two anchor systems of externally bonded Fiber-Reinforced Polymer laminates – ACI Material Journal, 105-M09, pp. 72-80.

Ferrier E., Hamelin P., (2002) – Long-time concrete-composite interface characterization for reliability prediction of RC beam strengthened with FRP – Materials and Structures, Vol. 35, pp. 564-572.

Ferrier E., Quiertant M., Hamelin P., (2006), Evaluation of the carrying capacity of RC columns strengthened with composite materials, Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006), December 2006, Miami, Florida, USA.

Ferrier E., Bigaud D., Clément J.L., Hamelin P., (2011) – Fatigue loading effect on RC beams strengthened with externally bonded FRP – Construction and building materials 25, pp. 539-546.

Galal K., Arafa A., Ghobarah A., (2005) – Retrofit of RC square short columns – Engineering Structures 27, pp. 801-813.

Galal K., Mofidi A., (2009) – Strengthening RC beams in flexure using new hybrid FRP sheet/ductile anchor system – Journal of Composites for Construction, ASCE, May/June 2009, pp. 217-225.

Ghenassia A., Lacroix C., (1997) – Réparation et renforcement d'ouvrages d'art par collage de tissus de fibres de carbone TFC – Freyssinet International, Ouvrages d'art n°28, novembre 1997, p. 9-13.

Goto Y., (1971) – Cracks-formed in concrete around deformed tension bars – ACI Structural Journal 68-26, pp. 244-251.

Grace N.F., Singh S.B., (2005) – Durability evaluation of carbon fiber-reinforced polymer strengthened concrete beams: experimental study and design – ACI Structural Journal 102-S05, pp. 40-53.

Green F. M., Bisby A. L., Beaudoin Y., Labossière P., (2000) - Effect of freeze-thaw cycles on the bond durability between fibre reinforced polymer plate reinforcement and concrete - Canadian Journal of Civil engineering, Vol. 27 n°5, pp. 949-959.

Hadi M.N.S., (2007) – Behaviour of FRP strengthened concrete columns under eccentric compression loading – Composite Structures 77, pp. 92-96.

Hamelin P., (2002) – Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites – Techniques de l'Ingénieur, traité Plastiques et Composites, AM 5 615.

Harries K.A., Ricles J.R., Pessiki S., Sause R., (2006) - Seismic Retrofit of Lap Splices in Nonductile Square Columns Using Carbon Fiber-Reinforced Jackets - ACI Structural Journal 103-S89, November/December 2006, pp. 874-884.

Hénault J.-M., Sadone R., Quiertant M., Moreau G., Chataigner S., (2011) – Instrumentation par fibres optiques d'un ancrage en matériaux composites scellé en milieu cimentaire – Rapport confidentiel EDF/IFSTTAR.

Huang X., Chen G., (2005) – Bonding and anchoring characterization between FRP sheets, concrete, and viscoelastic layers under static and dynamic loading – Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Chen and Teng (eds), © 2005 International Institute for FRP in Construction, pp. 489-494.

Iacobucci R.D., Sheikh S.A., Bayrak O., (2003) – Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance – ACI Structural Journal 100-S81, pp. 785-794.

ISIS Canada, (2006) – ISIS Educational Module 4: An Introduction to FRP Strengthening of Concrete Structures, www.isiscanada.com.

ISIS Canada, (2008) – FRP Rehabilitation of reinforced concrete structures, Design Manual 4 Version 2, March 2008.

JBDPA, The Japan Building Disaster Prevention Association, (1999) – Seismic retrofit design and construction guidelines for existing reinforced concrete buildings and steel encased reinforced buildings using continuous fiber reinforced materials – edited by the Building Guidance Division, Housing Bureau, Ministry of Construction.

Journal Officiel République Française n°0248 du 24 octobre 2010, Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique.

Journal Officiel République Française n°0248 du 24 octobre 2010, Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.

Journal Officiel République Française n°0248 du 24 octobre 2010, Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

Journal Officiel République Française du 31 mars 2010, Arrêté du 24 janvier 2010 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées.

Journal Officiel République Française n°190 du 17 aout 2004, loi n°2004-811 de modernisation de la sécurité civile.

Karantzikis M., Papanicolaou C.G., Antonopoulos C.P., Triantafillou T.C., (2005) – Experimental Investigation of nonconventional confinement for concrete using FRP – Journal of composites for construction, Nov/Dec 2005, pp. 480-487.

Keller T., Tirelli T., Zhou A; (2005) – Tensile fatigue performance of pultruded glass fiber reinforced polymer profiles – Composite Structures 68, pp. 235-245.

Kobayashi K., Fujii S., Yabe Y., Tukagoshi H., Sugiyama T., (2001) – Advanced wrapping system with CF-anchor: stress transfer mechanism of CF-anchor – In : Thomas Telford, editor. Proceedings of FRPRCS5 International symposium, Cambridge, UK.

Lam L., Teng J.G., (2003) – Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete – Construction and Building Materials 17, pp. 471-489.

Laplace P.N., Sanders D.H., Saiid Saiidi M., Douglas B.M., El-Azazy S., (2005) – Retrofitted concrete bridge columns under shaketable excitation – ACI Structural Journal 102-S64, pp. 622-628.

Lehman D., Moehle J., Mahin S., Calderone A., Henry L., (2004) - Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns - Journal of structural Engineering, ASCE / June 2004, pp. 869-879.

Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J., (2005) – Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete – Engineering Structures, Volume 27, pp. 920-937.

Luyckx J., (1999) – Composites à fibres de carbone dans le génie civil – Techniques de

l'Ingénieur, traité Plastiques et Composites, AM 5 620.

Ma R., Xiao Y., Li K.N., (2000) – Full scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites – Construction and Building Materials 14, 2000, pp. 63-71.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Pzrk R., (1988) – Theoretical stress-strain model for confined concrete – Journal of Structural Engineering, ASCE / August 1988, pp.1804-1826.

Mao X.Y., Xiao Y.,(2006) - Seismic behaviour of confined square CFT columns - Engineering Structures 28, pp. 1378-1386.

Marchand P., Davi D., Schmitt P., Thibault C., Duval A.M., Criado D., (2006) – SISMOA : A simplified method to assess the seismic vulnerability of existing bridges – Conférence ECEES Genève, Sept 2006.

Massicotte, B., Boucher-Proulx, G. (2010). Seismic retrofitting of bridge piers with UHPFRC - Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development, ISTE-Wiley, pp. 531-540.

Minowa C., Ogawa N., Hayashida T., Kogoma I., Okada T., (1995) – Dynamic and static collapse tests of RC columns - Nuclear engineering and design, pp. 269-276.

Mirmiran A., Shahawy M., Samaan M., El Echary H., Mastrapa J.C., Pico O., (1998) – Effect of column parameters on FRP-confined concrete – Journal of composites for construction, ASCE / November 1998, pp. 175-185.

Nagy-Gyorgy T., Mosoarca M., Stoian V., Gergely J., Dan D., (2005) – Retrofit of reinforced concrete shear walls with CFRP composites – Proceedings of fib Symposium "Keep concrete Attractive", Budapest, Hungary, 23-25 May 2005, pp. 897-902.

Nasseri H.R., (1998) – Modélisation du comportement non linéaire de poutres béton armé, béton précontraint renforcées par matériaux composites - Thèse de doctorat de Université Claude Bernard – Lyon 1.

Neale K.W., Labossière P., (1998) – Fiber composite sheets in cold climate rehab – Concrete International 20(6), pp. 22-24.

Neale K.W., Labossière P., Thériault M., (2001) – FRPs for strengthening and rehabilitation: durability issues – Proceedings of an international workshop, Composites in Construction: A reality, help in Capri, Italy, July 20-21, 2001.

NISEE (National Information Service for Earthquake Engineering), Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center University of California, Berkeley (nisee.berkeley.edu).

OFROU, Office Fédéral Suisse des Routes, (2005) – Évaluation parasismique des ponts-routes existants.

OPECST, Communiqué du 28 octobre 2010, La France est-elle préparée à un tremblement de terre ? (http://www.senat.fr/communiques/commission/opecst.html).

Orton S.L., Jirsa J.O., Bayrak O., (2008) – Design considerations of carbon fibers anchors – Journal of composites for construction, Nov/Dec 2008, pp. 608-616.

Ozbakkaloglu T., Saatcioglu M., (2007) - Seismic performance of square high-strength concrete columns in FRP Stay-in-place Formwork - Journal of structural engineering, ASCE / January 2007, pp. 44-56.

Pantelides C.P., Gergely J., Reaveley L.D., Volnyy V.A., (2000) – Seismic strengthening of reinforced concrete bridge pier with FRP composites – 12th World Conference on earthquake Engineering, 0127, Auckland, New Zealand.

Panagiotakos T., Fardis M.N., (2001) – Deformations of RC members at yielding and ultimate. ACI Structural Journal, Vol.98, Issue 2, pp. 135-148.

Pellegrino C., Modena C., (2009) – Flexural strengthening of real-scale RC and PRC beams with end-anchored pretensionned FRP laminates – ACI Structural Journal 106-S31, May/June 2009, pp. 319-328.

Perrone M., Barros J.A.O., Aprile A., (2009) – CFRP-based strengthening technique to increase the flexural and energy dissipation capacities of RC columns – Journal of composites for construction, September/October 2009, pp. 372-383.

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., (1996) – Seismic design and retrofit of bridges – Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc. 686p.

Quiertant M., Toutlemonde F., (2005) – Experimental investigation of carbon FRP reinforced RC columns under combined flexure-compression loading – Composites in construction 2005, third international conference, Hamelin et al (eds), Lyon, France, July 11-13, 2005.

Quiertant M., (2010) – Renforcement des ouvrages d'art en béton par la technique du collage de matériaux composites - Matériaux organiques spécifiques pour la construction, sous la direction de Y. Mouton, Editions Lavoisier, 368 p.

Quiertant M., Clément J.-L., (2011) – Behavior of RC columns strengthened with different CFRP systems under eccentric loading – Construction and Building Materials 25, pp. 452-460.

Règles PS 1969, (1982) – Recommandations relatives aux constructions à édifier dans les régions soumises aux séismes. Règles parasismiques 1969 et annexes – DTU P06-003 annulé en déc 1195.

Règles PS 92, (1995) – Règles de construction parasismique applicables aux bâtiments, dites règles PS 92, norme française homologuée NF P 06-013, AFNOR, 217p.

Rizard F., (2010) – Etude du transfert et de la répartition des efforts dans un système d'ancrage innovant pour renfort en composite collé sur substrat béton – Rapport de stage scientifique de fin d'études, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 94p. Encadrement de R. Sadone et M. Quiertant

Rochette P., Labossière P., (2000) – Axial testing of rectangular column models confined with composites – Journal of composites for construction, Vol.4, No.3, August 2000, pp. 129-136.

Rodriguez M., Park R., (1991) – Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for earthquake resistance – Earthquake Spectra Vol.7, No.3, pp. 439-459.

Rodriguez M., Park R., (1994) – Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing – ACI Structural Journal 91-S16, pp. 150-159.

Rousseau J.-J., (1756), Lettre à Voltaire sur la providence, Lettres sur divers sujets de philosophie, de morale et de politique.

Roy N., Labossière P., Proulx J., St-Georges E., Paultre P., (2009) – FRP wrapping of RC structures submitted to seismic loads – Seismic Risk and Retrofitting; Geotechnical, geological, and earthquake engineering 10, Ilki et al. (eds.), pp. 297-305.

Russell-Smith S.V., Lepech D., (2009) – Life cycle assessment of FRP seismic retrofitting – Proceedings of US-Japan Workshop on Life Cycle Assessment of Sustainable Infrastructure Materials, Sapporo, Japan, October 21-22, 2009.

Saadatmanesh H., Ehsani M.R., Li M.W., (1994) – Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps – ACI Structural Journal 91-S43, pp. 434-447.

Saaman M., Mirmiran A., Shahawy M., (1998) – Model of concrete confined by fiber composites – Journal of Structural Engineering, September 1998, pp. 1025-1031.

Sadone R., Quiertant M., Chataigner S., Mercier J., Ferrier E., (2010) – Behavior of an innovative end-anchored externally bonded CFRP strengthening system under low cycle fatigue – CICE 2010, The 5th International conference on FRP composites in civil engineering, September 27-29, 2010, Beijing, China.

Sadone R., Quiertant M., (2011) – Livrable technique 2.1.4 : Résultats des essais sur poteaux renforcés par matériaux composites. Rapport étape du projet ANR-INPERMISE. *A paraître*.

Saiidi M.S., Martinovic F., McElhaney B., Sanders D., Gordaninejad F., (2004) - Assessment of Steel and Fiber Reinforced Plastic Jackets for seismic retrofit of RC columns with structural flares - Journal of structural engineering, ASCE / April 2004, pp. 609-617.

Seible F., Priestley M.J.N., Hegemier G.A., Innamorato D., (1997) – Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets – Journal of composites for construction, May 1997, pp. 52-62.

SETRA, Service d'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements, (2011) – Guide méthodologique. Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants - édité par le SETRA, collection les outils. *(A paraitre fin 2011.)*

Shao Y., Zhu Z., Mirmiran A., (2006) – Cyclic modelling of FRP-confined concrete with improved ductility – Cement & Concrete Composites 28, pp. 959-968.

Sika, (2006) – Using post-tensionning with the Sika® CarboStress system to allow the removal of walls : a case study, Sika at Work No. 13.06

SikaWrap® Hex 103C, Carbon fiber fabric for structural strengthening, Product Data Sheet

Edition 6.23.2010.

Silva P.F., Ereckson N.J., Chen G.D., (2007) – Seismic retrofit of bridge joints in central U.S. with carbon fiber-reinforced polymer composites – ACI Structural Journal 104-S22, pp. 207-217.

Sun Z., Seible F., Priestley M.J.N., (1993) – Flexural retrofit of rectangular reinforced concrete bridge column by steel jacketing – Structural Systems Research Project, Report SSRP-93/07, University of California, San Diego, February 1993, 215p.

Teng J.G., Lam L., (2004) – Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete – Journal of structural engineering, ASCE/Nov. 2004, pp. 1713-1723.

The Japan Times, 18 mars 2011, Gradual restoration of infrastructures continues at disaster areas.

Toutanji H.A. (1999) – Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets – ACI Materials Journal 96-M50, pp. 397-404.

Vandoros K.G., Dritsos S.E., (2006) – Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns – Construction and building materials 22, pp. 264-276.

Varastehpour H., Ferrier E., Hamelin P., (1998) – Approche théorico-expérimentale du comportement non linéaire en flexion de poutres béton armé renforcées par plaques composites – 11èmes Journées Internationales sur les composites, Arcachon, 18-20 Novembre 1998.

Volkersen O., (1938) – Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit Konstanten Laschenquerschritten – Luftfahrtforschung, 15, pp. 41-47.

Wu G., Wu Z.S., Lü Z.T., (2007) – Design-oriented stress-strain model for concrete prisms confined with FRP composites – Construction and Building Materials 21, pp. 1107-1121.

Wu Y.-F., Liu T., Wang L., (2008) – Experimental investigation on seismic retrofitting of square RC columns by carbon FRP sheet confinement combined with transverse short glass FRP bars in bored holes – Journal of composites for construction, ASCE/ January / February 2008, pp. 53-60.

Xiao Y., Wu H., Martin G.R., (1999) – Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhanced shear strength – Journal of Structural Engineering, ASCE Vol.125, No.3, March 1999, pp. 255-264.

Yao, J., Teng J.G., Chen J.F. (2005) - Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints, Composites: Part B, Vol. 36(2), pp. 99-113.

Yuan H., Teng J.G., Seracino R., Wu Z.S. et Yao J., (2004) – Full-range behaviour of FRP-to-concrete bonded joints – Engineering Structures, Volume 26, pp. 553-565.

Yuan H., (2005) – Improved theoretical solutions of FRP-to-concrete interfaces – Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures (BBFS 2005), Chen and Teng (eds) © 2005 International Institute for FRP in construction, pp. 97-102.

Zacek M., (2004) – Vulnérabilité et renforcement, Cahier n°2 de la collection Conception Parasismique – 60p., Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau.

ANNEXES

Annexe 1 ANCRAGE DES LAMELLES DE RENFORT EN MATÉRIAUX COMPOSITES : ESSAIS SUR LAMELLES SIMPLES

Cette série d'essais porte sur des lamelles simples non ancrées, produit classique de renforcement de structures. Les corps d'épreuve sont présentés sur la Figure A1- 1.

Figure A1- 1: Corps d'épreuve avec lamelles simples collées.

Les essais statiques menés sur les lamelles non ancrées sont notés : *SL1*, *SL2* et *SL3i* (l'indice i indiquant une instrumentation par jauges collées sur la lamelle).

Les essais cycliques menés sur les lamelles non ancrées sont notés : *CL2* et *CL3i* (l'indice i indiquant une instrumentation par jauges collées sur la lamelle).

❖ ESSAIS STATIQUES SUR LAMELLES SIMPLES : SL1, SL2, SL3I

- Instrumentation mise en place

Les essais SL1 et SL2 ne sont pas instrumentés ; on relève uniquement lors de ces essais le déplacement du mors ainsi que l'effort à rupture (décollement de la lamelle).

En ce qui concerne l'essai SL3i, 10 jauges sont placées sur la face supérieure (5 jauges au centre, 5 à proximité d'un des bords de la lamelle) avec des espacements non constants (jauges disposées à 15 mm, 50 mm, 90 mm, 135 mm et 180 mm à partir du début de la lamelle encollée), comme indiqué sur la Figure A1- 2.

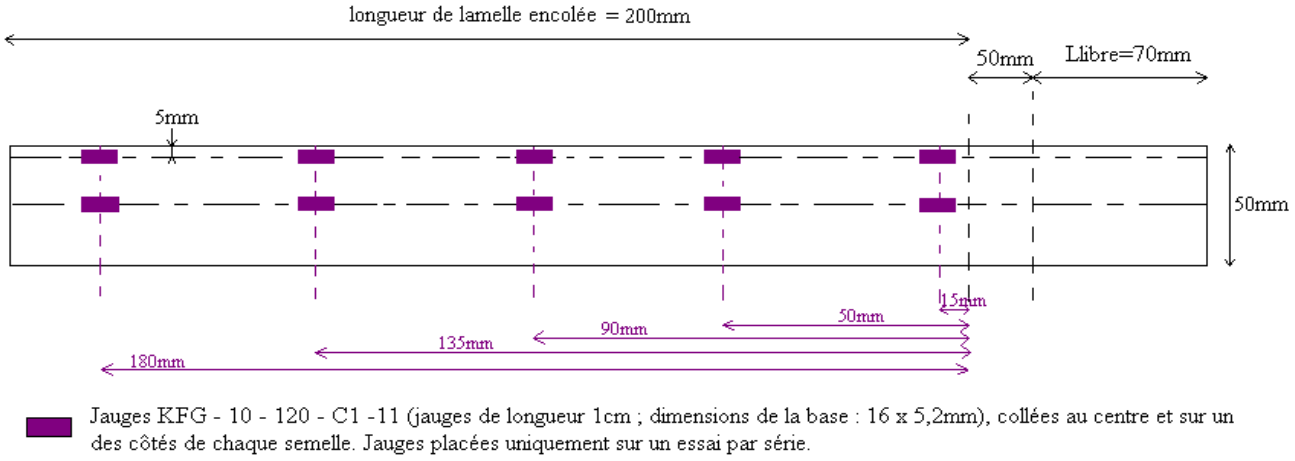


Figure A1- 2: Plan d'instrumentation des lamelles simples.

L'objectif est de déterminer à partir de quelle charge appliquée les différentes parties de la lamelle, puis l'ancrage, commencent à reprendre l'effort.

La correspondance voies d'acquisition / jauges pour l'essai SL3i est décrite sur la Figure A1-3.

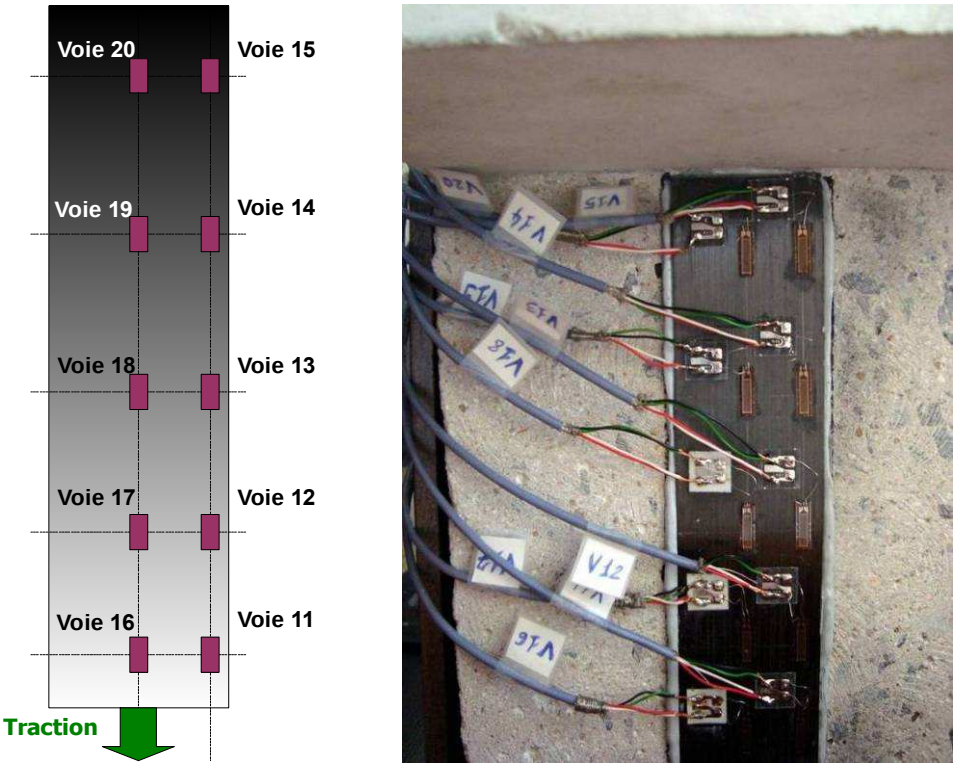


Figure A1- 3: Correspondance voies/jauges lamelle SL3i.

- Résultats expérimentaux

Les essais ont été pilotés en déplacement, avec une vitesse constante de 6 µm/s.

Pour l'ensemble des éprouvettes testées, la rupture a lieu dans le béton près de l'interface collée (rupture dite « cohésive dans le béton ») suivant approximativement un plan parallèle à celui du collage et pour les valeurs d'effort à rupture suivantes :

- SL1 : Effort à rupture de 22 kN
- SL2 : Effort à rupture de 23,74 kN
- SL3i : Effort à rupture de 21,23 kN

Figure A1- 4 : Rupture des corps d'épreuve lors des essais statiques sur lamelles simples.

Les courbes effort/déplacement enregistrées lors des essais sont représentées en Figure A1-5, Figure A1- 6 et Figure A1- 7.

La première partie des courbes montrant une évolution rapide du déplacement sans augmentation importante de l'effort, correspond à la phase de serrage du mors.

Les première et troisième courbes indiquent une phase de plateau correspondant à une translation de la longueur de collage sollicitée suite à un décollement du composite du coté du mors.

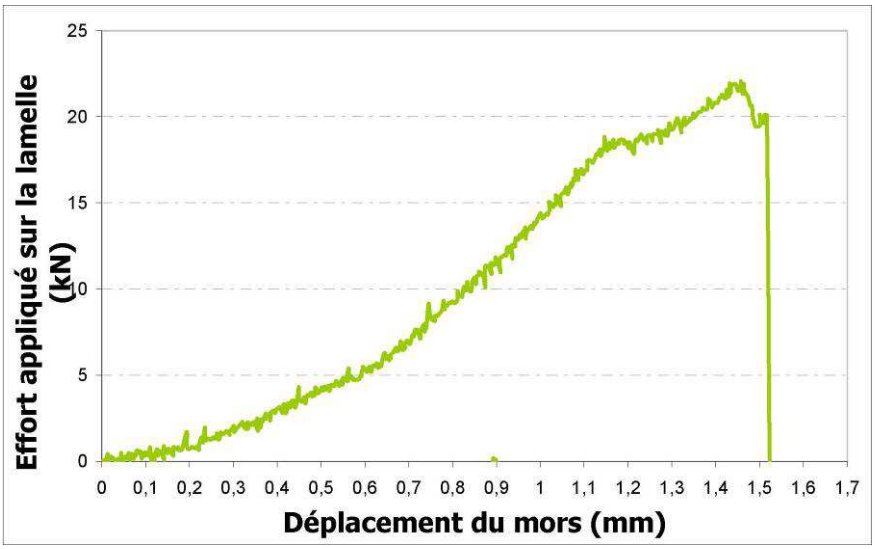


Figure A1- 5: Courbe Effort/Déplacement du mors pour l'essai SL1.

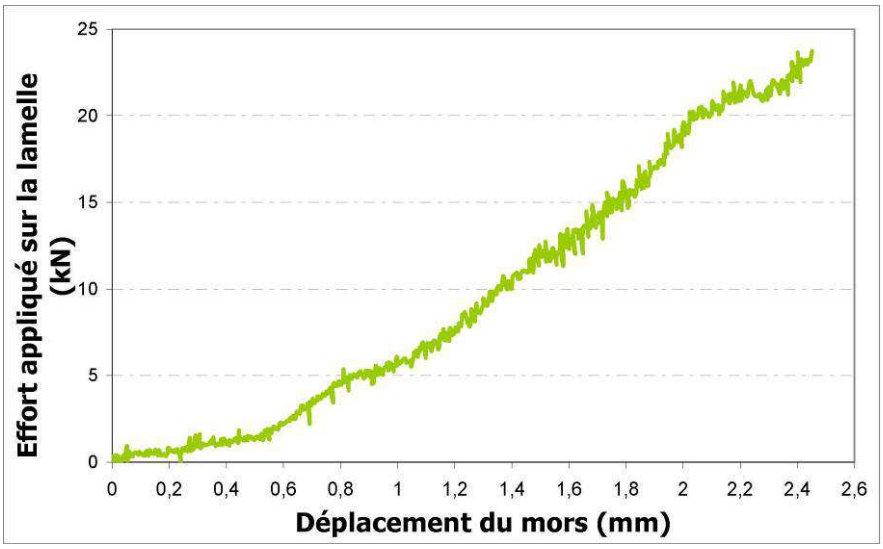


Figure A1- 6: Courbe Effort/Déplacement du mors pour l'essai SL2.

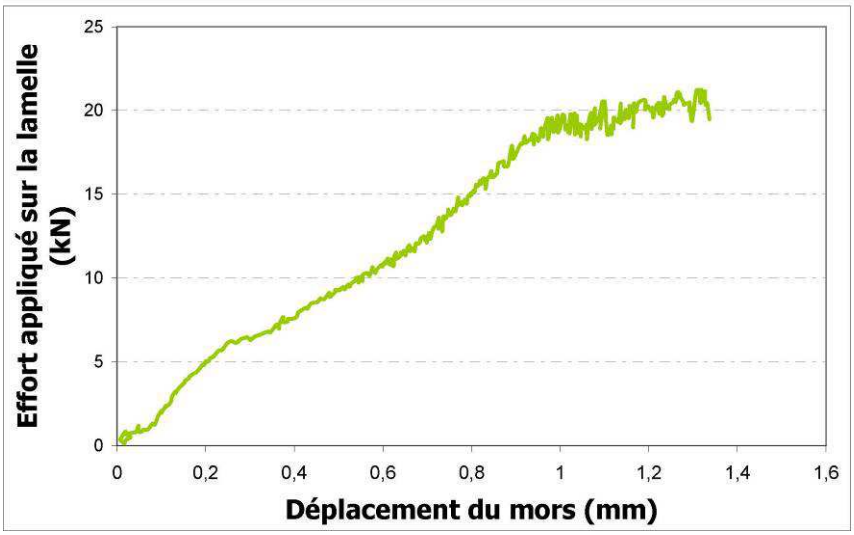


Figure A1- 7 : Courbe Effort/Déplacement du mors pour l'essai SL3i.

- Exploitation des mesures des jauges de déformation pour l'essai instrumenté SL3i

La Figure A1- 8 nous montre que les jauges situées sur le bord de la lamelle enregistrent des déformations similaires aux jauges situées sur l'axe central de la lamelle ; on peut donc constater une bonne répartition des efforts sur la largeur de la lamelle.

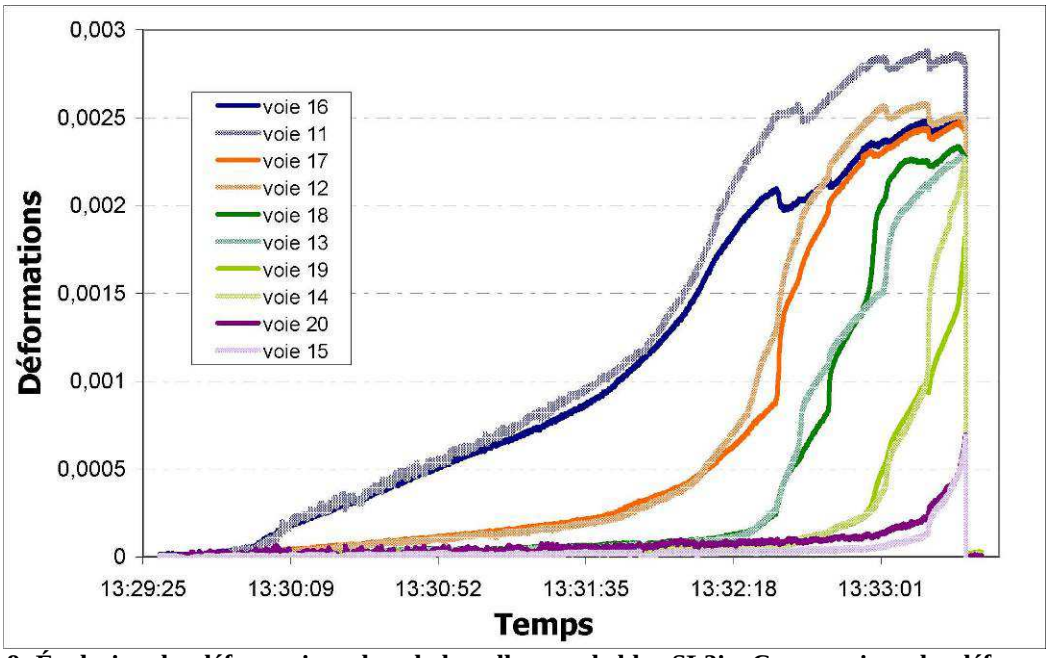


Figure A1- 8: Évolution des déformations dans la lamelle pour le bloc SL3i – Comparaison des déformations entre les jauges centrales et les jauges excentrées.

Les graphiques des Figure A1- 9 et Figure A1- 10 nous permettent de suivre la progression des déformations, et donc des contraintes, le long de la lamelle. En ce qui concerne les jauges situées sur le bord de la lamelle, des déformations importantes sont d'abord constatées sur la voie 11 (jauge à 15mm du bord, le bord correspondant au début de la lamelle encollée), puis selon la progression de l'effort appliqué, sur les voies 12 (à 50 mm du bord), 13 (à 90 mm du bord), 14 (à 135 mm du bord) et enfin 15 (à 180 mm du bord).

De même pour les jauges situées sur l'axe central de la lamelle : des déformations importantes apparaissent successivement sur les voies 16, puis 17, 18, 19, et enfin sur la voie 20.

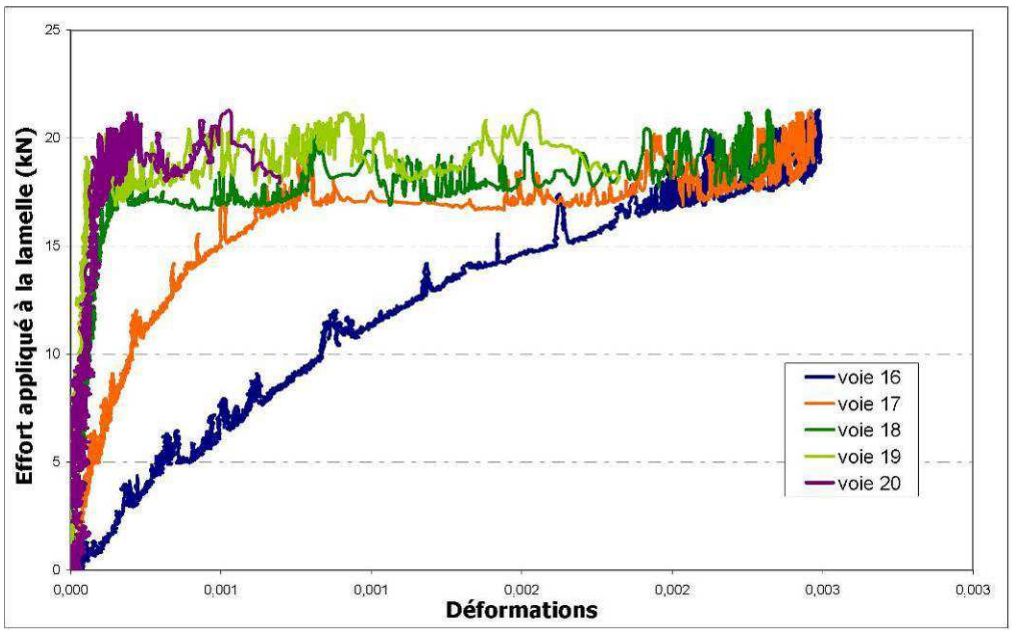


Figure A1- 9: Propagation des déformations en fonction de l'effort appliqué – Bloc SL3i, jauges centrales.

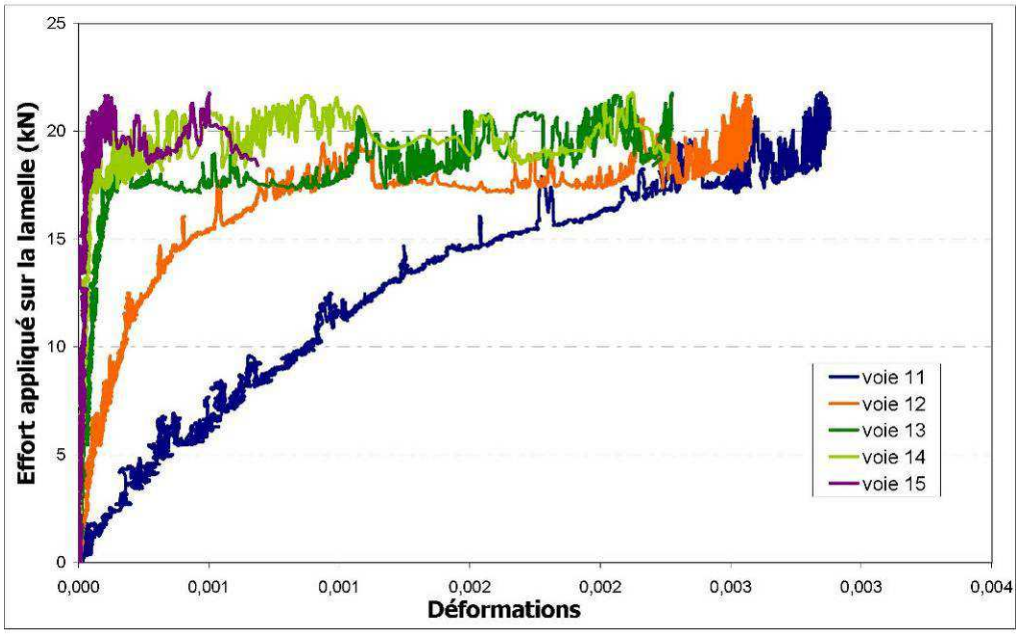


Figure A1- 10 : Propagation des déformations en fonction de l'effort appliqué – Bloc SL3i, jauges situées sur le bord de la lamelle.

Les déformations maximales sont bien en accord avec les déformations du composite en traction pure (voir Figure A1- 11), il n'y a donc plus d'effet de collage ; le composite est complètement décollé.

On peut néanmoins observer sur cette figure que, pour les efforts les plus importants, les déformations enregistrées sont supérieures aux déformations du composite en traction pure (calculées à l'abscisse 0 mm – valeurs reliées aux valeurs des jauges par les traits en pointillés). Ceci peut en partie s'expliquer par des déformations hors plan (phénomène de flexion locale) qui viendraient se combiner aux déformations de traction. D'autre part, pour calculer les déformations à l'abscisse 0, on suppose que l'effort appliqué par le mors à la lamelle est uniformément réparti, hypothèse qui n'est pas forcément exactement vérifiée.

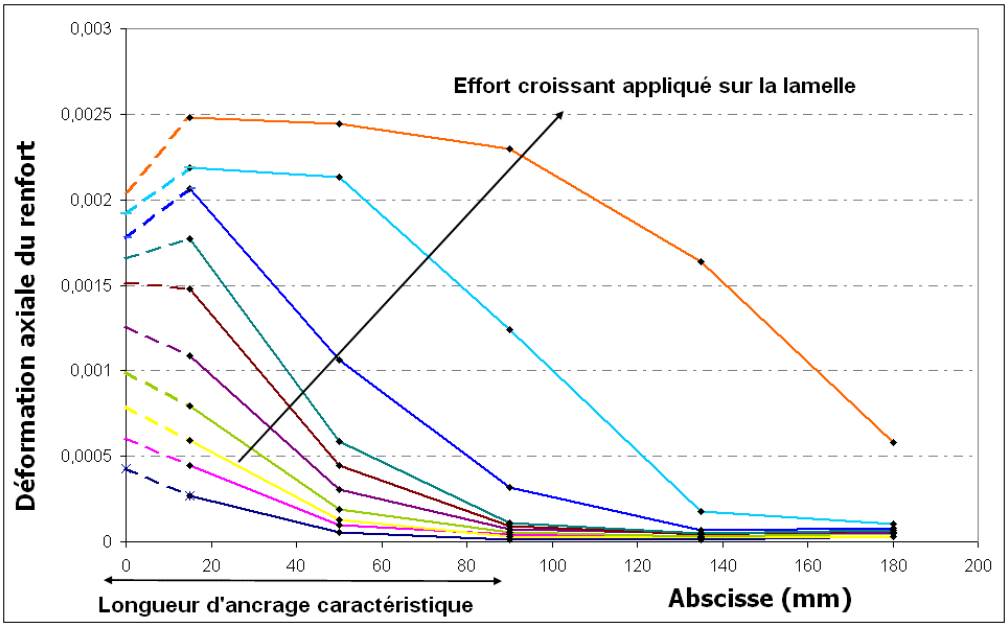


Figure A1- 11 : Profil de déformations le long du composite (axe central) _ essai SL3i.

- Bilan des essais statiques réalisés sur lamelles simples :

Finalement, ces essais statiques menés sur lamelles simples (non ancrées) ont tous montré une rupture cohésive dans le béton, pour un effort moyen de 22,34 kN (avec un écart-type de 1,28 kN, soit 5,7% de l'effort moyen). La Figure A1- 11 nous permet d'estimer la longueur d'ancrage à 90mm.

❖ ESSAIS CYCLIQUES SUR LAMELLES SIMPLES : CL2 ET CL3I

- Programme expérimental

La procédure de chargement à appliquer pour les essais cycliques a été déterminée en fonction des résultats statiques.

Soit F la moyenne des capacités ultimes obtenues lors des essais statiques sur lamelles.

F = 22,34 kN

Soit « ξ » l'écart-type correspondant à cette moyenne.

ξ = 1,28 kN

Il a été défini d'effectuer des séries de 10 cycles triangulaires d'amplitude constante. Cette amplitude correspond à une variation de l'effort entre 0 N et une valeur palier. La première série se caractérise par une valeur palier de **75%(F – 2 ξ) = 15 kN ;** ensuite, pour chaque nouvelle série, le nouveau palier d'effort correspond à la valeur du précédent palier (de la précédente série) augmentée de 1,5 kN

En suivant cette procédure de chargement, les spécimens CL2 et CL3i ont donc été soumis, avant d'atteindre la rupture, à plusieurs paliers de 10 cycles, comme indiqué sur la Figure A1- 12.

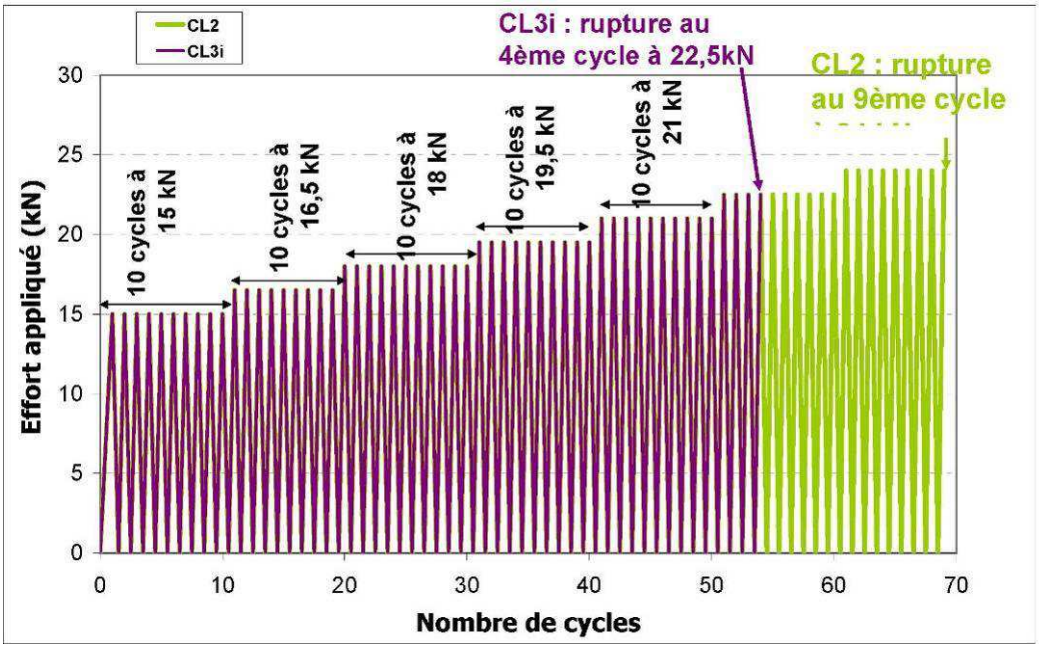


Figure A1- 12 : Chargement appliqué aux corps d'épreuve CL2 et CL3i.

On peut constater que les cycles (en nombre modéré) sont peu endommageants. En effet, nous retrouvons le même ordre de grandeur pour l'effort à rupture, que ce soit un essai statique ou un essai cyclique. Cependant, la notion d'endommagement dû aux cycles reste pertinente puisque la rupture de la lamelle survient après 9 cycles au même effort.

En conclusion pour ces essais cycliques sur lamelles simples, la rupture observée est encore une fois cohésive dans le béton, comme pour les essais statiques. Les deux lamelles testées résistent de la même façon aux 50 premiers cycles (avec une augmentation de 1,5 kN de la valeur palier de l'effort tous les 10 cycles), puis, alors que lors de l'essai CL2 10 cycles supplémentaires à 22,5 kN puis 9 cycles à 24 kN ont pu être appliqués à la lamelle, seulement 4 cycles supplémentaires à 22,5 kN ont pu être appliqués à la lamelle lors de l'essai CL3i. Ceci nous amène à un effort moyen à rupture de 23,2 kN (avec un écart-type de 1 kN, soit 4,3% de l'effort moyen), même s'il faut prendre en compte également le nombre de cycles effectués.

Annexe 2 ANCRAGE DES MATÉRIAUX COMPOSITES : ESSAIS SUR LAMELLES ANCRÉES

Les essais statiques menés sur les lamelles ancrées sont notés : *SLA1*, *SLA2* et *SLA3i* (puis *SLA4* - pour cette série, 4 essais ont été réalisés du fait de la dispersion constatée sur les trois premiers essais).

Les essais cycliques menés sur les lamelles ancrées sont notés : *CLA2* et *CLA3i*.

Figure A2- 1 : Exemple de corps d'épreuve avec lamelles ancrées.

❖ ESSAIS STATIQUES SUR LAMELLES ANCRÉES : SLA1, SLA2, SLA3I ET SLA4

- Instrumentation mise en place

Pour cette série d'essais, seul l'essai SLA3i était instrumenté :10 jauges sont placées sur la face supérieure (5 jauges au centre, 5 à proximité d'un des bords de la lamelle) avec des espacements non constants (disposées à 15 mm, 50 mm, 90 mm, 135 mm et 180 mm à partir du début de la lamelle encollée, de la même façon que pour les lamelles simples présentées en Annexe 1). Par ailleurs, une jauge est placée sur le cylindre ancré (environ 2 cm après le début de l'ancrage, voir Figure A2- 2, Figure A2- 3) de manière à déterminer l'instant où travaille l'ancrage et à en suivre l'évolution. Les deux lignes de jauges permettent de vérifier un éventuel effet de bord (fonctionnement longitudinal de la partie centrale de la lamelle différent du bord de lamelle).

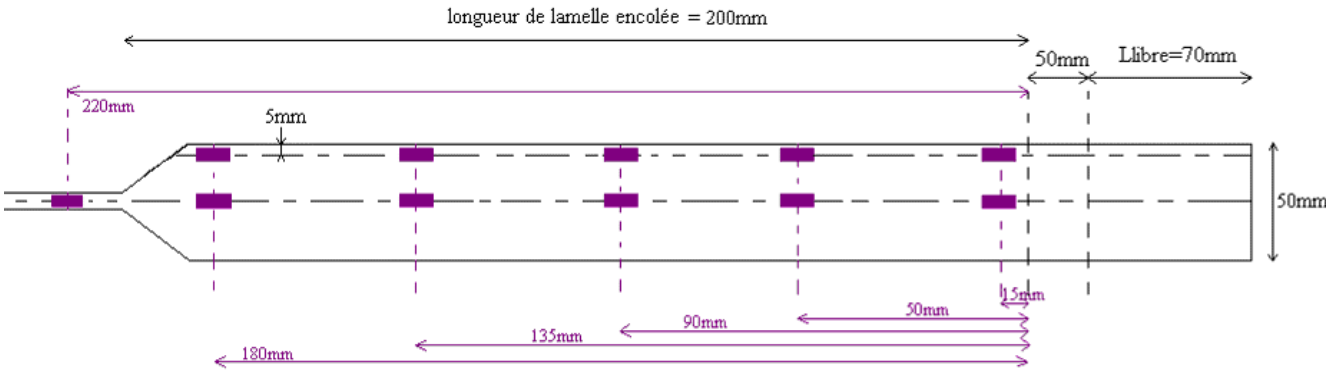


Figure A2- 2: Plan d'instrumentation des lamelles ancrées.

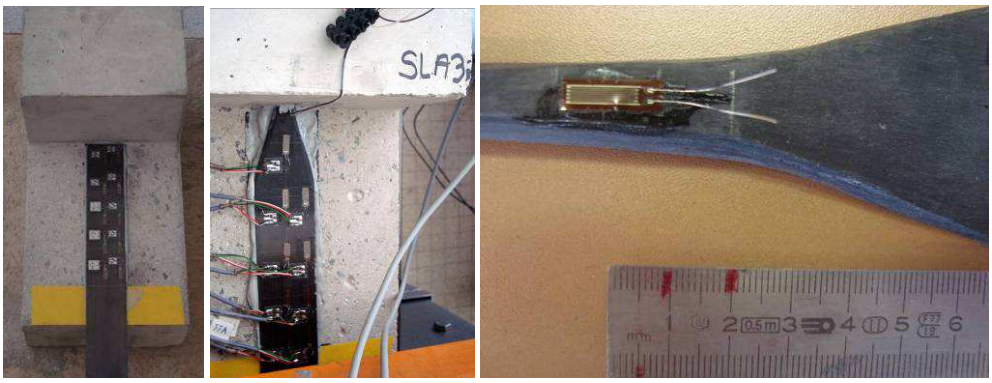


Figure A2- 3: Instrumentation mise en place sur les lamelles simples et lamelles avec ancrage.

La correspondance voies d'acquisition / jauges pour l'essai SLA3i est décrite sur la Figure A2- 4.

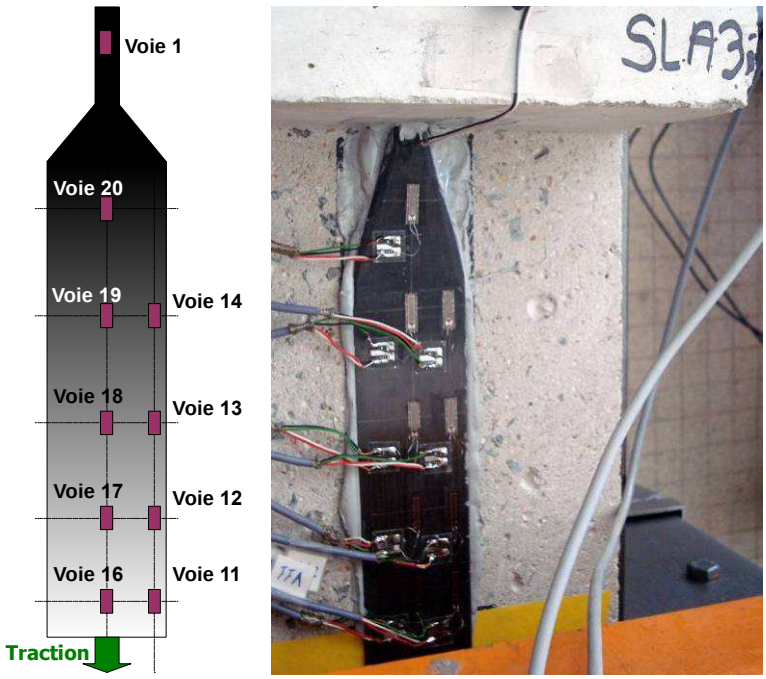


Figure A2- 4 : Correspondance voies/jauges lamelle SLA3i.

- Scénario pour SLA1
  - 1re phase : pilotage en déplacement à 6 µm/s :

- première rupture locale du béton à 19 kN entraînant un glissement du plan décollé
- la partie plane de la lamelle (avant l'ancrage) se décolle à 22,7 kN ; l'effort est alors reporté sur l'ancrage, mais le glissement d'ensemble de toute la partie plane entraine une chute de l'effort à 16 kN
- le capteur arrive en fin de course : arrêt temporaire de l'essai (Figure A2- 5)

▪ 2ème phase : pilotage en déplacement à 6 µm/s, jusqu'à arriver une nouvelle fois en fin de course du capteur (Figure A2- 5).

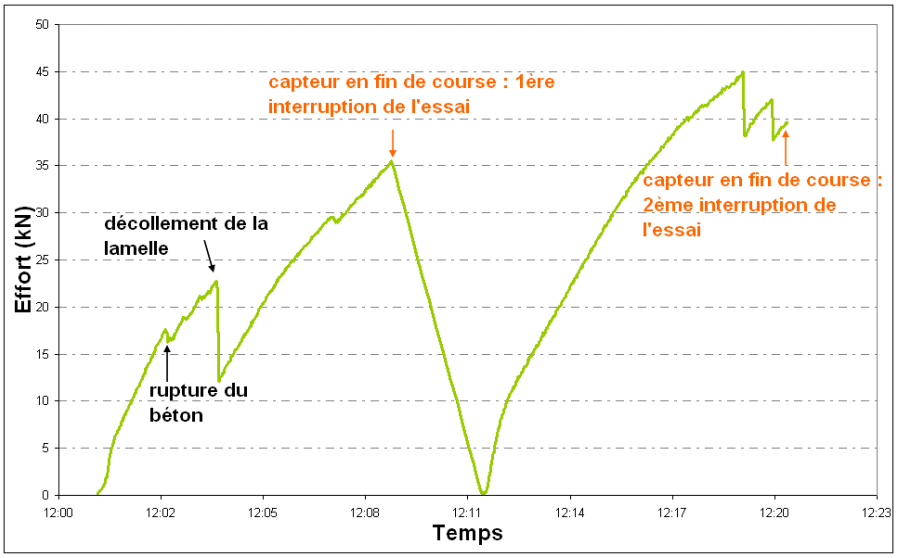


Figure A2- 5: phases de pilotage en déplacement de l'essai SLA1.

▪ 3ème phase de pilotage en effort à 100 N/s :

Rupture de l'ancrage, correspondant à un effort de 43,29 kN **:** rupture des fibres en traction au niveau du changement de forme du renfort (entre zone courante plane et cylindre d'ancrage), comme illustré sur la Figure A2- 6.

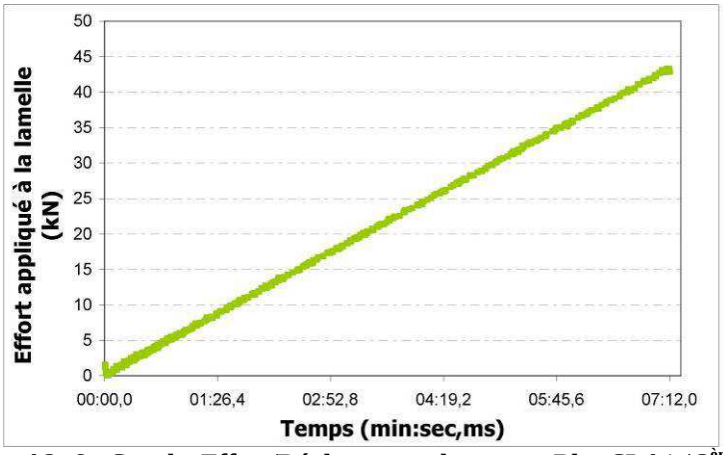


Figure A2- 6 : Courbe Effort/Déplacement du mors – Bloc SLA1 / 3ème phase jusqu'à rupture et illustration de la rupture du corps d'épreuve correspondante.

- Scénario pour SLA2

(Au vu du temps nécessaire à la réalisation de l'essai SLA1, l'essai SLA2 a été piloté en déplacement avec une vitesse constante de 12 µm/s.)

- 1re phase : pilotage en déplacement à **12 µm/s** (Figure A2- 7) :

- Premier palier d'effort à 19 kN lorsque la partie plane de la lamelle ancrée se décolle, puis chute de l'effort consécutif au glissement de la partie décollée.
- le capteur arrive en fin de course : arrêt de l'essai

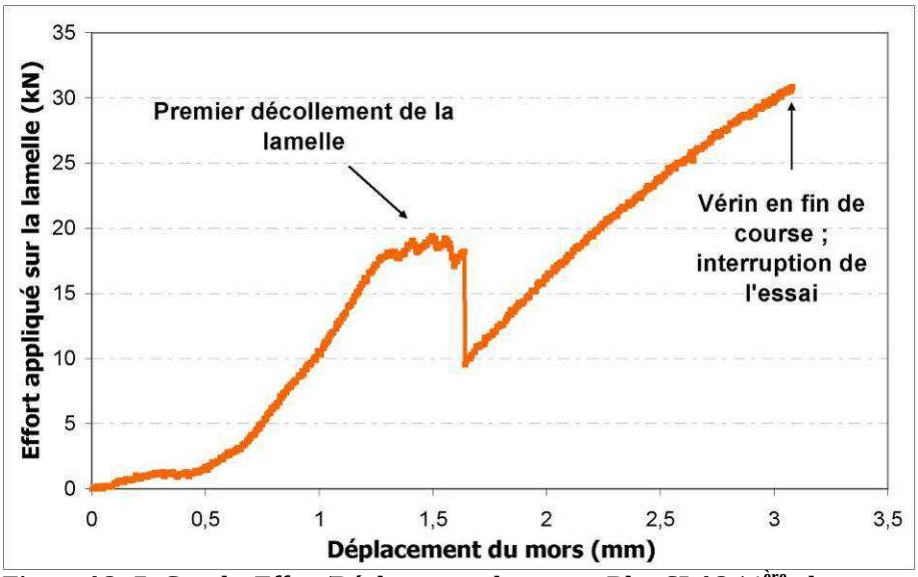


Figure A2- 7: Courbe Effort/Déplacement du mors – Bloc SLA2 / 1ère phase.

La suite de l'essai se déroule selon une succession de phases de pilotage en force. En effet, lors de chaque nouvelle phase, l'ancrage « glisse » pour une certaine valeur de l'effort ; l'essai est alors redémarré selon une nouvelle consigne force, car l'ancrage « ré-ancre » après chaque glissement. Ces phases sont représentées sur la Figure A2- 8.

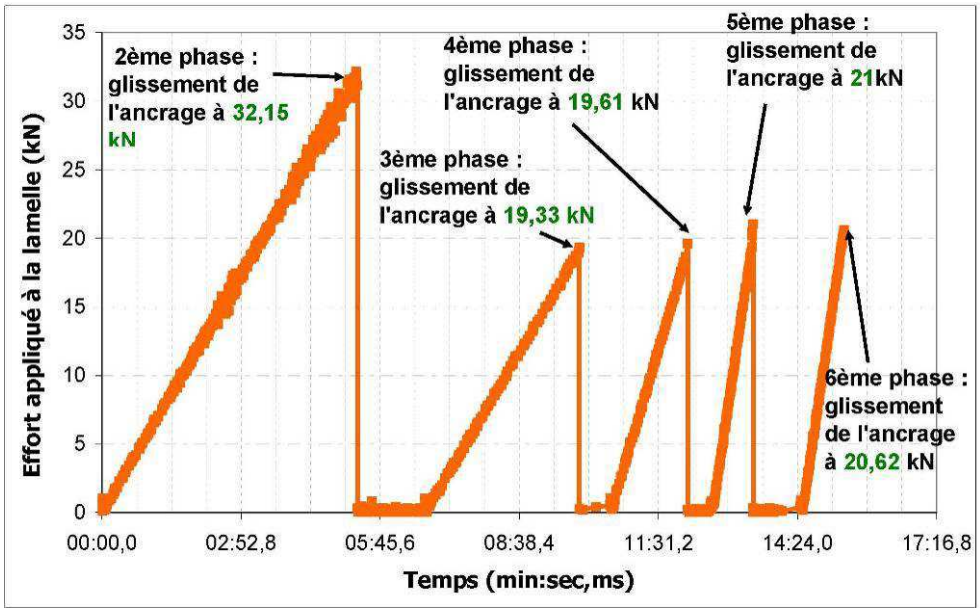


Figure A2- 8 : Efforts appliqués au Bloc SLA2 / phases de pilotage en force (100N/s).

La partie cylindrique de la lamelle se ré-ancrant dans le bloc après chaque glissement, il a été mis un terme à l'essai en pilotant manuellement le vérin (donc sans acquisition), de manière à sortir complètement l'ancrage du bloc (Figure A2- 9).

Figure A2- 9 : Glissements successifs de l'ancrage pour le bloc SLA2, puis finalement extraction du système de renforcement.

Il est possible alors de constater une rupture cohésive dans le béton de la partie plane du renfort, et une rupture mixte adhésive à l'interface résine/lamelle et cohésive dans la résine au niveau de la partie ancrée.

- Scénario pour SLA3i
  - ▪ 1re phase : pilotage en déplacement à 12 µm/s :
  - premier palier d'effort lorsque la lamelle se décolle à 21,56 kN, puis chute de l'effort avant que celui-ci soit reporté sur l'ancrage
  - premier glissement de l'ancrage à 28,8 kN

Comme pour l'essai SLA2, l'ancrage se ré-ancre dans le bloc ; débute alors une deuxième phase de pilotage :

  - ▪ 2ème phase : pilotage en déplacement à 12 µm/s :
  - Deuxième glissement de l'ancrage à 11,7 kN
  - Palier d'effort autour de 7 kN consécutif au glissement de l'ancrage

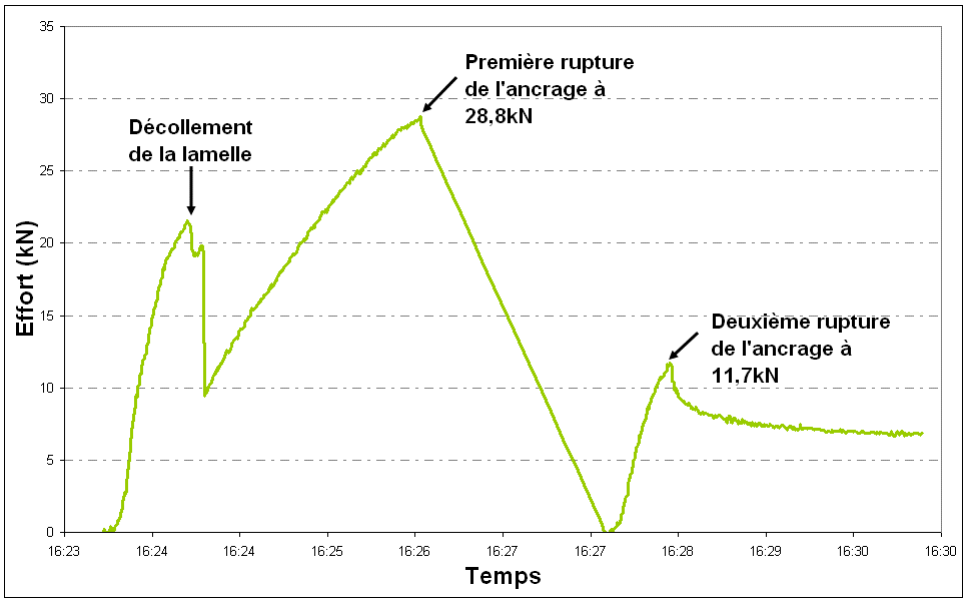


Figure A2- 10 : courbe Effort/Déplacement du mors pour l'essai SLA3i.

De même, que pour l'essai précédent, il semble que les phases de glissement de l'ancrage auraient pu se succéder de nombreuses fois. Ce type de comportement peut être très intéressant en termes d'énergie dissipée. Cependant les difficultés liées à la course du capteur ont motivé une décision d'arrêt de l'essai en pilotant manuellement le vérin (donc sans acquisition), de manière à sortir complètement l'ancrage du bloc (Figure A2- 11).

Pour cet essai, il est possible que la présence de la jauge et des fils de celle-ci aient occasionné une diminution locale d'adhérence du cylindre d'ancrage.

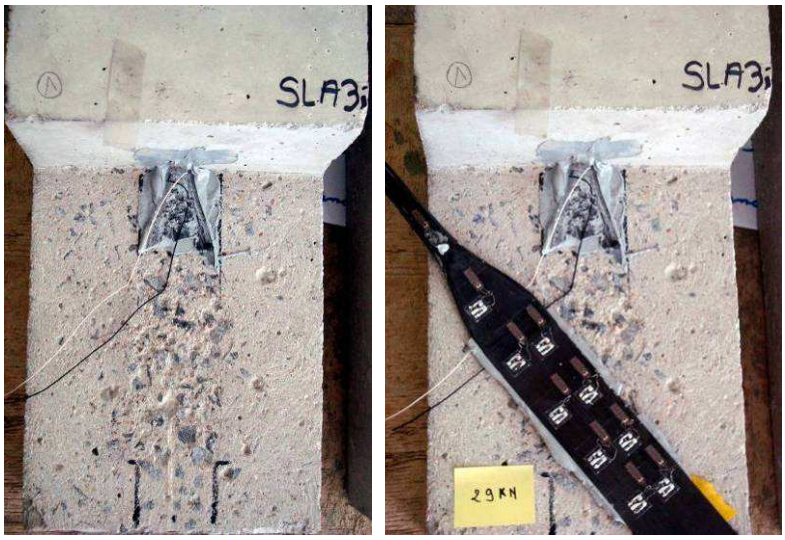


Figure A2- 11: Extraction de l'ancrage SLA3i.

(Pour des raisons de lisibilité des graphiques, les courbes des déformations sont ici représentées uniquement jusqu'au premier glissement de l'ancrage.)

De même que pour l'exploitation des courbes de déformation de l'essai SL3i, nous pouvons comparer la répartition (et l'évolution) des déformations le long de la lamelle, pour les jauges de l'axe central et les jauges excentrées.

Nous pouvons constater sur la Figure A2- 12 qu'après le décollement de la lamelle, les plus

grandes déformations sont enregistrées sur les voies 14 et 19, correspondant aux jauges situées à proximité de l'ancrage (voie 1), qui suite au décollement reprend la majorité de l'effort appliqué sur la lamelle.

Après le décollement de la partie plane de la lamelle (21,56 kN), les jauges enregistrent des déformations qui ne sont pas identiques entre elles. La partie plane de la lamelle ne travaille donc pas en traction simple. Les résultats indiquent qu'il existe deux zones aux comportements différents :

- La partie proche du point d'application de l'effort (jauges 11-13, 16-18) sur laquelle les déformations enregistrées sont sensiblement égales entre elles et qui évoluent quasi linéairement avec la charge
- La partie proche de l'ancrage (jauges 19 et 14) qui montre un comportement équivalent mais pour des niveaux de déformation plus importants

On peut imaginer que près du point d'application de l'effort, la première partie de la lamelle, bien que décollée, frotte sur le substrat béton alors que la seconde partie se trouve davantage décollée du fait de l'ancrage légèrement plus haut et travaille éventuellement en flexion.

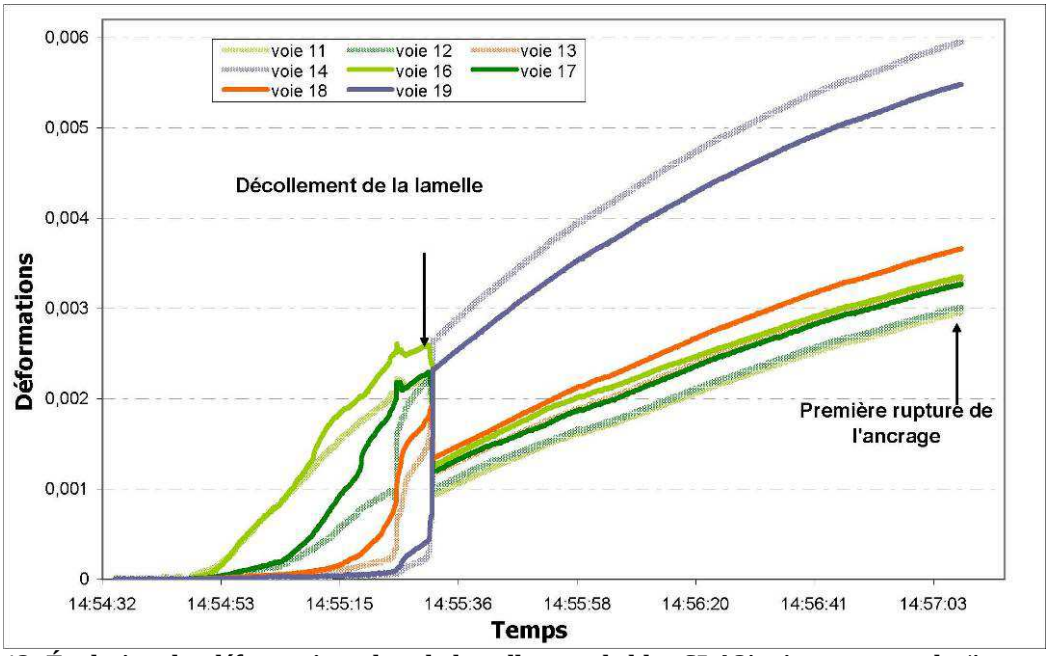


Figure A2- 12: Évolution des déformations dans la lamelle pour le bloc SLA3i – jauges centrales/jauges excentrées.

Sur la Figure A2- 13, il est de plus possible de constater que les jauges qui avaient été très peu sollicitées en traction (voie 19 par exemple) jusqu'à l'effort de décollement (21,56 kN) mesurent subitement une importante augmentation de la déformation alors même que l'effort chute, indiquant une rupture fragile du joint.

Par ailleurs, les valeurs enregistrées sur la voie 1 (jauge sur l'ancrage) nous permettent de vérifier que l'ancrage commence à travailler après décollement de la partie plane de la lamelle.

(La voie 20 ne nous fournit pas de résultats exploitables.)

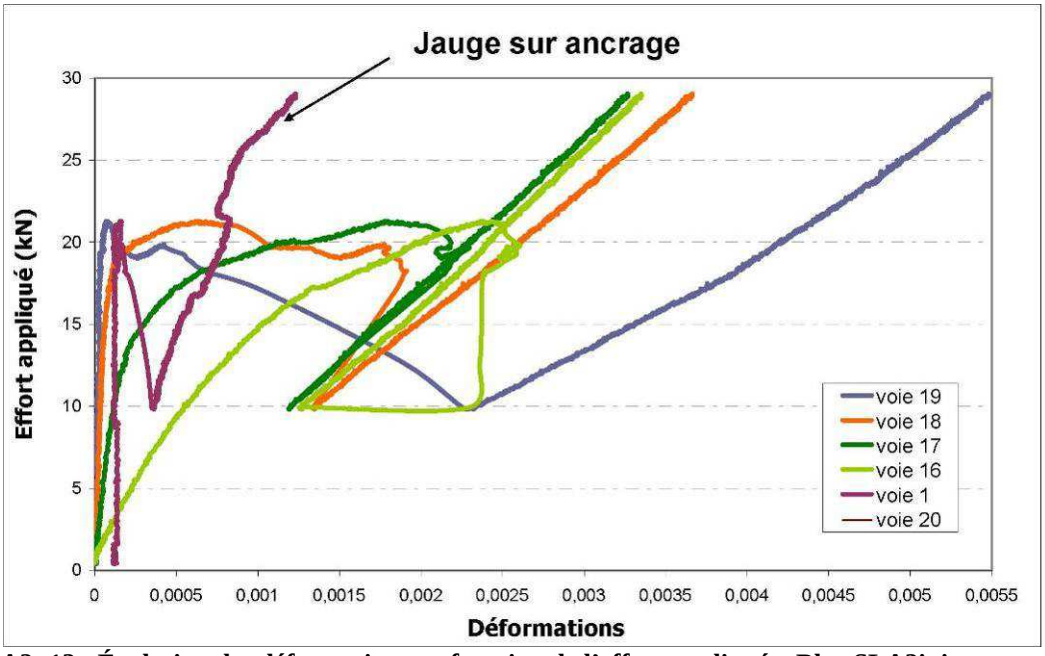


Figure A2- 13 : Évolution des déformations en fonction de l'effort appliqué – Bloc SLA3i, jauges centrales.

De manière à évaluer la longueur d'ancrage pour cet essai, la Figure A2- 14 montre les profils de déformations le long du composite (sur l'axe central), et ce uniquement jusqu'au décollement de la lamelle. La longueur d'ancrage caractéristique peut être estimée à environ 90 mm.

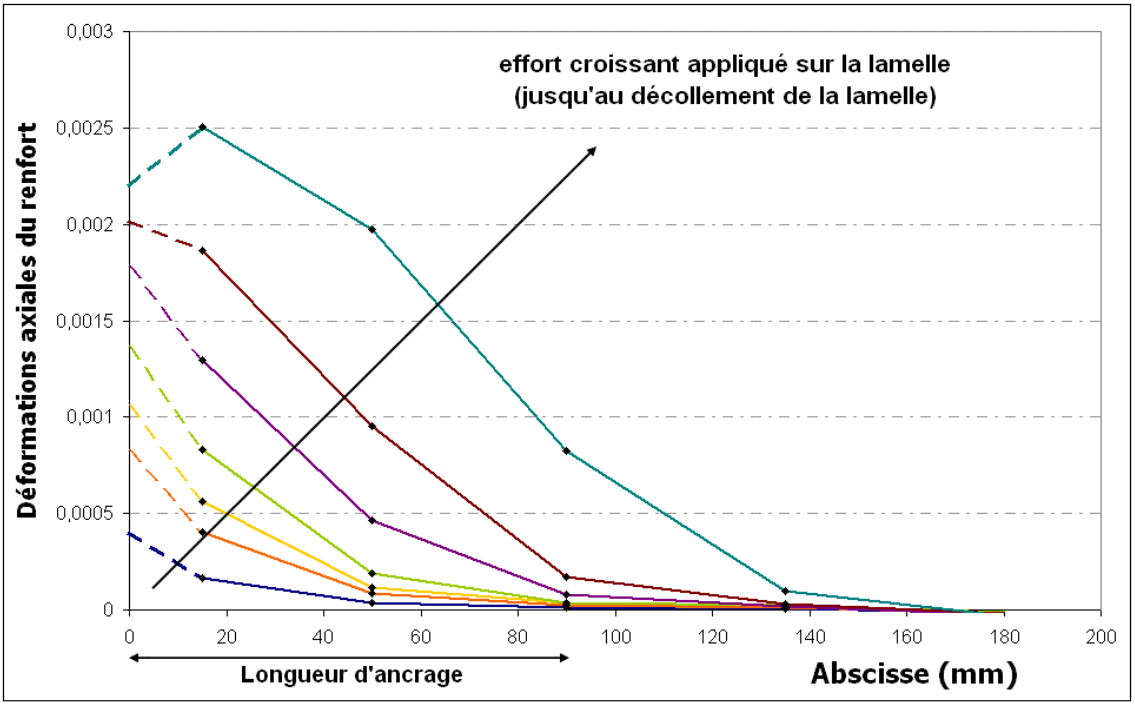


Figure A2- 14: Profil de déformations le long du composite (axe central) _ essai SLA3i.

- Scénario de SLA4
  - 1ère phase : pilotage en déplacement à 12 µm/s :
- la partie plane de la lamelle ancrée se décolle à 21,67 kN ; le glissement de cette partie décollée entraîne, du fait du pilotage en déplacement, une chute d'effort (12 kN). L'effort est ensuite majoritairement reporté sur l'ancrage.

- L'effort évolue alors linéairement avec le déplacement jusqu'à atteindre une valeur seuil (autour de 41,7 kN), puis le capteur de déplacement arrive en fin de course. L'essai est arrêté temporairement.
  - 2ème phase : pilotage en déplacement à 12 µm/s, une nouvelle fois un palier d'effort est atteint après une montée linéaire. Un nouvel arrêt temporaire est décidé du fait de l'arrivée en fin de course du capteur
  - 3ème phase de pilotage en déplacement à 12 µm/s
- Rupture de l'ancrage, correspondant à un effort de 41 kN : rupture en traction des fibres au niveau du changement de forme du renfort (entre zone courante plane et cylindre d'ancrage). Cette rupture survient après une phase de montée linéaire sans palier.

Le résultat de cet essai, résumé sur la Figure A2- 15 (mode de rupture et effort maximal) est donc globalement similaire au cas SLA1.

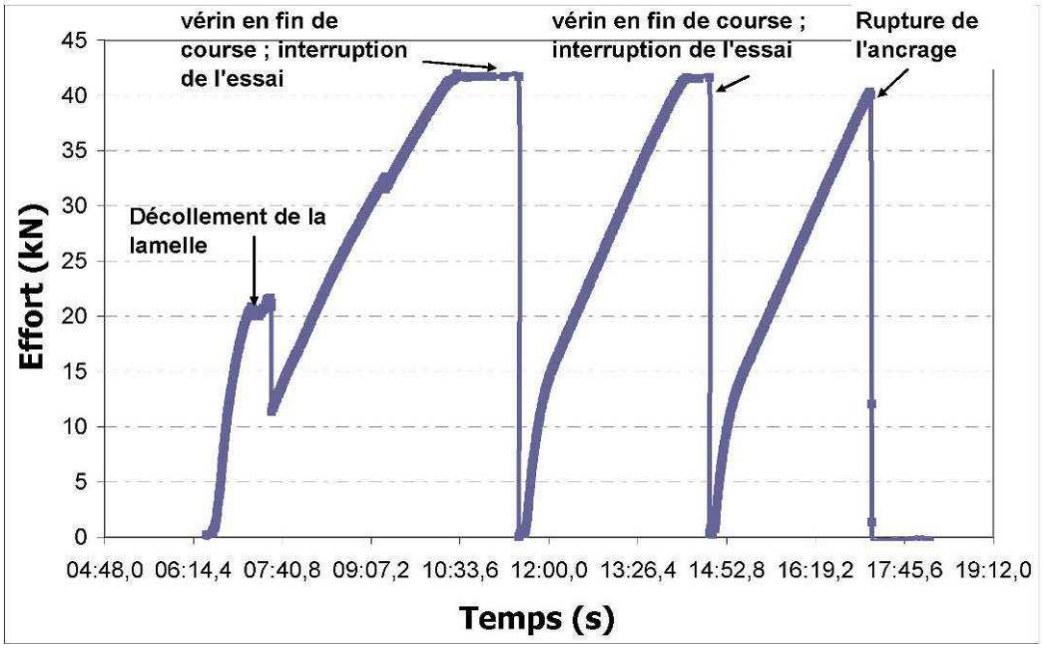


Figure A2- 15: Efforts appliqués au Bloc SLA4 / phases de pilotage en déplacement.

- Bilan des essais statiques sur lamelles ancrées :

Nous pouvons constater que les résultats sont assez divergents pour la série d'essais statiques sur lamelles avec ancrages ; en effet deux types de comportement ont été observés.

Une première série de lamelles (SLA2 et SLA3) a démontré un mode de rupture par glissement de l'ancrage pour des efforts de 32 kN et 29 kN mais avec beaucoup de ductilité.

Une seconde série de lamelles (SLA1 et SLA4) est par contre restée ancrée durant tout l'essai, entraînant une ruine du renfort par rupture des fibres. L'effort maximum repris est alors plus important (43,3 et 41,7 kN) mais l'assemblage montre moins de ductilité

Ces résultats pourraient être attribués à des formes d'ancrage différentes, dues à différents moules de fabrication des ancrages.

Malgré ces modes de rupture différents, on peut calculer l'effort moyen à rupture, qui est de 36,2 kN, avec un écart-type de 6,8 kN, soit 18,8 % de l'effort moyen.

❖ ESSAIS CYCLIQUES SUR LAMELLES ANCRÉES : CLA1 ET CLA2I

- Programme expérimental

Étant donné le nombre important de cycles qui ont dû être réalisés pour les essais cycliques sur lamelles simples, la machine de cisaillement utilisée ne permettant pas une automatisation de ces cycles, une procédure simplifiée a été utilisée pour les essais cycliques sur lamelles ancrées.

Les amplitudes de chargement à appliquer pour les essais cycliques ont été déterminées en fonction des résultats statiques.

Soit F_a la moyenne des capacités ultimes obtenues lors des essais statiques sur lamelles ancrées.

$$\mathbf{F_a = 36{,}23\ kN}$$

Soit « ξ_a » l'écart-type correspondant à cette moyenne.

$$\boldsymbol{\xi_a = 6{,}8\ kN}$$

Les paliers d'efforts ont été déterminés de la manière suivante :

1er palier : F1 = 90 % (F_a - 2ξ_a)

2ème palier : F2 = 90 % (F_a – ξ_a)

3ème palier : F3 = 90 % F_a

4ème palier : F4 = F_a

5ème palier : F5 = 1,1 F_a

Ainsi la procédure consiste à effectuer (tant que la rupture n'a pas lieu) 10 cycles à l'effort F1 = 20,3 kN, 10 cycles à l'effort F2 = 26,5 kN, 10 cycles à l'effort F3 = 32,6 kN, 10 cycles à l'effort F4 = 36,23 kN et 10 cycles à l'effort 39,8 kN.

- Instrumentation mise en place

L'instrumentation mise en place pour CLA2i est similaire à celle mise en place sur les essais statiques ; seule la correspondance avec les voies d'acquisition est différente, comme l'indique la Figure A2- 16.

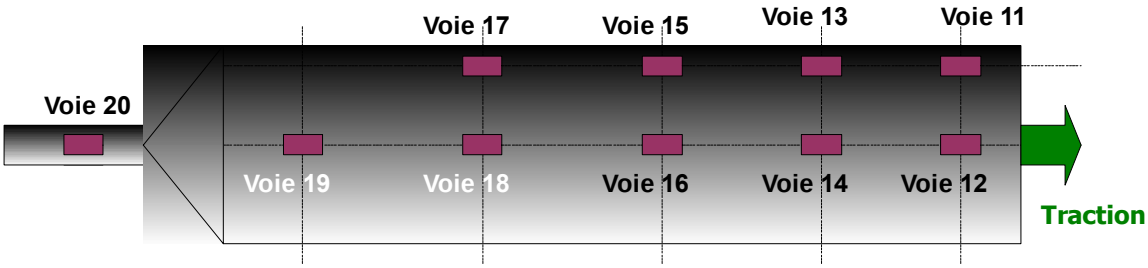


Figure A2- 16: Correspondance voies / jauges pour l'essai CLA2i.

- Scénario pour CLA1

Séquence de cycles appliquée à la lamelle ancrée lors de l'essai CLA1 :

- 10 cycles à 20,3 kN
- 10 cycles à 26,5 kN
- 10 cycles à 32,6 kN
- 10 cycles à 36,2 kN
- 6 cycles à 39,8 kN et rupture lors du 7ème cycle à cet effort

Figure A2- 17: mode de rupture de la lamelle ancrée lors de l'essai CLA1.

La rupture au niveau de la partie courante de la lamelle est cohésive dans le béton (et a lieu lors du premier cycle à 20,3 kN) ; quant à l'ancrage il a glissé lors de la rupture et sort donc non endommagé de son trou de scellement (voir Figure A2- 17).

- Scénario pour CLA2i

Séquence de cycles appliquée à la lamelle ancrée lors de l'essai CLA2i :

- 10 cycles à 20,3 kN
- 10 cycles à 26,5 kN
- 10 cycles à 32,6 kN
- 10 cycles à 36,2 kN
- Rupture lors du 1er cycle à 39,8 kN

Figure A2- 18 : mode de rupture de la lamelle ancrée lors de l'essai CLA2i.

La rupture au niveau de la partie courante de la lamelle est toujours cohésive dans le béton (et a lieu lors du premier cycle à 20,3 kN) mais cette fois il y a eu rupture en traction des fibres au niveau de l'ancrage (voir Figure A2- 18).

- Exploitation des mesures des jauges de déformation pour l'essai CLA2i

Lors du premier cycle à 20,3 kN, on peut vérifier sur les Figure A2- 19 et Figure A2- 20 que les jauges les plus proches du mors d'accroche (voies 12 et 14 ou voies 11 et 13) enregistrent beaucoup plus de déformations que les jauges situées vers l'ancrage (voies 18, 19, 20 ou voies 15 et 17). En effet, le décollement de la partie courante de la lamelle se produit à la fin de ce premier cycle, donc l'ancrage n'est pas encore sollicité.

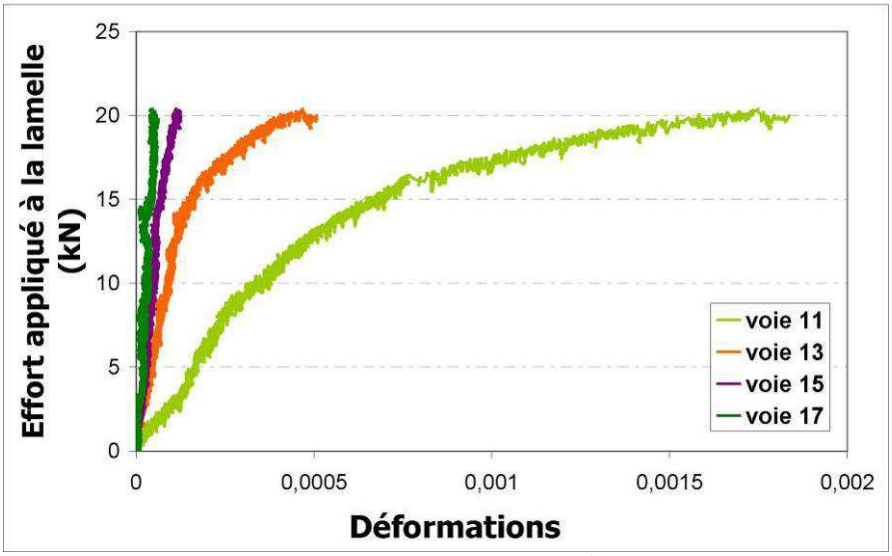


Figure A2- 19: Graphique effort/déformations correspondant au 1er cycle à 20,3 kN de l'essai CLA2i (jauges excentrées).

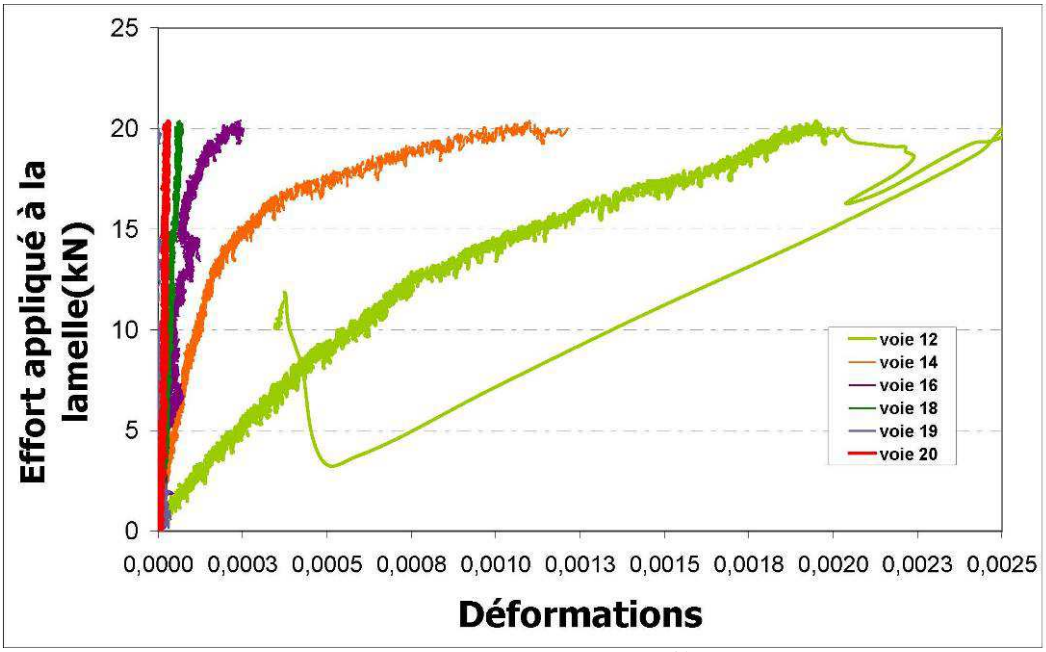


Figure A2- 20 : Graphique effort/déformations correspondant au 1er cycle à 20,3 kN de l'essai CLA2i (jauges centrales).

En revanche, la Figure A2- 21 montre bien que lors du 2ème cycle au même effort (20,3 kN), la lamelle est cette fois décollée et l'ancrage sollicité (voies 19 et 20). Les déformations enregistrées par les jauges proches du mors du vérin (voies 12, 14, 16, 18) sont bien linéaires et sensiblement égales aux déformations de la lamelle en traction pure.

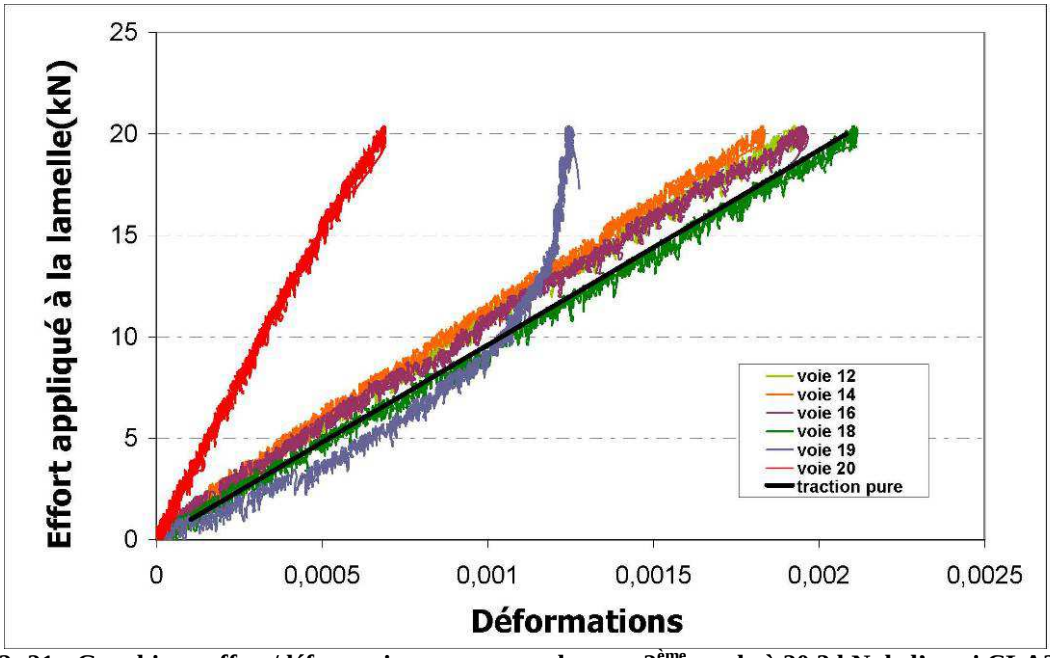


Figure A2- 21 : Graphique effort/déformations correspondant au 2ème cycle à 20,3 kN de l'essai CLA2i (jauges centrales).

- Bilan des essais cycliques menés sur lamelles ancrées

Les essais cycliques CLA1 et CLA2i ont permis de confirmer la dispersion que nous avions pu constater lors des essais statiques. En effet, même si les deux lamelles ancrées ont montré une rupture au même effort (à 6 cycles près), la première lamelle a cédé en glissant simplement dans son trou de scellement alors que pour la deuxième lamelle, les fibres ont cédé en traction à la base de l'ancrage.

L'essai instrumenté nous permet cependant de valider le bon fonctionnement de la lamelle ancrée une fois la partie courante de la lamelle décollée.

Ces premiers essais sur lamelles ancrées indiquent que l'ajout de ce système d'ancrage ne donne pas de marge sur la valeur de décollement de la partie courante de la lamelle mais donne une sécurité « ELU » avec un deuxième mécanisme qui reprend l'effort après décollement.

Annexe 3 ANCRAGE DES MATÉRIAUX COMPOSITES : ESSAIS SUR LAMELLES ANCRÉES CRANTÉES

Figure A3- 1 : nouvelles lamelles à ancrage spécifique cranté ((a) : vue de dessus et (b) : vue de profil).

Les essais statiques menés sur les lamelles ancrées crantées sont notés : *SLAc1*, *SLAc2* et *SLAc3i*.

Les essais cycliques menés sur les lamelles ancrées sont notés : *CLAc1* et *CLAc2i*.

❖ ESSAIS STATIQUES SUR LAMELLES ANCRÉES CRANTÉES : SLAC1, SLAC2, SLAC3I

- Instrumentation mise en place

Pour cette série, il nous a paru intéressant d'aborder la problématique de symétrie des déformations, de manière à vérifier si l'on pouvait s'affranchir ou non d'un phénomène de flexion de la lamelle. Le plan d'instrumentation (Figure A3- 2) a donc été quelque peu complexifié pour les essais sur lamelles ancrées, de manière à relever les déformations sur les bords droit et gauche de la lamelle, en plus des déformations centrales.

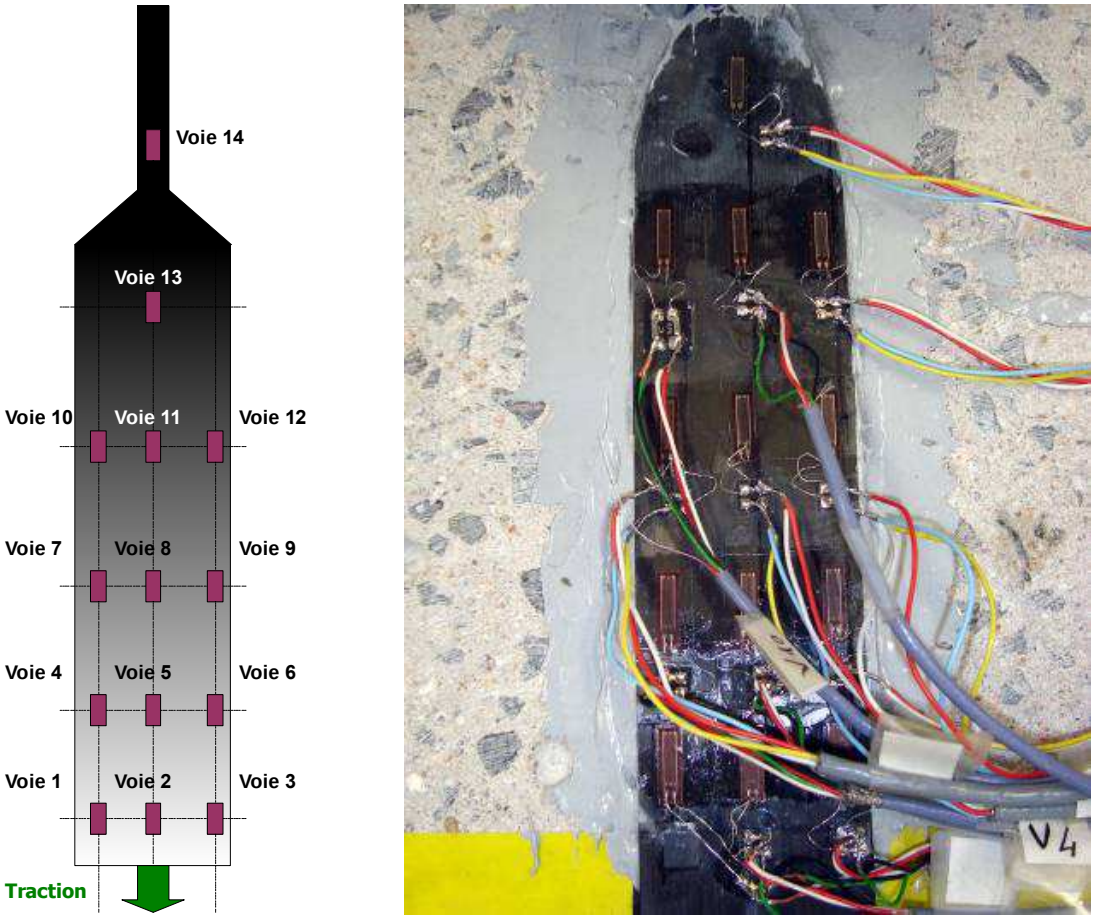


Figure A3- 2: Correspondance voies/jauges pour l'essai SLAc3i.

- Scénario pour SLAc1
  - *1re phase* : pilotage en déplacement (vitesse 12 µm/s)

- premiers craquements à 22 kN

- décollement de la lamelle à 26 kN => arrêt automatique de l'essai (détection de rupture par le logiciel de pilotage)

  - *2ème phase* : pilotage en déplacement (vitesse 12 µm/s)

- premiers craquements des fibres en traction à 22 kN

- montée en effort jusque 41 kN, puis chute progressive de l'effort (l'ancrage glisse très lentement) jusqu'à un palier de 16 kN => 41 kN = capacité ultime de la lamelle ancrée

- arrêt de l'essai car capteur en bout de course

  - *3ème phase* : pilotage en déplacement (vitesse 12 µm/s)
    - montée en effort jusqu'à 17 kN puis palier à cette valeur => arrêt de l'essai

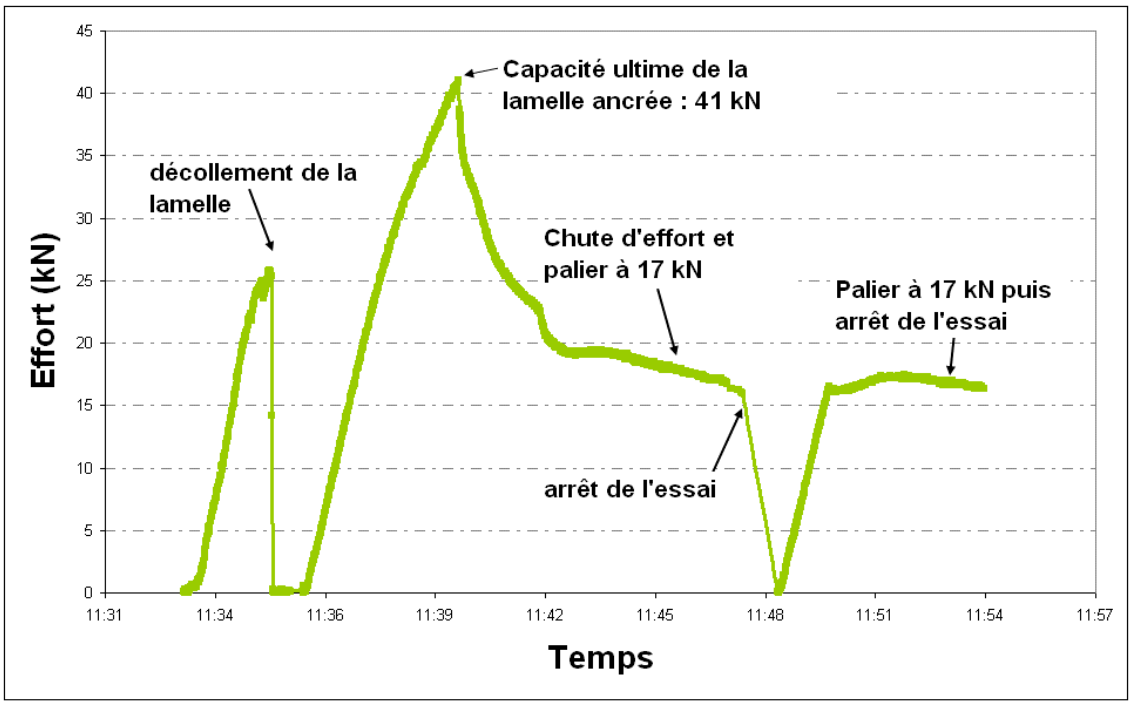


Figure A3- 3: phases de pilotage en déplacement de l'essai SLAc1.

- *4ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- montée jusque 20 kN : pendant cette montée en effort, la lamelle sort rapidement du bloc d'ancrage ; grosse fissuration du bloc béton armé

- arrêt de l'essai car bout de course du vérin

- *5ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- montée jusque 25 kN puis rupture en deux parties de la lamelle (dans sens longitudinal)

(Toujours beaucoup de fissuration dans le bloc béton armé)

- *6ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- montée en effort jusque 25 kN puis rupture fragile de la lamelle

- 7ème phase : extraction de la lamelle ancrée crantée sans acquisition, de manière à la sortir entièrement du bloc béton.

(On ne peut plus réaliser de pilotage en effort car le logiciel détecte sans cesse des ruptures.)

Figure A3- 4 : Sortie progressive de la partie ancrée de la lamelle et éclatement/fissuration du bloc béton au niveau de l'ancrage _ essai SLAc1.

Nous pouvons constater que le mode de rupture est un peu différent des modes de rupture

obtenus sur les essais sur lamelles simples et ancrées. Ici (voir Figure A3- 4 et Figure A3- 5), la rupture est complexe, puisqu'on assiste à une rupture partielle de la lamelle en traction, du béton qui se fissure largement et à une rupture du plan de collage (majoritairement cohésive au sein de l'adhésif mais partiellement adhésive). Ce dernier mode (rupture du plan de collage) est cependant le mécanisme prépondérant.

Figure A3- 5 : État de surface après rupture - essai SLAc1.

- Scénario pour SLAc2

Les différentes phases de chargement sont résumées sur la Figure A3- 8.

- *1re phase* : pilotage en déplacement (vitesse 12 µm/s)

- premiers craquements à 18 kN

- décollement de la partie plane de la lamelle à 22 kN, puis chute de l'effort à 11 kN ; remontée de l'effort

- 39,2 kN : rupture de certaines fibres dans le sens longitudinal => chute de l'effort très importante puis la pente se radoucit jusque 17 kN => capacité ultime de la lamelle ancrée crantée = 39,2 kN

- Palier à 17 kN puis à 15 kN => arrêt de l'essai (plus rien ne se passe sur le palier)

- *2ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- L'ancrage sort de plusieurs cm jusqu'à 18 kN, puis on atteint la course max du vérin. Ceci entraîne un arrêt temporaire de l'essai)

- remarque : les crans de l'ancrage ont quasiment disparu de la partie extraite.

- *3ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- rupture brutale d'une partie de la lamelle à 22,4 kN

- beaucoup de fissuration dans le bloc béton armé

- *4ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- l'ancrage s'extraie encore un peu plus du bloc béton et rupture d'une partie de la lamelle à 22 kN

- *5ème phase* : pilotage en effort à 150 N/s

- même scénario que pour la quatrième phase et éclatement de la lamelle ancrée crantée à 21,3 kN

- *6ème phase* : sortie “manuelle” de la lamelle ancrée crantée : éclatement important du bloc béton au niveau de l’ancrage (Figure A3- 6).

Figure A3- 6 : sortie progressive de la partie ancrée de la lamelle - essai SLAc2

Comme lors de l’essai SLAc1, la rupture intervient majoritairement dans le plan de collage, avec quelques phénomènes de rupture des fibres en traction (Figure A3- 7).

Figure A3- 7 : État de surface après extraction de la lamelle - essai SLAc2.

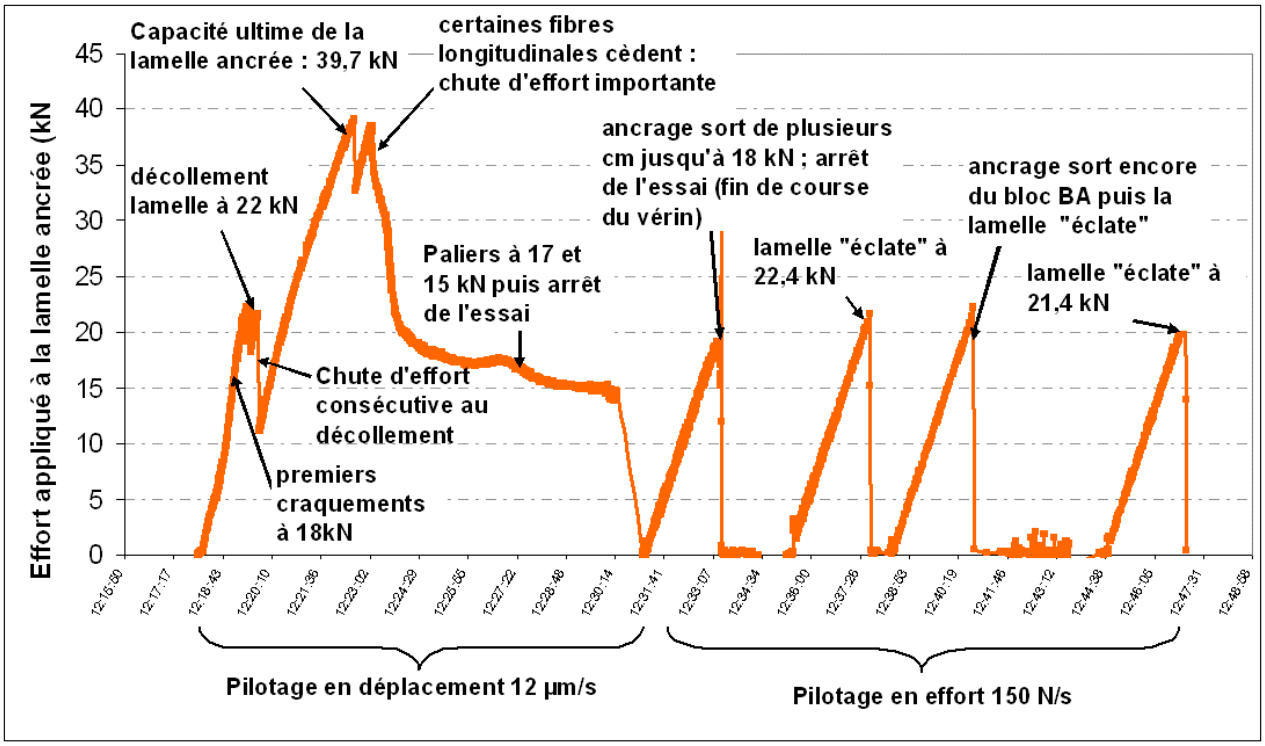


Figure A3- 8 : Courbe effort/déplacement du mors pour les phases de pilotage en déplacement de l’essai SLAc2.

- Scénario pour SLAc3i
  - 1re phase: pilotage en déplacement _ vitesse 12 µm/s

- décollement de la partie plane de la lamelle à 27,2 kN
  - 2ème phase : pilotage en déplacement _ vitesse 12 µm/s

- pic d'effort à 32,9 kN puis chute d'effort => capacité ultime de la lamelle = 32,9 kN
- palier d'effort à 17,7 kN
- arrêt temporaire du fait de l'arrivée en fin de course du capteur de déplacement
  - 3ème phase : Pilotage en effort à 150 N/s

- l'ancrage s'extrait sans à-coups jusqu'à 17kN
  - 4ème phase : extraction complète de l'ancrage sans acquisition.

Le mode de rupture obtenu pour cet essai est une rupture cohésive dans la partie plane de la lamelle (délaminage, Figure A3- 9). Quant à la partie ancrée, on a pu observer une rupture en cisaillement des crans.

Figure A3- 9 : sortie de la partie ancrée de la lamelle et état de surface après extraction - essais SLAc3i.

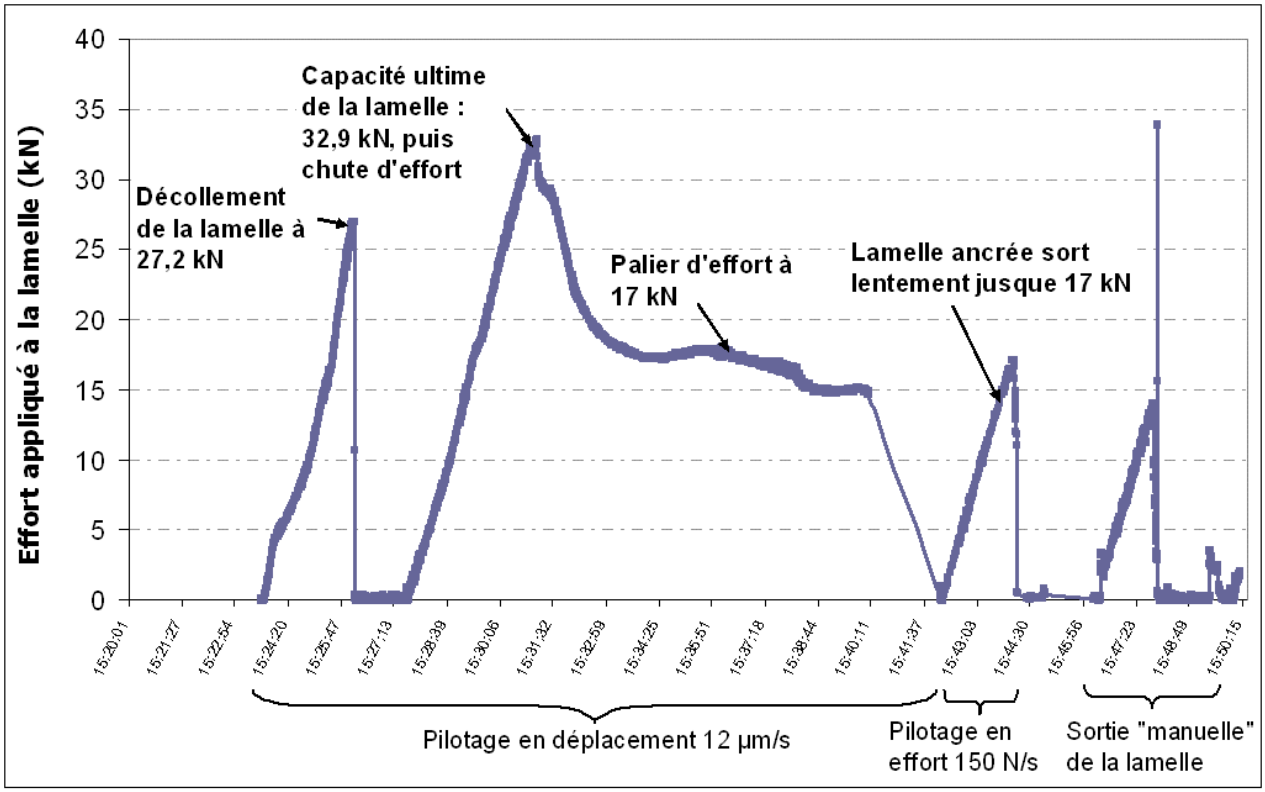


Figure A3- 10 : Courbe effort/déplacement du mors pour les phases de pilotage en déplacement de l'essai SLAc3i.

- Exploitation des mesures des jauges de déformation pour l'essai SLAc3i :

  - <u>Analyse de la propagation des déformations dans la lamelle :</u>

Nous pouvons observer sur les graphes des Figure A3- 11 et Figure A3- 12 l'évolution des déformations sur l'axe central de la lamelle lors du chargement.

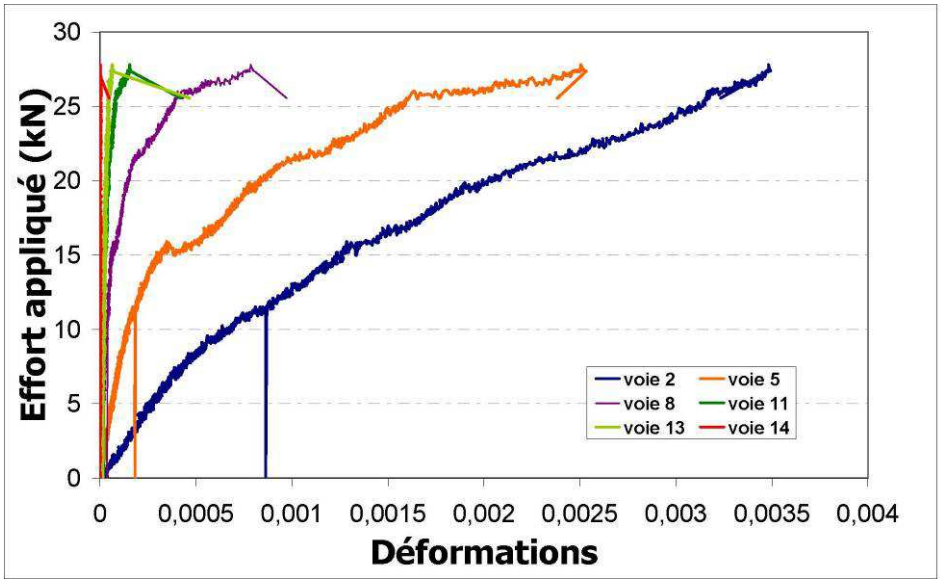


Figure A3- 11 : Propagation des déformations sur l'axe central de la lamelle SLAc3i – avant décollement de la lamelle.

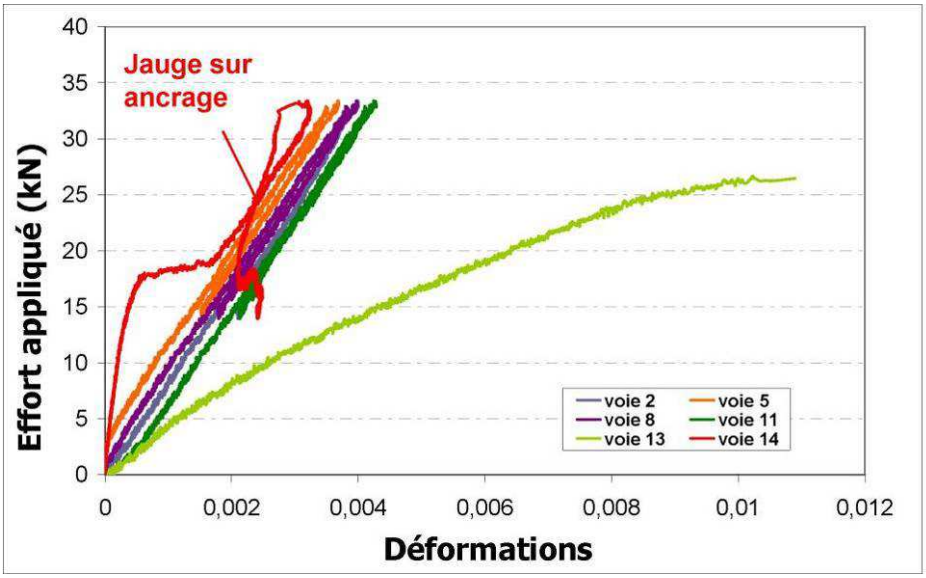


Figure A3- 12: Propagation des déformations sur l'axe central de la lamelle SLAc3i – après décollement de la lamelle.

On constate bien que la jauge 14 située sur l'ancrage n'enregistre aucune déformation tant que la lamelle n'est pas décollée, puis elle enregistre des déformations de plus en plus importantes jusqu'à ce qu'on atteigne la capacité ultime de la lamelle. S'ensuit alors une chute d'effort et des déformations sur la lamelle et dans l'ancrage.

Les déformations sur les bords gauche et droit de la lamelle sont fournies sur les Figure A3- 13, Figure A3- 14, Figure A3- 15, Figure A3- 16. Nous pouvons constater, de la même façon que pour l'axe central, que les jauges les plus proches de l'ancrage sont très peu sollicitées avant le décollement de la lamelle et qu'elles n'enregistrent des déformations significatives que lorsque l'effort se reporte sur l'ancrage.

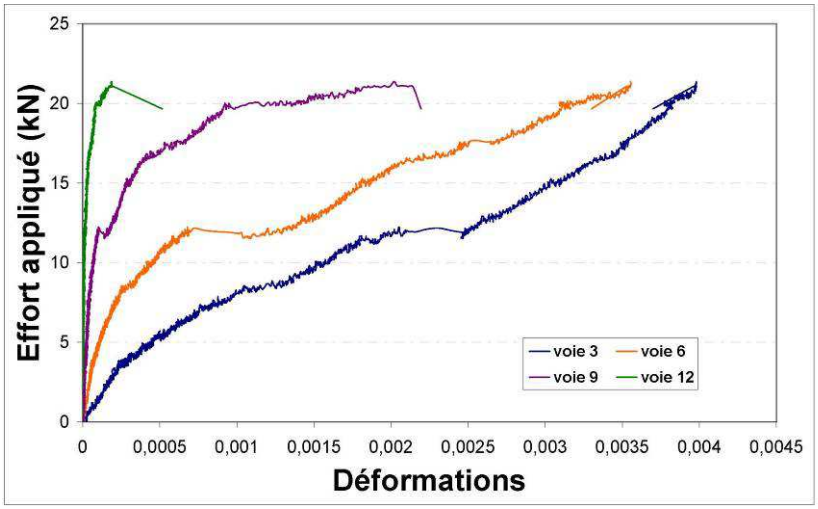


Figure A3- 13: Propagation des déformations sur l'axe droit de la lamelle SLAc3i – avant décollement de la lamelle.

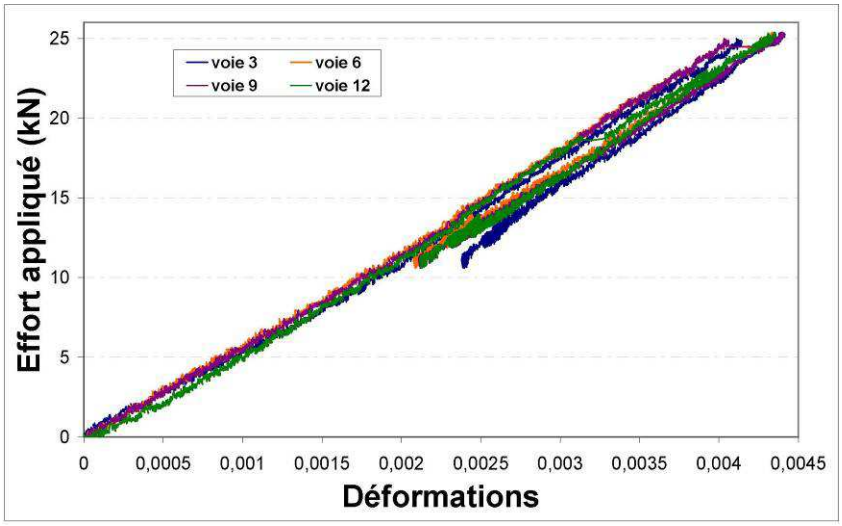


Figure A3- 14: Propagation des déformations sur l'axe droit de la lamelle SLAc3i – après décollement de la lamelle.

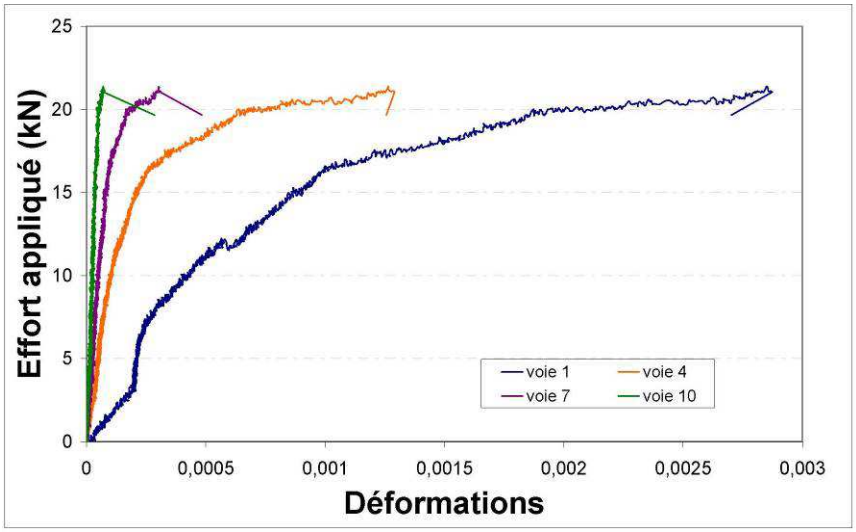


Figure A3- 15: Propagation des déformations sur l'axe gauche de la lamelle SLAc3i – avant décollement de la lamelle.

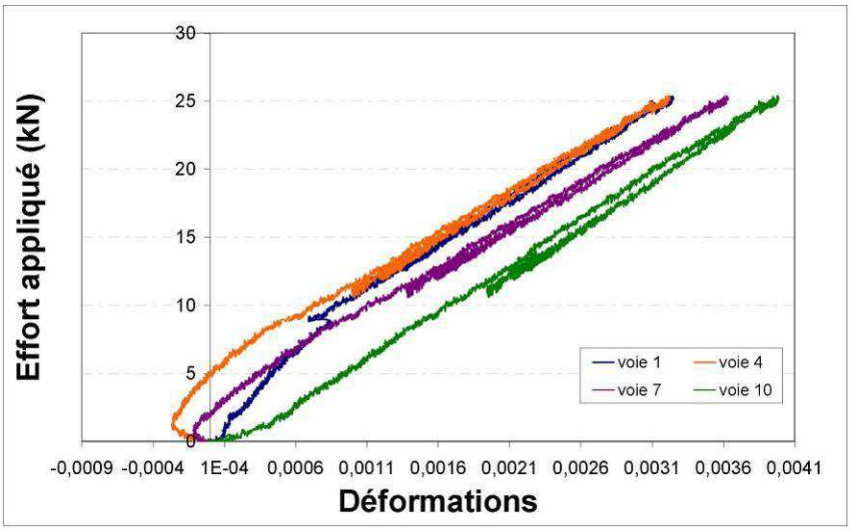
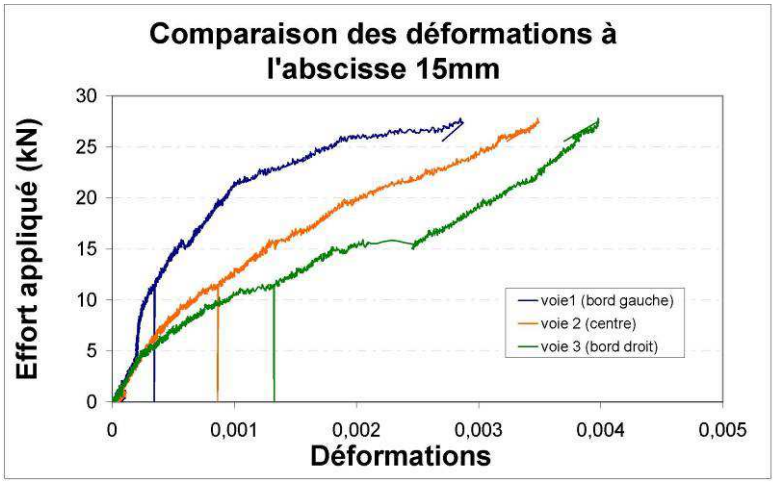
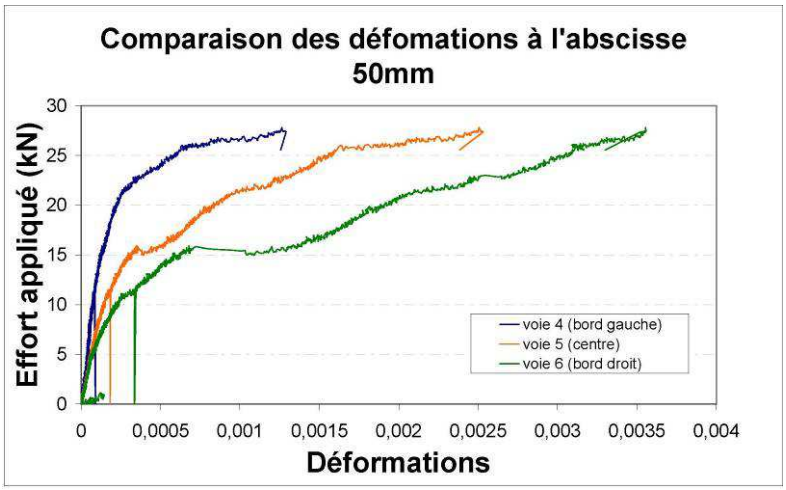


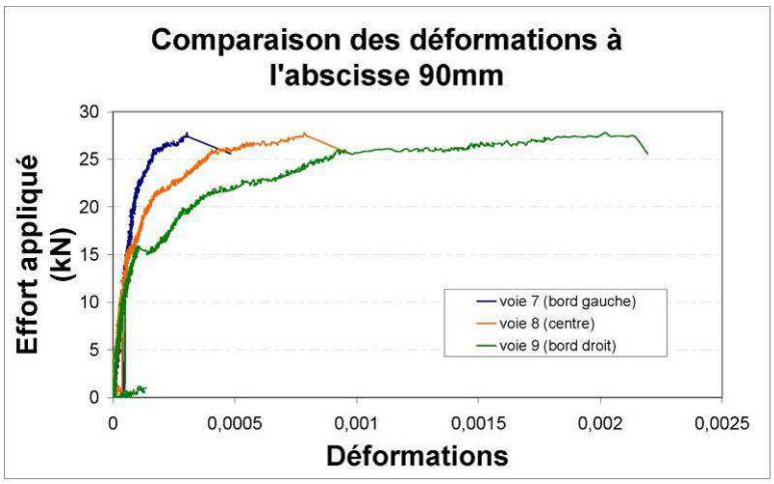
Figure A3- 16: Propagation des déformations sur l'axe gauche de la lamelle SLAc3i – après décollement de la lamelle.

- <u>Comparaison des déformations de la lamelle pour une même abscisse</u>

Concernant la symétrie de fonctionnement de la lamelle, les courbes de la Figure A3- 17 nous permettent d'observer une mise en traction dissymétrique de la lamelle. Les déformations sur le bord gauche sont inférieures aux déformations relevées sur l'axe central, elles mêmes inférieures aux déformations sur le bord droit de la lamelle (cette constatation se vérifie moins sur les jauges les plus éloignées du point de traction, situées à l'abscisse 135 mm). Ceci pourrait s'expliquer par une légère torsion transmise à la lamelle lors de l'accroche des mors.







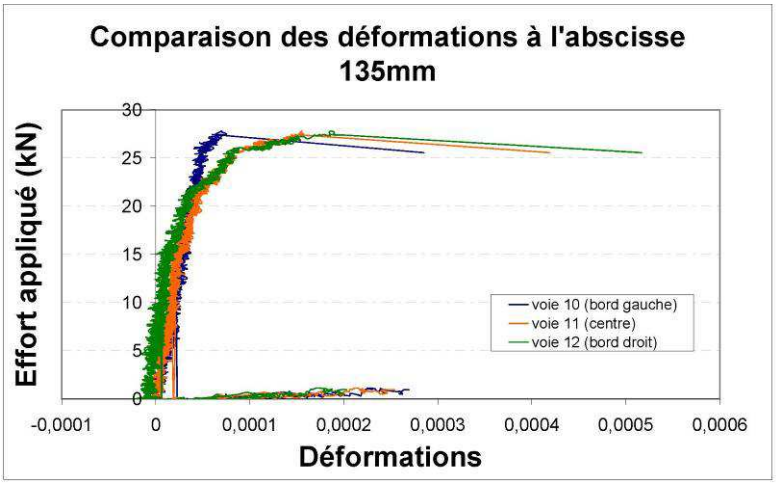


Figure A3- 17: Comparaison des déformations de la lamelle en différentes abscisses.

- Bilan pour la série de lamelles à ancrage cranté testées en statique:

Ces essais sur lamelles à ancrage optimisé présentent un effort moyen à rupture de 37,7 kN (avec un écart-type de 4,2 kN, soit 11,1 % de l'effort moyen). Les lamelles présentent un mode de rupture similaire avec notamment une rupture du plan de collage, accompagnée d'une fissuration importante du béton au niveau de l'ancrage ainsi qu'une rupture partielle de la lamelle en traction.

❖ ESSAIS CYCLIQUES SUR LAMELLES ANCRÉES CRANTÉES : CLAC1, CLAC21

- Programme expérimental

De la même manière que pour les essais cycliques sur les premières lamelles ancrées (série CLA), nous nous sommes basés sur les résultats statiques des lamelles ancrées crantées pour définir les différents paliers des essais cycliques. Soit F_{ac} la moyenne des capacités ultimes obtenues sur les essais statiques sur lamelles ancrées crantées.

$$F_{ac} = 37{,}7 \text{ kN}$$

Soit « ξ_{ac} » l'écart-type correspondant à cette moyenne.

$$\xi_{ac} = 4{,}25 \text{ kN}$$

Les paliers d'efforts ont été déterminés, comme lors des essais sur les premières lamelles ancrées, de la manière suivante :

1er palier : F1 = 90 % (F_{ac} - 2ξ_{ac})

2ème palier : F2 = 90 % (F_{ac} – ξ_{ac})

3ème palier : F3 = 90 % F_{ac}

4ème palier : F4 = F_{ac}

Ainsi, la procédure consiste à effectuer 10 cycles à l'effort F1 = 26,3 kN, 10 cycles à l'effort F2 = 30,1 kN, 10 cycles à l'effort F3 = 33,9 kN, et enfin des cycles à l'effort F4 = 37 ,7 kN jusqu'à rupture.

Les essais ont été réalisés en pilotant en effort à 100 N/s.

- Scénario pour CLAc1

Les cycles appliqués à la lamelle ancrée durant l'essai CLAc1 sont représentés sur la Figure A3- 18.

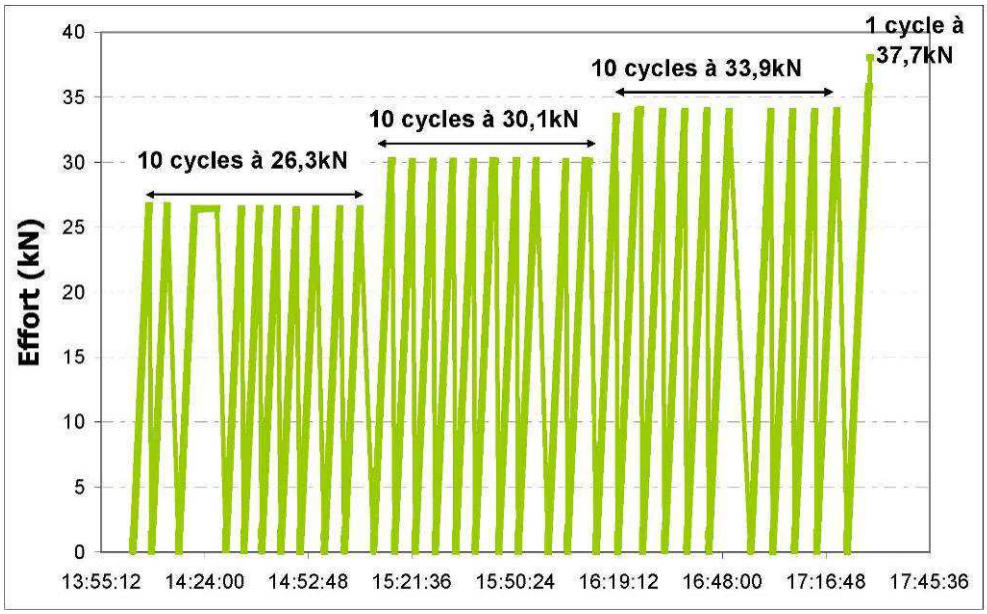


Figure A3- 18 : cycles appliqués lors de l'essai CLAc1.

(Remarque : le palier présent au niveau du 3ème cycle à 26,3 kN est dû à une erreur de manipulation, les cycles étant réalisés manuellement.)

La rupture lors du premier cycle à 37,7 kN indique que les cycles appliqués précédemment n'ont pas réellement été endommageants pour la structure béton/composite collé. En effet la lamelle ancrée crantée a cédé lors du premier cycle dont l'effort de sollicitation correspond à la moyenne des capacités ultimes obtenues lors des essais statiques (37,7 kN).

Cependant, les fibres de la lamelle ont été endommagées de manière assez importante lors de ces cycles (voir Figure A3- 19).

Figure A3- 19 : Fibres endommagées de la lamelle ancrée lors des essais cycliques CLAc_1 (photo prise lors des derniers cycles à 33,9 kN).

- Scénario pour CLAc2i

Les cycles appliqués à la lamelle ancrée durant l'essai CLAc2i sont représentés sur la Figure A3- 20.

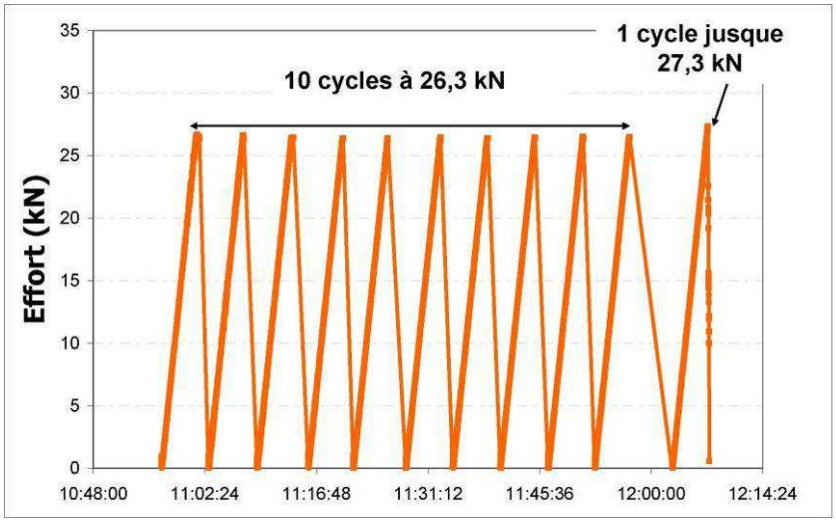


Figure A3- 20: cycles appliqués lors de l'essai CLAc_2i.

La rupture du cylindre d'ancrage lors du premier cycle de la seconde série, pour une valeur de l'effort de traction de 27,3 kN semble indiquer, a contrario du résultat précédent, que les cycles appliqués précédemment ont été endommageants pour la structure béton/composite collé. En effet la lamelle ancrée crantée a cédé pour une valeur de l'effort de sollicitation inférieure à la moyenne des capacités ultimes obtenues lors des essais statiques (37,7 kN).

- Exploitation des mesures des jauges de déformation pour l'essai CLAc2i

(Remarque : la correspondance jauges/voies d'acquisition est identique à celle du corps d'épreuve SLAc3i.)

- <u>Analyse de la propagation des déformations dans la lamelle :</u>

Le graphique de la Figure A3- 21 nous montre l'évolution des déformations au niveau de l'axe central de la lamelle lors de l'essai CLAc2i. Encore une fois, on peut observer des déformations de moins en moins importantes lorsqu'on s'éloigne de l'extrémité sollicitée de la lamelle. On retrouve cette fois des profils d'évolution des déformations similaires pour les séries de jauges situées sur les bords droit et gauche de la lamelle. Cette meilleure symétrie est certainement due à une meilleure accroche du mors.

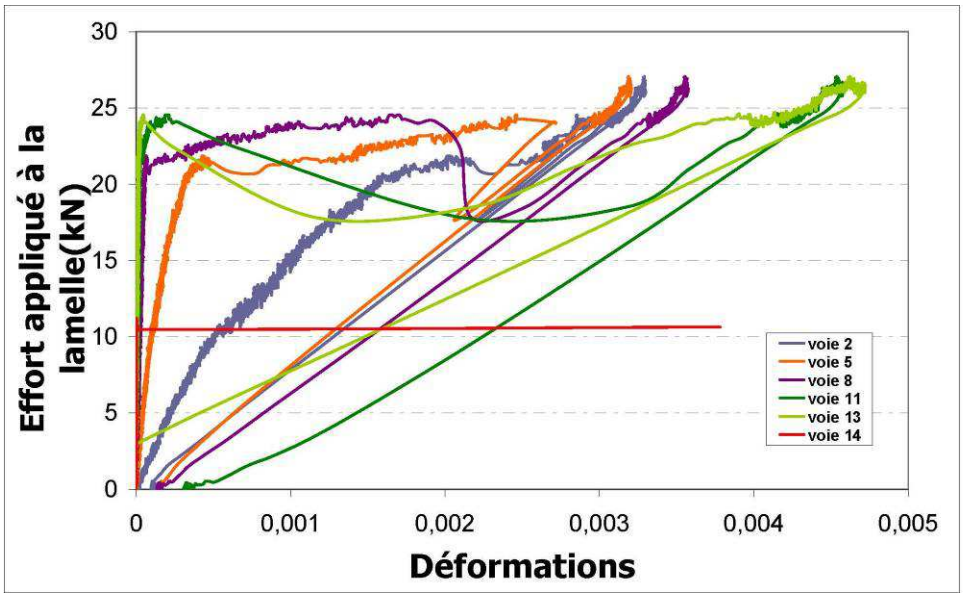


Figure A3- 21 : évolution des déformations de la partie centrale de la lamelle CLAc2i lors du chargement (déformations lors du 1er cycle à 26,3 kN).

La jauge sur l'ancrage enregistre des déformations quasi nulles jusque 10,6 kN, puis les données deviennent inexploitables (ceci pourrait éventuellement s'expliquer par une fissure sur l'ancrage qui aurait rompu le circuit de jauge).

Remarque : Suite à ces essais sur lamelles à ancrage cranté, nous avons pu constater, une fois la lamelle complètement sortie du corps d'épreuve béton, une rupture par cisaillement des crans (Figure A3- 22).

Figure A3- 22 : photo illustrant la rupture en cisaillement des crans de la lamelle.

Annexe 4 CARACTÉRISATION DU MATÉRIAU BÉTON LORS DES DIFFÉRENTS COULAGES

Des essais de caractérisation des matériaux ont été réalisés lors des différents coulages. Les temps de coulage étaient généralement d'1h (le coulage de PRef2 a évidemment été plus rapide car il s'agissait du coulage d'un seul poteau). Aussi, afin de déceler une éventuelle variation des caractéristiques matériaux durant les coulages de plus d'un poteau, les essais ont été réalisés en début et en fin de coulage.

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus lors des différents coulages pour les essais d'affaissement au cône d'Abrams, ainsi que pour les mesures de l'air occlus.

		ESSAI D'AFFAISSEMENT AU CÔNE D'ABRAMS	MESURE DE L'AIR OCCLUS
PRef2		18,5 cm	3,6% 3,3% 3,1%
PC1 et PRef1	*Début de coulage*	12 cm	2,9% 2,7% 2,8%
	Fin de coulage	11 cm	2,8% 2,7% 2,7%
PC2_HA8 et PC1_HA8	*Début de coulage*	22 cm	1,4%
	Fin de coulage	22,7 cm	1,3% 1% 1,3%
PCLA$_{_partiel}$, PC2 et PCL2	*Début de coulage*	19,5 cm	1,9% 1,8% 1,7%
	Fin de coulage	18,2 cm	2% 2% 2%
PCLA2, PCLA1 et PCL1	*Début de coulage*	22 cm	1,6% 1,7% 1,8%
	Fin de coulage	19 cm	2,8% 2,6% 2,8%

Les résultats des essais de compression et de fendage réalisés sur les éprouvettes 11x22 cm sont détaillés dans les différents tableaux ci-dessous (F_c : résistance en compression du béton, E : module d'Young du béton et F_t : résistance en traction du béton):

- Coulage de PC1 et PRef1

Éprouvettes réalisées en début de coulage : caractérisation de PC1 :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
P3-1	52,1	29 900	
P3-2	51,4	29 300	
P3-3	53,3	28 400	
P3-4	49,3		
P3-5			3,5
P3-6			4
P3-7			4
Moyenne	51,5	29 200	3,8

Éprouvettes réalisées en fin de coulage : caractérisation de PRef1 :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
P4-1	43,7	27 100	
P4-2	46,7	27 600	
P4-3	46,9	27 300	
P4-4	47,6		
P4-5			3,7
P4-6			3,5
P4-7			3,5
Moyenne	46,2	27 300	3,6

- Coulage de PCLA2, PCLA1, PCL1

Éprouvettes réalisées en début de coulage :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
D1	39,7	21 700	
D4	41	23 400	
D6	40,5	22 400	
D7	44		
D2			3,5
D3			3,8
D5			3,7
Moyenne	41,3	22 500	3,7

Éprouvettes réalisées en fin de coulage :

N° éprouvette	Fc (MPa)	Ft (MPa)
F1	33,2	
F5	34,2	
F6	35,9	
F7	35,6	
F2		2,5
F3		3
F4		3,1
Moyenne	34,7	2,9

Finalement, les poteaux ayant été coulés dans l'ordre suivant lors de ce coulage : PCLA2, puis PCLA1, et enfin PCL1, nous avons affecté à PCLA2 les caractéristiques des éprouvettes réalisées en début de coulage, à PCL1 les caractéristiques des éprouvettes réalisées en fin de coulage, et à PCLA1 une moyenne des caractéristiques de début et de fin de coulage. Ainsi :

Poteau	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
PCLA2	41,3	22 500	3,7
PCLA1	38	22 500	
PCL1	34,7	22 500	2,9

- **Coulage de PRef2 :**

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
P2-1	46,5		
P2-2	47,7	37 500	
P2-3	48,1	33 800	
P2-4	47,4	34 400	
P2-5			3,3
P2-6			3,5
P2-7			3,7
Moyenne	47,4	35 200	3,5

- **Coulage de PC2_HA8 et PC1_HA8**

Éprouvettes réalisées en début de coulage : caractérisation de PC2_HA8 :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
P6-3	23	17 500	
P6-4	28,2	18 900	
P6-6	23,6	17 600	
P6-7	23,2		
P6-1			2,3
P6-2			2,3
P6-5			2,1
Moyenne	24,5	18 000	2,2

Éprouvettes réalisées en fin de coulage : caractérisation de PC1_HA8 :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
P7-2	30,3	19 900	
P7-3	31	19 100	
P7-4	31,8	18 500	
P7-6			
P7-1			2,9
P7-5			3
P7-7			2,7
Moyenne	31	19 200	2,8

- Coulage de PCLA_partiel, PC2 et PCL2

Éprouvettes réalisées en début de coulage et testées à 28j :

N° éprouvette	Fc (MPa)	Ft (MPa)
28_2	39	
28_5	37,9	
28_6	38,8	
28_1		3,5
28_3		3,7
28_4		4,1
Moyenne	38,5	3,8

Éprouvettes réalisées en début de coulage et testées au moment de l'essai sur poteau :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
D5	39,8	26 800	
D6	41,2	25 500	
D7	39,7	26 300	
D2			3,7
D3			3,7
D4			3,8
D1			3,4
Moyenne	40,2	26 200	3,6

Éprouvettes réalisées en fin de coulage et testées au moment de l'essai sur poteau :

N° éprouvette	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
F5	39,6	25 600	
F6	40,5	26 200	
F7	40,8	26 500	
F3	40,7		
F1			3,7
F2			4,2
F4			3,7
Moyenne	40,4	26 100	3,8

Finalement, les poteaux ayant été coulés dans l'ordre suivant lors de ce coulage : PCLA_partiel, puis PC2, et enfin PCL2, nous avons affecté à PCLA_partiel les caractéristiques des éprouvettes réalisées en début de coulage, à PCL2 les caractéristiques des éprouvettes réalisées en fin de coulage, et à PC2 une moyenne des caractéristiques de début et de fin de coulage. Ainsi :

Poteau	Fc (MPa)	E (MPa)	Ft (MPa)
PCLA_partiel	40,2	26 200	3,6
PC2	40,3	26 150	3,7
PCL2	40,4	26 100	3,8

Annexe 5 ESSAIS DE TRACTION SUR ACIERS

Essais sur aciers longitudinaux HA10, non instrumentés par jauges :

	Déformation à rupture (%)	Contrainte à rupture (MPa)	Module E (MPa)	Contrainte à plastification (MPa)	Déformation à plastification (µm/m)
HA10_1	6,6	606,4	212106	534,5	2520,1
HA10_2	6,8	610,2	185024	541,2	2925,2
HA10_3	4,8	616,4	171503	553,1	3225,2
HA10_4	5,3	616,6	198978	547,8	2753,1
HA10_5	5,7	619,9	190975	552,5	2893,1
HA10_6	6,2	621,6	188109	551,9	2934,0
Moyenne	**5,9**	**615,2**	**191116,0**	**546,9**	**2875,1**

Essais sur aciers longitudinaux HA10, instrumentés par jauges :

	Déformation à rupture (%)	Contrainte à rupture (MPa)	Module E (MPa)	Contrainte à plastification (MPa)	Déformation à plastification (µdef)
HA10_1	4,5	609,1	200169	542,7	2711,2
HA10_2	3,3	597,4	197831	540,6	2732,8
HA10_3	3,8	607,9	203519	546,7	2686,1
HA10_4	3,8	602,2	180591	540,3	2991,9
HA10_5	3,2	600,9	192810	540,4	2802,9
Moyenne	**3,7**	**603,5**	**194984**	**542,1**	**2785,0**

Essais sur cadres HA6, non instrumentés par jauges :

	Déformation à rupture (%)	Contrainte à rupture (MPa)	Module E (MPa)	Contrainte à plastification (MPa)	Déformation à plastification (µdef)
HA6_1	4,6	637,3	187454	576,9	3077,3
HA6_2	4,3	630,5	182705	578,3	3165,2
HA6_3	4,6	648,6	180465	587,1	3253,2
HA6_4	4,4	637,1	194353	589,7	3034,2
HA6_5	4,9	625	176991	571,9	3231,2
HA6_6	5,2	634,1	224030	574,6	2564,7
Moyenne	**4,7**	**635,4**	**191000**	**579,7**	**3054,3**

Essais sur cadres HA6, instrumentés par jauges :

	Déformation à rupture (%)	Contrainte à rupture (MPa)	Module E (MPa)	Contrainte à plastification (MPa)	Déformation à plastification (µdef)
HA6_1	2,3	622	185076	580,5	3136,3
HA6_2	1,2	630	175566	597,1	3401,2
HA6_3	2	606	202020	565,8	2800,5
HA6_4	2,8	608	185775	564,7	3039,7
HA6_5	2,1	602	178649	563,3	3153,2
Moyenne	**2,1**	**614**	**185417**	**574,3**	**3106,2**

Annexe 6 MODÉLISATION DES ESSAIS SUR POTEAUX AVEC LE LOGICIEL BEAM COMPO

Cette annexe vis à rassembler les différentes données utilisées pour les différentes modélisation présentées dans le Chapitre 3.

Modélisation de PRef2:

Résistance en compression du béton : 47 MPa

Aciers longitudinaux :
- Nombre de couches d'aciers : 2
- Section des couches d'acier : 235 mm² (3 HA10)
- Contrainte limite d'élasticité : 542 MPa
- Module d'élasticité : 195 000 MPa
- Contrainte limite de rupture : 603 MPa
- Allongement limite à la rupture : 0,037

Cadres d'effort tranchant :
- Diamètre des cadres : 6 mm
- Distance entre les cadres : 150 mm
- Contrainte de plastification : 574 MPa

Modélisation de PC2 :

Résistance en compression du béton : 40 MPa

Aciers longitudinaux :
- Nombre de couches d'aciers : 2
- Section des couches d'acier : 235 mm² (3 HA10)
- Contrainte limite d'élasticité : 542 MPa
- Module d'élasticité : 195 000 MPa
- Contrainte limite de rupture : 603 MPa
- Allongement limite à la rupture : 0,037

Cadres d'effort tranchant :
- Diamètre des cadres : 6 mm
- Distance entre les cadres : 150 mm
- Contrainte de plastification : 574 MPa

Renfort composite pour le confinement :
- Résistance : 1700 MPa
- Épaisseur du composite : 0,48 mm
- Module d'élasticité : 105 000 MPa

- Rayon des coins : 20 mm

Modélisation virtuelle de poteaux similaires à PRef2 et PC2, mais présentant des quantités d'aciers plus importantes :

Les mêmes caractéristiques que celles définies pour PRef2 et PC2 sont utilisées. Les seules modifications concernent la section d'aciers longitudinaux, prise égale à 1200 mm² pour chaque couche, et le diamètre des cadres d'effort tranchant de 16 mm.

Modélisation de PCL2 :

Résistance en compression du béton : 41 MPa

Aciers longitudinaux :
- Nombre de couches d'aciers : 2
- Section des couches d'acier : 235 mm² (3 HA10)
- Contrainte limite d'élasticité : 542 MPa
- Module d'élasticité : 195 000 MPa
- Contrainte limite de rupture : 603 MPa
- Allongement limite à la rupture : 0,037

Cadres d'effort tranchant :
- Diamètre des cadres : 6 mm
- Distance entre les cadres : 150 mm
- Contrainte de plastification : 574 MPa

Renfort composite pour le confinement :
- Résistance : 1700 MPa
- Épaisseur du composite : 0,48 mm
- Module d'élasticité : 105 000 MPa

Renforts composites longitudinaux :
- Largeur du composite : 300 mm (6 x 50 mm)
- Epaisseur du composite :1,2 mm
- Longueur du composite : 2142 mm
- Contrainte ultime : 1120 MPa
- Module d'Young : 160 000 MPa

Modélisation de PCLA2 :

Résistance en compression du béton : 40 MPa

Aciers longitudinaux :
- Nombre de couches d'aciers : 2
- Section des couches d'acier : 235 mm² (3 HA10)
- Contrainte limite d'élasticité : 542 MPa
- Module d'élasticité : 195 000 MPa
- Contrainte limite de rupture : 603 MPa
- Allongement limite à la rupture : 0,037

Cadres d'effort tranchant :
- Diamètre des cadres : 6 mm
- Distance entre les cadres : 150 mm
- Contrainte de plastification : 574 MPa

Renfort composite pour le confinement :
- Résistance : 1700 MPa
- Épaisseur du composite : 0,48 mm
- Module d'élasticité : 105 000 MPa

Renforts composites longitudinaux :
- Largeur du composite : 300 mm (6 x 50 mm)
- Epaisseur du composite :1,2 mm
- Longueur du composite : 2142 mm
- Contrainte ultime : 1120 MPa
- Module d'Young : 160 000 MPa

Ancrage à la base du poteau :
- Module d'élasticité : 160 000 MPa
- Résistance : 1120 MPa
- Section : 180 mm² (3 ancrages de section équivalente à une lamelle LFC de section 50 x 1,2 mm²)