HAL open science

Modélisation d'éléments de structure en béton armé renforcés par collage de PRF : application à la rupture de type peeling-off

Sahar Radfar

To cite this version:

Sahar Radfar. Modélisation d'éléments de structure en béton armé renforcés par collage de PRF : application à la rupture de type peeling-off. Autre. Université Paris-Est, 2013. Français. NNT : 2013PEST1181 . pastel-00981545

HAL Id: pastel-00981545

https://pastel.hal.science/pastel-00981545

Submitted on 22 Apr 2014

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
École Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement

Thèse

présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-est

Spécialité : Structures et Matériaux

par

Sahar Radfar

Modélisation d'éléments de structure en béton armé renforcés par collage de prf : Application à la rupture de type "peeling-off"

Modeling of reinforced concrete structural members strengthened with frp plates : study of peeling-off failure mode

Thèse soutenue le 13 décembre 2013 devant le jury composé de :

M.	Raoul François	Professeur, INSA	*Rapporteur*
M.	Oualid Limam	Maître de conférences, LGC	*Rapporteur*
M.	Bruno Capra	Docteur, OXAND S.A.	*Examinateur*
M.	Jean-Yves Sener	Docteur, MS3	*Examinateur*
M.	Karam Sab	Professeur, ENPC	*Président*
M.	Gilles Foret	Professeur, ENPC	*Directeur de thèse*

A mes parents,
A mon mari,
A tous ceux qui me sont chers

Remerciements

Ce travail de thèse a été réalisé au laboratoire Navier sous la direction de Gilles FORET. Je tiens tout d'abord à lui exprimer ici ma profonde reconnaissance pour sa confiance, son encadrement scientifique et son aide précieuse durant toute la thèse. Je le remercie également pour sa bonne humeur permanente et sa disponibilité hors pair. Je lui suis très reconnaissante pour m'avoir dirigée avec dynamisme pendant ces années. Ainsi, je le remercie pour m'avoir donnée l'opportunité d'enseigner à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

La seconde personne sans laquelle ce travail n'aurait pas pu être mené à bien est sans doute Karam SAB, le directeur du laboratoire Navier qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse. Je le remercie de m'avoir accueillie au laboratoire en tant qu'élève, stagiaire et finalement doctorante. Ainsi, je le remercie de m'avoir permis de réaliser ce projet. Au cours de ma thèse, il était toujours disponible pour m'orienter, m'encourager et m'offrir son soutien scientifique.

Mes remerciements s'adressent également à Jean-Yves SENER qui a également accepté de participer au jury de thèse. Je lui suis reconnaissante de m'avoir permis de participer au déroulement d'un projet de recherche industrielle chez MS3 (Materials and Systems for Safety and Security). Je lui exprime ma gratitude pour cette collaboration ainsi que pour ses qualités humaines.

Je tiens à remercier l'ensemble des membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait. Raoul FRANCOIS et Oualid LIMAM ont accepté de rapporter sur mon travail de doctorat. J'en suis honorée et je les en remercie sincèrement. Je remercie également Bruno CAPRA qui a participé à mon jury de thèse en tant qu'examinateur. Je remercie tous les membres du jury pour leur écoute attentive et leurs remarques intéressantes et profondes.

Ensuite, j'adresse mes plus chaleureux remerciements à tout le personnel du laboratoire Navier (spécialement à l'équipe MSA et équipe dynamique) et de MS3. Je remercie tous les chercheurs, ingénieurs, secrétaires, techniciens et doctorants pour leur bonne humeur, générosité et disponibilité. La liste est longue et je m'excuse par avance pour ceux que j'aurais oubliés. Je tiens à remercier Jean-François Caron, le directeur de l'équipe Matériaux et Structures Architecturés (MSA) qui m'a accueillie dans son équipe ; Sébastien G., Boumediene, Amina, Adelaïde, Robert, Ioannis, Matthieu, Alain, Pierre, Honoré, Denis, Gwendal, Silvano avec qui j'ai pu partager de bons moments en prenant un déjeuner, un café ou pendant les enseignements. Je remercie particulièrement Marie-Françoise pour son amour et sa disponibilité, Brigitte pour ses aides administratives précieuses et sa gentillesse, Géraldine, Gilles M., Christophe, Alain et Daniel pour leur disponibilité dans la réalisation des essais et pour leur bonne humeur. Merci à Philippe, Lina, Wafa, Rabie, Fernanda, Mathieu, Laurent B., Haysam, Laurent C., Salma, Rana, Firas, Tiffany, Frédéric, Pooneh, Achille,Arthur, Benoit, Michele, Nathalia, Raphael, Bachar, Desirée, Francis,

Abdessamad, Ramzi, Huy, Anissa, Gianluca. C'était un grand plaisir de vous côtoyer tous les jours. Je vous remercie pour tous les moments inoubliables que nous avons partagés ensemble, au travail et en dehors du travail.

Également, je remercie du fond du coeur mes parents, ma soeur, ma famille et ma belle-famille qui m'ont permis, grâce à leur support sans faille, de faire des études et de continuer à avancer dans ma thèse. Je les remercie de m'avoir encouragée à toujours aller plus loin dans mon travail. Je souhaite enfin et avant tout, dire un grand merci à mon cher Navid avec qui je partage la vie dans les bons et mauvais moments. Il m'a donné sans cesse son soutien scientifique et moral, son amour et l'envie d'apprendre encore plus. Je le remercie d'être toujours à mes côtés malgré des périodes compliquées.

Table des matières

Resumé **19**

Abstract **21**

Introduction générale **23**

I Etude du mode de rupture "peeling-off" **27**

1 Synthèse Bibliographique **29**

1.1 Modes de ruptures de poutres BA renforcées 30
1.2 Ruptures conventionnelles 30
1.3 Rupture par délaminage 32
1.4 Rupture par peeling-off 34
1.4.1 Travaux expérimentaux 34
1.4.1.1 Renforcement par plaques en acier 34
1.4.1.2 Renforcement par plaques en matériaux composites 35
1.4.1.3 Renforcement soit par acier soit par PRF 37
1.4.2 Méthodes analytiques 37
1.4.2.1 Modèle de dents 37
1.4.2.2 Modèles basés sur la résistance en cisaillement 39
1.4.2.3 Modèles basés sur la contrainte interfaciale 42
1.4.2.4 Couplage du modèle basé sur la résistance en cisaillement avec celui basé sur la contrainte interfaciale 42
1.4.2.5 Autres modèles 44
1.4.2.6 Evaluation des modèles présentés 48
1.4.3 Méthodes numériques 49
1.5 Règles et recommandations des normes 52
1.5.1 AFGC 52
1.5.2 ACI 53
1.5.3 ISIS CANADA 54
1.5.4 CNR-DT 54
1.5.5 CEB-FIP (fib) 54
1.6 Nouvelles méthodes de renforcement par collage 55
1.7 Méthodes proposées pour éviter la rupture par peeling-off 56
1.8 Conclusion 60

2 Campagne expérimentale **63**
2.1 Conception des poutres . . . 63
2.1.1 Géométrie des poutres . . . 63
2.1.2 Caractéristiques des matériaux . . . 64
2.2 Calcul de la charge de rupture conventionnelle . . . 66
2.2.1 Flexion . . . 66
2.2.2 Effort tranchant . . . 68
2.3 Préparations des poutres béton armé renforcées . . . 69
2.3.1 Réalisation de la poutre béton armé . . . 69
2.3.2 Préparation de plaques en matériaux composites . . . 71
2.3.3 Collage de plaques aux poutres . . . 71
2.4 Déroulement de l'essai . . . 72
2.4.1 Essais de compression et de fendage . . . 72
2.4.2 Essais de flexion . . . 73
2.5 Résultats d'essais . . . 73
2.5.1 Essais de compression et de fendage . . . 73
2.5.2 Essais de flexion . . . 74
2.6 Conclusion . . . 78

3 Modélisation numérique de la rupture par peeling-off **81**
3.1 Analyse bibliographique . . . 82
3.2 Propriétés des matériaux et modèles de comportement . . . 84
3.2.1 Comportement mécanique du béton . . . 85
3.2.1.1 Compression uniaxiale . . . 85
3.2.1.2 Module de Young . . . 86
3.2.1.3 Coefficient de poisson . . . 87
3.2.1.4 Traction uniaxiale . . . 87
3.2.1.5 Comportement biaxial du béton . . . 88
3.2.1.6 Comportement triaxial du béton . . . 88
3.2.2 Modèles constitutifs de comportement du béton . . . 89
3.2.2.1 Modèles basés sur le comportement uniaxial du béton . . . 89
3.2.2.2 Modèles élastiques . . . 90
3.2.2.3 Modèles Plastiques . . . 91
3.2.2.4 Modèles endochroniques . . . 92
3.2.2.5 Critères de rupture ou de plasticité . . . 93
3.2.3 Comportement du béton fissuré . . . 94
3.2.3.1 modèle de la fissuration distribuée . . . 94
3.2.3.2 modèle de la fissuration discrète . . . 94
3.2.3.3 modèle basé sur la mécanique de la rupture . . . 95
3.2.4 Modèle proposé pour le béton . . . 95
3.2.4.1 Béton en compression . . . 95
3.2.4.2 Béton en traction . . . 97
3.2.5 Comportement de l'acier . . . 98
3.2.6 Comportement de matériaux composites . . . 99
3.3 Modèle des éléments finis . . . 99
3.3.1 Généralités et hypothèses de la modélisation . . . 99

3.3.2 Détection de rupture . . . 100
3.4 Résultats numériques . . . 102
3.4.1 Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux . . . 102
3.4.2 Sensibilité au maillage . . . 104
3.4.3 Influence du volume de la zone de rupture . . . 104
3.4.4 Discussion . . . 105
3.5 Validation du modèle proposé . . . 108
3.6 Conclusion . . . 110

4 Etude paramétrique 113
4.1 Plaques PRF . . . 114
4.1.1 Influence de l'épaisseur du plat de renforcement . . . 114
4.1.2 Influence de la largeur de la plaque de renforcement . . . 116
4.1.3 Influence de la section de la plaque du renfort composite . . . 118
4.1.4 Influence de la longueur de la plaque de renfort composite . . . 118
4.1.5 Effet de module d'Young du plat composite . . . 121
4.2 Caractéristiques du béton . . . 123
4.2.1 Influence de la résistance du béton en compression . . . 123
4.2.2 Influence de la résistance du béton en traction . . . 126
4.2.3 Influence de l'épaisseur du béton d'enrobage . . . 126
4.3 Caractéristiques de l'acier . . . 130
4.3.1 Influence de la limite élastique des armatures . . . 130
4.3.2 Influence de la section transversale des armatures . . . 131
4.4 Conclusion . . . 132

II Etude de renforcement de tabliers pour l'utilisation de glissières de sécurité performantes 135

5 Description et présentation des essais 137
5.1 Contexte de la problématique . . . 138
5.1.1 Dispositifs de retenue routiers . . . 138
5.1.2 Force d'impact d'un véhicule contre la barrière de sécurité . . . 139
5.2 Conception des essais . . . 141
5.2.1 Géométrie de la dalle de référence . . . 141
5.2.1.1 Dimensions du tablier . . . 141
5.2.1.2 Ferraillage de la dalle . . . 141
5.2.1.3 Dimensions du poteau, platine et ancrages . . . 142
5.2.2 Appui des dalles . . . 142
5.2.3 Force appliquée . . . 142
5.2.4 Résultats d'analyse préliminaire de la dalle de référence . . . 143
5.2.5 Caractéristiques de la dalle 2 . . . 143
5.2.6 Caractéristiques de la dalle 3 . . . 145
5.2.7 Caractéristiques de la dalle 4 . . . 146
5.2.8 Dispositifs de mesure . . . 146
5.2.8.1 Capteurs de déplacement . . . 146
5.2.8.2 Jauges de déformation . . . 147

5.2.9 Déroulement des essais 148
5.3 Conclusions 148

6 Modélisation numérique et interprétation des résultats expérimentaux et numériques 153
6.1 Modèle des éléments finis 153
6.1.1 Généralités et hypothèses de la modélisation 153
6.1.2 Propriétés des matériaux 155
6.1.2.1 Comportement du béton 155
6.1.2.2 Comportement de l'acier 155
6.1.2.3 Comportement de matériaux composites 155
6.2 Analyse des résultats 156
6.2.1 Résultats de la dalle de référence 156
6.2.2 Résultats de la dalle 2 163
6.2.3 Résultats de la dalle 3 164
6.2.4 Résultats de la dalle 4 167
6.2.5 Comparaison des dalles 170
6.2.6 Critiques des résultats 171
6.3 Conclusion 172

Conclusion générale et perspectives 175

Annexe 179

Nomenclature 189

Bibliographie 193

Table des figures

1.1 Réparation par collage de plats PRF (Photos Freyssinet International) . . 29
1.2 Différents modes de ruptures de poutres BA renforcées 31
1.3 Rupture par peeling-off (Dallot, 2007) 32
1.4 Courbes de cisaillement-glissement du joint proposées par Lu *et al.* (2005a) 34
1.5 Modèle de dents 38
1.6 Longueur du renfort dans la zone de cisaillement 39
1.7 L'état de contrainte d'un élément à l'extrémité du renfort 42
1.8 Distribution du cisaillement, 1-interface béton-acier 2-interface FRP-béton 3-acier 4-FRP 44
1.9 Distribution du cisaillement 1-surface de projection 2-surface de rupture 3-contrainte de cisaillement 45
1.10 Méthode des bielles et tirants pour des poutre BA renforcées 46
1.11 Diagramme du corps libre avec la méthode des bielles et tirants 47
1.12 Méthode des bielles et tirants pour une partie du béton d'enrobage entre deux fissures 47
1.13 Modèle de Gao et al., deuxième phase de calcul en appliquant une force opposée au renfort 48
1.14 Essai de traction-cisaillement à double recouvrement 53
1.15 Nouveau système de renforcement proposé par Si-Larbi *et al.* (2012) 55
1.16 L'ancrage de plaque au béton 56
1.17 Mode de rupture pour la poutre renforcée et ancrée par boulons 56
1.18 Renforcement complémentaire par des plaques collées sur les côtés de la poutre sur toute la zone d'existence d'effort tranchant 57
1.19 Renforcement complémentaire par des plaques collées sur les côtés de la poutre à l'extrémité du renfort 57
1.20 Emballage de poutres en forme U, L et X 58
1.21 Blocage vertical et horizontal du peeling par emballage suivant les formes L ou X 59
1.22 Système d'application de la précontrainte (Garden et Hollaway, 1998) . . . 59
1.23 Système d'ancrage pour réaliser une plaque précontrainte (Yang *et al.*, 2009) 60
1.24 Système d'application de précontrainte (Yang *et al.*, 2009) 60
1.25 Extrémité amincie du renfort 61

2.1 Renforcement latéral des poutres 65
2.2 Diagramme des déformations et des résultantes des contraintes de la section 66
2.3 Diagramme des trois pivots 67
2.4 Diagramme des forces mobilisées pour une fissure d'effort tranchant 69

2.5 Étapes de la réalisation des poutres : a) coffrage et ferraillage b) préparation du béton c) coulage du béton d) vibration e) lissage de la surface f)décoffrage 70
2.6 Le procédé sac à vide 72
2.7 Étapes de la préparation des plats en PRFC 72
2.8 Collage de plaques aux poutres 73
2.9 Configuration d'essai 74
2.10 Modes de rupture de poutres de référence 75
2.11 Résultats d'essais sur les poutres de référence 75
2.12 Rupture de poutres renforcées par peeling-off 76
2.13 Résultats d'essais sur les poutres renforcées : a) poutres 1,2,3 b) poutres 5,6 c) poutres 10,11,12 d) poutres 13,14,15 77
2.14 Comparaison entre les poutres de référence et les poutres renforcées 77

3.1 Comportement typique d'une poutre BA renforcée en appui simple 85
3.2 Comportement du béton soumis à une compression uniaxiale 86
3.3 Comportement du béton en traction uniaxiale 87
3.4 Comportement du béton en traction uniaxiale : a) Hu *et al.* (2004); Kotynia *et al.* (2008) b) Lundqvist *et al.* (2005) c) Lu *et al.* (2005b) d) Wang et Chen (2003) 88
3.5 Comportement biaxial du béton : a) traction biaxiale b) compression-traction c) compression biaxiale (Kupfer *et al.*, 1969) 89
3.6 Enveloppe de résistance biaxiale du béton 90
3.7 Comportement triaxial du béton en compression 90
3.8 Représentation du critère de Drucker-Prager dans l'espace, dans le plan p-q et plan déviatorique 96
3.9 Obtention des paramètres caractéristiques du modèle Drucker-Prager à partir des résultats expérimentaux 97
3.10 Comportement du béton en traction ; surface colorée : l'énergie de rupture en mode I par unité de largeur de fissure 98
3.11 Le quart de poutre modélisée 100
3.12 Poutre BA renforcée modélisée : géométrie, conditions aux limites, chargement, maillage 100
3.13 Peeling-off crack initiation zone 101
3.14 Peeling-off crack surface 101
3.15 Résultats d'essais et de la modélisation éléments finis sur les poutres de référence 102
3.16 Rupture par peeling-off 103
3.17 Résultats expérimentaux et numériques des poutres BA renforcées : a) Groupe N°1 b) Groupe N°2 c) Groupe N°4 d) Groupe N°5 103
3.18 Effet de la taille d'élément sur la courbe charge-flèche des poutres du groupe N°2 105
3.19 Effet de la taille d'élément sur la charge de la rupture des poutres du groupe N°2 105
3.20 Effet de la taille de la zone de rupture sur la prédiction de la charge à la rupture 106

3.21 Evolution de la a) contrainte axiale dans l'acier b) contrainte longitudinale dans la plaque PRFC au milieu de la poutre . . . 107
3.22 Evolution de la déformation longitudinale sur les faces inférieure et supérieure en milieu de la poutre . . . 107
3.23 Diagramme a) de déformations et b)de contraintes de la section au milieu des poutres au moment de la rupture . . . 108
3.24 Déformation longitudinale de la fibre tendue le long des poutres au moment de la rupture . . . 108
3.25 a) contrainte axiale dans l'acier le long de la poutre b) contrainte longitudinale mobilisée le long de la plaque PRFC au moment de la rupture . . . 109
3.26 Résultats expérimentaux et numériques des poutres BA renforcées par des plats en acier : a) Essai N°2 b) Essais N°4 et 6 c) Essais N°3 et 5 . . . 110

4.1 Paramètres de la poutre considérés pour l'étude paramétrique . . . 113
4.2 Influence de l'épaisseur de la plaque composite sur la charge de rupture . . . 115
4.3 Diagramme charge-flèche pour différentes épaisseurs de plaque composite . . . 115
4.4 Influence de la largeur de la plaque composite sur la charge de rupture . . . 117
4.5 Diagramme charge-flèche pour différentes largeurs des plaques PRF . . . 117
4.6 Influence de la section de la plaque composite sur la charge de rupture . . . 119
4.7 Influence de la longueur de la plaque composite sur la charge de rupture . . . 120
4.8 Diagramme charge-flèche pour différentes longueurs de plaque composite . . . 121
4.9 Influence du module d'Young longitudinal du renfort sur la charge de rupture 122
4.10 Diagramme charge-flèche pour différents modules d'Young du renfort . . . 123
4.11 Influence de la limite d'élasticité du béton en compression sur la charge de rupture . . . 124
4.12 Diagramme charge-flèche pour différentes limites d'élasticité du béton en compression (f'_c est égale à 40,4 MPa qui correspond à la résistance en compression de nos essais) . . . 125
4.13 Influence de la limite d'élasticité du béton en traction sur la charge de rupture 126
4.14 Diagramme charge-flèche pour différentes limites d'élasticité du béton en traction . . . 127
4.15 Influence de l'épaisseur du béton d'enrobage sur la charge de rupture . . . 128
4.16 Diagramme charge-flèche pour différentes épaisseurs du béton d'enrobage . . . 128
4.17 Influence de la limite d'élasticité de l'acier sur la charge de rupture . . . 130
4.18 Diagramme charge-flèche pour différentes limites d'élasticité de l'acier . . . 131
4.19 Influence de la section transversale des armatures sur la charge de rupture 132
4.20 Diagramme charge-flèche pour différentes sections des armatures . . . 132

5.1 Anciennes glissières de sécurité . . . 138
5.2 Nouvelles glissières de sécurité . . . 138
5.3 Description des essais de choc des véhicules (EN1317, 2010) . . . 139
5.4 Paramètres d'essai des barrières de sécurité (EN1317, 2010) . . . 140
5.5 Volume représentatif de tablier de pont . . . 141
5.6 Géométrie de la dalle de référence . . . 142
5.7 Dimensions de la platine et position des ancrages - vue en plan de l'encorbellement . . . 143
5.8 Dispositif de fixation des dalles . . . 144

5.9 Application de la force 144
5.10 Plastification du tablier lors d'un chargement 145
5.11 Géométrie de la dalle 3 145
5.12 Géométrie de la dalle 4 146
5.13 Capteurs de déplacement 147
5.14 Position des jauges de déformation sur les armatures de la dalle de référence et la dalle 2 148
5.15 Position des jauges de déformation sur les armatures de la dalle 3 149
5.16 Position des jauges de déformation sur les plats en PRF de la dalle 3 . . . 149
5.17 Position des jauges de déformation sur les armatures de la dalle 4 150
5.18 Position des jauges de déformation sur les plats en PRF de la dalle 4 . . . 150
5.19 Jauges de déformation placées sur les armatures, le béton et le plat PRF . 151

6.1 La partie modélisée de la dalle 154
6.2 Les parties composant la dalle de référence 154
6.3 Les parties composant la dalle 3 155
6.4 Les conditions au limites, le chargement et le maillage des dalles modélisées 156
6.5 Mode de rupture de la dalle de référence 157
6.6 Plastification (densité de déformation plastique) de la dalle de référence pour une charge égale à $6,7\ kN$ 157
6.7 Comportement global de la dalle de référence 158
6.8 Déformation des jauges de la dalle de référence-1 159
6.9 Déformation des jauges de la dalle de référence-2 160
6.10 Déformations des jauges supérieures positionnées à une distance de $250\ mm$ de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,7\ kN$) 161
6.11 Diffusion de la charge 161
6.12 Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances ($200\ mm$, $225\ mm$, $250\ mm$, $275\ mm$) de l'appui en fonction de leur distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,7\ kN$) - représentation schématique de la diffusion 162
6.13 Mode de rupture de la dalle 2-1 162
6.14 Mode de rupture de la dalle 2-2 163
6.15 Comportement global de la dalle 2 163
6.16 Plastification (densité de déformation plastique) de la dalle 2 pour une charge égale à $6,3\ kN$ 164
6.17 Contrainte de cisaillement de la dalle 2 pour une charge égale à $6,3\ kN$ . . 165
6.18 Déformations des jauges J3 et J4 : comparaison entre la dalle de référence et la dalle 2 165
6.19 Mode de rupture de la dalle 3 166
6.20 Comportement global de la dalle 3 167
6.21 Déformation au niveau de la jauge J1 de la dalle 3 167
6.22 Déformation le long des plats PRF juste avant la rupture ($11,1\ kN$) 168
6.23 Mode de rupture de la dalle 4 168
6.24 Mode de rupture de la dalle 4 169
6.25 Comportement global de la dalle 4 169

6.26 Comparaison des déformations obtenues pour les jauges J3 et J4 pour les dalles 3 et 4 170
6.27 Déformation le long des plats PRF juste avant la rupture ($10,8\ kN$) - Déformation des plats PRF par rapport à l'axe de symétrie à une distance égale à 200 mm de l'appui (pour $10,8\ kN$) 170
6.28 Comportement global de toutes les dalles 171
6.29 Déformations expérimentales des armatures supérieures positionnées à une distances de 250 mm de l'appui en fonction de la distance par rapport au milieu de la dalle pour une charge identique ($6,3\ kN$) 172
6.30 Déformation des jauges de la dalle 2 179
6.31 Déformation des jauges de la dalle 2 180
6.32 Déformation des jauges de la dalle 2 181
6.33 Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,3\ kN$) 181
6.34 Déformation des jauges de la dalle 3 182
6.35 Déformation des jauges de la dalle 3 183
6.36 Déformation des jauges de la dalle 3 184
6.37 Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($11,1\ kN$) 184
6.38 Déformation des jauges de la dalle 4 185
6.39 Déformation des jauges de la dalle 4 186
6.40 Déformation des jauges de la dalle 4 187
6.41 Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($10,8\ kN$) 187

Liste des tableaux

2.1 Dimensions des poutres BA renforcées 64
2.2 Dimensions des armatures et des plaques composites 64
2.3 Propriétés des renforts composites 65
2.4 Force totale appliquée à la poutre engendrant la rupture conventionnelle en flexion quatre points 68
2.5 Contribution du renfort latéral à la résistance en cisaillement de la poutre BA 69
2.6 Caractéristiques du béton 74
2.7 Résultats expérimentaux des essais de flexion : charges de rupture 76
2.8 Résultats expérimentaux des essais de flexion : flèche à la rupture 78
2.9 Effet de l'épaisseur de la plaque sur la charge à la rupture 78
2.10 Effet de l'épaisseur de la plaque sur la charge de la fissuration 78
2.11 Comparaison entre la charge de rupture conventionnelle (calculée) en flexion et celle en peeling-off (mesurée) 79

3.1 Relations entre les résistances en traction issues de l'essai brésilien f'_t et en compression f'_c et, la contrainte de Von Mises q et, la pression hydrostatique p 97
3.2 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques 104
3.3 Descriptif des essais 109
3.4 Charges à la rupture numériques et expérimentales des poutres renforcées par des plats d'acier 110

4.1 Résumés des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990)-1, (f'_c est obtenu à partir de f_{cu}) 116
4.2 Caractéristiques des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990)-2 (f'_c est obtenu à partir de f_{cu}) 118
4.3 Caractéristiques des essais effectués par Garden *et al.* (1998) (f'_c est obtenu à partir de f_{cu} ($f'_c = 0,8 f_{cu}$), l_p supposé d'autres essais de même auteurs) . 119
4.4 Caractéristiques des essais effectués par Hau (1999) (f'_c est considéré $f'_c = 0,8 f_{cu}$ et f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$) 121
4.5 Caractéristiques des essais effectués par Ritchie *et al.* (1991) (f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$) 122
4.6 Caractéristiques des essais effectués par Benjeddou *et al.* (2007) 124
4.7 Caractéristiques des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990) (f'_c est obtenu à partir de f_{cu}) 125
4.8 Caractéristiques des essais effectués par Yao et Teng (2007) 129

4.9 Caractéristiques des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990)-3 (f'_c est obtenu à partir de f_{cu}) 129
4.10 Caractéristiques des essais effectués par Ahmed et Gemert (1999) (f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$) 133
4.11 Caractéristiques des essais effectués par Nguyen *et al.* (2001) (f'_c est obtenu à partir de f_{cu} ($f'_c = 0,8 f_{cu}$), f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$) 133

Résumé

Le renforcement de structures ou d'éléments de structure par collage de plats PRF (polymères renforcés de fibres) est une technique actuellement reconnue et utilisée dans le monde entier. Il permet d'augmenter la durée de vie des structures existantes ce qui est très intéressant du point de vue développement durable et est souvent plus intéressant d'un point de vue économique. La première partie de ce travail s'intéresse au renforcement de poutres béton armé par des plats PRF. En effet, ce type de renforcement peut engendrer une rupture prématurée de type peeling-off. Ce mode de ruine très fragile résulte du décollement du béton d'enrobage qui reste collé au matériau de renforcement. Pour une conception optimale d'un renforcement en flexion par collage, il est important d'être en mesure de prévoir ce type de rupture et d'en tenir compte dans le dimensionnement. Pour cela, un modèle numérique fiable de type élasto-plastique est dans un premier temps présenté qui permet de prévoir la rupture de type peeling-off. Ce modèle est validé à l'aide de résultats d'essais expérimentaux. Les paramètres principaux affectant l'efficacité du renforcement sont ensuite mis en évidence dans le cadre d'une étude paramétrique. Les résultats de cette étude sont mis en parallèle avec des résultats d'essais de la littérature prouvant ainsi l'efficacité du modèle proposé. Enfin, plusieurs mesures sont proposées pour améliorer la performance du renforcement et éviter la rupture prématurée de peeling-off. La deuxième partie de ce travail s'attache quant à elle à l'étude de renforcement de tabliers de ponts soumis aux efforts éventuels d'impact d'un véhicule sur une barrière de sécurité. Une campagne expérimentale composée de différentes configurations de dalles est d'abord réalisée. Un modèle numérique s'inspirant du modèle proposé précédemment est ensuite présenté. La confrontation des résultats expérimentaux et numériques montre une concordance encourageante avant la fissuration majeure de la dalle. Enfin, les résultats mettent en relief l'efficacité du renforcement par des plats PRF dans le cas de glissières de sécurité.

Mots-clés : Renforcement, Plats PRF, Poutres béton armé, Modélisation de rupture par peeling-off, Etude paramétrique, Barrières de sécurité, Tablier de ponts, Etude expérimentale, Analyse éléments finis

Abstract

Strengthening of structures by bonding FRP plates (fiber reinforced polymer) is a technique currently recognized and used worldwide. This method is a viable solution to costly replacement of deteriorating structures and increases the life of reinforced structures. The first part of this doctoral work focuses on the strengthening of reinforced concrete beams with FRP plates and more precisely on a premature failure caused by this type of reinforcement called peeling-off or concrete cover separation. This brittle failure mode which prevents the strengthened RC beams from attaining their ultimate flexural capacity involves the tearing-off of the concrete cover along the level of tension steel reinforcement starting from a plate end. The first step for a successful, safe and economic design of flexural strengthening using FRP composite at the bottom of the beam is then to predict such failure and to take it into account in design. A reliable numerical model analysis which is validated by test results is first presented to predict ultimate loading capacity and the failure mode of RC beams in a four-point bending setup. The main parameters affecting the efficiency of the reinforcement are then highlighted in a parametric study. The results of this study are compared with test results in the literature demonstrating the efficiency of the proposed model. Finally, several measures are proposed to improve the performance of the strengthening and in order to avoid the premature rupture of peeling-off. The second part of this work is concerned with the strengthening study of a bridge deck subject to eventual loads generated by a car crash into a safety barrier. A series of equivalent impact tests is first performed on deck slabs. A numerical model inspired by the previously proposed model for RC beams is then presented. Comparisons between the predictions of the numerical model and test results show a good agreement before the major cracking of the slab. Finally, the results highlight the efficiency of FRP plates in the case of safety guardrails.

Keywords : Strengthening, FRP plates, RC beams, Peeling-off, Concrete cover separation, Numerical analysis, Parametric study, Safety barriers, bridge deck, Experimental investigations, Finite element analysis

Introduction générale

Depuis quelques années les techniques de réparations et de renforcement par collage de plaques en polymères renforcés de fibres (PRF) sont en utilisation croissante d'une part car les infrastructures routières des pays développés vieillissent et ont besoin d'une maintenance adaptée et, d'autre part, car ces infrastructures n'ont pas toujours été dimensionnées pour le trafic actuel. Ces méthodes présentent certains avantages. Elles permettent d'augmenter la durée de vie des structures existantes ce qui est très intéressant du point de vue de développement durable et sont souvent plus intéressantes d'un point de vue économique.

Une des applications de ces méthodes porte sur le renforcement des poutres en béton armé. Il est maintenant de l'avis général que le renforcement permet d'augmenter la charge de service et dans des proportions plus importantes la charge ultime de la poutre lorsque l'on est en présence de modes de ruine de type conventionnel (rupture du béton en compression et effort tranchant, rupture des aciers, rupture du matériau de renforcement) mais, on observe aussi un autre mode de ruine, non-conventionnel, que l'on appelle " peeling-off ". Ce mode de ruine résulte du décollement du béton d'enrobage qui reste collé au matériau de renforcement. Ce mécanisme de ruine peut se produire pour un niveau de charge plus bas que tous les niveaux de charge entraînant une ruine de type conventionnel. Le renforcement n'est donc pas dans ce cas de figure optimal. Plusieurs études ont été menées sur des poutres BA renforcées afin de déterminer les chargements maximaux supportables ainsi que le mode de rupture mais, elles ne sont pas toutes satisfaisantes. C'est pourquoi nous nous proposons d'étudier dans la première partie de ce travail le mécanisme de ruine prématuré de peeling-off. De plus, quelques expériences ont été déjà menées sur ce sujet au Laboratoire Navier et, les méthodes de calcul pour les plaques multicouches ont été appliquées au cas de poutres BA renforcées (Dallot, 2007; Limam, 2003). Cependant, il semble souhaitable d'améliorer les modèles, notamment en utilisant les modèles numériques.

Dans la deuxième partie de cette thèse qui s'inscrit dans le cadre d'une collaboration entre le Laboratoire Navier et la Société MS3, nous utilisons la méthode de renforcement par collage de plats PRF sur l'encorbellement du tablier de pont soumis aux efforts éventuels d'impact d'un véhicule sur une barrière de sécurité. L'installation de barrières de sécurité ultra performantes sur les ponts existants peut endommager le tablier lors d'un impact. Dans ce cas, le renforcement semble très intéressant mais il faut s'assurer qu'il est efficace.

Ce travail de thèse est abordé d'un point de vue numérique et expérimental, les résultats provenant de ces deux approches étant confrontés pour valider l'approche numérique. L'outil numérique ainsi validé doit permettre de concevoir et d'analyser des structures sans avoir besoin d'un recours systématique à des essai expérimentaux très coûteux.

Ce document est composé de deux parties distinctes. La première partie comporte 4 chapitres et la deuxième partie 2 chapitres. Le chapitre 1 est consacré à une étude bibliographique portant sur les ruptures des poutres BA renforcées. Outre le rappel de la définition des modes de rupture conventionnels et non-conventionnels, différents modèles proposés sont décrits. Ensuite, nous nous concentrons sur les travaux concernant le peeling-off. Après avoir présenté les règles obtenues à partir des expériences dépendant du matériau utilisé pour le renfort à savoir l'acier et les matériaux composites, les méthodes analytiques sont détaillées et évaluées. Après avoir présenté les travaux numériques qui ne sont pas très nombreux, les règles et recommandations existantes sont ensuite résumées. Ce chapitre se termine par la présentation des nouvelles méthodes de renforcement par collage ainsi que les méthodes proposées pour éviter le peeling-off.

Le deuxième chapitre décrit dans un premier temps la campagne expérimentale qui a été menée dans le cadre de ce travail. Après avoir décrit la conception des cinq configurations de poutres BA renforcées, les résultats obtenus dans le cadre de cette campagne sont interprétés et confrontés à des résultats de calcul obtenus à l'aide de théories classiques de ruptures conventionnelles. Cependant, lorsque la rupture est de type peeling-off c'est à dire non-conventionnelle, les théories classiques que nous avons utilisées ne permettent pas de prédire la charge de rupture prématurée. L'efficacité du renforcement est cependant démontrée mais la présence de rupture fragile de type peeling-off empêchant la poutre d'atteindre sa capacité portante nous conduit à développer un modèle capable de prédire la charge de ruine par ce type de mode de rupture.

Le troisième chapitre s'attache donc à la modélisation numérique du peeling-off. Une analyse bibliographique portant sur les modèles traitant le comportement complexe du béton armé est effectuée en premier lieu. Parmi différents modèles proposés, le modèle élasto-plastique Drucker-Prager qui intègre des phénomènes non-linéaires est retenu pour la modélisation du béton. Ce modèle est couplé avec un critère énergétique afin de déterminer la rupture par peeling-off. Outre le modèle de comportement, un modèle éléments finis 3D non-linéaire est introduit. Les résultats de ce modèle sont ensuite comparés aux résultats expérimentaux, ce qui montre un accord acceptable entre eux. De plus, les résultats du modèle numérique sont utilisés afin de mieux appréhender la rupture par peeling-off et l'évolution des contraintes et des déformations des différentes parties des poutres au cours des essais effectués. A la fin de ce chapitre, le modèle est validé en comparant les résultats numériques avec ceux obtenus pour les essais précédemment effectués.

Le chapitre 4 est dédié à une étude paramétrique dans laquelle nous étudions l'effet des différents paramètres sur l'efficacité de renforcement à l'aide de notre outil numérique. Les résultats sont décrits en termes de niveau de charge engendrant la rupture par peeling-off ainsi que de comportement général de la poutre BA renforcée. Les résultats obtenus sont ensuite confrontées à des résultats d'essais de la littérature prouvant ainsi l'efficacité du modèle proposé. Ce chapitre se termine par la proposition d'une série de mesures qui pourraient augmenter la performance du renforcement en évitant la rupture prématurée par peeling-off.

Dans la deuxième partie de la thèse concernant l'étude de l'impact d'un véhicule sur une barrière de sécurité d'un pont et plus précisément l'endommagement du tablier sous l'action des poteaux de la barrière, nous souhaitons appliquer les méthodes développées précédemment au tablier. On décrit alors brièvement différents types de dispositifs de retenue routiers ainsi que les exigences préconisées par les normes en vigueur pour dé-

terminer leur performance lors d'un impact. En plus du niveau de performance de ces dispositifs il est important de pouvoir déterminer les effets néfastes de cet impact sur le tablier et de proposer des mesures afin de les réduire. Après avoir fait une étude numérique préliminaire, nous proposons quatre différentes configurations d'essais pour ce faire. Les essais diffèrent au niveau de l'ancrage et par l'utilisation de plats PRF collés pour certaines configurations. Ce chapitre se termine par la description d'un protocole d'essais menés au sein de MS3 dont les résultats sont présentés dans le dernier chapitre.

Nous présentons ensuite au chapitre six la modélisation numérique des essais présentés précédemment. Le modèle s'inspire du modèle proposé pour l'étude de poutres BA renforcées. Les résultats expérimentaux et numériques sont ensuite confrontés et interprétés. Ce modèle est aussi utilisé pour déterminer la diffusion de la charge dans le tablier ainsi que pour étudier l'évolution de la déformation au cours du chargement. Les résultats mettent en relief l'efficacité du renforcement par des plats PRF.

Une conclusion rappelle à la fin de ce travail les principaux résultats de l'étude. Elle permet également de définir des pistes envisageables pour la suite de ce travail. Ces perspectives devraient conduire à une meilleure connaissance de la technique de renforcement par collage et de ses enjeux.

Première partie

Etude du mode de rupture "peeling-off"

Chapitre 1

Synthèse Bibliographique

Le renforcement des ouvrages d'art est une alternative d'un point de vue économique et du développement durable à la déconstruction et à la reconstruction. L'accroissement du trafic routier, le dimensionnement non adapté au trafic actuel (nouveau règlement), les pathologies rencontrées sur les ouvrages et la requalification des ouvrages exigent l'entretien, la réparation et le renforcement de ces ouvrages. Différentes méthodes de réhabilitation de structures ont été proposées et utilisées dans le monde entier. Nous pouvons citer le béton projeté (Morgan, 1984; Ramakrishnan, 1981), l'insertion d'armatures ou de profilés de polymères renforcés de fibres (NSM : Near Surface Mounted) (Al-Mahmoud *et al.*, 2013; Hawileh, 2012; Limam et Foret, 2008; Lorenzis et Teng, 2007; Teng *et al.*, 2006a) et le collage d'un matériau renforçant à la surface de la structure (Barros *et al.*, 2007; Chajes *et al.*, 1994; Lamanna *et al.*, 2001; Limam *et al.*, 2005; Täljsten, 1997, 2003). L'une des méthodes utilisées pour améliorer la performance des poutres béton armé en flexion est le collage de tôles en acier ou de plaques ou tissus en fibres de carbone à l'intrados (sur la fibre tendue) alors que le renforcement avec des bandes collées sur les faces latérales de la poutre a pour effet d'augmenter l'effort tranchant supporté. Cette méthode est illustrée sur la Figure 1.1. L'avantage du renforcement par le collage est qu'il augmente la durée de vie des ouvrages renforcés et qu'il permet de limiter les concentrations de contraintes dans les pièces à assembler par rapport à l'assemblage par boulonnage. On peut citer d'autres avantages pour cette technique lorsque l'on utilise les matériaux composites comme la facilité de mise en oeuvre, la résistance à la corrosion et l'accroissement minimum dans la taille et le poids de la structure renforcée. De plus, cette méthode est utile pour des ouvrages déjà bâtis pour lesquels on cherche à augmenter la capacité portante.

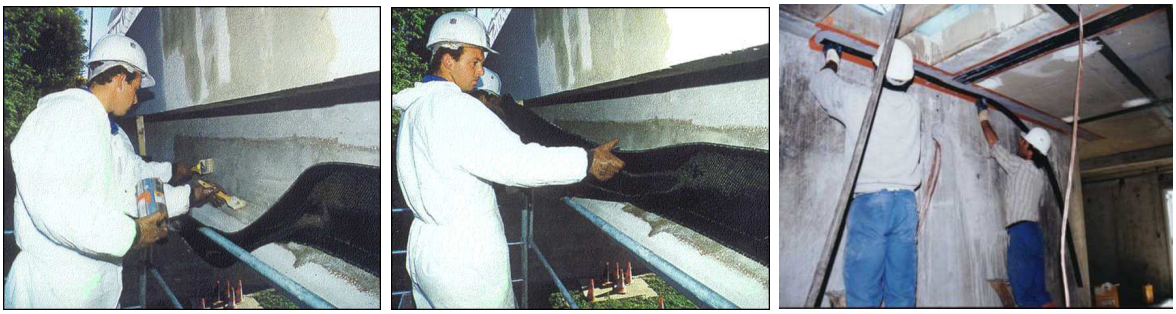

FIGURE 1.1 – Réparation par collage de plats PRF (Photos Freyssinet International)

1.1 Modes de ruptures de poutres BA renforcées

Un grand nombre de recherches montre que la rupture des poutres béton armé (BA) renforcées par des plats en acier ou matériaux composites peut être due à l'un des mécanismes de ruine suivants : a) rupture en flexion par rupture de plaque, b) rupture en flexion par rupture en compression du béton ou rupture d'armature, c) rupture en cisaillement, d) peeling-off, e) délaminage à l'extrémité de la plaque (propageant vers le milieu de la poutre), f) délaminage amorçant au milieu (propageant vers l'extrémité de la poutre). Ce dernier mode de rupture peut être causé par l'apparition d'une fissure de flexion appelée IC (intermediate crack) ou une fissure de cisaillement appelée CDC (critical diagonal crack). La Figure 1.2 montre ces mécanismes de ruine. Parmi ces modes de rupture, les trois premiers (a, b et c) surviennent aussi pour les poutres non-renforcées et ils sont connus comme les modes de ruine "conventionnels", tandis que les autres (d, e et f) sont connus comme les modes de rupture prématurés ou "non-conventionnels" puisqu'ils se produisent avant les ruptures conventionnelles. Parmi les trois derniers modes on distingue deux catégories : ceux s'amorçant à l'extrémité de plaque et se propageant vers le milieu (end peeling) et, ceux initiés par une fissure engendrée par flexion ou cisaillement et se propageant vers l'extrémité de la plaque (shear-flexural peeling). Le peeling-off est placé dans la première catégorie et, il se produit par formation d'une fissure dans le béton à l'extrémité de la plaque qui se propage jusqu'au niveau des armatures. Cette fissure progresse ensuite horizontalement et elle provoque la séparation du béton d'enrobage.

De nombreux facteurs contrôlent l'apparition d'un mode de rupture particulier pour une poutre donnée. Par exemple, pour les poutres BA renforcées ayant un taux d'armature transversale relativement bas, les ruptures les plus probables sont les ruptures par délaminage alors que si ce taux est élevé, le peeling-off se produit probablement. Lorsque la distance entre l'extrémité de la plaque de renforcement et l'appui est faible le délaminage de type CDC est plus critique, alors que si cette distance augmente on peut observer le peeling-off. Pour des distances encore plus élevées le peeling-off reste la rupture dominante. Dans le cas d'une position arbitraire d'extrémité de la plaque et si la largeur de la plaque est beaucoup plus petite que celle de la poutre il y a un délaminage à l'extrémité de la plaque. Ainsi, il est très rare d'observer cette rupture lorsque la plaque et la poutre BA sont de largeur identique (Yao et Teng, 2007).

Le but du renforcement est d'augmenter la charge de service et même la charge ultime de l'ouvrage mais, certaines configurations de renforcement peuvent générer des ruptures prématurées et diminuer considérablement son efficacité. Par conséquent, pour une conception optimale d'un renforcement en flexion par collage, il est important d'être en mesure de prévoir ces types de rupture et d'en tenir compte dans le dimensionnement. Dans le cadre de ce travail on s'intéresse à la rupture de type peeling-off illustrée sur la Figure 2.12. Il est important de garder à l'esprit que ce mode de rupture est très fragile et donc dangereux. Dans la suite de ce travail, nous présenterons les résultats des différents travaux de la littérature portant sur ce sujet.

1.2 Ruptures conventionnelles

De nombreuses recherches ont été menées sur le renforcement des poutres BA et les modes de rupture conventionnels. Shahaway *et al.* (1996) ont étudié expérimentalement

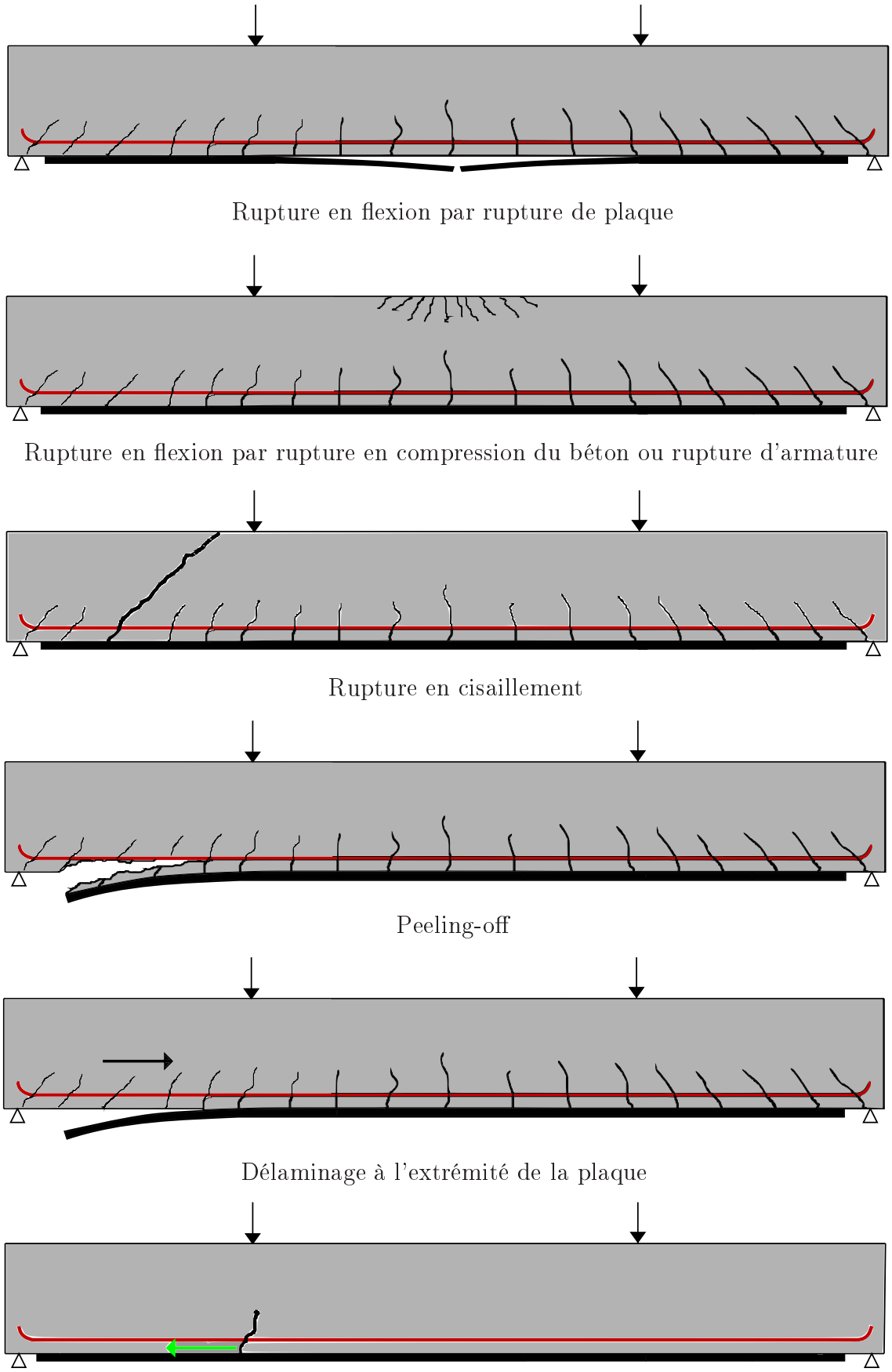

FIGURE 1.2 – Différents modes de ruptures de poutres BA renforcées

FIGURE 1.3 – Rupture par peeling-off (Dallot, 2007)

l'augmentation de la résistance et la rigidité des poutres renforcées par les plats collés. Selon cette étude, il existe un nombre optimal de couches de polymère renforcé de fibres (PRF) en dessous duquel l'amélioration de la performance n'est pas garantie. En d'autres termes, une plaque de renforcement très mince ne peut pas contrôler les fissures sur la fibre tendue de la poutre et cela engendre une rupture prématurée. En augmentant l'épaisseur de la plaque de renforcement, la capacité portante et la rigidité de la poutre augmentent et la flèche diminue. La distance entre deux fissures adjacentes dans une poutre non-renforcée est beaucoup plus grande que dans une poutre renforcée. Pour l'analyse des poutres en T qui sont renforcées en flexion et en cisaillement par des plats collés, Wang et Chen (2003) ont proposé un modèle analytique basé sur la théorie du champ de compression modifiée (MCFT Modified Compression Field Theory) pour des ruptures conventionnelles. Hu *et al.* (2004) ont effectué une étude numérique à l'aide du logiciel Abaqus afin de prédire la capacité portante des poutres BA renforcées en flexion et en cisaillement. D'après cette étude, les poutres renforcées en flexion par collage de PRF avec un taux de renforcement élevé présentent un grand nombre de fissures au milieu de la poutre tandis que celles renforcées avec un faible taux présentent un grand nombre de fissures près de l'appui. Limam et Foret (Limam, 2003; Limam *et al.*, 2003a,b,c) ont utilisé un modèle de plaques multicouches couplé à une approche de type calcul à la rupture afin de déterminer la capacité portante de dalles et poutres BA renforcées par PRF. La poutre est donc modélisée comme un tri-couches dont la couche inférieure représente le matériau composite, la couche intermédiaire l'acier et la couche supérieure le béton travaillant en compression.

1.3 Rupture par délaminage

Dans la littérature portant sur le mode de rupture par délaminage (Adhikary et Mutsuyoshi, 2002; Chen et Qiao, 2009; Karbhari *et al.*, 2006; Niu et Wu, 2006; Pan et Leung, 2007; Qiao et Chen, 2008a; Schilde et Seim, 2007; Smith et Gravina, 2007; Teng *et al.*, 2006b; Tounsi, 2006; Tounsi *et al.*, 2009; Wu *et al.*, 2005; Yuan *et al.*, 2004), plusieurs types de modèles ont été considérés. Ces modèles sont basés sur :

- le glissement du joint (bond-slip models)
- la résistance du joint (bond strength models)
- la mécanique de la rupture
- etc

Les modèles basés sur le glissement du joint définissent le comportement de l'interface entre le béton et la plaque de renforcement par des courbes de cisaillement-glissement. Les modèles basés sur la résistance du joint proposent des critères sur la force longitudinale maximale appliquée au joint (ces critères peuvent être obtenus à partir d'essais de traction ou pull test (Yao *et al.*, 2005)). Les modèles basés sur la mécanique de la rupture étudient la possibilité de propagation d'une fissure à l'interface. En effet, dans cette approche, il faut supposer l'existence d'une fissure et ensuite calculer le taux de restitution d'énergie. Il faut ensuite comparer cette valeur à l'énergie critique associée à la la rupture de l'interface pour déterminer s'il y a propagation ou non de la fissure.

D'après Lu *et al.* (2005a) le facteur primordial contrôlant la rupture des poutres BA renforcées est le comportement de l'interface entre la plaque et le béton. Il est donc important d'établir les modèles basés sur le comportement du joint pour comprendre le mode de rupture. Selon eux, l'état de contrainte dans l'interface pour différents modes de rupture est semblable à l'état de contrainte dans l'interface acier/béton lors d'un essai d'arrachement (pull test). En effet, cet essai permet d'obtenir la résistance du joint (la charge ultime) ainsi que les courbes de glissement à l'interface. On peut compter 6 paramètres gouvernant le glissement du joint : la résistance du béton, la longueur du joint, la rigidité axiale de plaque, le ratio largeur de la plaque sur largeur du béton, la rigidité de la colle et la résistance de la colle. La courbe typique de cisaillement-glissement montrée sur la Figure 1.4 doit avoir une branche ascendante jusqu'à la contrainte maximale et une courbe descendante jusqu'à zéro qui implique qu'il y a une longueur effective du joint au-delà de laquelle une augmentation de la longueur du joint de colle n'affecte pas la charge maximale supportée. De plus, dans la plupart des courbes la rigidité initiale (la pente) est plus grande que celle proche du sommet. La raison en est que la raideur d'interface diminue avec l'apparition des fissures.

Il existe plusieurs modèles basés sur la résistance du joint. A titre d'exemple le modèle proposé par Izumo pour les plats en matériaux composites PRF s'exprime par (Lu *et al.*, 2005a) :

$$P_u = (3,8 f_c'^{\frac{2}{3}} + 15,2) l_p E_p b_p t_p * 10^{-3} \tag{1.1}$$

où E_p, l_p, b_p et t_p sont respectivement le module d'élasticité, la longueur, la largeur et l'épaisseur da la plaque et P_u est la force de rupture.

Rabinovitch (2008) a étudié et comparé l'approche basée sur la mécanique de la rupture et l'approche de zone cohésive afin d'analyser le délaminage pour les poutres BA renforcées. Dans un premier temps il a pris en compte l'approche de zone cohésive dans laquelle les efforts normaux et tangentiels sont des fonctions non-linéaires d'arrachement et de glissement. Ce modèle prend en compte la contrainte de cisaillement et la contrainte d'arrachement et le couplage des deux. L'avantage principal de ce modèle réside dans la capacité de prédire l'initiation et le développement de la séparation du joint. L'inconvénient en est un calcul lourd pour la solution numérique de ce modèle non-linéaire. De plus, il faut les calibrer car la plupart des lois d'interfaces sont empiriques. Dans un deuxième temps, il a étudié l'approche basée sur la mécanique de la rupture linéaire. L'avantage de cette approche vient de la linéarité et du petit nombre de paramètres. L'inconvénient est

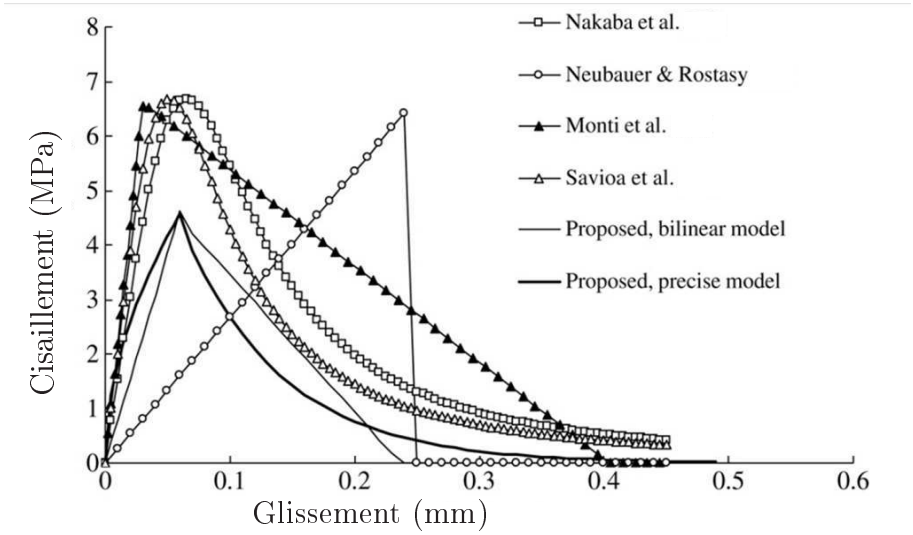

FIGURE 1.4 – Courbes de cisaillement-glissement du joint proposées par Lu *et al.* (2005a)

la dépendance à la disponibilité du mécanisme de rupture. Les résultats obtenus avec ces modèles sont en accord. Donc, dans le cas où l'information concernant l'initiation et le développement de la rupture est disponible, la deuxième approche est pertinente mais, il faut savoir que cette approche sous-estime le chargement critique dans certains cas. Dans le cas où l'information n'est pas disponible, la première approche est adéquate.

Il existe beaucoup d'autre travaux portant sur la rupture par délaminage surtout dans le cas des plaques collées (Sener et Delannay, 2001; Sener *et al.*, 2002) mais rappelons que l'objectif de notre étude est la rupture par peeling-off. Nous allons donc maintenant nous recentrer sur les travaux effectués traitant de ce type de mode de rupture.

1.4 Rupture par peeling-off

1.4.1 Travaux expérimentaux

1.4.1.1 Renforcement par plaques en acier

Suite à l'apparition de la rupture de type peeling-off dans les poutres en béton armé renforcées par des plats en acier ou en matériaux composites, certains chercheurs ont proposé des règles qu'ils ont établies à l'aide de résultats expérimentaux pour prévenir cette rupture. Par exemple, Swamy *et al.* (1987) ont recommandé que le rapport largeur sur épaisseur des renforts en acier ne doit pas être inférieur à 50, tandis que la limite correspondante proposée par MacDonald (1982) est de 60. Raoof et Hassanen (2000) ont confirmé que si le rapport largeur de plaque en acier sur épaisseur est supérieur à 60 (Ils ont disposé pour cela de 109 résultats expérimentaux), comme Mc.Donald l'avait proposé, la force de ruine due au peeling-off est supérieure à celle calculée à l'aide du moment de flexion.

Raoof *et al.* (2000) ont fait des études analytiques (basées sur le modèle de dents) et expérimentales. Les résultats de leurs études montrent que :

- le moment de peeling-off de la poutre renforcée par plaque acier peut être plus petit que le moment de flexion de la poutre non-renforcée
- Le rapport entre le moment de peeling-off et le moment de flexion de la poutre BA renforcée (sans considérer l'effet de peeling), μ_{rp}, autrement dit la capacité portante de la poutre, augmente
  - légèrement lorsque la résistance du béton croît,
  - lorsque la largeur de la poutre et de la plaque augmente,
  - lorsque l'épaisseur de la plaque diminue,
  - lorsque la largeur de la plaque par rapport à celle de la poutre baisse pour une épaisseur constante de plaque.
- Les essais sont normalement réalisés sur les poutres saines renforcées, mais en réalité, les poutres des ouvrages que l'on doit renforcer sont fissurées. Pour cela, ils ont considéré le cas d'une poutre fissurée et ils ont montré que les résultats obtenus pour des poutres non-fissurées sont du côté de la sécurité. Pour tous les essais (84 poutres) la force de ruine expérimentale de peeling-off est toujours plus grande que la charge minimale de peeling-off déterminée avec la méthode proposée.

Jansze *et al.* (1996) ont remarqué que lorsque l'on réduit la longueur de la plaque, la charge maximale supportée diminue à cause de l'augmentation de la contrainte à l'extrémité de la plaque. De plus ils ont montré que la charge ultime n'est pas sensible à la fatigue en flexion. Le mode de rupture des poutres BA renforcées lors de leur campagne expérimentale étant de type peeling-off, ils ont proposé d'utiliser un système d'ancrage à l'extrémité de la plaque de renforcement dans le but de provoquer un mode de ruine par délaminage plus ductile que le mode de ruine par peeling-off (fragile). Ils ont constaté que la fissure de peeling-off apparaît dans ce cas-là mais sa progression est empêchée par les boulons.

1.4.1.2 Renforcement par plaques en matériaux composites

Les matériaux composites ou PRFC/PRFV (Polymères Renforcés de Fibre de Carbone/Verre) présentent comme nous l'avons déjà écrit un certain nombre d'avantages par rapport à l'acier lorsqu'ils sont utilisés pour le renforcement par collage. Ils sont plus faciles à mettre en oeuvre car plus légers (densité aux alentours de 1500 kg/m3) et non corrodables pour ne citer que leurs principaux points forts.

Nous avons déjà mentionné que Raoof et Hassanen (2000) ont montré que si le ratio entre la largeur de plaque en acier et son épaisseur est supérieur à 60, le moment de peeling-off est supérieur au moment de flexion. Néanmoins, ils ont exploité les résultats expérimentaux de la littérature pour le cas du renfort composites (19 poutres) et ils en ont déduit que cette limite n'est plus valable dans ce cas-là. Ils expliquent cela par un module de Young différent et la résistance à la traction des matériaux composites qui est beaucoup plus élevée que celle de l'acier (Raoof et Hassanen, 2000). De plus, en comparant les résultats analytiques et expérimentaux ils ont déduit que le moment de peeling-off de la poutre renforcée est plus grand que le moment de flexion de la poutre non-renforcée dans le cas d'un renfort par plaque en matériaux composites.

Des études expérimentales sur des poutres endommagées et renforcées par matériaux composites ont été faites par Benjeddou *et al.* (2007). Ils ont pris en compte différents paramètres comme le degré d'endommagement (la proportion entre la charge appliquée qui cause les premières fissures et la charge ultime supportée par la poutre), la largeur

du renfort, la résistance du béton et ils en ont déduit que le seul paramètre qui affecte le mode de rupture est la largeur du renfort. Ils ont en effet conclu que lorsque la largeur du renfort est assez grande, le mode de rupture est de type peeling-off, et, la raison en est que l'adhérence peut être suffisante entre le béton et le renfort alors que dans le cas d'un renfort avec une largeur relativement petite cette adhérence est moins performante ce qui conduit à un mode de rupture par délaminage du renfort. Ils ont ajouté que la flèche ultime et donc la ductilité des poutres baissent lorsque le degré de renforcement augmente. De plus, le comportement de la poutre endommagée renforcée passe d'un comportement élasto-plastique à un comportement élastique. Un autre résultat de ces essais est que le renforcement de la poutre par matériaux composites augmente sa performance (caractéristiques mécaniques) de l'ordre de 50%, quelque soit son degré d'endommagement avant le renforcement et quelque soit la résistance du béton. De plus, ils ont déduit de leur étude que le comportement d'une poutre après renforcement est identique lorsque l'on compare une poutre saine et une poutre présentant un degré d'endommagement de 80%. Cela signifie que lorsque la poutre n'a pas atteint son seuil d'élasticité on peut la considérer comme une poutre non-fissurée. Ensuite, on voit que l'augmentation de la rigidité de la poutre endommagée renforcée est seulement due à la contribution du renfort. Pour finir ils ont remarqué que pour augmenter la capacité portante de la poutre, il suffit de préparer un renfort avec une largeur égale à la moitié de la largeur de la poutre mais, si le but est d'augmenter la rigidité, il faut augmenter la largeur de la bande. Pour cette étude les auteurs ont testé 8 poutres.

D'après Sharif *et al.* (1994), le comportement ductile des poutres fissurées renforcées par plaques en matériaux composites est inversement proportionnel à l'épaisseur du renfort. De plus, ils ont observé que la limite élastique de la poutre fissurée renforcée et sa capacité portante sont plus grandes que celles de la poutre non-renforcée. Ils ont aussi remarqué que le mécanisme de ruine dépend de l'épaisseur de la plaque. Pour des plaques relativement minces les contraintes normale et de cisaillement à l'extrémité de la plaque sont faibles et la rupture se fait dans la plaque, alors que pour des plaques épaisses ces contraintes augmentent et la rupture est de type peeling-off.

Ashour *et al.* (2004) ont renforcé des poutres continues avec des plats de PRF. Dans ces essais les poutres sont posées sur 3 appuis simples et elles subissent une force concentrée au milieu de chaque travée. Le renforcement est constitué de 3 plats, 2 sur la face inférieure à mi-travée et 1 sur la face supérieure dans la région centrale de la poutre. Le mode de rupture pour la plupart des essais est le peeling-off mais ils ont constaté que la charge de rupture est juste un peu plus petite que la charge de rupture conventionnelle. Ils ont aussi remarqué que l'augmentation de la longueur des renforts pour couvrir toute la travée n'empêchait pas la rupture par peeling-off.

L'effet des propriétés de la colle entre le béton et le renfort sur la performance des poutres BA renforcées a été étudié par Gao *et al.* (2004). Pour cela ils ont modifié la résine époxy en y incorporant du caoutchouc liquide. Ils ont observé que cette modification de la colle améliore le comportement des poutres en augmentant la charge de rupture et la ductilité. Cela est dû à la modification de l'état de contrainte tout au long du renfort et surtout de la concentration de contrainte à l'extrémité de la plaque. En effectuant une analyse numérique par ANSYS ils ont montré que la concentration de contrainte à l'extrémité du renfort diminue en réduisant le module d'élasticité de la colle ; en d'autres termes, en augmentant la proportion de caoutchouc liquide dans la résine.

1.4.1.3 Renforcement soit par acier soit par PRF

Yao et Teng (2007) ont réalisé une campagne expérimentale comprenant des essais de flexion trois points et quatre points avec des plaques de renforcement en acier ou en PRF. Dans leurs essais, l'extrémité de la plaque subissait soit le moment de flexion soit l'effort tranchant. Ils ont observé que la force de rupture diminue lorsque la raideur du renfort et l'épaisseur du béton d'enrobage augmentent. Dans le cas où la largeur du renfort est plus petite que celle de la poutre, le renfort a un effet négatif sur la capacité portante de la poutre ; autrement dit, la charge de rupture de la poutre renforcée est plus faible que pour celle de la poutre non-renforcée. Selon cette étude, la résistance du béton en cisaillement détermine la borne inférieure de rupture par peeling-off ou délaminage à l'extrémité de la plaque. De plus ils ont remarqué que les poutres ayant été renforcées par une plaque fine qui se termine dans la zone où le moment de flexion est constant cassent pour un niveau de charge plus bas que les poutres non-renforcées.

1.4.2 Méthodes analytiques

Il existe plusieurs modèles analytiques dans la littérature pour prévoir les ruptures provenant du décollement de la plaque du renfort et les ruptures de type peeling-off. Ces méthodes sont basées sur la résistance du joint (bond strength models) et elles se regroupent en quatre catégories : modèle de dents, modèles basés sur la résistance en cisaillement, modèles basés sur la contrainte interfaciale et couplage du modèle basé sur la résistance en cisaillement avec celui basé sur la contrainte interfaciale (Smith et Teng, 2002a,b). Chacune de ces méthodes sera détaillée par la suite.

1.4.2.1 Modèle de dents

Cette méthode est basée sur la formation de dents entre les fissures dans le béton d'enrobage (Raoof *et al.*, 2000; Raoof et Hassanen, 2000; Zhang *et al.*, 2012, 1995). La dent de béton, montrée sur la Figure 1.5, est modélisée comme une poutre cantilever avec un encastrement au niveau de l'armature et un chargement de cisaillement à son extrémité libre au niveau de la plaque de renforcement. Le peeling-off se produit lorsque la contrainte de traction au niveau de l'encastrement atteint la résistance du béton en traction. L'espacement entre les fissures de traction du béton est un paramètre important pour définir la charge de ruine de type peeling-off dans cette méthode. Donc, selon la distance minimale (l_{min}) et maximale (l_{max}) entre les fissures on trouve le cisaillement minimum et maximum dans chaque dent. On calcule ensuite les contraintes maximale et minimale dans la plaque au point de charge appliquée ce qui nous permet de définir les moments maximum et minimum de peeling-off à l'endroit où le mécanisme de peeling-off se produit. La loi de comportement du béton est supposée élastique et il n'y pas d'interaction entre les dents. Sur la Figure 1.5, la contrainte en A s'écrit de la manière suivante :

$$\sigma_A = \frac{M_A}{I_A}(\frac{l}{2}) \tag{1.2}$$

M_A, I_A et l sont respectivement le moment appliqué au niveau de l'encastrement, le moment d'inertie de la section de la poutre considérée et la distance effective entre deux

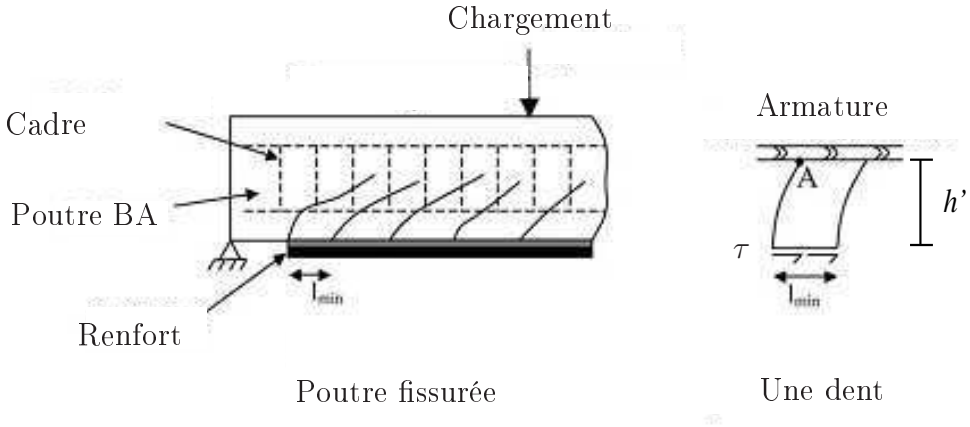

FIGURE 1.5 – Modèle de dents

fissures. La rupture est supposée atteinte lorsque la contrainte en A atteint la résistance du béton en traction. M_A et I_A sont obtenus par :

$$M_A = \tau l b_p h' \tag{1.3}$$

$$I_A = \frac{b_c l^3}{12} \tag{1.4}$$

Où h' est l'épaisseur du béton d'enrobage, τ la contrainte de cisaillement à l'interface entre le béton et la plaque de renforcement, b_p la largeur du renfort et b_c la largeur de la poutre. Le remplacement des équations 1.3 et 1.4 dans l'équation 1.2 et l'hypothèse $\sigma_A = f'_t$ lors de la rupture donne :

$$\tau = \frac{f'_t l}{6h'} \frac{b_c}{b_p} \tag{1.5}$$

Où f'_t est la résistance du béton en traction. Dans la partie de la poutre soumise à un effort tranchant, la contrainte de cisaillement τ est en équilibre avec la contrainte axiale de la plaque σ_p, on a donc :

$$\sigma_p = \frac{\tau L_p}{t_p} \tag{1.6}$$

Où t_p est l'épaisseur du renfort et L_p la longueur effective du renfort dans la zone de cisaillement. La contrainte minimale de traction dans la plaque de renforcement qui peut engendrer des fissures de flexion et donc la ruine des dents est déterminée par :

$$\sigma_{p(min)} = \frac{f'_t l_{min} b_c L_p}{6h' b_p t_p} \tag{1.7}$$

Comme on peut le voir, cette contrainte dépend de deux inconnus l_{min} et L_p. Ces deux valeurs sont définies par les formules empiriques et semi-empiriques proposées par différents chercheurs. Pour les renforts en acier, Zhang *et al.* (1995) ont proposé les formules suivantes :

$$l_{max} = 2l_{min} \tag{1.8}$$

$$l_{min} = \frac{A_e f'_t}{u(\Sigma O_{bars} + b_p)} \tag{1.9}$$

Où A_e est la surface du béton en traction, f'_t la résistance du béton en traction, u la limite à la rupture en cisaillement de l'interface située entre le béton et l'acier et ΣO_{bars} la somme des périmètres des armatures en traction. La longueur effective de la plaque de renforcement est la valeur minimale de la longueur de la plaque dans la zone de cisaillement L_{p1} illustrée sur la Figure 1.6 et L_{p2} doit respecter les relations suivantes :

$$\begin{aligned} L_{p2} &= l_{min}(21 - 0,25 l_{min}), l_{min} \leq 72mm \\ L_{p2} &= 3 l_{min}, l_{min} > 72mm \end{aligned} \tag{1.10}$$

En supposant $u = 0,28\sqrt{f_{cu}}$ où f_{cu} est la résistance cubique du béton en compression et $f'_t = 0,36\sqrt{f_{cu}}$ (u, f_{cu}, f'_t en MPa), l'équation 1.7 devient :

$$\sigma_{p(min)} = 0,154 \frac{L_p h_1 b_c^2 \sqrt{f_{cu}}}{h' b_p t_p (\Sigma O_{bars} + b_p)} \tag{1.11}$$

Où h_1 est la distance entre le centre des armatures et la face inférieure de la poutre.

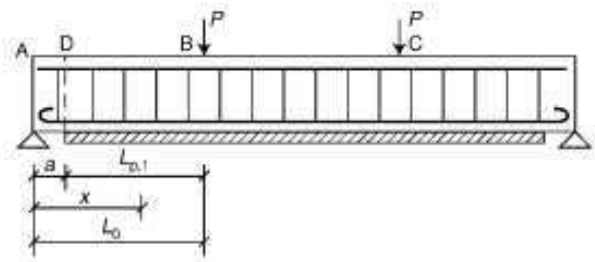

FIGURE 1.6 – Longueur du renfort dans la zone de cisaillement

Ce modèle est aussi utilisé pour les renforts en matériaux composites, les formules utilisées pour la prédiction de l_{min} et L_p étant différentes (Raoof et Hassanen, 2000; Wang et Ling, 1998). Une donnée est cependant cruciale dans cette méthode : il faut savoir si l'espacement envisagé entre les fissures est en accord avec l'expérience. Il est intéressant de savoir que la rupture par peeling-off peut se produire également pour les poutres BA renforcées par des armatures ou des profilés de PRF insérés dans le béton d'enrobage (Al-Mahmoud *et al.*, 2009). Al-Mahmoud *et al.* (2010) ont proposé un modèle analytique inspiré des principes du modèle de dents pour prédire la rupture par peeling-off.

1.4.2.2 Modèles basés sur la résistance en cisaillement

Dans ces modèles, la charge de ruine dépend de la résistance du béton en cisaillement. Dans ce cas, la rupture se fait lorsque la contrainte de cisaillement à l'extrémité de la plaque est supérieure à la résistance en cisaillement du béton. En effet, le moment fléchissant est nul aux extrémités pour les poutres BA renforcées soumises à un essai de flexion trois ou quatre points avec des appuis simples. Lorsque l'extrémité de la plaque de renforcement se situe au voisinage de l'appui, le peeling-off est supposé être prévu par un critère tenant compte de l'effort tranchant appliqué au niveau de l'appui. Ainsi, pour éviter le peeling-off, il faut donc que :

$$V_{db,end} \leq V_{db} \tag{1.12}$$

où :

$$V_{db} = \tau_c b_c d \tag{1.13}$$

avec $V_{db,end}$ l'effort tranchant à l'extrémité de la plaque, b_c la largeur de la poutre, d la hauteur effective de la section et τ_c la contrainte limite en cisaillement du béton qui comprend toute la non-linéarité de la section. Oehlers et Moran (1990) et Oehlers (1992) ont étudié des poutres BA renforcées par des plats en acier en appui simple sous chargement de flexion trois ou quatre points. Ils ont proposé une formule se basant sur des données expérimentales en ignorant les aciers transversaux. L'équation 1.13 s'écrit alors :

$$V_{db} = V_{rc} = (1,4 - \frac{d}{2000})(\rho_s f'_c)^{\frac{1}{3}} b_c d \tag{1.14}$$

où $\rho_s = \dfrac{A_s}{b_c d}$ est le rapport de surface d'acier en traction sur la surface effective du béton et f'_c la résistance du béton en compression. L'expression de V_{rc} (résistance au cisaillement du béton armé) est proposée par la norme australienne et elle est valable lorsque $1,4 - \dfrac{d}{2000} \geq 1,1$. Pour le cas général où l'effort tranchant et le moment fléchissant sont importants à l'extrémité de la plaque, ils ont suggéré l'équation suivante :

$$\begin{gathered} \frac{M_{db,end}}{M_{db}} + \frac{V_{db,end}}{V_{db}} \leq 1,17 \\ et \quad M_{db,end} \leq M_{db}, \quad V_{db,end} \leq V_{db} \end{gathered} \tag{1.15}$$

où $M_{db,end}$ est le moment fléchissant à l'extrémité de la plaque et M_{db} est donné par :

$$M_{db} = \frac{E_c I_{tr,c} f_b}{0,9 E_p t_p} \tag{1.16}$$

Avec E_c et E_p respectivement le module d'élasticité du béton et de la plaque de renforcement, $I_{tr,c}$ le deuxième moment de surface de la section fissurée, f'_b la résistance du béton en traction déterminée à l'aide d'un essai brésilien et t_p l'épaisseur de la plaque.

Jansze a proposé un modèle de ce type plus sophistiqué pour les renforts en acier (Smith et Teng, 2002b). Cependant, ce modèle n'est pas valable pour les plaques se terminant au niveau de l'appui. Ahmed *et al.* (2001) ont modifié le modèle de Jansze pour l'adapter aux cas de renforcement par des plaques en matériaux composites. Smith et Teng (2002a) ont proposé un modèle très simple :

$$V_{db} = 1,4 V_{rc} \tag{1.17}$$

où V_{rc} s'obtient à partir de l'équation 1.14. Ce modèle est valable pour $\dfrac{M_{db,end}}{M_u} \leq 0,67$, borne supérieure des valeurs expérimentales. M_u est le moment de flexion ultime de la poutre renforcée pour une rupture conventionnelle.

Teng et Yao (2007) ont établi un modèle pour prédire la rupture prématurée des poutres BA renforcées par des plaques en acier ou en matériaux composites. Leur modèle ressemble au modèle d'Oehlers mais ils ont constaté que ce dernier n'est pas en accord avec les résultats expérimentaux surtout pour les renforts en matériaux composites. Leur modèle est totalement basé sur des observations expérimentales. Dans un premier temps

nous prenons en compte le cas du renfort se terminant dans la zone où le moment de flexion est constant. Nous avons donc :

$$M_{db} = \frac{0,488 M_{u,0}}{(\alpha_{flex}\alpha_{axial}\alpha_w)^{\frac{1}{9}}} \leq M_{u,0} \tag{1.18}$$

où α_{flex}, α_{axial} et α_w sont des paramètres sans dimension qui reflètent respectivement la contribution du renfort dans la raideur en flexion, l'effet de différence de raideur axiale et le rapport des largeurs. Ils sont définis par :

$$\alpha_{flex} = \frac{(EI)_{c,p} - (EI)_{c,0}}{(EI)_{c,0}} \tag{1.19}$$

$$\alpha_{axial} = \frac{E_p t_p}{E_c d} \tag{1.20}$$

$$\alpha_w = \frac{b_c}{b_p} \quad , \quad \frac{b_c}{b_p} \leq 3 \tag{1.21}$$

Avec $(EI)_{c,p}$ et $(EI)_{c,0}$ respectivement la raideur en flexion de la section fissurée de poutre renforcée et non-renforcée, $E_p t_p$ la raideur axiale du renfort, $M_{u,0}$ le moment de rupture théorique de poutre non-renforcée qui est (d'après eux) toujours supérieur au moment de rupture prématurée. Dans l'équation 1.21 la limite imposée provient du nombre limité d'essais. Pour le cas d'un renfort se terminant dans la zone où l'effort tranchant a sa valeur maximale, la résistance en rupture prématurée se définit comme :

$$V_{db} = V_c + V_p + \varepsilon_{v,e}\overline{V_{sv}} \tag{1.22}$$

où $\varepsilon_{v,e}$ est la déformation d'armature transversale, V_c, V_p et $\varepsilon_{v,e}\overline{V_{sv}}$ sont respectivement les contributions du béton, de la plaque de renforcement et des armatures transversales à la résistance en cisaillement (Ils ont utilisé les valeurs proposées par Oehlers *et al.* (2004)). $\overline{V_{sv}}$ est l'effort tranchant supporté par des armatures transversales par unité de déformation :

$$\overline{V_{sv}} = \frac{A_{sv}E_{sv}d}{s} \tag{1.23}$$

A_{sv}, E_{sv} sont la surface et le module de Young des armatures transversales et s l'espacement entre ces armatures. Dans l'équation 1.22 $\varepsilon_{v,e}$ est déterminé par :

$$\varepsilon_{v,e} = \frac{10}{(\alpha_{flex}\alpha_E\alpha_t\alpha_w)^{\frac{1}{2}}} \tag{1.24}$$

où α_{flex} et α_w sont donnés par les équations 1.19 et 1.21, et, α_E et α_t par les relations suivantes :

$$\alpha_E = \frac{E_p}{E_c} \tag{1.25}$$

$$\alpha_t = (\frac{t_p}{d})^{1,3} \tag{1.26}$$

Enfin, le modèle complet qui couple ces deux cas extrêmes a une forme circulaire qui est définie par :

$$(\frac{V_{db,end}}{V_{db}})^2 + (\frac{M_{db,end}}{M_{db}})^2 = 1 \tag{1.27}$$

1.4.2.3 Modèles basés sur la contrainte interfaciale

Dans ces modèles la rupture est provoquée par la contrainte interfaciale relativement importante à l'extrémité de la plaque de renforcement. La Figure 1.7 montre l'état de contrainte d'un élément de béton à l'extrémité de la plaque de renforcement où σ_x et σ_y sont les contraintes normales et τ est le cisaillement. Les modèles de cette catégorie associent les contraintes interfaciales à un critère de rupture.

Saadatmanesh et Malek (1998) ont développé un modèle de ce type. Pour cela, ils ont utilisé les valeurs analytiques proposées par Malek *et al.* (1998) pour les contraintes σ_y et τ et ils ont obtenu la forme analytique de la contrainte σ_x en analysant la section non-fissurée en flexion. Une fois que toutes les composantes de la matrice des contraintes sont définies à l'extrémité de la plaque, la contrainte principale est déterminée par :

$$\sigma_1 = (\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}) + \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau^2} \tag{1.28}$$

D'après leur modèle le peeling-off est susceptible de se produire lorsque la contrainte principale σ_1 atteint la résistance du béton en traction proposée par :

$$f'_t = 0,295(f'_c)^{\frac{2}{3}} \tag{1.29}$$

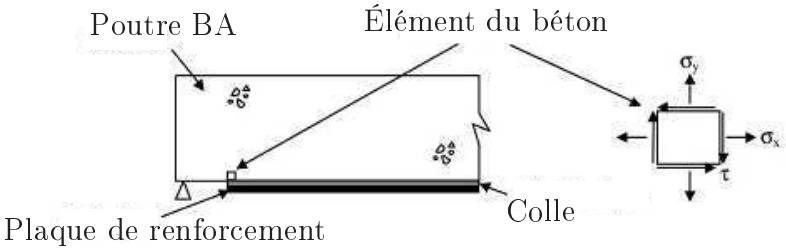

FIGURE 1.7 – L'état de contrainte d'un élément à l'extrémité du renfort

Tumialan *et al.* (1999) ont proposé un modèle similaire à celui de Saadatmanesh dans lequel les valeurs de contraintes analytiques sont basées sur la formulation de Roberts (1989). De plus la valeur critique pour σ_1 est définie comme suit :

$$f_r = 0,689\sqrt{f'_c} \quad (MPa) \tag{1.30}$$

1.4.2.4 Couplage du modèle basé sur la résistance en cisaillement avec celui basé sur la contrainte interfaciale

Il existe dans la littérature des modèles reliant l'approche de la capacité en cisaillement à des contraintes interfaciales de sorte que ces modèles satisfassent la relation $V_{db,end} \leq V_{db}$. Ziraba *et al.* (1994) ont proposé deux modèles pour prédire le délaminage et le peeling-off. Dans leur premier modèle, le critère de rupture Mohr-Coulomb (équation 1.31) a été utilisé pour déterminer la rupture dans l'élément interfacial.

$$\tau + \sigma_y tan\phi \leq C \tag{1.31}$$

où σ_y et τ sont respectivement la contrainte normale et de cisaillement à l'extrémité de la plaque, C le coefficient de cohésion et ϕ l'angle de frottement intérieur. Les contraintes normale et de cisaillement sont définies par :

$$\tau = \alpha_1 f'_t (\frac{C_{R1} V_{db}}{f'_c})^{\frac{5}{4}} \tag{1.32}$$

$$\sigma_y = \alpha_2 C_{R2} \tau \tag{1.33}$$

C_{R1} et C_{R2} sont des paramètres obtenus par la formulation analytique de Roberts (1989), α_1 et α_2 des valeurs empiriques calibrées à partir d'études numériques de poutres BA renforcées par des plats en acier. L'insertion des équations 1.32 et 1.33 dans l'équation 1.31 nous donne :

$$V_{db} = \frac{f'_c}{C_{R1}} (\frac{C}{\alpha_1 f'_t (1 + \alpha_2 C_{R2} tan\phi)})^{\frac{4}{5}} \tag{1.34}$$

où V_{db} donne l'expression de l'effort tranchant dans la poutre BA à l'extrémité de la plaque engendrant la rupture. Il est important de savoir que cette équation est valable lorsque $\frac{a}{h} < 3$, où a est la distance entre l'extrémité de la plaque et l'appui et h est l'épaisseur du béton.

Le deuxième modèle de Ziraba *et al.* (1994) s'intéresse à la rupture par peeling-off. Pour cela ils ont modifié la proposition du code ACI pour la prédiction de la résistance des poutres BA en cisaillement en ajoutant un facteur d'efficacité k des armatures d'effort tranchant comme suit :

$$V_{db} = (V_c + kV_{sv}) \tag{1.35}$$

où V_c et V_{sv} sont les contributions du béton et de l'armature transversale à la résistance en cisaillement de la poutre BA déterminées à l'aide des expressions suivantes :

$$V_c = \frac{1}{6}(\sqrt{f'_c} + 100\rho_s) b_c d \tag{1.36}$$

$$V_{sv} = \frac{A_{sv} f_{yv} d}{s} \tag{1.37}$$

où $\rho_s = \frac{A_s}{b_c d}$ est le rapport surface d'acier en traction/surface effective du béton, b_c la largeur de la poutre, d la hauteur effective de la section, A_{sv} la surface d'acier transversal, f_{yv} la résistance d'acier transversal et s l'espacement entre les armatures d'effort tranchant. Dans l'équation 1.35, k est un paramètre empirique permettant d'ajuster la contribution des armatures transversales qui dépend de la contrainte normale de l'élément interfacial à l'extrémité de la plaque. Ziraba *et al.* (1994) ont proposé l'expression 1.38 pour déterminer ce facteur en analysant les résultats expérimentaux de poutres rompues par peeling-off.

$$k = 2,4e^n \ , \ n = -0,08 C_{R1} C_{R2} * 10^6 \tag{1.38}$$

Varastehpour et Hamelin (1997) ont proposé un modèle similaire au premier modèle de Ziraba en utilisant le critère de rupture Mohr-Coulomb en modifiant l'expression des contraintes. Ils ont utilisé l'expression de τ proposée par Jones *et al.* (1988) et l'expression de σ_y proposée par Roberts (1989).

1.4.2.5 Autres modèles

Nardini *et al.* (2008) ont établi un modèle pour prévenir de la rupture par peeling-off. Ce modèle propose le concept de longueur effective de collage de la plaque de renforcement pour déterminer la résistance au peeling-off de la poutre BA renforcée. D'après eux, la contrainte de traction est transférée de la plaque de renforcement au béton par cisaillement sur une longueur définie de la plaque et génère une distribution des contraintes de cisaillement au niveau des armatures (Figure 1.8). La rupture se produit lorsque le cisaillement atteint sa valeur maximale admissible à l'endroit le plus faible (soit l'interface FRP-béton, soit l'interface béton-acier). Dans ce modèle, le plan de rupture est supposé horizontal et toutes les contraintes de cisaillement sont déterminées sur ce plan. Pour le peeling-off le plan de rupture est défini au niveau des armatures. Les contraintes de cisaillement entre le béton et l'acier sont calculées en ne prenant en compte qu'une surface simplifiée (surface A sur la Figure 1.9) qui est la projection de la surface des armatures sur le plan horizontal de rupture. Les contraintes de cisaillement dans le béton et entre le béton et l'acier sont définies comme suit :

$$\tau_{c-c} = 0,16\sqrt{f'_c} \tag{1.39}$$

$$\tau_{s-c} = 3\tau_{c-c} \tag{1.40}$$

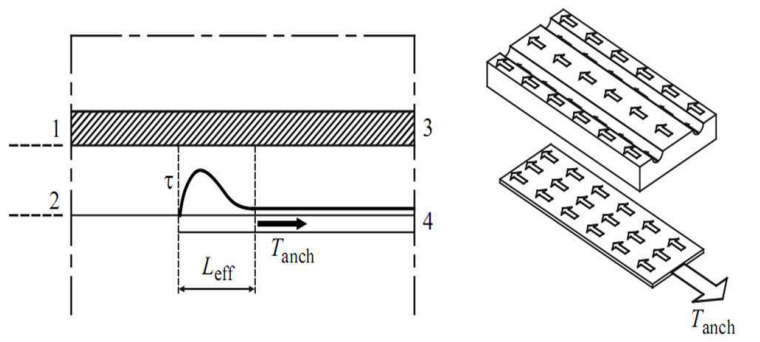

FIGURE 1.8 – Distribution du cisaillement, 1-interface béton-acier 2-interface FRP-béton 3-acier 4-FRP

Comme nous l'avons déjà mentionné, la contrainte de traction dans le plat en FRP est transférée au béton par cisaillement sur une longueur définie (L) de la plaque qui vérifie des équations suivantes :

$$L = L_{anch} \quad si \quad L_{anch} \leq L_{eff} \tag{1.41}$$

$$L = L_{eff} \quad si \quad L_{anch} > L_{eff} \tag{1.42}$$

où L_{anch} est déterminée expérimentalement, la longueur effective du joint (L_{eff}) étant donnée par Chen et Teng (2001) :

$$L_{eff} = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f'_c}}} \tag{1.43}$$

La force maximale mobilisée dans la plaque dépend donc de la distribution des contraintes de cisaillement :

$$T_{peeling-off} = L[\tau_{c-c}(b_c - \sum_i \Phi_i) + \tau_{s-c} \sum_i \Phi_i] \tag{1.44}$$

avec b_c la largeur de la poutre, Φ le diamètre des armatures longitudinales et i le nombre des armatures. Nous obtenons donc :

$$T_{peeling-off} = L[0,16\sqrt{f'_c}(b_c + 2\sum_i \Phi_i)] \tag{1.45}$$

Nous constatons l'influence des armatures dans la capacité portante des poutres BA renforcées dans ce modèle.

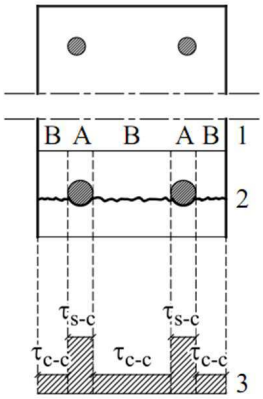

FIGURE 1.9 – Distribution du cisaillement 1-surface de projection 2-surface de rupture 3-contrainte de cisaillement

Colotti *et al.* (2004) ont proposé un modèle basé sur l'analogie du treillis afin d'analyser le comportement à la rupture des poutres BA renforcées. Ce modèle qui est basé sur la méthode des bielles et tirants ou Ritter-Mörsch (strut-and-tie models) présente certains avantages : il peut prédire tous les modes de rupture ainsi que les charges de rupture, prend en compte le comportement élasto-plastique des matériaux et enfin, ce modèle est valable pour les renforcements en acier et en matériaux composites. Dans la méthode des bielles et tirants, une poutre BA est modélisée comme un treillis plan avec une membrure supérieure et inférieure (béton en compression et armature en traction) et des diagonales (armatures longitudinales) comme montré sur la Figure 1.10. Les hypothèses de ce modèle sont :

- La hauteur de poutre h est égale à la hauteur effective d,
- Tous les matériaux ont un comportement plastique parfait. De plus, afin d'intégrer la ductilité limitée du béton, la résistance cylindrique du béton est corrigée par un paramètre d'efficacité ν : $f_c = \nu f'_c$,
- L'effet des armatures transversales est représenté par une force répartie sur la longueur p_s : $p_s = \dfrac{A_{sv} f_{sv}}{s}$ où A_{sv} et f_{sv} sont la surface et la contrainte longitudinale des armatures transversales,
- L'adhérence entre le béton et la plaque de renforcement est parfaite.

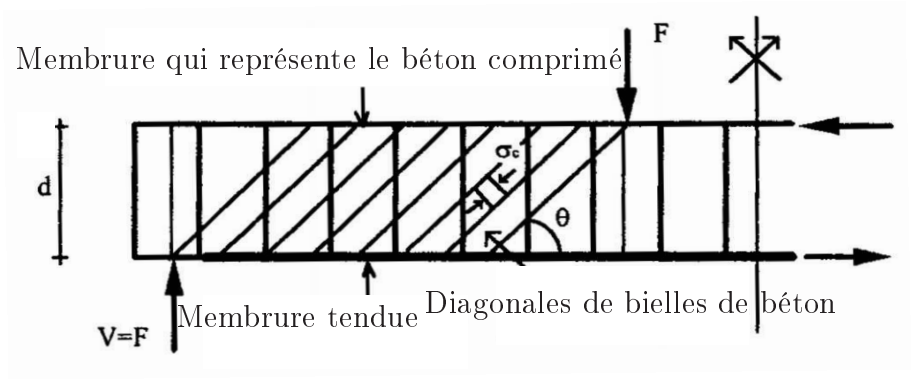

FIGURE 1.10 – Méthode des bielles et tirants pour des poutre BA renforcées

La Figure 1.11 montre une poutre BA renforcée sous flexion quatre points. Nous avons donc :

$$\sigma_x = -\sigma_c \cos^2 \theta \tag{1.46}$$

$$\sigma_y = -\sigma_c \sin^2 \theta + \frac{p_s}{b_c} \tag{1.47}$$

$$\tau_{xy} = \sigma_c \sin\theta \cos\theta \tag{1.48}$$

L'effort de cisaillement entre le béton et le renfort U est défini par :

$$U = \frac{dT}{dx} = \tau_{xy} b_c \tag{1.49}$$

En combinant les équations précédentes nous obtenons :

$$p_s = U \tan\theta \tag{1.50}$$

$$\sigma_c = \frac{U}{b_c} \frac{\cot^2\theta + 1}{\cot\theta} \tag{1.51}$$

Les conditions de plasticité exigent que :

$$T \leq T_y = A_s f_y + A_p f_{pu} \tag{1.52}$$

$$p_s \leq p_y = \frac{A_{sv} f_{yv}}{s} \tag{1.53}$$

$$-f_c \leq \sigma_c \leq 0 \tag{1.54}$$

où A_s, A_p sont respectivement la surface des armatures de traction et le renfort ; f_y, f_{yv} et f_{pu} montrent respectivement la limite élastique des armatures longitudinales, transversales et le renfort.

En écrivant l'équilibre sur le diagramme du corps libre montré sur la Figure 1.11, nous avons :

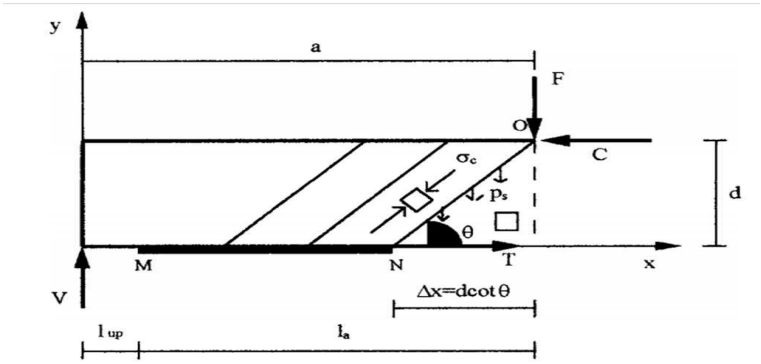

FIGURE 1.11 – Diagramme du corps libre avec la méthode des bielles et tirants

$$C' - T = 0 \tag{1.55}$$

$$V = \int_{x_n}^{x_0} p_s dx \tag{1.56}$$

$$M = Va - \int_{x_n}^{x_0} (x_0 - x) p_s dx - Td = 0 \tag{1.57}$$

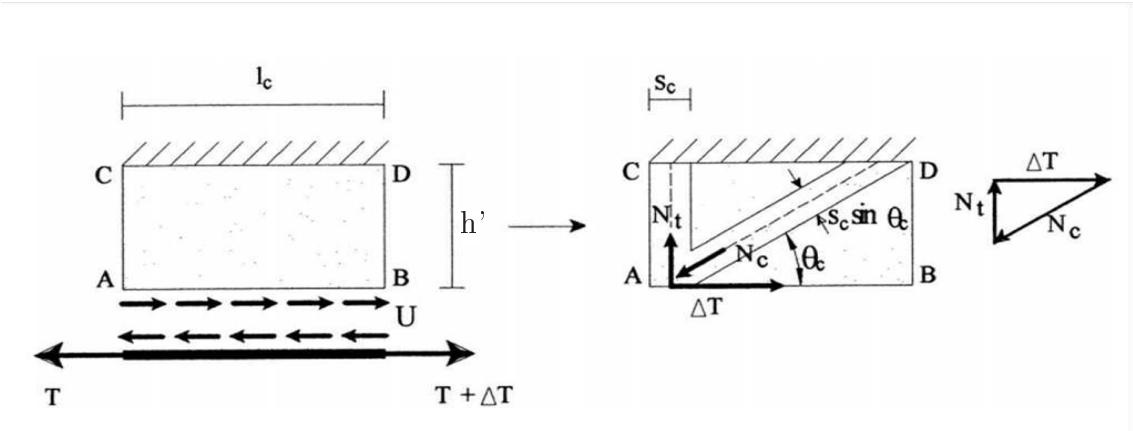

FIGURE 1.12 – Méthode des bielles et tirants pour une partie du béton d'enrobage entre deux fissures

En se basant sur cette méthode, Colotti et al. ont proposé différentes formules pour différents modes de rupture. Nous allons juste présenter la partie concernant le peeling-off. D'après eux, il faut limiter l'effort d'arrachement entre le béton et le renfort pour éviter le peeling-off. Pour calculer cet effort, ils ont étudié une portion de béton d'enrobage délimitée par deux fissures adjacentes comme illustré sur la Figure 1.12. L'équilibre de cette partie nous donne :

$$N_t = \triangle T \tan \theta_c \tag{1.58}$$

Les paramètres sont montrés sur la Figure 1.12. Dans l'état limite ultime il faut que :

$$\triangle T = U_y l_c \quad \& \quad N_t = f'_t s_c b_c \tag{1.59}$$

Par conséquent :

$$U_y = \frac{f'_t s_c b_c}{h'} \tag{1.60}$$

où f'_t est la résistance du béton en traction ; h' est la hauteur du béton d'enrobage ; s_c et l_c sont respectivement la largeur du tirant et la distance entre deux fissures dont l'existence est supposée.

Gao *et al.* (2005, 2007) ont proposé un modèle qui ressemble à la fois au modèle de dents et au modèle basé sur la contrainte interfaciale. L'implantation de leur modèle se réalise en deux étapes. Premièrement, on détermine les contraintes de traction à l'extrémité du renfort à partir d'une analyse classique de la section de poutre BA en flexion. Ensuite, on calcule les contraintes de cisaillement (τ^I) entre le béton et l'armature longitudinale à la section de l'extrémité de la plaque en supposant un contact parfait entre le renfort et le béton. Deuxièmement, on impose une force opposée au renfort puisque l'on sait que la contrainte longitudinale à l'extrémité du renfort est en réalité nulle. Pour faire l'analyse ils prenent en compte une zone de béton entre deux fissures à l'extrémité de la plaque et ils obtiennent ainsi l'état de contrainte (σ^{II} et τ^{II}) du point critique (comme montré sur la Figure 1.13) à partir des calculs numériques et des analyses statistiques des résultats expérimentaux. La solution complète de ce système s'obtient en superposant les résultats des deux phases présentées : $\sigma = \sigma^{II}$ et $\tau = \tau^I + \tau^{II}$. Le critère de rupture dans ce modèle porte sur la contrainte principale en traction du béton près du point critique ($\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma}{2})^2 + \tau^2}$). Lorsque cette contrainte principale atteint la résistance du béton en traction ($f'_t = 0,53\sqrt{f'_c}$ selon ACI 318-95) il y a rupture par peeling-off.

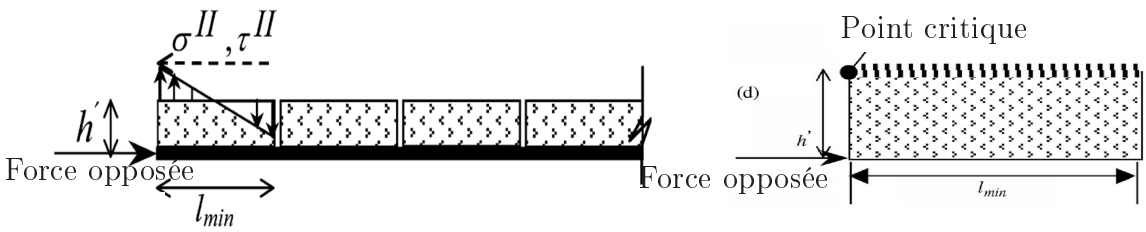

FIGURE 1.13 – Modèle de Gao et al., deuxième phase de calcul en appliquant une force opposée au renfort

1.4.2.6 Evaluation des modèles présentés

Smith et Teng (2002a) ont traité les résultats d'essais expérimentaux à l'aide des quatre premiers modèles présentés ci-dessus. Ils ont réalisé cette comparaison pour des poutres non fissurées et renforcées mais il est important de vérifier l'effet de la fissuration. Selon cette étude les modèles de dents sont seulement appropriés pour la rupture par peeling-off, tandis que les modèles basés sur la capacité en cisaillement et quelques modèles basés sur

la contrainte interfaciale sont adéquats pour la rupture par peeling-off ou par délaminage. Il est important de savoir que les modèles proposés par Jansze, Ahmed, Saadatmanesh et Tumialan ne peuvent pas être utilisés pour les plaques se terminant au niveau de l'appui. Ils ont montré par analyse statistique et comparaison graphique que les modèles proposés par Oehlers, Ziraba et al., Jansze, Raoof et Zhang, et Raoof et Hassanen sont les plus prédictifs. De plus, ils ont conclu que les modèles basés sur la capacité en cisaillement sont les plus robustes.

D'après la synthèse effectuée par Teng et Yao (2007) sur quelques modèles existants :

- le modèle de Smith et al. est un modèle simple et fiable par rapport aux modèles antérieurs.
- le modèle de Gao et al.
  - est relativement complexe à utiliser et tous les paramètres ne sont pas bien définis.
  - prédit que les contraintes interfaciales entre le béton et l'armature longitudinale sont inversement proportionnelles à l'épaisseur du béton d'enrobage ; ce qui est contraire aux résultats expérimentaux.
- le modèle d'Oehlers
  - sous-estime la charge de rupture dans la plupart des cas.
  - prédit un mode de rupture qui n'est pas conforme aux résultats d'essais.
  - la contribution du renfort à la résistance en cisaillement est très faible (11,9% dans la plupart des cas).
- le modèle de Colotti et al. possède un certain nombre de défauts :
  - Il faut supposer la valeur de plusieurs paramètres comme ν_c, l_c et s_c.
  - la charge de rupture s'obtient en supposant que les armatures transversales se plastifient qui n'est pas en accord avec les observations expérimentales.
  - ce modèle n'est pas valable pour les poutres n'ayant pas de renforcement en cisaillement.
  - le mode de rupture prévu par leur modèle ne correspond pas au mode de rupture observé lors des essais.
  - ce modèle surestime la capacité portante de la poutre BA renforcée.

Saxena *et al.* (2008) ont étudié certains modèles de la littérature et ont constitué une base de données des résultats d'essais de la littérature. Ils ont conclu qu'il n'existait pas de modèles efficaces pour prédire la rupture prématurée et recommandent la réalisation de nouveaux essais expérimentaux.

1.4.3 Méthodes numériques

Il est impossible d'arrêter une technique définitive pour l'analyse des structures en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans la construction. Pour de nombreux matériaux de construction comme l'acier et l'aluminium qui ont des propriétés bien définies, l'analyse par la méthode des éléments finis fonctionne très bien, mais, lorsque le comportement du matériau constituant les structures est plus complexe comme c'est le cas pour le béton dans lequel la fissuration discrète se produit, l'analyse est plus difficile. Dans les analyses numériques de ruptures prématurées de poutres en béton, l'un des paramètres les plus importants est donc la modélisation du comportement du béton qui est discuté en détail dans les chapitres suivants.

Yang *et al.* (2003) ont modélisé le peeling-off grâce à la méthode de fissuration discrète et à la mécanique de la rupture élastique linéaire. Il est important de rappeler que cette théorie est applicable aux grandes structures en béton comme les barrages où l'on peut négliger l'adoucissement dans le comportement en traction (tension-stiffening behavior). Cependant, ils ont utilisé ce modèle et ils ont noté que bien que les résultats ne soient pas très précis ceux-ci reflètent le comportement global de la poutre. Ils ont développé un code de calcul éléments finis basé sur le programme AUTOFRAP (Université de New Mexico). Dans leur modèle 2D tous les matériaux (béton, matériaux composites, armatures, colle) ont un comportement élastique linéaire. Une fissure s'initie lorsque la contrainte principale d'un noeud à l'intérieur d'un matériau ou à l'interface de deux matériaux atteint la résistance en traction de ce matériau ou de l'interface. Cette fissure se propage si le taux de restitution d'énergie en mode mixte atteint sa valeur maximale. Dans chaque étape de calcul, le maillage doit être reproduit car l'allure des fissures n'est pas définie à priori. Les résultats montrent que lorsqu'on renforce les poutres : les fissures sont plus proches les unes des autres, elles deviennent plus uniformément réparties et le renfort limite la propagation des fissures vers la fibre neutre de la poutre. Selon cette étude, la longueur de la plaque de renforcement a un effet direct sur le mode de rupture ; autrement dit, si tous les paramètres restent inchangés, une poutre renforcée avec une plaque plus courte est plus susceptible de casser par peeling-off.

L'un des paramètres qui semble être important dans la rupture prématurée est la longueur d'une partie du renfort qui est collée aux poutres. Sans longueur d'ancrage suffisante, la pleine capacité du matériau de renforcement ne peut être mise à contribution conduisant à une rupture prématurée (Lundqvist *et al.*, 2005). D'ailleurs, une longueur d'ancrage plus élevée que nécessaire peut augmenter la sécurité des ouvrages mais n'augmente pas la capacité portante. Lundqvist et al. ont étudié numériquement et expérimentalement cette longueur minimale nécessaire pour éviter ce type de rupture. Ils ont utilisé le code de calcul commercial Abaqus pour faire la modélisation 3D non-linéaire de leurs essais. Dans ce modèle, l'adhésion parfaite entre le renfort et le béton a été prise en compte. Le béton a été modélisé par un comportement plastique endommageable. La propagation de fissure est garantie par la mécanique de l'endommagement ; en d'autre termes, par la dégradation de la raideur. Cela veut dire que le module d'élasticité du béton décroît lorsque les fissures se forment. D'après cette étude, l'avantage de ce comportement est la convergence du calcul par rapport à la méthode de fissuration distribuée où il y a toujours des problèmes numériques. La charge de rupture a été définie comme le niveau de charge pour lequel la simulation ne converge pas. Ils ont conclu que la définition d'une longueur d'ancrage critique est difficile à estimer et d'autres investigations sont nécessaires.

Aram *et al.* (2008) ont réalisé une étude exhaustive dans le cas de poutres BA renforcées en flexion. Ils ont examiné les codes existants et les directives internationales (ACI, fib, ISIS, JSCE, SIA, TR55, etc.) et ils ont comparé les résultats avec les solutions analytiques et numériques en particulier pour la rupture par délaminage. Selon cette étude, le peeling-off se produit à cause d'une combinaison particulière des contraintes normale et de cisaillement à l'extrémité de la poutre. Pour prédire le peeling-off ils ont utilisé le code de calcul EF ATENA pour déterminer les contraintes à l'extrémité du renfort. Le béton a été modélisé avec la méthode de fissuration distribuée grâce au module SBeta de ce logiciel qui comprend une vingtaine de paramètres matériau. L'acier de renforcement a été modélisé par des éléments 1D et le renfort et la colle par des éléments 2D. Connaissant

l'état de contrainte à l'extrémité du renfort grâce au modèle numérique et à un critère de rupture basé sur la contrainte interfaciale, ils ont défini la charge de rupture de type peeling-off. Enfin, ils ont suggéré qu'un critère de rupture approprié doit être introduit dans les codes et les directives internationales en vue d'inclure la rupture par peeling-off.

Pesic et Pilakoutas (2005) ont considéré quelques essais de la littérature afin d'évaluer quelques modèles analytiques. Ils ont constaté que la prédiction de la rupture prématurée est très compliquée et qu'il est plus aisé de faire une analyse numérique. Pour cela, ils ont utilisé le logiciel de calcul Abaqus en faisant deux simulations 2D : la première consiste en une analyse élastique linéaire et la deuxième en une analyse non-linéaire intégrant le modèle de la fissuration distribuée et de la fissuration discrète en même temps. Ils ont montré que les modèles élastiques linéaires (analytiques ou numériques) ne sont pas appropriés pour les ruptures prématurées. Le deuxième modèle a montré qu'après la formation d'une fissure à l'extrémité du renfort, la structure devient instable avec rupture par peeling-off lorsque l'on applique un petit pas de chargement.

Comme nous l'avons déjà mentionné il y a plusieurs facteurs affectant le mécanisme de ruine d'une poutre BA renforcée. Thomsen *et al.* (2004) ont étudié l'effet de différents paramètres comme le ratio longueur/largeur du renfort, la raideur du renfort et le type de chargement sur le mode de rupture des poutres BA renforcées. Pour cela, ils ont utilisé un code de calcul EF appelé FEAP et ils ont introduit un élément avec 2 noeuds avec une formulation de poutre Euler-Bernoulli. Le comportement d'élément du béton est basé sur la méthode de fissuration distribuée. Ils ont aussi pris en compte le comportement d'interface entre le béton et le renfort à l'aide d'une courbe de cisaillement-glissement élastique linéaire jusqu'à la rupture. D'après cette étude, la rupture se produit lorsque le cisaillement d'interface béton-renfort dans un noeud arbitraire atteint sa valeur critique, les auteurs considérant les ruptures par peeling-off et par délaminage à l'extrémité comme un seul mode de rupture. Pour des poutres avec un chargement concentré, il y a une certaine longueur de la plaque qui marque la limite entre le délaminage et le peeling-off/délaminage s'amorçant respectivement au milieu et à l'extrémité de la plaque. Ceci est dû à l'intensité de cisaillement à l'interface à l'extrémité du renfort ou sous la force concentrée. Pour des plaques courtes, cette contrainte est critique à l'extrémité du renfort alors qu'elle est critique sous la force concentrée pour des plaques longues. La largeur du renfort affecte aussi le mode de rupture. A surface égale, les renforts plus larges présentent un cisaillement à l'interface plus faible et permettent d'augmenter la force de rupture. De plus dans ce cas, le mécanisme de ruine est la rupture du renfort. Si le renfort est moins raide, le cisaillement à l'interface décroît. Cependant, dans le cas où la plaque est suffisamment longue pour qu'il n'y ait pas de peeling-off, le renfort plus raide augmente la charge de rupture. Ils ont aussi remarqué que les poutres BA renforcées soumises à une charge distribuée ont un meilleur rendement que les poutres BA soumises à une flexion trois ou quatre points car ce type de chargement ne crée pas de discontinuité de contrainte dans la plaque. Les poutres renforcées par des plaques courtes sous chargement distribué se rompent de la même manière que les poutres soumises à une charge concentrée à cause de discontinuités géométriques à l'extrémité de la plaque alors que le renfort rompt dans les poutres renforcées par des plaques longues.

1.5 Règles et recommandations des normes

1.5.1 AFGC

L'Association Française de Génie Civil (AFGC) a publié des recommandations pour la réparation et le renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites (Hamelin et Ferrier, 2003). Dans ce document, le peeling-off est appelé "Rupture dans la couche de béton d'enrobage en zone tendue". Selon ce document le mécanisme de rupture revient à un mécanisme de formation de dents dans le béton d'enrobage. L'évolution de la fissuration dans cette zone peut être décrite comme suit :

- Tout d'abord les fissures de flexion commencent à apparaître dans le béton d'enrobage.
- Ensuite les nouvelles fissures se développent et se propagent au dessous de l'axe neutre.
- Enfin, une dent qui travaille comme une poutre cantilever se forme et lorsque la contrainte de traction au niveau des armatures atteint la résistance du béton en traction, des fissures se propagent au dessous des aciers et le décollement de cette partie survient rapidement.

Pour écrire le critère de rupture il est important de connaître l'espacement entre deux fissures. Cette distance est prise égale à s distance entre deux étriers. Le critère de rupture s'écrit donc en remplaçant l par s dans l'équation 1.5. La contrainte admissible à l'interface devient alors :

$$\tau = \frac{f'_t s b_c}{6h' b_p} < \tau_d \tag{1.61}$$

τ_d est la contrainte ultime de cisaillement de l'interface composite-béton qui est définie comme suit :

$$\tau_d = min(\alpha_{ad} * \frac{\tau_e}{\gamma_{ad}}; \frac{f_{tj}}{\gamma_{td}}) \tag{1.62}$$

où f_{tj} est la résistance caractéristique du béton en traction déterminée par pastillage (essai de traction directe), τ_e la contrainte de cisaillement moyenne. Dans l'approche ELU les coefficients présentés ci-dessus sont déterminés par :

$$\gamma_{td} = 1 \tag{1.63}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{ad} &= 0,8 \quad si \quad T_G > 50°C \\ \alpha_{ad} &= 0,4 \quad si \quad T_G \leq 50°C \end{aligned} \tag{1.64}$$

où T_G est la température de transition vitreuse.

$$\begin{aligned} \gamma_{ad} &= 1,4 \qquad \text{pour les pultrudés} \\ \gamma_{ad} &= 1,25 \quad \text{pour les stratifiés in situ} \end{aligned} \tag{1.65}$$

τ_e est une propriété mécanique de l'interface composite-béton et à cause de l'absence de normes sur ce sujet, l'AFGC recommande une procédure expérimentale pour le définir. Cet essai correspond à un essai de traction-cisaillement à double recouvrement (deux blocs de béton parallèles légèrement décalés assemblés sur deux faces symétriques par les

renforts). La Figure 1.14 montre la configuration de cet essai. τ_e est déterminé à l'aide de l'expression suivante :

$$\tau_e = \frac{N}{2S_{collage}} \tag{1.66}$$

avec N l'effort de traction total ($\frac{N}{2}$ dans cette formule indique l'effort repris par un plat composite), $S_{collage}$ la surface de collage. Lorsque l'on trace la contrainte de cisaillement τ en fonction de γ_{ad}, τ_e correspond à la valeur de la contrainte moyenne juste avant que la rupture du plan de collage ne se produise, rupture qui se traduit sur la courbe par une variation importante de la pente initiale. Nous pouvons donc conclure qu'il n'y a pas de recommandation directe (sans faire d'essais) pour la rupture peeling-off.

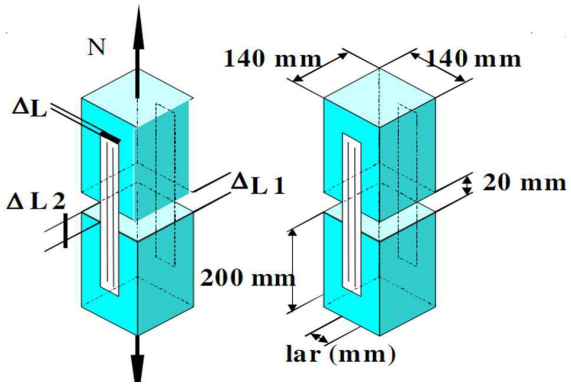

FIGURE 1.14 – Essai de traction-cisaillement à double recouvrement

1.5.2 ACI

L'institut américain du béton (ACI) (ACI American Concrete Institute, 2002) propose une limite en déformation de la plaque en matériaux composites afin d'éviter le peeling-off. Selon ce document, le peeling-off se produit si le substrat ne supporte pas la force mobilisée dans le renfort. Le coefficient k_m (dans le Système International d'unités SI) donné par l'Equation 1.67 est un facteur plus petit que $0,90$ qui doit être multiplié par la déformation à la rupture du renfort pour trouver la déformation limite de la plaque.

$$\begin{aligned} \frac{1}{60\varepsilon_{pu}}(1 - \frac{nE_pt_p}{360000}) \leq 0,9 \quad & pour \quad nE_pt_p \leq 180000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{pu}}(\frac{90000}{nE_pt_p}) \leq 0,9 \quad & pour \quad nE_pt_p > 180000 \end{aligned} \tag{1.67}$$

où n est le nombre de couches du renfort à l'endroit où les calculs sont faits, ε_{pu} est la déformation limite du renfort. Cette équation montre que la limitation de déformation du renfort devient plus forte lorsque la raideur du renfort augmente car la probabilité de rupture par peeling-off croît dans ce cas. La largeur du renfort n'est pas prise en compte pour le calcul de la raideur du renfort car elle est proportionnelle à la surface de contact. Les auteurs concluent sur le fait que cette équation doit être améliorée et qu'il faut encore approfondir ce sujet. Il est d'autre part mentionné que des contraintes normales mobilisées

à l'extrémité de la plaque peuvent être la cause de la rupture par peeling-off. Afin de prévenir de ce type de rupture, pour les poutres en appui simple, les couches de la plaque doivent s'étendre à une distance égale à 300 mm au delà d'une section spéciale de la travée. Lorsqu'on trace le diagramme des moments sous un chargement donné (charge multipliée par le coefficient de pondération), cette section correspond au moment engendrant la fissuration. De plus, si l'effort tranchant à l'extrémité de la plaque est supérieur à deux tiers de la résistance du béton au cisaillement, il faut utiliser un renforcement avec une configuration en U. Pour les poutres continues, la première couche peut être coupée à 150 mm au delà de la section du moment nul et ensuite chaque couche doit dépasser de 150 mm par rapport à la précédente.

1.5.3 ISIS CANADA

Le réseau canadien de Centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (ISIS CANADA, 2001) suggère de multiplier la résistance des PRF dans les calculs par $0,75$ pour éviter la rupture prématurée. De plus, si la longueur de la plaque est suffisante pour mobiliser toute la capacité de la plaque il n'y aura pas de rupture prématurée (Equation 1.68). Cependant, si cette rupture est toujours critique il faut restreindre les contraintes et les déformations de la plaque.

$$l_d \tau_d = f_{pu} \frac{b_p t_p}{b_c} \tag{1.68}$$

Supposant $\tau_d = k\sqrt{f'_c}$ la longueur nécessaire collée du renfort (l_d) s'obtient comme suit :

$$l_d = \frac{b_p}{b_c} \frac{E_p t_p \varepsilon_{pu}}{k\sqrt{f'_c}} \tag{1.69}$$

Des essais de cisaillement direct proposent $k = 0,184$.

1.5.4 CNR-DT

Le Conseil national de la recherche italien (CNR Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2004) a établi un document approfondi pour la rupture par délaminage alors qu'il n'y a pas de recommandations concernant le peeling-off et il est juste noté que le délaminage qui se produit dans le béton près de l'interface béton/composites provoque le décollement de petites couches de béton qui restent collées à la plaque de renforcement jusqu'à mobiliser tout le béton d'enrobage.

1.5.5 CEB-FIP (fib)

La fédération internationale du béton fib (CEB-FIP, 2001), née de la fusion du CEB (Comité Euro-International du Béton) et de la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte), a recommandé un modèle basé sur la résistance en cisaillement pour éviter le peeling-off. Les équation 1.12 et 1.13 sont la base de ce modèle dans lesquelles τ_c (contrainte limite en cisaillement du béton) se définit comme suit :

$$\tau_c = 0,15\sqrt[3]{3\frac{d}{a_L}}(1+\sqrt{\frac{200}{d}})\sqrt[3]{100\rho_s f'_c} \tag{1.70}$$

où a_L est déterminé par :

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1-\sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} d a^3} \tag{1.71}$$

avec a la distance entre l'extrémité de la plaque et l'appui, ρ_s le rapport de surface d'acier en traction sur la surface effective du béton, d la hauteur effective de la poutre. Ces équations sont valables pour :

$$\beta L_c > a + d \quad et \quad a_L < \beta L_c \tag{1.72}$$

où βL_c est la distance entre l'appui et le point d'application de la charge (autrement dit la travée en cisaillement).

1.6 Nouvelles méthodes de renforcement par collage

Si-Larbi *et al.* (2012) ont proposé un nouveau système de renforcement par collage d'éléments de renforcement. Dans la plupart des travaux de renforcement par collage, le matériau renfort est le PRF ou l'acier mais dans ce nouveau système le renfort est constitué d'une matrice céramique armée par des armatures composites en polymère renforcé de fibres de carbone ou de verre, en mettant en oeuvre une précontrainte interne. Ce système est illustré sur la Figure 1.15. La matrice a une résistance élevée en compression et en ajoutant les fibres métalliques le comportement en traction devient plus ductile. Les avantages de cette méthode sont : l'augmentation de la performance des poutres renforcées à l'état limite de service et ultime, le contrôle de la propagation des fissures grâce au système précontraint, l'amélioration de la rigidité en flexion grâce à une inertie du plat de renforcement augmentée, la facilité de mise en oeuvre et l'adaptation de la géométrie des extrémité du renfort afin de limiter la concentration de contrainte. L'inconvénient est le poids considérable ajouté aux poutres et la rupture prématurée par délaminage ou peeling-off. Par rapport aux autres systèmes de renforcement comme le collage de PRF ou la méthode NSM, les résultats sont encourageants mais ce système doit être amélioré.

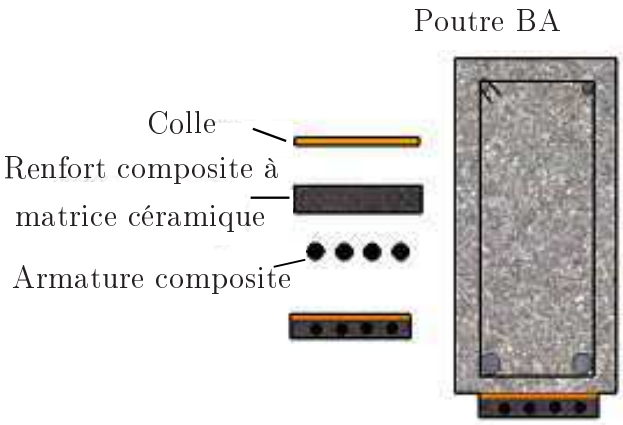

FIGURE 1.15 – Nouveau système de renforcement proposé par Si-Larbi *et al.* (2012)

Zhang *et al.* (2012) ont étudié la rupture par peeling-off d'un système similaire à celui présenté ci-dessus. En effet, les poutres BA ont été renforcées par une grille constituée d'armatures longitudinales et transversales en acier collées par une pâte cimentaire. Ils ont obtenu lors de leurs essais principalement des modes de rupture de type peeling-off. Enfin, ils ont modélisé cette rupture par un modèle de dents.

1.7 Méthodes proposées pour éviter la rupture par peeling-off

L'une des méthodes proposées pour éviter la rupture par peeling-off est d'ancrer l'extrémité de la plaque au béton à l'aide de boulons, ces boulons exerçant une pression sur la plaque. Cette méthode change dans le cas du renfort en acier le mécanisme de rupture fragile par peeling-off en une rupture plus ductile entre le béton et la colle (Jansze *et al.*, 1996). En effet, lorsque la séparation de la plaque commence à se produire, le boulon s'y oppose et cela augmente donc la ductilité ainsi que la charge supportée. Un modèle d'ancrage est montré sur la figure 1.16.

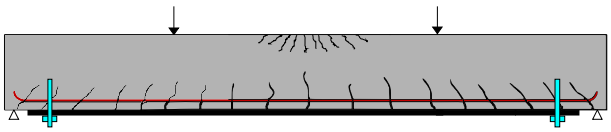

FIGURE 1.16 – L'ancrage de plaque au béton

Selon Sharif *et al.* (1994) les boulons éliminent le délaminage dans le cas du renforcement par plaque en matériaux composites mais ils provoquent un autre mode de rupture dû à une fissure diagonale d'effort tranchant comme il est montré sur la figure 1.17.

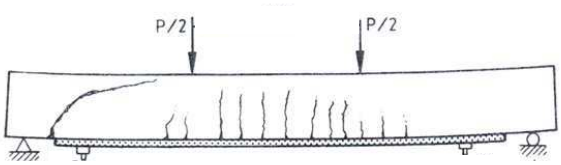

FIGURE 1.17 – Mode de rupture pour la poutre renforcée et ancrée par boulons

Pour éliminer la rupture par effort tranchant et le délaminage, ils ont proposé deux types de renforcement en plus du renforcement en flexion et du boulonnage comme montré sur les Figures 1.18 et 1.19.

Comme nous l'avons déjà mentionné, l'une des méthodes utilisées pour la prévention de la rupture par peeling-off est l'ancrage du renfort à la poutre par boulonnage. Cependant, les résultats ne sont pas très satisfaisants. D'autre part, des recherches ont montré que l'emballage des poutres par des matériaux composites en forme de U près de l'extrémité de la plaque peut éviter la rupture par peeling-off. Pimanmas et Pornpongsaroj (2004)

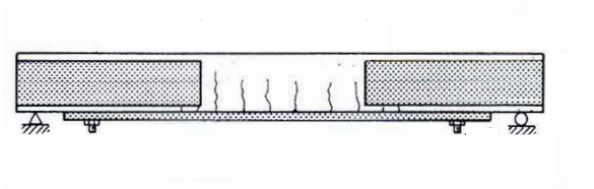

FIGURE 1.18 – Renforcement complémentaire par des plaques collées sur les côtés de la poutre sur toute la zone d'existence d'effort tranchant

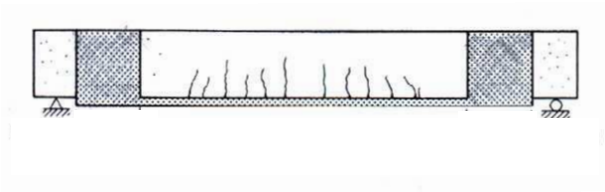

FIGURE 1.19 – Renforcement complémentaire par des plaques collées sur les côtés de la poutre à l'extrémité du renfort

ont étudié l'effet d'emballage en U, X et L montré sur la Figure 1.20 pour le cas du renforcement par matériaux composites. L'emballage en forme de U est supposé fournir une barrière verticale alors que les emballages en forme de L et X peuvent fournir les barrières verticales et horizontales comme illustré sur la Figure 1.21. Par conséquent, l'emballage en forme de U est approprié pour éviter la rupture par peeling-off tandis que les emballages X et L peuvent prévenir de la rupture par délaminage (s'amorçant au milieu) ainsi que par peeling-off. Ces renforcements peuvent donc éviter les ruptures non-conventionnelles mais ils ne sont cependant pas toujours réalisables pour des raisons pratiques. Pimnamas et al. ont aussi relevé un paramètre affectant le mode de peeling-off ainsi que la capacité portante de la poutre qui est la distance de l'extrémité du renfort à l'appui. Ils ont constaté qu'il est possible d'éviter le peeling-off si la plaque de renforcement va jusqu'à l'appui, mais, dans ce cas, on augmente les chances d'avoir une rupture par délaminage s'amorçant au milieu de la poutre.

Une autre méthode proposée pour éviter le peeling-off est de mélanger de petites fibres au béton (Li *et al.*, 2008). Cette méthode augmente la performance du béton mais n'est bien sûr pas applicable pour renforcer les ouvrages déjà construits. Li et al. ont étudié la contribution de ce renforcement dans le cas d'une poutre renforcée à l'extérieur par une plaque en matériaux composites. Dans cette étude, on considère le cas du renforcement du béton par des fibres en polypropylène (PF) ou des fibres en acier (SF) et le cas du renforcement extérieur par collage de plaques en fibres de carbone ou fibres de verre. Les résultats montrent que les PF au contraire des SF ne peuvent pas contrôler la formation et la propagation des fissures. Elles augmentent par contre la charge de flexion qui cause la fissuration (the bending cracking load). En résumé, l'addition de fibres au béton peut changer la forme des fissures, peut retarder l'apparition des fissures et peut limiter l'expansion des fissures.

Garden et Hollaway (1998) ont proposé de mettre les renforts en traction avant la prise de la colle pour avoir un renforcement par plaque précontrainte. L'effet de cette pré-

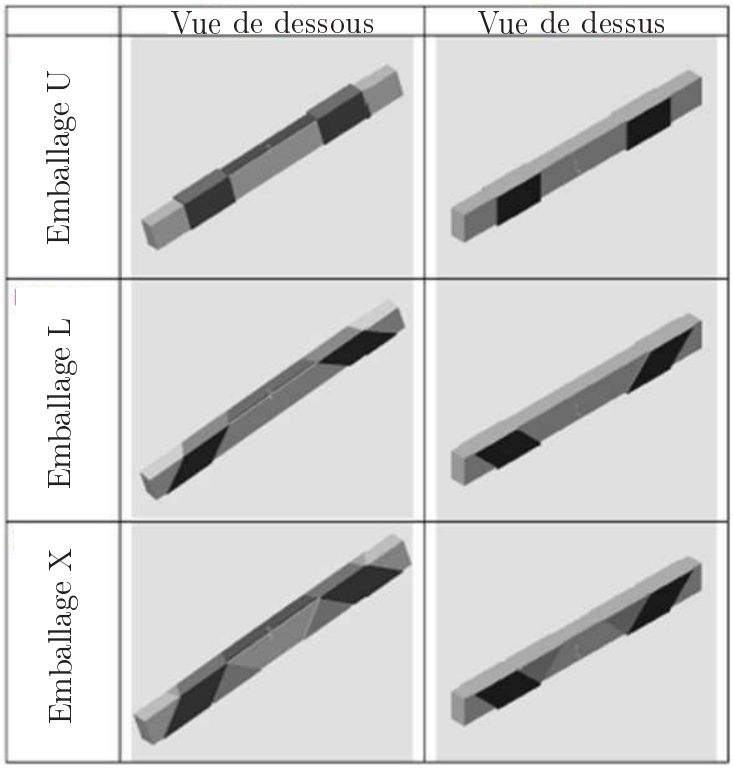

FIGURE 1.20 – Emballage de poutres en forme U, L et X

contrainte est d'appliquer une force longitudinale qui met la poutre en compression et un moment de flexion qui s'oppose au poids propre. La Figure 1.22 montre le système utilisé pour appliquer la pré-contrainte : la poutre BA repose à l'envers sur un support, le renfort est initialement mis légèrement en traction et est placé à l'envers afin d'appliquer la colle plus facilement. Il faut ensuite le retourner vers la poutre et appliquer la précontrainte restante. Une fois la précontrainte appliquée, la partie supplémentaire du renfort est coupée. Garden et al. ont aussi bloqué l'extrémité du renfort soit par un système d'ancrage soit en prolongeant le renfort jusqu'au dessous de l'appui afin d'éviter les ruptures prématurées qui peuvent se produire lorsque la précontrainte est transférée au béton. Les résultats montrent que le mode de rupture des poutres renforcées sans le système précontraint est de type peeling-off alors que la plupart des poutres mises en pré-tension (à un bon niveau de précontrainte) ont rompu par rupture du renfort (rupture moins brutale). Ils concluent qu'il faut étudier cette méthode plus profondément et qu'il faut l'améliorer.

La méthode de renforcement par des plats précontraints a retenu l'attention d'autres chercheurs qui ont essayé de mieux comprendre le mécanisme de ruine correspondant. Yang *et al.* (2009) ont réalisé une étude expérimentale et numérique sur des poutres BA renforcées par des plats précontraints en PRF. Dans la partie expérimentale, afin de fixer la précontrainte dans les plaques un système d'ancrage a été utilisé illustré sur la Figure 1.23 (dans certains essais les plaques n'étaient pas collées au béton). La plaque de renforcement a été attachée à la poutre par des boulons mais afin d'éviter la concentration de contrainte le système d'ancrage a été fixé à une languette en PRFV. La Figure 1.24

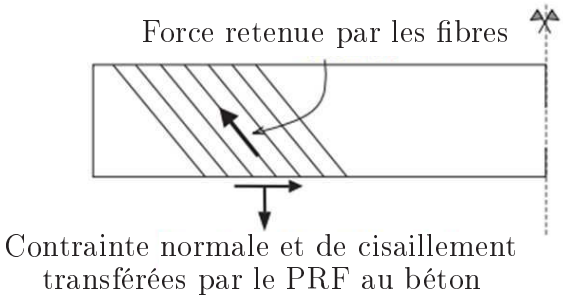

FIGURE 1.21 – Blocage vertical et horizontal du peeling par emballage suivant les formes L ou X

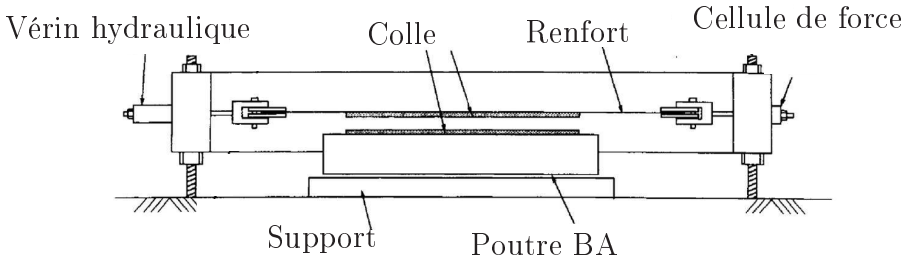

FIGURE 1.22 – Système d'application de la précontrainte (Garden et Hollaway, 1998)

illustre l'appareil d'application de la précontrainte. L'étude numérique est constituée d'une analyse 2D non-linéaire avec le logiciel DIANA. Les résultats obtenus montrent que la rupture se fait dans la plaque de manière plus ductile que dans les poutres renforcées par des plats précontraints collés ou non-collés. Cependant, la charge de service avec les plats précontraints collés est supérieure à celle avec les plats non-collés. Les plats précontraints augmentent la performance de la poutre en limitant la propagation de fissures. Enfin, les poutres sans le système d'ancrage à l'extrémité ont montré un comportement moins ductile que celles avec ancrage.

Une autre méthode proposée afin de retarder la rupture par peeling-off est d'amincir le renfort à son extrémité comme montré sur la Figure 1.25 afin de réduire la concentration de contrainte et l'initiation de fissuration. Gao *et al.* (2006b) ont étudié expérimentalement cet effet et ils ont remarqué que cette astuce augmente de manière significative la charge de rupture par rapport aux poutres BA renforcées par des plats d'une épaisseur constante. Ils ont appliqué ce renforcement sur deux type de poutres BA : sans fissure et avec fissures sans effet sur les résultats. Ils ont donc proposer d'utiliser cette méthode pour les poutres endommagées et non-endommagées. Ils ont aussi constaté qu'il existe une distance optimale à partir de laquelle il faut couper chaque couche pour obtenir le meilleur résultat (Gao *et al.*, 2006a).

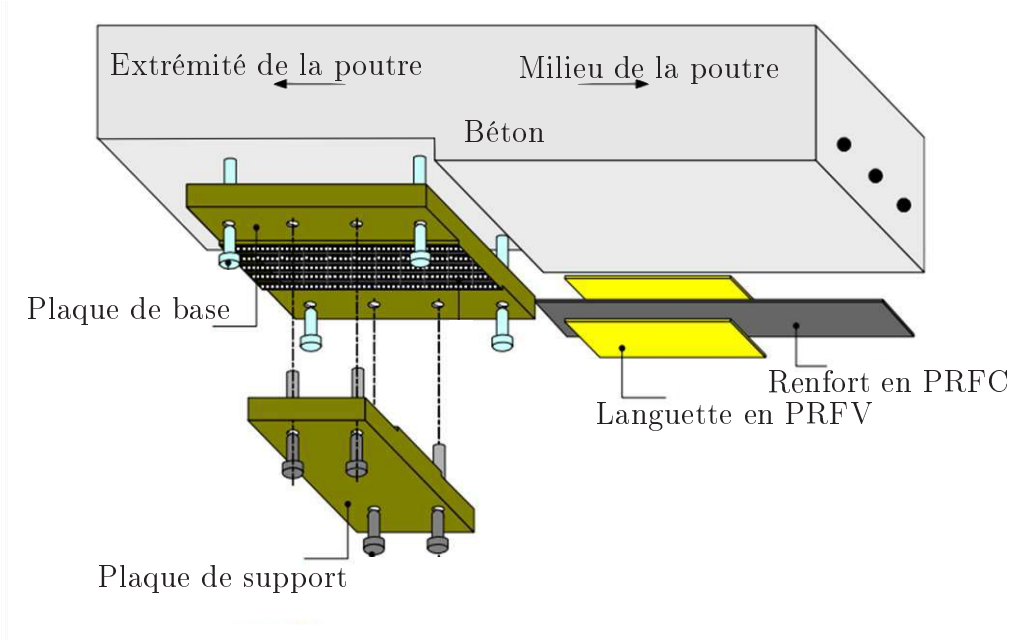

FIGURE 1.23 – Système d'ancrage pour réaliser une plaque précontrainte (Yang *et al.*, 2009)

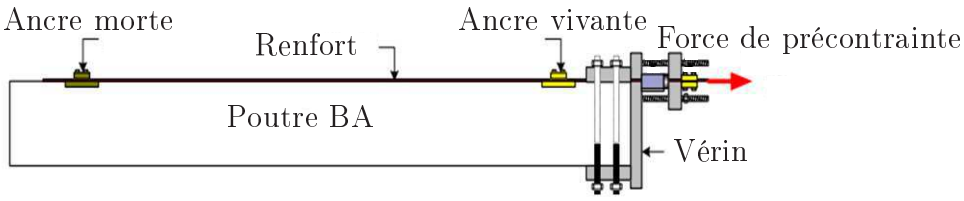

FIGURE 1.24 – Système d'application de précontrainte (Yang *et al.*, 2009)

1.8 Conclusion

Le collage des matériaux composites est actuellement une technique très utilisée pour le renforcement de structures. Cependant, les ruptures prématurées causées par ce renforcement peuvent remettre en question son efficacité. Dans le cas des poutres renforcées par des plats collés sur la fibre tendue, l'une des ruptures prématurées est la rupture de type peeling-off. Ce mode de rupture brutal résulte du décollement du béton d'enrobage qui reste solidaire du matériau de renforcement. Nous avons dans le cadre de ce travail bibliographique recensé plusieurs modèles proposés pour décrire cette rupture. Ces modèles présentent plusieurs types d'approche ; formation d'une dent entre deux fissures consécutives, analyse des contraintes à l'interface, résistance du béton en cisaillement, méthodes numériques, normes et recommandations, etc. De nouvelles méthodes de renforcement par

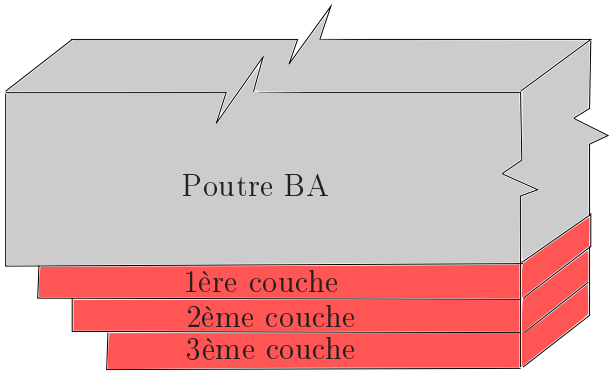

FIGURE 1.25 – Extrémité amincie du renfort

collage ont aussi été présentées dont certaines permettant d'éviter le peeling-off. Bien qu'il existe un grand nombre de recherches expérimentales et numériques sur le renforcement des structures en béton par des matériaux composites, ces recherches ne permettent toujours pas de disposer d'une pleine compréhension des mécanismes de ruine prématurée. La première étape pour une conception réussie sûre et économique de renforcement des poutres BA en flexion à l'aide de PRF est alors de prévoir cette rupture et d'en tenir compte dans la conception des structures. Nous allons donc nous concentrer dans ce travail à l'étude de la rupture par peeling-off qui est la plus fréquente et qui est cependant la rupture prématurée la moins analysée.

Chapitre 2

Campagne expérimentale

Après avoir pris connaissance des différents travaux existants traitant de la rupture par peeling-off, nous avons souhaité améliorer notre compréhension de ce mécanisme de ruine pour pouvoir l'analyser plus précisément. Nous avons pour cela réalisé une campagne expérimentale d'essais de flexion 4 points sur des poutres BA renforcées. Différentes étapes de conception et de réalisation des poutres ainsi que le déroulement des essais et les résultats seront présentés tour à tour. Une première analyse théorique basée sur la détermination des profils de contrainte et de déformation à l'état limite ultime sera menée pour vérifier ou infirmer leur validité dans le cas étudié.

2.1 Conception des poutres

Après avoir rassemblé les résultats d'essais existants dans la littérature sur les poutres BA renforcées présentant un mode de ruine de type peeling-off (Benjeddou *et al.*, 2007; Smith et Teng, 2002a; Teng et Yao, 2007; Yao et Teng, 2007), et, après avoir étudié les paramètres influençant les résultats, nous avons défini les configurations de poutre à réaliser, notre but étant de pouvoir reproduire ce mécanisme de rupture sur des poutres de configurations différentes. Chaque configuration de poutre a été testée trois fois pour obtenir des résultats représentatifs. Par conséquent, nous avons réalisé quinze poutres, soit cinq groupes de trois poutres, parmi lesquels nous gardons un groupe sans renforcement (poutres de référence). Les autres groupes sont composés de poutres renforcées en flexion et en cisaillement par collage de PRF. Les caractéristiques des poutres renforcées diffèrent des paramètres suivants :

- La largeur de la poutre
- La hauteur de la poutre
- L'épaisseur de la plaque en matériaux composites

2.1.1 Géométrie des poutres

Les Tableau 2.1 et 2.2 résument les caractéristiques des poutres à réaliser où b_c, h sont la largeur et la hauteur du béton, h' l'épaisseur du béton d'enrobage ; Φ le diamètre d'armature longitudinale ; b_p, t_p la largeur et l'épaisseur du renfort. La longueur des poutres (L_c) est égale à $1,20\ m$.

N° des groupes	N° des poutres	$b_c(mm)$	$h(mm)$	$h'(mm)$
1	1,2,3	100	150	21
2	4,5,6	100	150	21
3	7,8,9	100	150	21
4	10,11,12	70	105	21
5	13,14,15	80	120	21

TABLEAU 2.1 – Dimensions des poutres BA renforcées

		Armatures	Plaque composites	
N° des groupes	N° des poutres	$\Phi(mm)$	$b_p(mm)$	$t_p(mm)$
1	1,2,3	2Φ6	100	1,2
2	4,5,6	2Φ6	100	0,6
3	7,8,9	2Φ6	—	—
4	10,11,12	2Φ6	70	1,2
5	13,14,15	2Φ6	80	0,6

TABLEAU 2.2 – Dimensions des armatures et des plaques composites

Afin de renforcer les poutres en cisaillement nous avons collé des plats carbone epoxy pultrudés Sika® Carbodur® $S512/80$ orientés à 45° par rapport à l'axe de la poutre sur les faces latérales des poutres à l'aide d'une colle Sikadur®30. La zone recouverte par les plats carbone est limitée d'une part par la fibre supérieur et le plan des armatures longitudinales et d'autre part par la ligne d'appui et la ligne d'application de la charge (zone d'effort tranchant maximal). La largeur et l'épaisseur de chaque plat sont respectivement de 50 mm et $1,2\,mm$. Afin d'éviter la rupture locale au niveau de l'appui, nous avons drapé les extrémités des poutres à l'aide de tissus en fibres de carbone (SikaWrap® $-$ 230 C) que nous avons imprégnés de résine époxy (Sikadur®330) sur une largeur de 10 cm et une épaisseur de $0,39\,mm$. La Figure 2.1 montre ces renforcements. Le renforcement en flexion s'est fait à l'aide de plats fabriqués au laboratoire. La fabrication sera détaillée par la suite.

2.1.2 Caractéristiques des matériaux

Les poutres ont été dimensionnées en prenant la résistance du béton en compression (f'_c) égale à 35 MPa. Nous avons cependant effectué des essais de compression et fendage pour mesurer les vraies valeurs après la réalisation des poutres. Les résultats seront présentés dans la suite du texte.

Les propriétés mécaniques de l'acier sont les suivantes : $E_s = 200\,GPa$, $f_y = 500\,MPa$, $\nu_s = 0,3$ où E_s est le module de Young de l'acier, f_y la limite élastique et ν_s le coefficient de poisson.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont résumées dans le Ta-

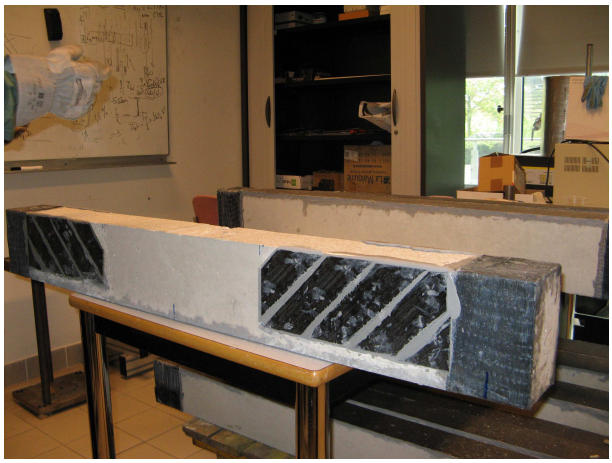

FIGURE 2.1 – Renforcement latéral des poutres

PRF	E_L (GPa)	$E_T = E_N$ (GPa)	$G_{LT} = G_{LN}$ (GPa)	G_{TN} (GPa)	$\nu_{LT} = \nu_{LN}$	ν_{TN}	f_{pu} (MPa)
Cisaillement	160	6	4	2,4	0,3	0,25	2800
Flexion	120	8	4,5	3,2	0,3	0,25	2000
Appui	55	4	2,5	1	0,3	0,25	750

TABLEAU 2.3 – Propriétés des renforts composites

bleau 2.3 (Sika, 2000; SPPM, 2007). Les caractéristiques des plats de renforcement en flexion ont été obtenus par des mesures réalisées au laboratoire Navier. Dans ce tableau, E_L est le module d'Young longitudinal, E_T le module d'Young transverse, E_N le module d'Young normal, G_{LT} le module de cisaillement longitudinal transverse, G_{LN} le module de cisaillement longitudinal normal, G_{TN} le module de cisaillement transverse normal, ν_{LT} le coefficient de poisson transversal sous chargement longitudinal, ν_{LN} le coefficient de poisson normal sous chargement longitudinal, ν_{TN} le coefficient de poisson normal sous chargement transverse, f_{pu} la résistance à la rupture du renfort dans le sens des fibres. Le sens longitudinal du renfort en flexion est parallèle à l'axe longitudinal de la poutre et pour les calculs analytiques nous appelons E_p le module d'Young du renfort dans ce sens. Le sens longitudinal du renfort en cisaillement est à 45° par rapport à l'axe longitudinal de la poutre et celui du renfort au niveau de l'appui est dans le sens d'enroulement du tissu.

Les poutres ont toutes été dimensionnées pour avoir des charges de rupture différentes tout en présentant un mécanisme de ruine par peeling-off afin d'identifier les paramètres responsables de ce type de rupture. Les charges de rupture devraient d'autre part être inférieures à 100 kN qui est la capacité maximale de chargement de la presse de traction/compression électromécanique utilisée. Pour cela nous avons effectué une analyse classique pour trouver la charge de rupture conventionnelle que nous allons présenter par la suite.

2.2 Calcul de la charge de rupture conventionnelle

2.2.1 Flexion

La présente section s'inspire du chapitre 3 de l'Eurocode2 (2004) et du chapitre 2 de l'AFGC (Hamelin et Ferrier, 2003) pour le cas de la flexion à l'état limite ultime d'une poutre BA renforcée. Les hypothèses de calcul sont notées ci-dessous :

- il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et le renfort et entre le béton et l'armature,
- la résistance du béton en traction est négligée,
- le diagramme de contrainte-allongement du béton est tiré de l'article 2.4.2 de l'AFGC sans la prise en compte des coefficients de sécurité,
- les déformations des sections sont limitées pour le raccourcissement unitaire du béton à $0,35\%$, pour l'allongement unitaire de l'acier à 1% et pour l'allongement unitaire du renfort à $\frac{f_{pu}}{E_p}$,
- la section des armatures ou bandes de renfort est supposée concentrée en son centre de gravité.

La Figure 2.2 montre le diagramme des déformations et des résultantes des contraintes de la section. Comme illustré, nous avons utilisé le diagramme rectangle simplifié à la place de la loi parabole-rectangle pour le béton.

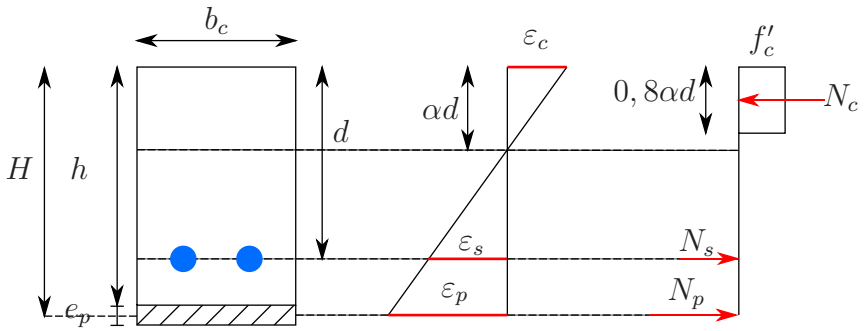

FIGURE 2.2 – Diagramme des déformations et des résultantes des contraintes de la section

La rupture est effective lorsque la déformation d'un des trois matériaux atteint sa déformation limite l'ultime. La notion du pivot A, B et D qui est illustrée sur la Figure 2.3 correspond respectivement à l'atteinte de l'allongement ultime de l'acier, du béton et du composite.

Les équations d'équilibre et la compatibilité des déformations s'expriment comme suit :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{1-\alpha}{\alpha} \tag{2.1}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c \frac{H-\alpha d}{\alpha d} \tag{2.2}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_s \frac{\frac{H}{d}-\alpha}{1-\alpha} \tag{2.3}$$

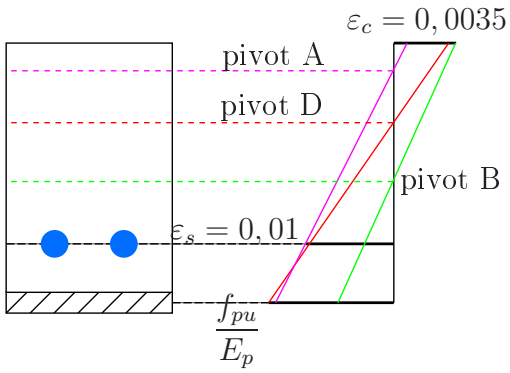

FIGURE 2.3 – Diagramme des trois pivots

$$N_c = N_s + N_p \tag{2.4}$$

où ε_c, ε_s, ε_p sont respectivement la déformation du béton, de l'acier et du renfort ; d la hauteur effective de la poutre ; H est égale à la hauteur du béton plus la moitié de la hauteur du renfort ; αd est la hauteur de la fibre neutre. La résultante des contraintes dans le béton (N_c) et la force mobilisée dans l'acier (N_s) et le renfort (N_p) s'écrivent de la façon suivante :

$$N_c = 0,8\alpha d b_c f'_c \tag{2.5}$$

$$\begin{aligned} N_s &= E_s \varepsilon_s A_s \quad \text{si l'acier ne se plastifie pas} \\ N_s &= f_y A_s \qquad\quad \text{si l'acier se plastifie} \end{aligned} \tag{2.6}$$

$$N_p = E_p \varepsilon_p A_p \tag{2.7}$$

Parmi les équations 2.1, 2.2 et 2.3 deux sont indépendantes ; en considérant l'équation d'équilibre 2.4, nous avons donc trois équations. Pour pouvoir analyser la section, il faut tout d'abord imaginer un mode de rupture par l'un des trois pivots et dans ce cas on peut fixer la déformation à la rupture du matériau correspondant à ce pivot. Par conséquent, nous avons trois équations et trois inconnues (deux déformations et α) et on peux donc facilement résoudre ce problème. Lorsqu'on trouve toutes les inconnues il faut vérifier que l'hypothèse sur le pivot est correcte et, si ce n'est pas le cas, il faut changer l'hypothèse pour trouver de bons résultats. Une fois que la section est bien analysée, le moment de rupture de la section M_u s'obtient par :

$$M_u = N_s d + N_p H - 0,4 N_c \alpha d \tag{2.8}$$

Le Tableau 2.4 résume la force maximale appliquée à la poutre avec une rupture conventionnelle sous un chargement de flexion quatre points pour toutes les poutres présentées dans la précédente section. Nous pouvons bien vérifier que les configurations choisies sont en accord avec notre choix d'avoir des forces de ruine très dispersées qui restent inférieures à 100 kN. Il faut rappeler que les valeurs données sont valides pour le cas d'une rupture conventionnelle en flexion et s'il y a une rupture prématurée, la force de rupture sera bien plus basse que ces valeurs.

N° des groupes	N° des poutres	$F_u(kN)$
1	1,2,3	97,41
2	4,5,6	76,93
3	7,8,9	19,70
4	10,11,12	37,67
5	13,14,15	43,42

TABLEAU 2.4 – Force totale appliquée à la poutre engendrant la rupture conventionnelle en flexion quatre points

2.2.2 Effort tranchant

La résistance en cisaillement V_{rc} d'une poutre béton armé renforcée s'obtient par :

$$V_{rc} = V_c + V_s + V_p + V_{pv} \tag{2.9}$$

où V_c, V_s, V_p et V_{pv} sont respectivement la contribution du béton, de l'armature longitudinale, du renfort longitudinal et du renfort latéral à la résistance en cisaillement de la poutre BA. Parmi ces contribution, V_{pv} a le plus d'influence et nous nous intéressons donc à calculer cette valeur pour vérifier que la charge de rupture en effort tranchant est plus élevée que la charge de rupture en flexion.

D'après le chapitre 6 de l'Eurocode2 (2004), le calcul des éléments comportant des armatures d'effort tranchant est basé sur le modèle de treillis de Ritter-Mörsch ou la méthode des bielles et tirants. Les bielles sont inclinées d'un angle θ par rapport à l'horizontale et sont parallèles aux fissures d'effort tranchant. Cet angle peut varier entre $21,8°$ et $45°$ selon l'Eurocode 2. Les calculs suivants sont inspirés par cette méthode pour le cas d'un renforcement externe par collage de matériaux composites.

La Figure 2.4 montre le diagramme des forces mobilisées pour une fissure d'effort tranchant où α' est l'angle entre le renfort latéral et la fibre moyenne de l'élément, l_v la longueur de la fissure d'effort tranchant, A_{pv} la surface d'une bande de renfort latéral, b_{pv} la largeur de chaque bande du renfort latéral, b' la longueur de la fissure d'effort tranchant sur une bande du renfort latéral. En écrivant l'équation d'équilibre nous obtenons V_{pv} comme suit :

$$V_{pv} = n_1 A_{pv} fpu \sin\alpha' \tag{2.10}$$

avec n_1 le nombre de bandes de renfort latéral intersectant la fissure d'effort tranchant et $n = 2\dfrac{l_v}{b'}$ où $b' = \dfrac{b_{pv}}{\sin(\alpha' + \theta)}$. Nous avons donc :

$$V_{pv} = \frac{2A_{pv} fpu l_v \sin\alpha' \sin(\alpha' + \theta)}{b_{pv}} \tag{2.11}$$

$$l_v = \frac{z}{\sin\theta} \simeq \frac{0,9d}{\sin\theta} \tag{2.12}$$

où z est le bras de levier des forces internes, correspondant au moment fléchissant. Pour les calculs à l'effort tranchant d'une section de béton armé sans effort normal, on peut

normalement adopter la valeur approchée $z = 0,9d$. Le Tableau 2.5 montre la contribution du renfort latéral à la résistance en cisaillement des poutres BA. Nous pouvons vérifier que la charge de rupture en cisaillement se situe au delà des charge de rupture en flexion. Ce mode n'est donc pas dominant.

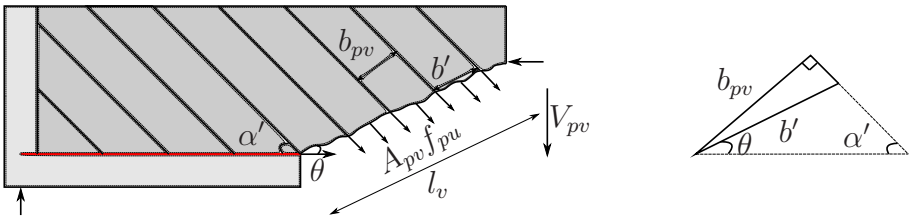

FIGURE 2.4 – Diagramme des forces mobilisées pour une fissure d'effort tranchant

N° des groupes	N° des poutres	$V_{pv}(kN)$ $\theta = 21,8°$	$V_{pv}(kN)$ $\theta = 45°$
1	1,2,3	1333,65	762,05
2	4,5,6	1333,65	762,05
4	10,11,12	857,35	489,89
5	13,14,15	1016,12	580,61

TABLEAU 2.5 – Contribution du renfort latéral à la résistance en cisaillement de la poutre BA

2.3 Préparations des poutres béton armé renforcées

Cette partie présente les principales étapes de la réalisation des poutres béton armé renforcées qui sont au nombre de trois :
- réalisation de la poutre béton armé
- préparation de plaques en matériaux composites
- collage de plaques sur les poutres

Nous aborderons ces points par la suite.

2.3.1 Réalisation de la poutre béton armé

Coffrage

Le coffrage doit soutenir et contenir le béton pendant tout le temps de séchage et correspondre exactement aux dimensions des poutres à couler. Nous avons classiquement choisi un coffrage en bois car il est stable, rigide, étanche et résistant à l'humidité contenue dans le béton. Sa rigidité pendant la phase d'hydratation assure que la poutre ne va pas subir de déformation.

Ferraillage du béton

Toutes les poutres dimensionnées sont constituées de deux armatures longitudinales ($2\phi6$). Pour assurer l'enrobage des armatures, nous avons utilisé des petites cales permettant d'obtenir l'épaisseur de béton d'enrobage désirée.

Préparation du béton

Nous avons dans un premier temps calculé la quantité de béton nécessaire pour couler les poutres. Ensuite, en considérant la résistance du béton prévue, nous avons déduit les quantités de ciment, de sable, de graviers et d'eau à mélanger dans une bétonnière (2.5 b). Pour couler les quinze poutres dans notre cas, nous avons eu besoin de quatre gâchées de béton frais.

Coulage des poutres

Après la phase de préparation, le béton est coulé dans le coffrage en partant d'un coin et en l'étalant tout le long du coffrage. Il est important que le ferraillage soit bien noyé dans le béton. Le béton est ensuite vibré à l'aide d'une aiguille vibrante afin d'obtenir une compacité plus forte avec moins de bulles d'air. La surface est enfin lissée jusqu'à qu'elle soit uniforme et dans le plan du bord du coffrage.

Décoffrage

Le décoffrage intervient lorsque le béton a suffisamment durci. En moyenne, il faut compter huit jours après le coulage. La Figure 2.5 illustre tous les étapes mentionnées.

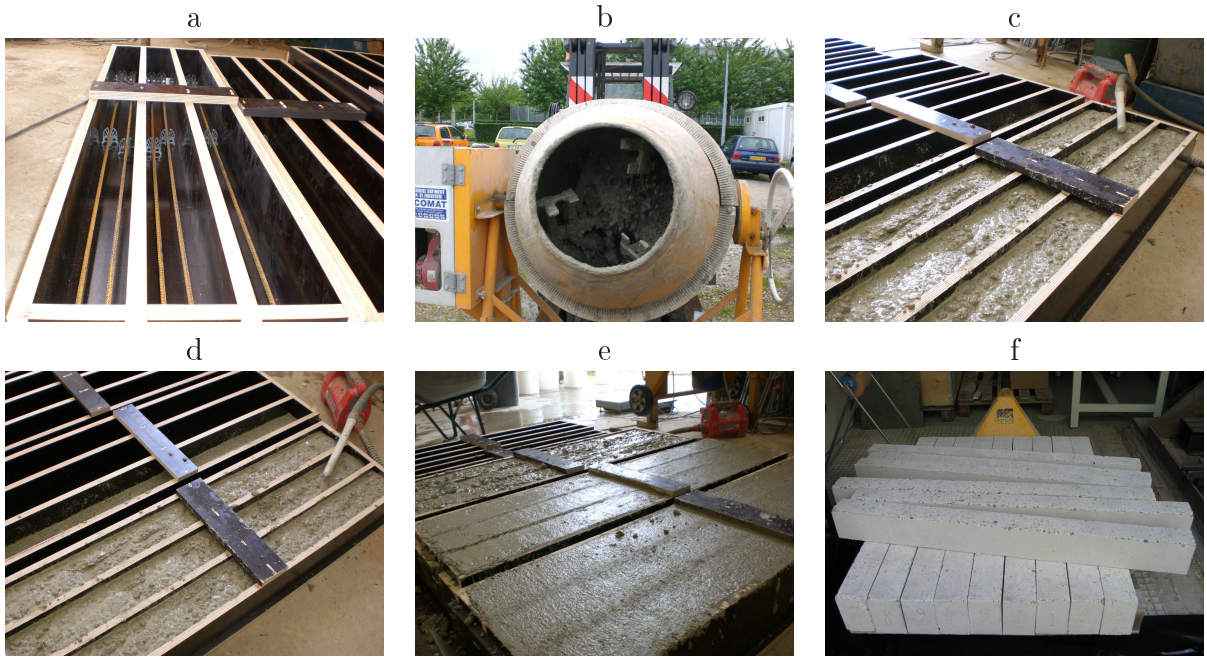

FIGURE 2.5 – Étapes de la réalisation des poutres : a) coffrage et ferraillage b) préparation du béton c) coulage du béton d) vibration e) lissage de la surface f)décoffrage

2.3.2 Préparation de plaques en matériaux composites

Nous avons utilisé les plats COMPODEX C12 pour le renfort en cisaillement. Ces plats fabriqués par pultrusion ont été gracieusement fournis par la SPPM (Société Parisienne de Produits et Matériaux). Nous avons donc juste coupé ces plats aux dimensions souhaitées et après la préparation du support nous les avons collés sur les surfaces latérales des poutres. Afin de renforcer les extrémités des poutres, nous avons utilisé les tissus préfabriqués SIKA WRAP® gracieusement fournis par la société SIKA France. Les plaques de renforcement en flexion ont été fabriquées à l'aide d'une nappe de fibres de carbone pré-imprégnées (STRUCTIL CTE 1_u15R_u367-2). Les pré-imprégnés (couramment abrégés en prepregs) sont des semi-produits fournis sous forme de rouleaux ou feuilles constitués de fibres déjà imprégnées de résine. Un des avantages de ce semi-produit est que le dosage en fibres et matrice est déjà effectué. Ces semi-produits sont stockés à $-18°C$ car la réaction de polymérisation est déjà commencée, le froid ralentissant la réaction. La mise en forme de ce type de matériaux composites comporte deux étapes :

- empilement des couches
- polymérisation

Empilement

Selon l'épaisseur envisagée pour le produit final, il faut réaliser des découpes à partir des rouleaux. Par exemple, pour les poutres des groupes 2 et 5 qui ont été renforcées par des plaques de $0,6\ mm$ d'épaisseur, nous avons découpé quatre couches (l'épaisseur de chaque couche est égale à $0,15\ mm$). Les couches sont ensuite empilées selon l'angle d'empilement souhaité. Dans notre cas le module d'Young maximal de plaque devait être dans le sens longitudinal des poutres. Par conséquent nous avons superposé toutes les couches à 0°.

Polymérisation

La polymérisation des stratifiés obtenus par empilement des couches découpées nécessite de leur appliquer une pression et température suivant le cycle préconisé par le fournisseur du pré-imprégné. La pression est obtenue en utilisant le principe du sac à vide (2.6) : la pression exercée (1bar) sur les stratifiés lors de la mise sous vide est suffisante dans le cas de stratifiés de faibles épaisseurs. L'ensemble (stratifiés + tissus environnement) est ensuite placé dans une enceinte de circonstance pour une cuisson à $120°C$ (2.7). Les caractéristiques mécaniques de ces plats donnés dans le tableau 2.3 ont été déterminées par essais de traction réalisés au laboratoire dans le cadre de projets ou en lien avec l'enseignement.

2.3.3 Collage de plaques aux poutres

Les plats de renforcement ont été collés aux poutres à l'aide de la colle structurale Sikadur® 30 gracieusement fournie par la société SIKA France. C'est un adhésif époxydique à deux composants (résine et durcisseur) qui est utilisé pour le collage de renforts structuraux. Nous avons suivi pour cela les recommendations données par la société SIKA et notamment la technique du double encollage : il faut appliquer la colle sur la surface du

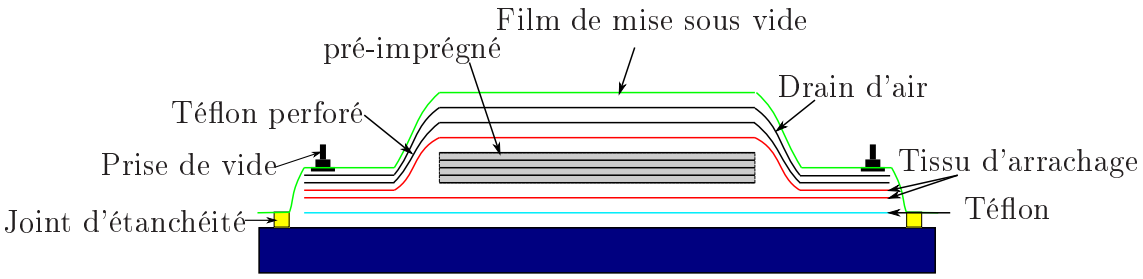

FIGURE 2.6 – Le procédé sac à vide

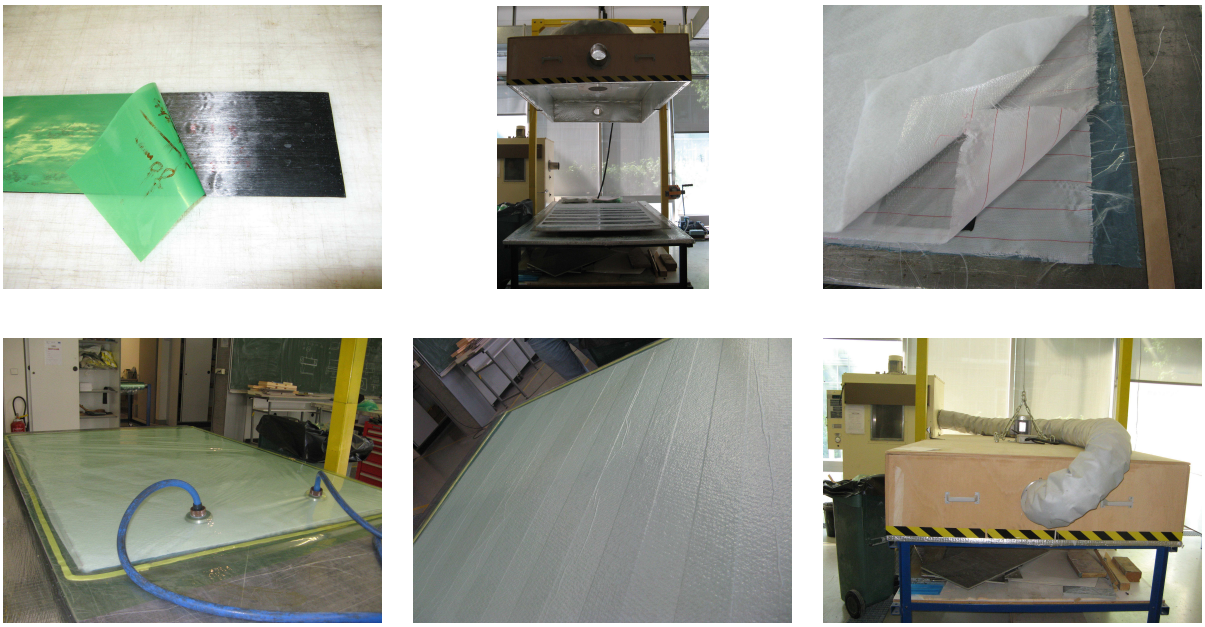

FIGURE 2.7 – Étapes de la préparation des plats en PRFC

béton et le renfort. Avant d'appliquer la colle il faut poncer la surface du béton et ensuite il faut nettoyer la surface du béton et du renfort afin de garantir une bonne adhésion entre le béton et le renfort. La Figure 2.8 montre le collage de plaques aux poutres.

2.4 Déroulement de l'essai

2.4.1 Essais de compression et de fendage

Nous avons effectué des essais de compression et de fendage respectivement sur des éprouvettes cylindriques de type 11×22 cm et 16×32 cm afin de déterminer la résistance en compression et en traction du béton des poutres. La vitesse de chargement doit être constante pendant la durée de l'essai et égale à $0,6 \pm 0,2$ MPa/s pour l'essai de compression (Norme française homologuée, 2012a) et dans la plage de $0,04$ à $0,06$ MPa/s pour l'essai de fendage (Norme française homologuée, 2012b). Dans l'essai de compression, les éprouvettes sont soumises à une charge croissante jusqu'à la rupture. La résistance à la

FIGURE 2.8 – Collage de plaques aux poutres

compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette. Avant de commencer cet essai, nous avons rectifié les extrémités des éprouvettes à l'aide d'une surfaceuse afin d'obtenir les surfaces planes et perpendiculaires aux génératrices de l'éprouvette. L'essai brésilien ou fendage, consiste quant à lui à appliquer à l'éprouvette un effort de compression suivant deux génératrices opposées qui induit des contraintes de traction au milieu de l'éprouvette. La résistance en traction est donnée par [Norme française homologuée (2012b)] :

$$f'_t = \frac{2P_b}{\pi d_b L_b} \tag{2.13}$$

où P_b est la force maximale appliquée à l'éprouvette, d_b et L_b le diamètre et la longueur de l'éprouvette.

2.4.2 Essais de flexion

Les poutres ont été simplement appuyées et testées en flexion quatre points avec une travée de $1,1\ m$, la distance entre deux charges appliquées étant égale à $0,4\ m$. Les supports ont été placés en dessous des poutres avec des plaques en élastomère intercalées entre les supports en acier et les poutres. La charge a été appliquée avec des rouleaux cylindriques en acier comme une charge linéaire sur toute la largeur des poutres. Les poutres ont été chargées de façon monotone avec un contrôle en déplacement jusqu'à la rupture. Nous avons testé les poutres à une vitesse de déplacement constante de 1 mm/min avec une machine électromécanique MTS 100kN. 1 capteur de déplacement LVDT (DCTH400AG) a été utilisé pour mesurer la flèche de poutres et 2 autres ont été également utilisés afin de mesurer le déplacement d'appui provenant de l'écrasement des pièces en élastomère placées sous les appuis. La configuration d'essai, y compris la poutre BA renforcée, le dispositif de chargement et d'appui sont illustrés sur la Figure 2.9.

2.5 Résultats d'essais

2.5.1 Essais de compression et de fendage

Dans l'essai de compression, les fissures se situent dans la région centrale de l'éprouvette et sont parallèles au sens d'application de charge alors qu'elles sont inclinées de

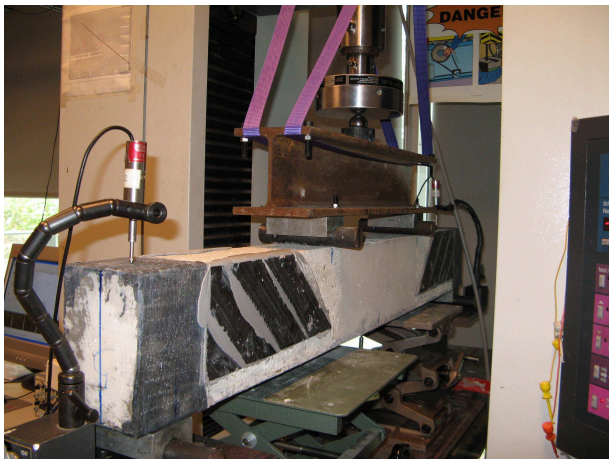

FIGURE 2.9 – Configuration d'essai

façon à ce que deux cônes apparaissent aux extrémités de l'éprouvette rompue à cause des effets de frettage. Dans l'essai de fendage, le plan de rupture est imposé par le type de chargement. Par conséquent, l'éprouvette se divise en deux demi-cylindres après la rupture. Les résistance en compression et en traction de nos éprouvettes sont résumées dans le Tableau 2.6.

N° de l'éprouvette	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)
1	45,0	3,1
2	42,3	2,7
3	42,6	2,4
4	35,9	3,0
5	36,1	2,3
6	40,5	2,8

TABLEAU 2.6 – Caractéristiques du béton

2.5.2 Essais de flexion

Toutes les poutres ont été chargées jusqu'à la rupture. Nous avons tout d'abord effectué des essais sur les poutres de référence. Le mode de rupture de ces poutres (Figure 2.10) est un mode conventionnel et ductile de rupture en flexion dû à la plastification de l'acier. Nous constatons sur la Figure 2.11 que la courbe charge/flèche des poutres de référence présente trois phases distinctes et classiques. Dans la première phase, le comportement est quasi linéaire et des microfissures apparaissent aux interfaces mortier granulat mais le frottement permet de supporter la charge. Dans la deuxième phase il y a apparition de non-linéarité et d'une irréversibilité dans le comportement de la poutre car les fissures se propagent et les armatures sont mobilisées pour reprendre toute la traction. De plus, la flèche augmente plus vite que la charge ce qui montre une perte de raideur de la

poutre. Il y a ensuite dans la dernière phase plastification des aciers de renforcement. Il y a en effet accroissement des contraintes de traction dans l'acier provoqué par la fissuration du béton et la rupture de la poutre survient après la rupture des aciers. On peut conclure classiquement que la réponse non-linéaire de la poutre BA découle de trois effets "matériaux", a savoir la fissuration du béton, la plasticité de l'acier et l'écrasement du béton en compression.

FIGURE 2.10 – Modes de rupture de poutres de référence

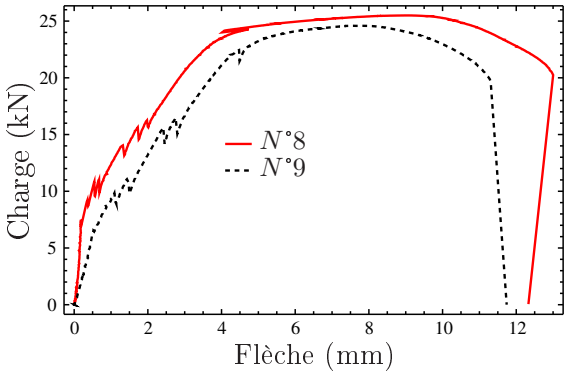

FIGURE 2.11 – Résultats d'essais sur les poutres de référence

Les poutres BA renforcées ont rompu suivant le mécanisme de rupture de type peeling-off qui est illustré sur la Figure 2.12. Ce type de rupture présente un caractère beaucoup plus fragile et brutal que les ruptures conventionnelles obtenues pour les poutres BA.

La Figure 2.13 présente les courbes expérimentales charge en fonction de la flèche. Au vu des courbes de la Figure 2.10 et 2.13 on constate que la dispersion des résultats est relativement faible, ce qui indique un bon contrôle de qualité et la reproductibilité des expériences. Les Tableaux 2.7 et 2.8 résument la charge et la flèche à la rupture des poutres ainsi que la dispersion des résultats.

La charge à la rupture des poutres augmente de façon significative lorsque le taux de renforcement augmente comme on peut le voir dans le Tableau 2.9. La charge moyenne de rupture des poutres de référence est égale à $25,03\ kN$ alors qu'elle est égale à $49,5\ kN$ pour les poutres BA renforcées (de même géométrie que les poutres de référence). On a donc une augmentation de 98% de la charge de rupture pour les poutres renforcées. Si on compare les courbes correspondantes aux poutres 1 à 6 (Figure 2.14), on trouve que la charge de

FIGURE 2.12 – Rupture de poutres renforcées par peeling-off

N° des groupes	N° des poutres	Charge de rupture (kN)	Écart type (kN)	Coefficient de variation
1	1,2,3	50,1	1,68	3,4%
2	4,5,6	48,85	2,62	5,4%
3	7,8,9	25,03	0,45	1,8%
4	10,11,12	26,36	1,76	6,7%
5	13,14,15	29,83	0,72	2,4%

TABLEAU 2.7 – Résultats expérimentaux des essais de flexion : charges de rupture

la rupture ne varie quasiment pas. Les géométries étant identiques pour les deux types de poutre, la différence observée porte sur la rigidité structurelle, autrement dit, à poutre BA identique, la flèche diminue lorsque l'épaisseur de la plaque augmente. La charge de fissuration des poutres renforcées est significativement plus élevée que celle des poutres de référence comme on peut le constater dans le Tableau 2.10. Cette augmentation se produit car la plaque de renforcement empêche la propagation de fissure. Le pourcentage d'augmentation de la charge de fissuration des groupes de même géométrie que les poutres de référence est respectivement de $76,6\%$ et de $94,6\%$ pour les poutres de huit (épaisseur de chaque couche égale à $0,15mm$) et quatre couches de PRFC. On peut remarquer qu'un renfort plus mince limite la propagation de fissures par rapport à un renfort plus épais ; la raison en est que ce dernier privilégie la création et la propagation d'une fissure importante à l'extrémité de la plaque.

Nous pouvons déduire à partir des résultats que la géométrie du renforcement est un paramètre important dans la détermination de la charge de rupture (par peeling-off) et du comportement général de la poutre renforcée. Les charges de rupture par peeling-off F_p des poutres BA renforcées sont comparées avec les charges conventionnelles de rupture F_u dans le Tableau 2.11. Il faut rappeler que les valeurs de F_u sont recalculées en fonction de la résistance moyenne en compression des poutres ($40,4\ MPa$) obtenue à l'aide des essais de compression. Nous constatons que la charge de rupture prématurée des poutres renforcées

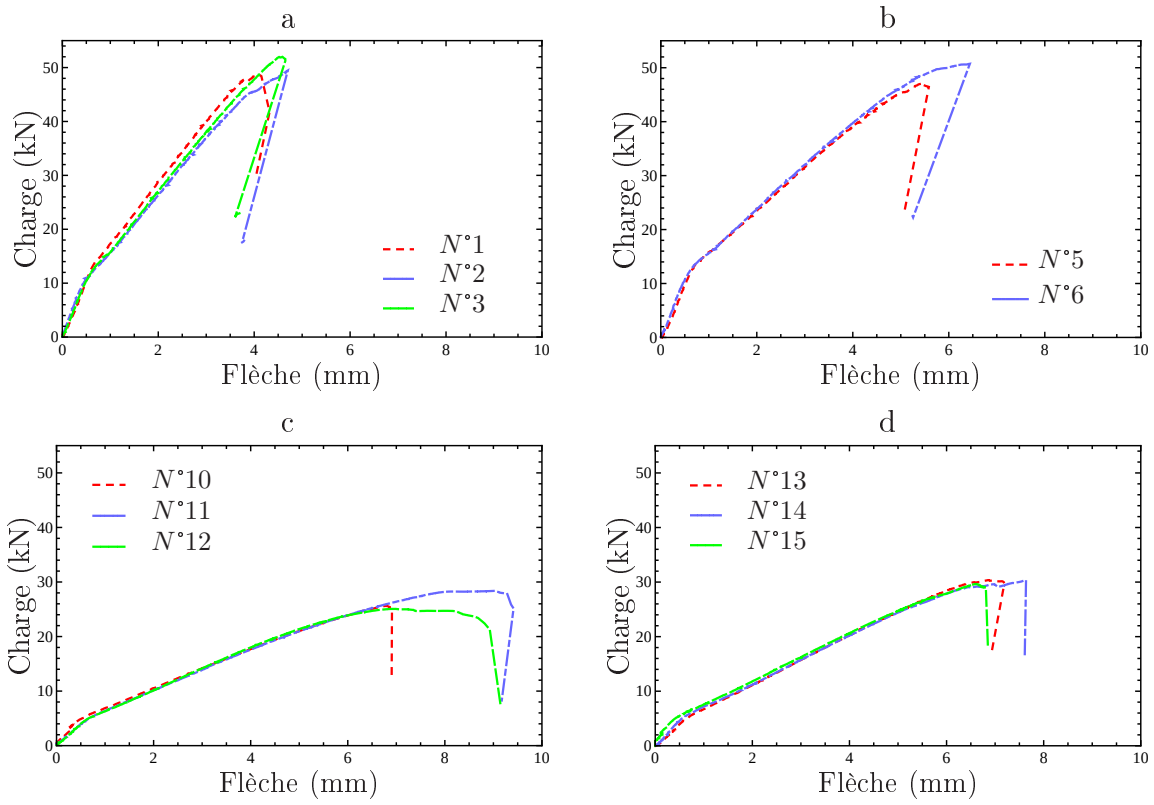

FIGURE 2.13 – Résultats d'essais sur les poutres renforcées : a) poutres 1,2,3 b) poutres 5,6 c) poutres 10,11,12 d) poutres 13,14,15

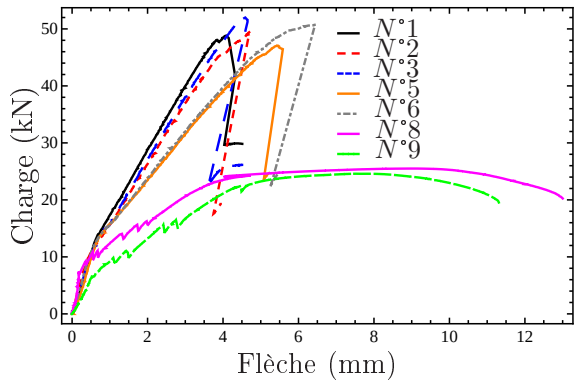

FIGURE 2.14 – Comparaison entre les poutres de référence et les poutres renforcées

est plus proche de la charge de rupture conventionnelle pour les poutres renforcées à l'aide des plats qui présentent des épaisseurs ou des largeurs les plus petites dans notre échantillon. Le résultat peut être intéressant dans l'optique de mieux utiliser la capacité portante d'une poutre renforcée. Par exemple, si on compare le premier groupe avec le quatrième (ou bien le deuxième avec le cinquième) on constate que le rapport $\frac{F_p}{F_u}$ est plus élevé dans le quatrième groupe (le cinquième dans le cas mentionné entre parenthèses) qui est renforcé par un plat moins large ; si on compare le premier groupe avec le deuxième

N° des groupes	N° des poutres	Flèche à la rupture (mm)	Écart type (mm)	Coefficient de variation
1	1,2,3	4,46	0,33	7,4%
2	4,5,6	5,92	0,73	12,3%
3	7,8,9	12,16	0,85	6,9%
4	10,11,12	7,61	1,24	16,2%
5	13,14,15	7,15	0,43	6,1%

TABLEAU 2.8 – Résultats expérimentaux des essais de flexion : flèche à la rupture

N° des groupes	N° des poutres	Épaisseur de la plaque (mm)	Charge à la rupture (kN)	Augmentation de la charge à la rupture (%)
1	1,2,3	1,2	50,1	100,2
2	4,5,6	0,6	48,85	95,2
3	7,8,9	—	25,03	—

TABLEAU 2.9 – Effet de l'épaisseur de la plaque sur la charge à la rupture

on observe que le rapport $\frac{F_p}{F_u}$ est plus élevé dans le deuxième groupe qui est renforcé par un plat plus mince.

2.6 Conclusion

Ce chapitre présente les essais menés au laboratoire pour étudier expérimentalement la rupture par peeling-off de poutres BA renforcées ainsi que l'analyse théorique à l'état limite ultime dans le cas d'une rupture conventionnelle de ces poutres. Outre la description des protocoles d'essais, il a également permis de mettre en relief la différence entre une rupture conventionnelle et une rupture prématurée de type peeling-off : les fissures, la rupture brutale, les comportements. En effet, les poutres de référence ont montré un mode de rupture conventionnelle en flexion par plastification de l'acier alors que toutes les poutres renforcées ont rompu par peeling-off. En comparant la charge de rupture des poutres de référence avec les poutres renforcées, on observe que le renforcement a une

N° des groupes	N° des poutres	Épaisseur de la plaque (mm)	Charge de la fissuration (kN)	Augmentation de la charge de la fissuration (%)
1	1,2,3	1,2	12,08	76,6
2	4,5,6	0,6	13,31	94,6
3	7,8,9	—	6,84	—

TABLEAU 2.10 – Effet de l'épaisseur de la plaque sur la charge de la fissuration

N° des groupes	N° des poutres	$F_u(kN)$	$F_p(kN)$	F_p/F_u
1	1,2,3	107,21	50,10	46,7%
2	4,5,6	83,99	48,85	58,2%
4	10,11,12	41,73	26,36	63,2%
5	13,14,15	47,5	29,83	62,8%

TABLEAU 2.11 – Comparaison entre la charge de rupture conventionnelle (calculée) en flexion et celle en peeling-off (mesurée)

grande influence sur la charge de rupture, mais il provoque une rupture fragile qui n'est pas souhaitée. De plus, ces essais nous ont permis de déterminer deux points influençant la rupture prématurée : la largeur et l'épaisseur des plaques de renforcement en PRFC. La compréhension plus fine du mécanisme de peeling-off est indispensable car ce mécanisme de ruine dégrade les performances du renforcement par plats PRFC collés en diminuant la capacité portante. De plus, si nous voulons utiliser cette méthode de renforcement, il faut être en mesure de prévoir ce type de rupture. Le chapitre suivant approfondira ces questions.

Chapitre 3

Modélisation numérique de la rupture par peeling-off

D'après les résultats du chapitre précédent, il apparaît important de s'intéresser à des méthodes nous permettant d'analyser le phénomène de peeling-off pour se rapprocher du mécanisme réel de ce type de rupture prématurée. Le développement d'un modèle permettant d'analyser la réponse de structures BA est complexe car :

- le béton armé est un matériau composite constitué de béton et d'acier, deux matériaux ayant des comportements mécaniques très différents
- le comportement du béton est non-linéaire même sous un faible chargement à cause de la fissuration discrète
- l'interaction entre le béton et l'armature est complexe et elle peut être modélisée par différents modèles de glissement de joint

Ces phénomènes complexes ont conduit les chercheurs à adopter les approches expérimentales dans le passé mais avec l'avènement des ordinateurs puissants et les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis, de nombreux efforts pour développer des solutions numériques ont été menés. A ce jour la méthode des éléments finis continue d'être une stratégie dominante d'analyse des structures et elle s'avère être plus économique que les tests en laboratoires ou de terrain. Cette étude se penche sur la modélisation numérique du comportement des poutres BA renforcées et sur l'analyse de la rupture par peeling-off à l'aide de la méthode des éléments finis.

Le but de cette partie de l'étude est d'élaborer un modèle fiable, pratique et précis pour la conception et le dimensionnement des poutres BA renforcées et ainsi fournir aux ingénieurs un outil de calcul dédié. Nous avons choisi de modéliser la poutre comme un objet 3D à l'aide du code de calcul Abaqus. Notre modèle doit permettre de prédire l'endroit de la rupture et le mode associé ainsi que le niveau de chargement correspondant. Une analyse complète de la rupture des poutres en béton armé renforcées nécessite la prise en compte de l'état de chargement, le comportement généralisé des matériaux (comportement du béton, de l'armature, de matériaux de renforcement), l'interaction entre différents éléments d'une poutre et la méthode de résolution. Nous présenterons par la suite les étapes suivies afin de construire notre modèle d'analyse de poutres BA renforcées.

3.1 Analyse bibliographique

L'analyse de structures par la méthode des éléments finis a été largement décrite dans la littérature. Zienkiewicz (1971) a fait une étude exhaustive sur la théorie et l'application de cette méthode à des systèmes 2D et 3D comprenant différents types de chargements et d'éléments. Le rapport de l'ASCE (American Society of Civil Engineers) en 1982 (ASCE , task committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures) a également décrit en détail la théorie et l'application de la méthode EF aux analyses linéaires et non-linéaires de structures en BA. Nous n'allons pas nous concentrer sur la littérature vaste de ce domaine ; nous allons par contre, étudier brièvement l'application de la méthode des éléments finis aux structures BA.

La première publication sur l'application de la méthode des éléments finis pour l'analyse des structures en béton armé a été présentée par Ngo et Scordelis (1967). Dans cette étude, des poutres simples ont été analysées avec un modèle dans lequel le béton et l'armature ont été représentés par des éléments triangulaires de déformation constante, et, le contact entre le béton et l'armature a été modélisé à l'aide d'un élément spécial décrivant le glissement de l'interface acier/béton. Une analyse élastique linéaire a été effectuée sur des poutres ayant une configuration de fissures prédéfinie afin de déterminer les contraintes principales dans le béton, les contraintes dans l'armature et les contraintes d'adhérence. Depuis la publication de ce travail, l'analyse des structures en béton armé par la méthode EF a bénéficié d'un intérêt croissant et de nombreuses publications ont suivi.

Nilson (1967, 1968) a introduit des propriétés non-linéaires pour le béton et l'acier ainsi qu'une loi non-linéaire de contact dans l'analyse ; il a ainsi utilisé une méthode de chargement incrémental d'analyse non-linéaire. Dans cette étude, lorsque la contrainte d'un élément atteint la résistance en traction (fissuration), une nouvelle structure fissurée est définie et, le chargement incrémental se poursuit. Cette méthode a été appliquée à des structures BA en traction dans lesquelles l'armature est soumise à la traction (essais de pull-out).

Des éléments en contraintes planes ont été utilisés par de nombreux chercheurs pour étudier le comportement de structures en béton armé et des murs. Nayak et Zienkiewicz (1972) ont réalisé des calculs 2D qui prennent en compte la fissuration en traction et le comportement élasto-plastique du béton en compression à l'aide d'une approche basée sur la contrainte initiale dans laquelle la matrice de rigidité élastique au début de l'analyse est utilisée dans toutes les itérations. Cervenka et Gerstle (1971) ont utilisé une approche similaire afin d'analyser les murs de contreventement et ils ont proposé une loi de comportement pour le bi-matériaux béton-acier comprenant les phases de non-fissuration, fissuration et plasticité.

Des études de dalles en béton armé par la méthode des éléments finis ont été présentées par Jofriet et McNiece (1971) et Bell et Elms (1971). Les analyses son basées sur la courbe moment de flexion-courbure qui reflète les différentes étapes du comportement des matériaux. Ils ont obtenu cette courbe (bilinéaire) à partir des résultats expérimentaux décrivant le moment d'inertie d'une dalle fissurée incluant l'effet d'adoucissement en traction. La variation de la raideur en flexion des éléments en raison de la fissuration est représentée par la réduction de la rigidité en flexion de l'élément correspondant.

Dotroppe *et al.* (1973) ont utilisé une approche dans laquelle la dalle est divisée en plusieurs couches de béton et d'acier afin de tenir compte de la fissuration progressive à

travers l'épaisseur de la dalle. Scanlon et Murray (1974) ont mis au point une approche similaire considérant à la fois la fissuration et les effets de fluage et retrait dans les dalles. Dans leur méthode, la fissure se propage uniquement parallèlement et perpendiculairement au renfort.

Parmi les premières études d'analyse numérique de structures BA, Rashid (1968) a présenté le concept de la fissuration distribuée dans l'étude d'un réacteur nucléaire en béton précontraint. Il a pris en compte la fissuration et les effets de la température et du fluage dans ses analyses. Aujourd'hui l'approche de la fissuration distribuée est largement utilisée pour l'analyse non-linéaire de structures BA et sa mise en oeuvre dans un programme est plus simple et moins coûteuse en termes de temps de calcul que celle du modèle de la fissuration discrète (Kwak et Filippou, 1990).

Gilbert et Warner (1978) ont utilisé le modèle de fissuration distribuée et étudié l'effet de la pente de la courbe d'adoucissement du béton sur le comportement de dalles BA. Ils ont été parmi les premiers à souligner que la réponse est fortement influencée par la taille d'éléments et par la quantité d'adoucissement du béton. Afin de mieux prendre en compte l'effet d'adoucissement du béton après la fissuration, certains chercheurs on augmenté artificiellement la rigidité des armatures en modifiant leur comportement ; d'autres ont choisi de modifier la courbe contrainte-déformation du béton en traction en incluant une branche descendante après le sommet (Kwak et Filippou, 1990).

Dans le contexte du modèle de fissuration distribuée, il y a deux représentations principales : fissure fixe et le modèle de fissure rotationnelle.

Dans le premier modèle, une fissure se forme perpendiculairement à la direction principale de contrainte en traction lorsque la contrainte principale en traction est supérieure à la résistance du béton en traction. De plus, l'orientation de la fissure ne change pas durant toute l'analyse. La facilité de formulation et de mise en oeuvre de ce modèle a conduit à son utilisation répandue dans les premières études. Des études ultérieures ont toutefois montré que le modèle génère des problèmes numériques à cause de la singularité de la matrice de rigidité du matériau. En outre, la configuration des fissures prédite par l'analyse EF montre souvent des écarts considérables par rapport à celle observée dans les essais (Jain et Kennedy, 1974). Ces problèmes peuvent être surmontés par l'introduction d'un module de cisaillement de béton fissuré qui élimine les difficultés numériques et qui améliore la prédiction de configuration des fissures (Balakrishnan et Murray, 1988).

Dans le modèle de fissure rotationnelle proposé par Cope *et al.* (1980) la direction de la fissure change au cours de chargement. Ainsi, la réponse de la structure à chaque étape de chargement dépend de la direction de fissure dans cette étape plutôt que la direction initiale de la fissure. Dans ce modèle la direction de la fissure est toujours perpendiculaire à la direction principale en traction et par conséquent, aucune déformation due au cisaillement ne se produit dans le plan de la fissure. Cela élimine le besoin d'un module de cisaillement du béton fissuré. Un inconvénient de cette approche est la difficulté de corréler les résultats avec la recherche expérimentale basée sur la mécanique de la rupture qui est en contradiction avec le concept de fissure rotationnelle. Cependant, ce modèle a été utilisé avec succès pour analyser le comportement global de structures BA plutôt que les effets locaux dans le voisinage d'une fissure (Gupta et Akbar, 1983; Sellier *et al.*, 2001).

Bien que la réponse des poutres en béton légèrement armé en flexion soit très sensible à l'effet d'adoucissement en traction, la réponse de structures BA dans lesquelles

le cisaillement joue un rôle important, comme les poutres sur-renforcées et les murs de contreventement, est beaucoup plus affectée par le glissement du joint entre le béton et l'armature. Pour tenir compte de cet effet, il y a deux approches courantes dans l'analyse de structures BA par la méthode des éléments finis. La première approche utilise un élément de liaison proposé par Ngo et Scordelis (1967). Cet élément qui n'a pas de dimensions physiques connecte un noeud du béton à un noeud d'armature de façon à ce que ces deux noeuds aient les mêmes coordonnées. La seconde approche utilise l'élément de contact (bond-zone element) développé par de Groot *et al.* (1981). Dans cet élément le comportement du contact entre le béton et l'acier est décrit par une loi de glissement de joint. Bien que de nombreuses études sur la loi de contact entre le béton et l'acier aient été réalisées, une incertitude considérable au sujet de ce phénomène complexe existe toujours en raison des nombreux paramètres qui sont impliqués. En conséquence, la plupart des études EF ne tiennent pas compte de cet effet et de nombreux chercheurs pensent que cet effet est inclus dans le modèle d'adoucissement du béton en traction (Kwak et Filippou, 1990).

Les travaux numériques sur la modélisation 3D de structures BA sont peu nombreux à cause d'un coût de calcul élevé et de la modélisation du comportement du béton sous l'état de contraintes tridimensionnelles. Suidan et Schnobrich (1973) ont été les premiers à étudier le comportement des poutres 3D. Le comportement du béton en compression a été supposé élasto-plastique basé sur le critère de plasticité de Von-Mises.

Comme on le constate il y a un grand nombre de travaux portant sur la modélisation non-linéaire de structures BA. La multitude des approches proposées peut nous conduire à la conclusion que le choix d'un modèle approprié dépend du problème à résoudre.

3.2 Propriétés des matériaux et modèles de comportement

Le comportement du béton armé est toujours difficile à modéliser. Cette difficulté est liée à de nombreux paramètres tels que : la forte hétérogénéité du béton, la dissymétrie du comportement en traction et en compression, les microfissures réparties de manière aléatoire etc. Des recherches ont été menées depuis longtemps sur le comportement mécanique du béton dans l'espoir de mieux comprendre les mécanismes de rupture de ce matériau et plusieurs théories ont été développées ; à savoir, la théorie de la plasticité, la théorie de l'endommagement, la mécanique de la rupture, la méthode de fissuration discrète, la méthode de fissuration distribuée. Ces méthodes ont été utilisées avec succès dans différentes recherches numériques menées sur le béton renforcé par PRF. Néanmoins, la problématique de la modélisation du comportement mécanique du béton n'est pas entièrement résolue et reste un domaine de recherche. Par conséquent, il faut élaborer dans un premier temps un modèle fiable qui représente correctement le comportement complexe du béton et dans un deuxième temps simple pour qu'il soit aisé de l'utiliser pour la modélisation des structures en béton.

Le comportement d'une poutre BA en appui simple est représenté sur la Figure 3.1. Comme on l'a constaté dans le chapitre précédent, on peut distinguer trois phases : la phase élastique non-fissurée, la phase de la propagation de fissures et la phase plastique (due à la plastification de l'acier ou de l'écrasement béton en compression). Dans le cas

de poutres BA renforcées la pente de la troisième phase (si la rupture ne se produit pas avant cette phase) est beaucoup plus élevée car après la plastification d'acier le renfort continue à supporter la traction jusqu'à la rupture.

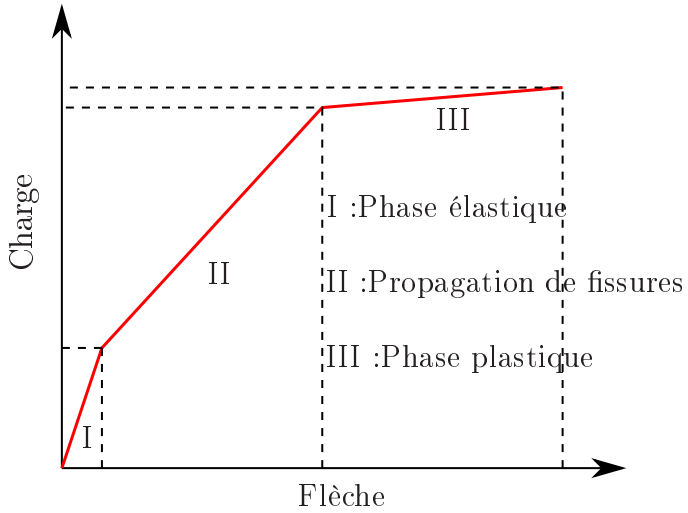

FIGURE 3.1 – Comportement typique d'une poutre BA renforcée en appui simple

En effet, la réponse non-linéaire du béton armé est due à deux effets majeurs :
- la fissuration du béton
- la plasticité de l'acier et du béton en compression

D'autres non-linéarités indépendantes du temps proviennent :
- du glissement du joint entre le béton et l'armature (glissement d'adhérence)
- des interactions des agrégats
- des effets de la liaison acier-béton

Les paramètres dépendant du temps qui contribuent à la réponse non-linéaire du béton sont :
- le fluage
- le retrait
- le changement de la température

Par la suite nous allons analyser différents modèles de comportement de chaque constituant. Ensuite, nous allons présenter les comportements retenus pour la modélisation.

3.2.1 Comportement mécanique du béton

3.2.1.1 Compression uniaxiale

Le béton contient un grand nombre de microfissures, en particulier au niveau des interfaces entre les granulats et le mortier, même avant l'application du chargement. Cette propriété est déterminante pour le comportement mécanique du béton. Le comportement général du béton soumis à une compression uniaxiale est représenté sur la Figure 3.2. Chaque phase de la courbe est associée au mécanisme progressif de fissuration. Au départ il y a juste des microfissures. Ensuite les fissures d'interface granulats-mortier commencent à se développer. Puis les fissures se propagent dans le mortier et à la fin on voit la fissuration globale du béton.

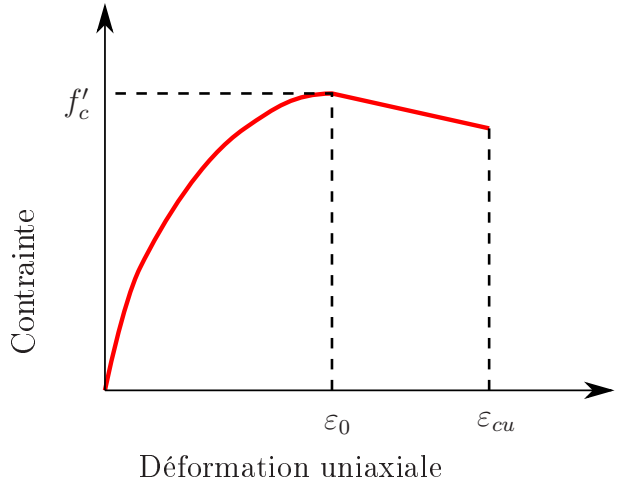

FIGURE 3.2 – Comportement du béton soumis à une compression uniaxiale

Le comportement uniaxial du béton en compression peut se définir par la formule proposée par Hognestad (1951) comme suit :

$$\begin{aligned} \sigma &= f'_c[2\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - (\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0})^2] \qquad si \quad \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ \sigma &= f'_c[1 - 0,15(\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0})] \quad si \quad \varepsilon_0 < \varepsilon < \varepsilon_{cu} \end{aligned} \tag{3.1}$$

où :

$$\varepsilon_0 = 2\frac{f'_c}{E_c} \tag{3.2}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0038 \tag{3.3}$$

avec : f'_c la résistance cylindrique du béton en compression et E_c le module d'élasticité du béton. D'autres travaux de la littérature considèrent une courbe simplifiée (Hu *et al.*, 2004) prenant des valeurs de ε_0 et ε_{cu} différentes. A titre d'exemple $\varepsilon_0 = 0,002$ et $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ dans Chiew *et al.* (2007) et $\varepsilon_0 = 0,002$ et $\varepsilon_{cu} = 0,0038$ dans Thevendran *et al.* (1999).

3.2.1.2 Module de Young

Le module d'élasticité initial du béton est très dépendant de sa résistance en compression. Il peut être obtenu à l'aide des formules suivantes :

ACI American Concrete Institute (1999) :

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (MPa) \tag{3.4}$$

CSA Canadian Standards Association (1994) :

$$E_c = 4500\sqrt{f'_c} \quad (MPa) \tag{3.5}$$

Eurocode2 (2004) :

$$E_c = 22(\frac{f'_c}{10})^{0,3} \quad (GPa) \tag{3.6}$$

3.2.1.3 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson du béton en compression uniaxiale varie entre $0,15$ et $0,22$. Une valeur representative de ce coefficient est égale à $0,2$ (Eurocode2, 2004).

3.2.1.4 Traction uniaxiale

Le comportement général du béton soumis à une traction uniaxiale est représenté sur la Figure 3.3. Cette courbe est linéaire jusqu'à un niveau de contrainte relativement élevé par rapport à la contrainte à rupture. La direction de propagation de la fissure est perpendiculaire à la direction de la contrainte appliquée. Contrairement au cas de la compression, les états de contraintes en traction favorisent la propagation des fissures et, par conséquent, il est difficile de suivre la partie adoucissante de la courbe contrainte-déformation dans un essai expérimental. C'est pourquoi nous pouvons trouver de nombreux modèles dans la littérature comme montré sur la Figure 3.4. On constate que la partie adoucissante de la courbe pourrait avoir une forme linéaire, bilinéaire ou parabolique.

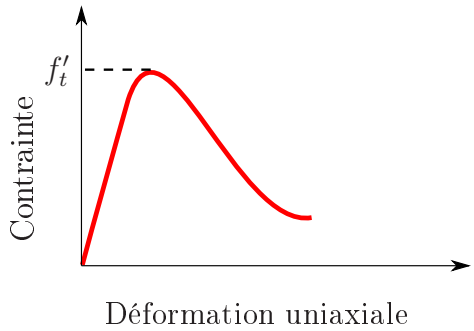

FIGURE 3.3 – Comportement du béton en traction uniaxiale

La résistance à la traction directe du béton est difficile à mesurer et est normalement considérée comme suit : Eurocode2 (2004) :

$$\begin{aligned} f'_t &= 0,3 f_{ck}^{(2/3)} \quad (MPa) \qquad \text{pour classe de béton} \leq C50/60 \\ f'_t &= 2,12 ln(1 + \frac{f'_c}{10}) \quad (MPa) \quad \text{pour classe de béton} > C50/60 \end{aligned} \tag{3.7}$$

où f_{ck} la résistance caractéristique à la compression se définit par :

$$f_{ck} = f'_c - 8(MPa) \tag{3.8}$$

Ainsi, l'équation 3.9 est proposée avec le coefficient a différent : $a = 0,33$ dans ASCE (task committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures), $a = 0,7$ Qiao et Chen (2008b) et $a = 0,6$ dans CSA Canadian Standards Association (1994).

$$f'_t = a\sqrt{f'_c} \quad (MPa) \tag{3.9}$$

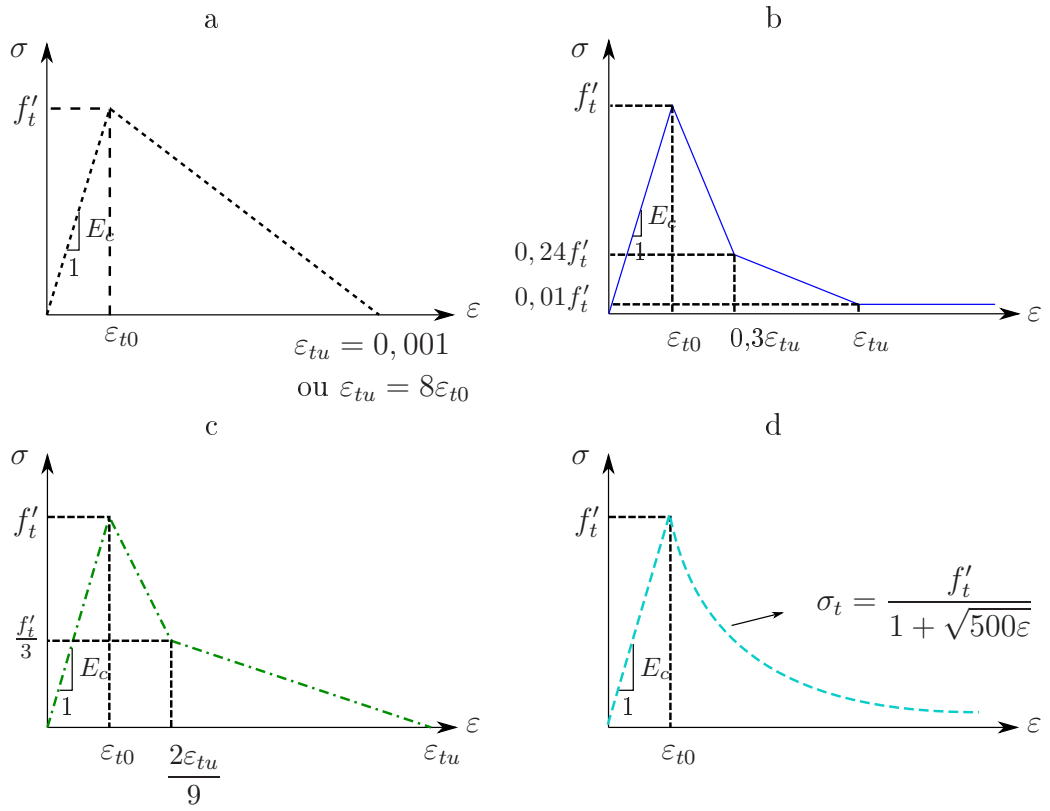

FIGURE 3.4 – Comportement du béton en traction uniaxiale : a) Hu *et al.* (2004); Kotynia *et al.* (2008) b) Lundqvist *et al.* (2005) c) Lu *et al.* (2005b) d) Wang et Chen (2003)

3.2.1.5 Comportement biaxial du béton

Le comportement du béton en compression biaxiale, traction biaxiale et sous chargement résultant d'une combinaison compression et traction est différent du comportement du béton sous charge uniaxiale. La Figure 3.5 illustre les courbes expérimentales typiques du béton obtenues sous charge biaxiale (Kupfer *et al.*, 1969). On voit que la résistance en compression augmente pour la compression biaxiale (approximativement jusqu'à 25%). En traction biaxiale, la résistance est presque identique à celle obtenue en traction uniaxiale. La Figure 3.6 montre l'enveloppe de résistance biaxiale du béton (Kupfer *et al.*, 1969). Dans l'état de contrainte compression-traction la résistance en compression diminue presque linéairement lorsque la contrainte de traction augmente.

3.2.1.6 Comportement triaxial du béton

La Figure 3.7 montre le comportement typique du béton lors des essais triaxiaux (Chen, 1982). Comme ces courbes le montrent, le béton peut se comporter comme un matériau quasi-fragile, plastique adoucissant ou plastique avec écrouissage selon son confinement. La rupture du béton peut être représentée par une enveloppe dans l'espace 3D des contraintes principales. Les détails de cette représentation générale de la surface de rupture seront donnés plus tard.

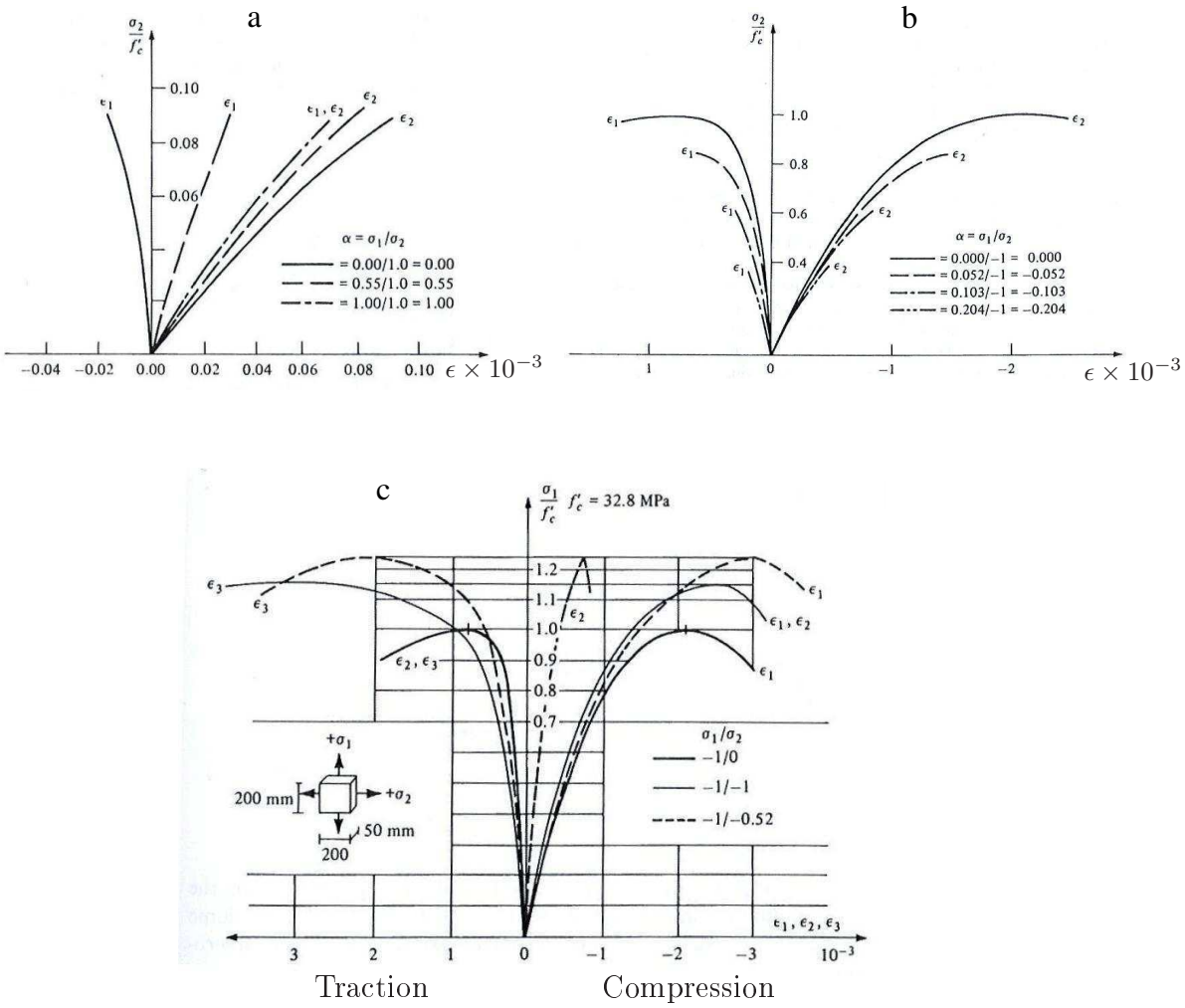

FIGURE 3.5 – Comportement biaxial du béton : a) traction biaxiale b) compression-traction c) compression biaxiale (Kupfer *et al.*, 1969)

3.2.2 Modèles constitutifs de comportement du béton

De nombreux modèles mathématiques du comportement mécanique du béton sont actuellement utilisés dans l'analyse des structures en béton armé. Ces différentes approches pour la définition du comportement complexe du béton armé sous divers états de contraintes peuvent être divisées en quatre principaux groupes (Chen, 1982) :

- modèles représentant le comportement en utilisant des méthodes d'ajustement de courbe, interpolation ou fonctions mathématiques
- modèles élastiques linéaires et non-linéaires
- modèles plastiques parfaits et avec écrouissage
- modèles endochroniques

3.2.2.1 Modèles basés sur le comportement uniaxial du béton

Les structures BA 2D comme les plaques et les dalles peuvent être analysées à l'aide d'une méthode unidimensionnelle. En effet, le comportement biaxial du béton est modélisé par un comportement uniaxial équivalent. Par conséquent, diverses équations empiriques

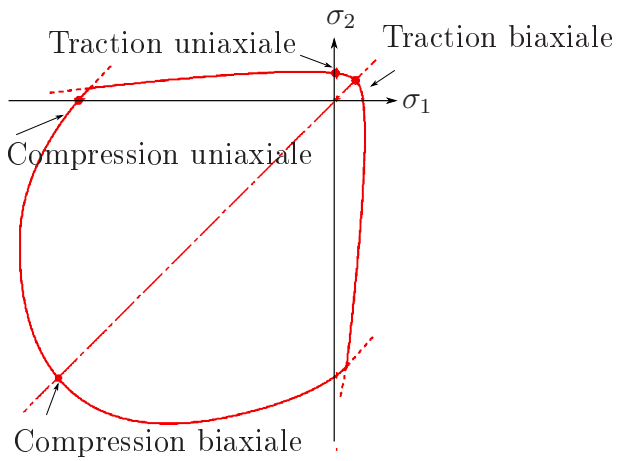

FIGURE 3.6 – Enveloppe de résistance biaxiale du béton

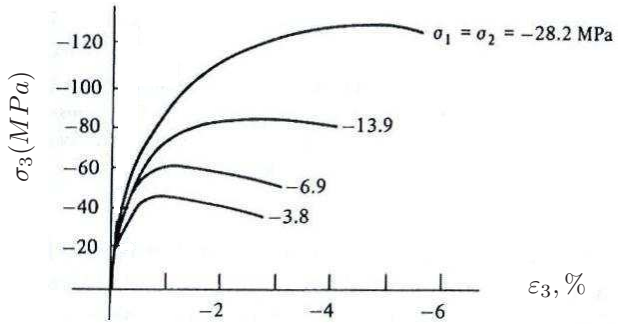

FIGURE 3.7 – Comportement triaxial du béton en compression

de contrainte-déformation exprimées en termes de contraintes et déformations principales ont été mises en place par ajustement des courbes de nombreuses données d'essais biaxiaux (Chen, 1982; Kwak et Filippou, 1990). Cette approche unidimensionnelle est séduisante par sa large base de données et sa simplicité. Cependant, cette approche n'est pas appropriée pour l'analyse des états de contrainte 3D.

3.2.2.2 Modèles élastiques

La théorie d'élasticité linéaire, malgré ses défauts, est l'un des modèles utilisés pour modéliser le béton. Ce modèle pour le béton en compression peut être considérablement amélioré en considérant un comportement non-linéaire. Il est important de noter que tous les modèles élastiques doivent bien sûr être combinés avec un critère de rupture.

Le modèle d'élasticité non linéaire est basé sur le concept de modules variables. Les modèles les plus connus des modèles élastiques non-linéaires sont les modèles hyper-élastiques qui ont un comportement indépendant du chemin suivi et réversible (Chen, 1982). Ces modèles ne parviennent pas à identifier les déformations inélastiques, un inconvénient qui apparaît lorsque le matériau subit des déchargements. Ce défaut peut dans une certaine mesure être rectifié par l'introduction d'un module différent en déchargement. Ce modèle,

cependant, présente des problèmes de continuité et d'unicité de la solution. En conséquences, ces modèles ne sont pas en mesure de bien prédire le comportement du béton soumis à une contrainte élevée, proche de la résistance en compression (Kwak et Filippou, 1990). Pour inclure les déformations inélastiques afin de décrire correctement le comportement du béton en compression, la théorie de la plasticité a été largement utilisée pour modéliser le comportement du béton non-fissuré par de nombreux chercheurs (Chen et Ting, 1980).

3.2.2.3 Modèles Plastiques

L'utilisation des propriétés plastiques des structures en béton armé remonte au début du siècle dernier. Dans le code Danois de béton armé (1908), on retrouve les premières traces d'une théorie de la plasticité dans les consignes données pour le calcul des poutres continues (Nielsen et Hoang, 2011). Une formulation générale de la théorie de plasticité parfaite a été décrite par Gvozdev (1938) en 1938 mais son travail est resté inconnu dans le monde occidental jusqu'aux années 1950, où, auparavant, une théorie très similaire avait été développée par Drucker *et al.* (1952) et Prager (1952). Bien que la théorie de la plasticité de Gvozdev ait été formulée avec une référence explicite au béton structurel, les travaux de Prager concernaient principalement les corps métalliques et le béton non-armé qui a été longtemps considéré comme un matériau fragile, généralement non-adapté à l'analyse plastique. Les premières applications de la plasticité du béton armé consistent en des cas où la résistance dépend largement de l'armature comme la flexion des poutres et des dalles. Cependant, dans les dernières décennies, la théorie de la plasticité a été appliquée aux cas non-réguliers comme le béton non-armé (Chen, 1982; Nielsen *et al.*, 1978).

Plasticité parfaite

Nous savons que le béton sous compression multiaxiale peut se comporter comme un matériau ductile avant d'atteindre sa déformation limite en compression. Il faut garder à l'esprit le fait qu'au niveau local, les mécanismes mis en jeu correspondent à de la microfissuration. Pour tenir compte de cette capacité de plasticité avant la rupture, un modèle parfaitement plastique peut être introduit. Les critères de rupture décrits en termes d'invariants de contraintes peuvent être considérés comme le critère de plasticité et pour déterminer la rupture il faut définir un critère portant sur la déformation. Afin de déterminer le comportement du béton lorsqu'il est plastique, la règle de normalité autrement dit une loi d'écoulement associée est couramment utilisée. Différents types de lois d'écoulement non-associées ont également été proposées, mais, pour des raisons pratiques, la loi d'écoulement associée est principalement utilisée pour le béton (Chen, 1982; Lu *et al.*, 2005b) car il y a très peu de preuves expérimentales rapportées dans la littérature sur la direction de la vitesse de la déformation plastique dans les états de contraintes 2D et 3D.

En résumé, les hypothèses très utilisées pour la modélisation du béton sont les suivantes :

- le béton en compression se comporte comme un matériau parfaitement plastique après que la capacité portante ait été atteinte.
- la surface de rupture d'un matériau fragile est considérée comme la surface de charge plastique dans l'espace des contraintes.

- l'évolution de la déformation plastique est normale à la surface de charge dans l'espace des contraintes.
- afin de déterminer la rupture après la plastification il faut définir une surface comme la surface de charge mais en termes de déformations pour limiter la déformation plastique.
- il faut combiner le modèle plastique avec d'autres modèles pour prendre en compte l'effet de fissuration du béton en traction.

Plasticité avec écrouissage

Dans ce modèle plusieurs surfaces de charge qui combinent la plasticité parfaite et l'écrouissage sont suggérées. Ainsi, la loi d'écoulement associée est utilisée avant la rupture. Ce modèle peut être considéré comme une généralisation de tous les modèles précédents qui satisfont les principes de la mécanique des milieux continus comme l'unicité de la solution. Pour déterminer la rupture, il faut définir une surface de charge limite selon l'état de contraintes. Une fois que cette surface a été atteinte, le béton commence à s'écouler sous une contrainte constante. Enfin, le béton arrive à la rupture ou fissuration lorsqu'il atteint la déformation limite.

Une caractéristique du béton qui ne peut pas être traitée correctement par la théorie de la plasticité est l'adoucissement du béton (ou la dégradation de la rigidité). Malgré ce défaut, ce modèle a été largement utilisé pour l'étude du comportement du béton. Une approche pour surmonter ce problème est d'utiliser la mécanique de l'endommagement.

Plasticité couplée avec la mécanique de l'endommagement

L'idée du couplage de la plasticité avec la mécanique de l'endommagement a été explorée et utilisée dans le passé (Lubliner *et al.*, 1989; Ortiz, 1985). En effet, la mécanique continue de l'endommagement qui s'inscrit dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles est un outil pour la description de la dégradation ou perte de raideur des matériaux. Le cadre de la mécanique des milieux continus permet une modélisation des effets des microfissures représentés par un ensemble de variables internes à travers lesquelles l'état du matériau est déterminé à chaque instant. Selon l'objectif à atteindre lors de la modélisation et lors de l'établissement des hypothèses, l'endommagement peut être décrit par une variable scalaire (endommagement isotrope), vectorielle ou tensorielle (Sellier *et al.*, 2000). Il est possible de coupler l'endommagement avec les modèles élastiques (Labadi et Hannachi, 2005; Tao et Phillips, 2005) mais le couplage avec les modèles plastiques est plus courant (Lee et Fenves, 1998; Lundqvist *et al.*, 2005).

3.2.2.4 Modèles endochroniques

Comme on l'a étudié dans la section précédente, les modèles plastiques incrémentaux supposent l'existence d'un critère de plasticité couplé avec une loi d'écrouissage. Ainsi, ces modèles peuvent être considérés comme des modèles de matériaux discontinus qui séparent les réponses matériaux en plusieurs étapes. Cependant, le comportement du matériau réel est généralement continu. Des efforts se sont concentrés sur la tentative de développer un modèle continu pour le comportement élastoplastique qui peut nous libérer des règles d'écrouissage. Parmi de nombreux développements, la théorie endochronique (généralisation de la théorie de la viscoplasticité) d'inélasticité présentée par Valanis (1971) pour

décrire le comportement des métaux a reçu le plus d'attention. Cette théorie a été développée par Bazant et Bhat (1976) pour la modélisation du béton non-armé et armé. Elle est capable de décrire le comportement, y compris l'écrouissage, le déchargement et rechargement, etc. Le concept de la théorie est la notion d'un temps intrinsèque qui est lié à l'histoire de la déformation d'un point matériel. Ce temps peut être défini en termes de déformation ou contrainte servant à mesurer l'ampleur des changements ou des endommagements d'un matériau soumis à une déformation. Dans cette théorie, la dégradation de la rigidité du matériau est obtenue directement à partir de l'évolution d'une fonction d'endommagement sans recourir aux conditions de charge-décharge. Bien que les résultats de ce modèle soient prometteurs, sa popularité est limitée par sa complexité. Le principal obstacle à l'élaboration et à l'application de cette méthode est le grand nombre de paramètres requis. En conséquence, ce modèle n'a pas été perfectionné pour la modélisation du béton dans les dernières années (R-R. Babu et Singh, 2005).

3.2.2.5 Critères de rupture ou de plasticité

Nous essayons de présenter les critères de rupture ou plasticité pour le béton sous un état de contrainte 3D. Cependant, il est important de garder à l'esprit que la capacité portante du béton soumis à différentes conditions est très variable. Il est donc très difficile d'établir un modèle qui peut décrire la résistance réelle du béton sous toutes les conditions ; même si un tel critère de rupture existait, il serait trop complexe pour servir dans l'analyse des problèmes pratiques. C'est pourquoi les chercheurs ont établi de nombreux critères présentés par la suite.

Le mode de rupture du béton dans le cas des faibles contraintes de traction n'est pas identique au cas de contraintes de compression relativement élevées. Dans le premier cas la rupture est fragile alors que dans le deuxième cas le béton se comporte comme un matériau ductile. Plusieurs critères de rupture pour les matériaux fragiles et de plasticité pour les matériaux ductiles ont été proposés :

- modèles à un paramètre :
  - critère de Ranking ou critère sur la contrainte de traction maximale
  - critères de Tresca et von Mises ou les critères sur la contrainte déviatorique
- modèles à deux paramètres :
  - critère de Mohr-Coulomb
  - critère de Drucker-Prager (Drucker et Prager, 1952)
- modèles à trois paramètres :
  - critère de Bresler-Pister (Bresler et Pister, 1958)
  - critère de Willam-Warnke (Willam et Warnke, 1975)
- modèles à quatre paramètres :
  - critère de Ottosen (Ottosen, 1977)
  - critère de Reimann (Chen, 1982)
  - critère de Hsieh-Ting-Chen (Chen, 1982)
- modèles à cinq paramètres :
  - critère de Willam-Warnke raffiné

Le choix d'un de ces critères dépend de la problématique, en d'autres termes, les modèles ou les critères simples représentant les propriétés qui sont essentielles pour le problème considéré doivent être utilisés.

3.2.3 Comportement du béton fissuré

Comme on l'a déjà mentionné, le béton contient des microfissures qui dépendent du mode de fabrication. Pendant le chargement, lorsque le béton atteint sa résistance en traction, des fissures primaires se forment. La rupture du béton en traction est caractérisée par une croissance progressive des fissures qui se rejoignent et déconnectent éventuellement de grandes parties de la structure. Dans l'analyse des structures en béton par la méthode des éléments finis, trois approches différentes ont été utilisées pour la modélisation des fissures :

- modèle de la fissuration distribuée
- modèle de la fissuration discrète
- modèle basé sur la mécanique de la rupture

Le choix d'un de ces modèles dépend de la problématique. Si le but de la modélisation est le comportement global de la structure, sans s'intéresser aux modes de fissuration et aux contraintes locales complètement réalistes, le modèle de la fissuration distribuée est approprié. Si le comportement local a un intérêt, l'adaptation du modèle de la fissuration discrète est utile. Pour d'autres problèmes le modèle basé sur la mécanique de la rupture peut être intéressant.

3.2.3.1 modèle de la fissuration distribuée

Dans cette approche, le béton fissuré est supposé rester un continuum. Ce modèle représente de nombreuses fissures faiblement espacées perpendiculaires à la direction de la contrainte principale. Dans le premier modèle proposé par Rashid (1968) il est supposé que le béton devient orthotrope ou isotrope transverse lorsque la première fissure s'est produite. Cela veut dire que le module d'élasticité du béton est pris égal à zero dans le sens perpendiculaire à la fissure. Il est aussi possible qu'une fissure se ferme de telle sorte que la compression peut être transmise à travers la fissure. Ce modèle est très utilisé par les chercheurs (Chiew *et al.*, 2007; Hu *et al.*, 2004; Thevendran *et al.*, 1999) mais comme on l'a évoqué avant, il ne faut pas oublier qu'il est dépendant du maillage et du comportement adoucissant du béton.

3.2.3.2 modèle de la fissuration discrète

Dans cette approche, une fissure est modélisée en déconnectant le déplacement des noeuds des éléments adjacents (Ngo et Scordelis, 1967). De plus, à moins que l'allure de la fissure ne soit connue à l'avance, le maillage doit être reproduit à chaque étape pour tenir compte de la propagation d'une fissure. Le processus de remaillage est généralement fastidieux et compliqué. Ceci s'applique en particulier aux structures en béton armé où un grand nombre de fissures existe. Cela peut expliquer pourquoi très peu d'études sur la propagation des fissures dans les structures en béton ont été réalisées en utilisant des modèles de fissuration discrète. Néanmoins, la méthode de fissuration distribuée est incapable de modéliser une fissure macroscopique car cette méthode est basée sur la répartition de fissures sur toute la structure et elle ne peut donc pas prédire une rupture locale (Rahimi et Hutchinson, 2001; Yang *et al.*, 2003). L'autre inconvénient de cette méthode est sa sensibilité au maillage et les problèmes de convergence rencontrés (divergence de la solution) (Bazant et Cedolin, 1980; Lundqvist *et al.*, 2005).

3.2.3.3 modèle basé sur la mécanique de la rupture

Le succès rencontré par la mécanique de la rupture pour la résolution des différents problèmes de fissuration dans les métaux, les céramiques et les pierres, a conduit à son utilisation dans l'analyse numérique de structures BA (Bazant et Cedolin, 1980; Hillerborg et M. Modéer, 1976; Jenq et Shah, 1986). Ce modèle est une méthode énergétique dans laquelle on considère l'énergie de la rupture critique à la place de la courbe contrainte-déformation pour déterminer la propagation de fissures. Il est important de noter que l'énergie de la rupture critique est considérée comme une propriété intrinsèque du matériau.

3.2.4 Modèle proposé pour le béton

Nous présentons maintenant le modèle que nous allons utiliser dans le cadre de notre travail.

3.2.4.1 Béton en compression

Dans ce travail, le béton est considéré comme un milieu continu isotrope dans le cadre de la théorie de la plasticité. Nous utilisons le critère de plasticité de Drucker-Prager avec la loi d'écoulement associée, formulé dans l'espace des contraintes hydrostatiques et déviatoriques. L'avantage de ce modèle résulte dans sa robustesse du point de vue calcul numérique et de la convergence de résultats. Nous ne pouvons cependant pas prédire la fissuration et son évolution.

Classiquement, nous décomposons le tenseur des contraintes en parties sphérique et déviatorique :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{s}} + \frac{1}{3}(tr\underline{\underline{\sigma}})\underline{\underline{I}} \tag{3.10}$$

où $\underline{\underline{s}}$ désigne le déviateur des contraintes (de trace nulle) et $\underline{\underline{I}}$ le tenseur Identité. A partir de cela, nous pouvons définir : la contrainte hydrostatique p et la contrainte de Von Mises q, l'expression de ces contraintes est respectivement donnée par les équations 3.11 et 3.12. La contrainte hydrostatique est liée à la variation de volume et ne dépend pas des contraintes de cisaillement. C'est pourquoi, nous pouvons constater que dans le cas d'un cisaillement pur, seule la contrainte déviatorique n'est pas nulle. Ces deux contraintes permettent de déterminer des domaines d'élasticité et de plasticité dans le plan p-q.

$$\begin{aligned} p &= -\frac{1}{3}tr\underline{\underline{\sigma}} \\ p &= -\frac{\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33}}{3} \end{aligned} \tag{3.11}$$

$$\begin{aligned} q &= \sqrt{\frac{3}{2}(\underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}})} \\ q &= \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2)+3\sigma_{12}^2+3\sigma_{13}^2+3\sigma_{23}^2} \end{aligned} \tag{3.12}$$

où $\sigma_{ij}(i,j=1,2,3)$ sont les composantes du tenseur des contraintes.

Le critère de plasticité de Drucker-Prager est une version élargie et modifiée du critère de Mohr-Coulomb. Ce modèle a été développé en mécanique des sols et il a ensuite été adopté et utilisé pour modéliser le béton (Bursi *et al.*, 2005; Jiang et Wu, 2012; Lundqvist *et al.*, 2005; Niu et Wu, 2005; Salvatore *et al.*, 2005; Yang *et al.*, 2009).

Chaque critère de plasticité basé sur l'état de contraintes peut s'exprimer avec des contraintes principales ou les invariants des contraintes ($f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ ou $f(I_1, J_2, J_3 = 0)$. La forme générale d'une surface de rupture dans un espace de contraintes 3D peut être décrite par ses formes transversales dans le plan déviatorique et ses méridiens dans les plans méridiens. La représentation du critère dans l'espace forme un cône de section circulaire comme montré sur la Figure 3.8. Dans le plan p-q, ce critère est représenté par F_{DP} dans l'équation 3.13, qui délimite les états de contraintes provoquant une déformation élastique ou plastique. Le domaine d'élasticité est défini par deux paramètres caractéristiques du matériau. La Cohésion d_{DP} qui correspond à la contrainte de cisaillement limite dans le cas d'un cisaillement pur, et, l'angle de cohésion ϕ_{DP} qui est relatif à l'importance de l'influence de la pression hydrostatique. Il est important de noter que nous nous sommes intéressés ici qu'au critère de Drucker-Prager linéaire. Il existe en effet d'autres variantes de ce critère dites hyperbolique et exponentielle qui permettent de s'affranchir de la singularité du cône (Abaqus Theory Manual).

$$F_{DP} = q - (ptan(\phi_{DP}) + d_{DP}) = 0 \tag{3.13}$$

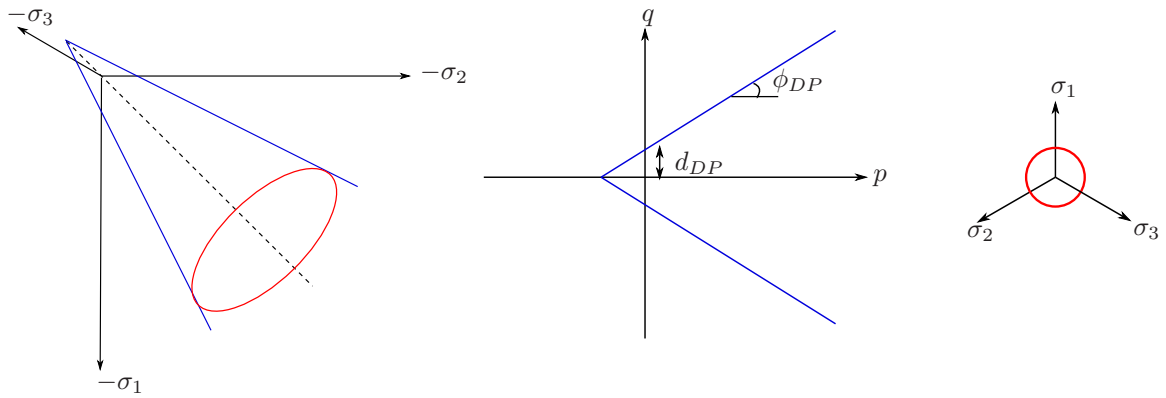

FIGURE 3.8 – Représentation du critère de Drucker-Prager dans l'espace, dans le plan p-q et plan déviatorique

Nous avons déterminé les paramètres du critère de plasticité (d_{DP} et ϕ_{DP}) à partir des résultats d'essais de caractérisation du béton tels que les essais de compression simple et les essais de fendage. Pour cela, il faut calculer les couples contrainte de Von Mises/pression hydrostatique et les reporter dans le graphe contrainte déviatorique en fonction de la contrainte hydrostatique. Les relations entre les résistances en traction issues de l'essai brésilien f'_t et en compression f'_c et, la contrainte de Von Mises q et, la pression hydrostatique p sont données dans le Tableau 3.1 (Chataigner, 2008; Wang, 2007).

A partir des données expérimentales présentées dans le chapitre précédent, les résultats ont été reportés en Figure 3.9. Ensuite, les deux paramètres caractéristiques pour le critère de Drucker-Prager ont été calculés à partir de la droite obtenue sur cette figure et après une

	Pression hydrostatique p	Contrainte de Von Mises q
Essai de compression simple	$\frac{f'_c}{3}$	f'_c
Essai brésilien	$\frac{2f'_t}{3}$	$\sqrt{13}f'_t$

TABLEAU 3.1 – Relations entre les résistances en traction issues de l'essai brésilien f'_t et en compression f'_c et, la contrainte de Von Mises q et, la pression hydrostatique p

calibration sur les poutres de référence : $\phi_{DP} = 69,2°,\ d_{DP} = 2\ MPa$. Les caractéristiques élastiques du béton sont : $E_c = 37\ GPa,\ \nu_c = 0,2$.

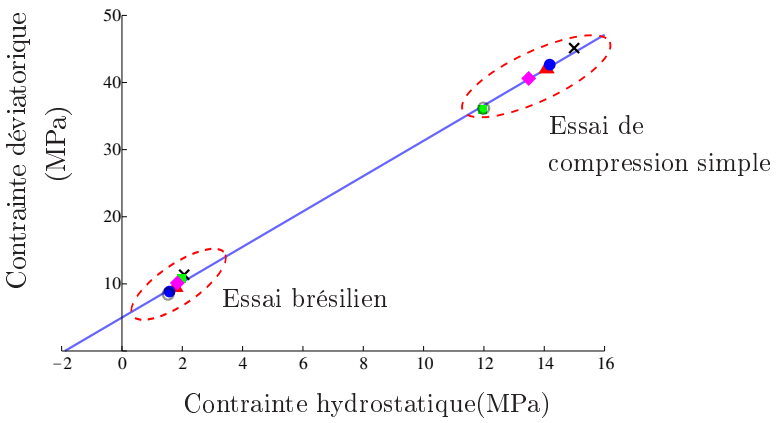

FIGURE 3.9 – Obtention des paramètres caractéristiques du modèle Drucker-Prager à partir des résultats expérimentaux

3.2.4.2 Béton en traction

Le module d'Young et le coefficient de Poisson sont identiques en traction et en compression. Dans le cas d'une traction multiaxiale, le plan de rupture est perpendiculaire à la direction de traction maximale. La rupture est toujours fragile et la résistance à la rupture est égale à celle obtenue en traction simple. La résistance en traction simple du béton est beaucoup plus faible que la résistance en compression simple. C'est pourquoi, cette résistance est souvent négligée dans les dimensionnements mais il faut garder à l'esprit que dans le cas du béton armé le renforcement pourrait venir modifier le comportement adoucissant du béton. Rappelons que l'adoucissement dans le béton armé représente la capacité du béton à supporter la traction après fissuration. Cet effet est dû à la réorganisation des contraintes de traction entre les fissures voisines. Il vaut mieux par conséquent utiliser un modèle incluant l'adoucissement. Dans le cadre de notre travail nous adoptons une approche en mécanique de la rupture en considérant l'énergie de la rupture pour déterminer la rupture globale des poutres BA renforcées par peeling-off. En effet, le modèle de Drucker-Prager est utilisé pour le béton en compression et en traction mais il est

combiné avec un modèle basé sur la mécanique de la rupture afin de détecter la rupture en traction.

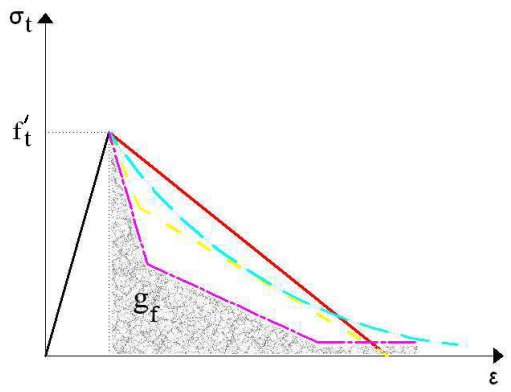

FIGURE 3.10 – Comportement du béton en traction ; surface colorée : l'énergie de rupture en mode I par unité de largeur de fissure

Dans la Figure 3.10 la zone colorée (g_f) montre l'énergie de rupture en mode I (G_f) par unité de largeur de fissure. L'énergie de rupture du béton G_f (le taux de restitution d'énergie critique) représente la quantité d'énergie nécessaire pour la propagation d'une unité de surface de fissure. D'après la norme CEB-FIP (1993), en absence de valeurs empiriques, nous pouvons évaluer la valeur de G_f comme suit :

$$G_f = G_{f_0}(\frac{f'_c}{10})^{0,7} \tag{3.14}$$

Où G_{f0} est une valeur de base de l'énergie de rupture qui dépend de la taille maximale de granulat. Dans les essais présentés précédemment la résistance moyenne en compression est égale à $40,4\ MPa$ et la taille maximale de granulat est égale à $16\ mm$. Nous avons donc : $G_{f_0} = 0,03$ et $G_f = 0,08\ N.mm/mm^2$.

3.2.5 Comportement de l'acier

L'acier présente généralement le même comportement en traction qu'en compression et une seule courbe contrainte-déformation suffit pour définir son comportement pour l'analyse des structures en béton armé. L'acier présente un comportement élastique linéaire pour des petites déformations, puis un comportement plastique parfait suivi d'une phase d'écrouissage et enfin une chute jusqu'à la rupture. Deux types de modèles idéalisés sont couramment utilisés (ASCE , task committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures) : modèle élastique linéaire parfaitement plastique et modèle élastique linéaire plastique avec écrouissage. Dans cette étude le comportement de l'acier a été considéré comme élastique linéaire parfaitement plastique. D'autre part, sachant que le rôle de l'armature est de transmettre les efforts axiaux, nous avons considéré un comportement unidirectionnel. Les caractéristiques de l'acier dans notre modèle sont : $E_s = 200\ GPa$, $f_y = 500\ MPa$, $\nu_s = 0,3$ où E_s est le module de Young de l'acier, f_y la limite élastique et ν_s le coefficient de poisson.

3.2.6 Comportement de matériaux composites

Le comportement des plats en matériaux composites unidirectionnels est supposé être élastique linéaire jusqu'à la rupture, toutes les fibres étant orientées parallèlement au sens long des plats. Les propriétés des plats sont données dans le chapitre précédent. Dans la littérature des poutres BA renforcées ce comportement est largement utilisé par différents chercheurs.

3.3 Modèle des éléments finis

3.3.1 Généralités et hypothèses de la modélisation

Avant de procéder à l'étape de modélisation, il faut d'abord réfléchir au choix des paramètres suivants : modélisation 2D ou 3D, comportement du matériau, non-linéarité due au matériau ou due aux grandes déformations, analyse statique ou dynamique, paramètres de contrôle et d'arrêt du programme, charge appliquée, conditions aux limites, maillage, comportement du contact, modélisation du renfort. Les résultats et le temps de calcul peuvent considérablement varier en fonction de ces paramètres.

Nous avons effectué une analyse 3D non-linéaire de type éléments finis des poutres réalisées à l'aide du logiciel commercial Abaqus (Radfar *et al.*, 2012a,b,c). Cette analyse est une procédure statique avec une méthode classique de résolution : l'algorithme complet de Newton. Nous pouvons voir différentes étapes de modélisation telles que le choix de la géométrie, les conditions aux limites, le chargement et le maillage sur la Figure 3.12. Les plans de symétrie ont été utilisés en considérant la charge et la géométrie pour ne modéliser qu'un quart de la poutre comme montré sur la Figure 3.11. Les plans de symétrie sont les plans de symétrie apparents au milieu des poutres en béton ainsi que dans le milieu de leur section. Les poutres sont sollicitées en flexion 4 points jusqu'à la rupture. Nous avons défini les conditions aux limites appropriées, telles que les conditions de symétrie et d'appui simple. La non-linéarité géométrique (grande déformation) a été prise en compte car localement on remarque de grandes déformations (cette hypothèse a été vérifiée après le calcul et elle a été validée par les résultats obtenus). Nous supposons dans toutes les modélisations qu'il y a une adhérence parfaite entre les différents composants d'une poutre : entre le béton et l'armature et, entre le béton et le plat en PRF (sans tenir compte de la colle) ; autrement dit, le transfert de charge est optimal. Les poutres sont maillées finement aux endroits ou les ruptures sont susceptibles de se produire. C'est-à-dire, à l'extrémité de la plaque de renforcement et au niveau de l'armature. Le maillage reste grossier ailleurs. Les éléments du béton sont de type volumique tétraédrique à dix-noeuds où l'interpolation des déplacements sur l'élément est quadratique avec une intégration réduite ; de plus, chaque noeud d'éléments a trois degrés de liberté (trois déplacements). Des éléments bidimensionnels triangulaires de type coque avec six-noeuds et cinq degrés de liberté par noeud avec une intégration réduite et une interpolation quadratique des déplacements sont utilisés pour modéliser les plats PRF. Les armatures sont modélisées par des éléments 1D de type câble de trois-noeuds et quadratiques. Il est important de noter que dans les premières simulations, le béton a été modélisé par des éléments volumiques hexaédriques à vingt-noeuds et les plats PRF par des éléments à huit-noeuds. Les résultats étaient identiques aux résultats du modèle présenté, avec un temps de calcul

beaucoup plus important.

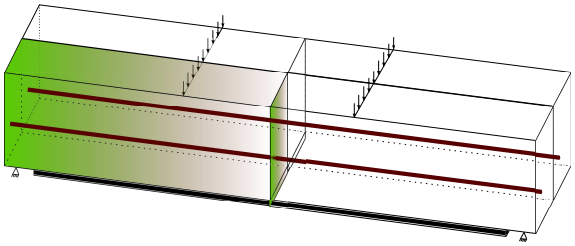

FIGURE 3.11 – Le quart de poutre modélisée

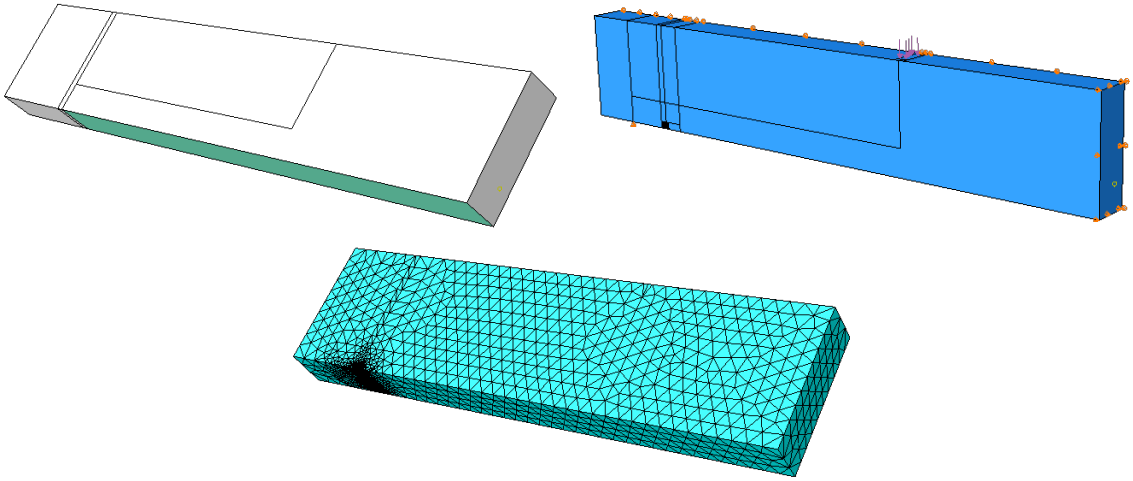

FIGURE 3.12 – Poutre BA renforcée modélisée : géométrie, conditions aux limites, chargement, maillage

3.3.2 Détection de rupture

Comme mentionné précédemment, le peeling-off est un mode de rupture très fragile. Lorsqu'une macro-fissure (de peeling-off) se forme, elle va se propager très rapidement et cela provoque la rupture globale de la poutre. Nous nous sommes par conséquent concentrés sur l'initiation d'une macro-fissure qui représente quant à elle la propagation d'une micro-fissure. En effet, dans le béton il existe plusieurs micro-fissures même avant le début du chargement ; ces micro-fissures se rejoignent au cours du chargement et forment une macro-fissure qui se propage très rapidement. Une singularité de contrainte à l'extrémité du plat en PRF nous amène alors à utiliser un critère énergétique plutôt qu'un critère en contraintes. Nous avons donc pour cela choisi une approche énergétique basée sur la mécanique de la rupture. Ce critère énergétique qui est présenté dans la section précédente est appliqué à un volume parallélépipédique situé à l'extrémité de la plaque comme montré sur la Figure 3.13. Comme évoqué précédemment, le modèle de comportement du béton est élastique-plastique (Drucker-Prager), une zone plastique apparaît donc à l'extrémité

de la plaque pour une certaine charge qui montre la formation de la fissure de peeling-off. Comme illustré dans la Figure 3.14 il est possible de définir la surface de la fissure (S_{cr}) dans cette zone. L'énergie plastique dissipée par la fissure est équivalente à l'énergie de rupture pour un état de contraintes de traction correspondant. Par conséquent, il est nécessaire de calculer l'énergie plastique ($E_{p,vol}$) du parallélépipède rectangle choisi dans chaque incrément de charge afin de définir l'énergie surfacique (G'_f) comme écrite dans l'équation 3.15.

$$G'_f = \frac{E_{p,vol}}{S_{cr}} \tag{3.15}$$

En d'autres termes, nous avons fait un post-traitement des résultats pour définir la charge de rupture. Cela signifie que dans chaque étape de calcul, l'énergie plastique dissipée dans le volume choisi ($E_{p,vol}$) est mesurée et utilisée pour calculer l'énergie surfacique (G'_f). Cette dernière est comparée à l'énergie de rupture (G_f). Tant que l'énergie surfacique calculée dans chaque étape est inférieure à l'énergie critique de rupture il n'y a pas de rupture. Dès qu'elle atteint la valeur critique dans l'équation 3.16 on considère la rupture globale de la poutre par peeling-off.

$$G'_f \leq G_f \tag{3.16}$$

La taille du parallélépipède rectangle a été identifiée par comparaison à nos résultats expérimentaux. Ce volume dont la longueur correspond à la largeur de la poutre a une taille d'arête comprise entre $\frac{h'}{4}$ et $\frac{h'}{3}$ où h' est l'épaisseur du béton d'enrobage.

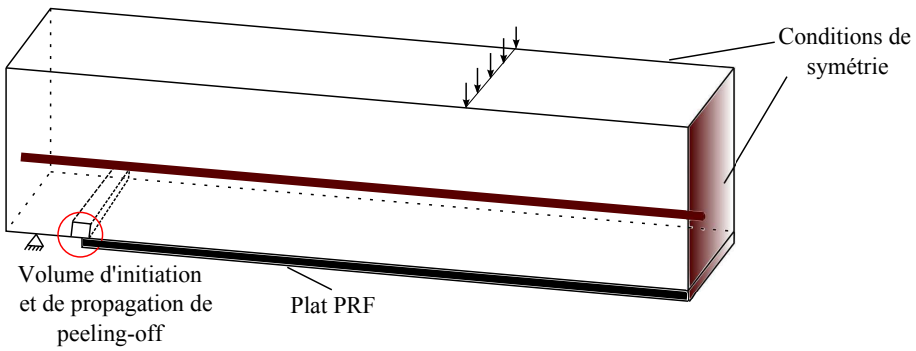

FIGURE 3.13 – Peeling-off crack initiation zone

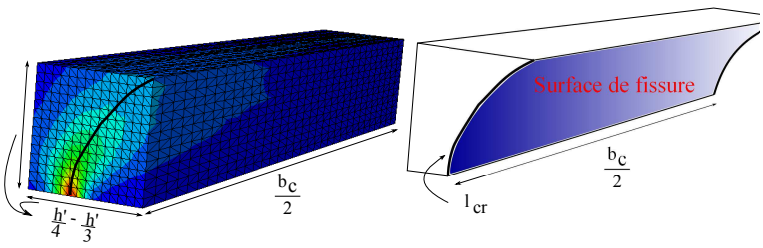

FIGURE 3.14 – Peeling-off crack surface

Les différences entre cette approche et les approches classiques basées sur la mécanique de la rupture résident dans le fait de considérer un volume à la place d'un élément pour comparer l'énergie de la rupture et d'appliquer le critère. Cependant, l'application du critère se fait par post-traitement de nos résultats. Dans les approches classiques on considère que $G_f = b.g_f$ où b désigne la taille de la fissure qui est considérée comme la largeur d'un élément. La simplicité de cette formule est trompeuse car la taille réelle d'une fissure dépend alors de la taille de l'élément sélectionné, le type d'élément, la forme d'élément et le schéma d'intégration. De plus, lors de chaque étape de calcul, ce critère est appliqué aux éléments pour détecter la fissuration (soit discrète soit distribuée). La méthode que l'on propose est basée sur un calcul élastoplastique simple qui n'impose pas la largeur ni la direction de la fissure lors du calcul. Nous faisons ensuite un post-traitement des résultats. Par conséquent, le calcul est moins coûteux, beaucoup plus robuste et il ne dépend pas de la taille de maillage (plus de détails seront donnés dans la section suivante). Concernant la taille du volume identifié, nous présenterons la dépendance des résultats par la suite. Enfin, il faut rappeler que le processus réel de rupture est plus compliqué que ce qui est prédit par le modèle actuel ; le béton n'est pas un matériau homogène et comme pour toutes les autres propriétés de ce matériaux il faut être en mesure de déterminer l'énergie de la rupture correspondante (G_f).

3.4 Résultats numériques

Dans les sections suivantes, les résultats numériques sont présentés en termes de capacité portante, modes de rupture et analyse de type force-déplacement et contrainte-déformation en utilisant le modèle présenté.

3.4.1 Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

La Figure 3.15 illustre la courbe de charge totale appliquée à la poutre en fonction de la flèche à mi-travée des poutres de référence (poutres 8 et 9). Comme on le voit sur cette figure, la courbe numérique montre la rupture ductile en flexion en concordance avec les résultats des essais.

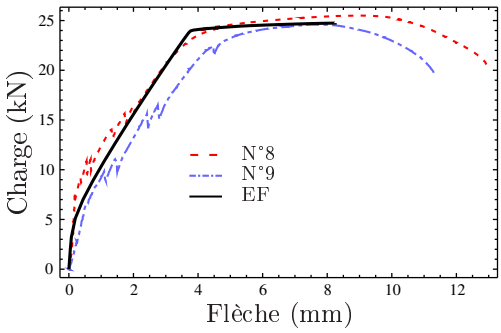

FIGURE 3.15 – Résultats d'essais et de la modélisation éléments finis sur les poutres de référence

Les poutres BA renforcées ont rompu suivant le mécanisme de rupture de type peeling-off qui reproduit par notre modélisation numérique (3.16). La Figure 3.17 présente les courbes expérimentales et numériques charge en fonction de la flèche des poutres BA renforcées. Au vu de ces courbes on constate un très bon accord entre les résultats numériques et expérimentaux en termes de charge, modes de rupture, et, de comportement général. On peut distinguer les trois phases classiques de comportement sur les courbes obtenues pour les poutres appartenant au deuxième et cinquième groupe. Les courbes obtenues pour les poutres renforcées par une plaque épaisse (premier et quatrième groupe) traduisent quant à elles une rupture avec absence de plastification des aciers.

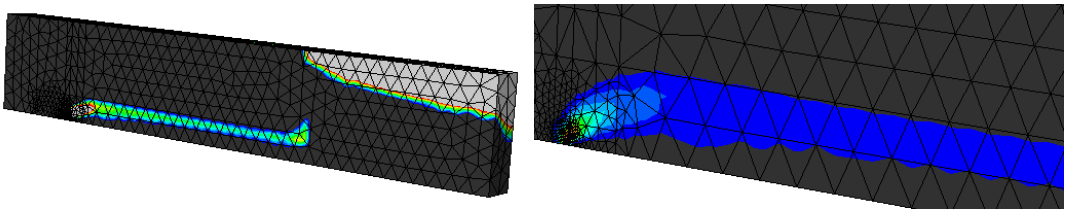

FIGURE 3.16 – Rupture par peeling-off

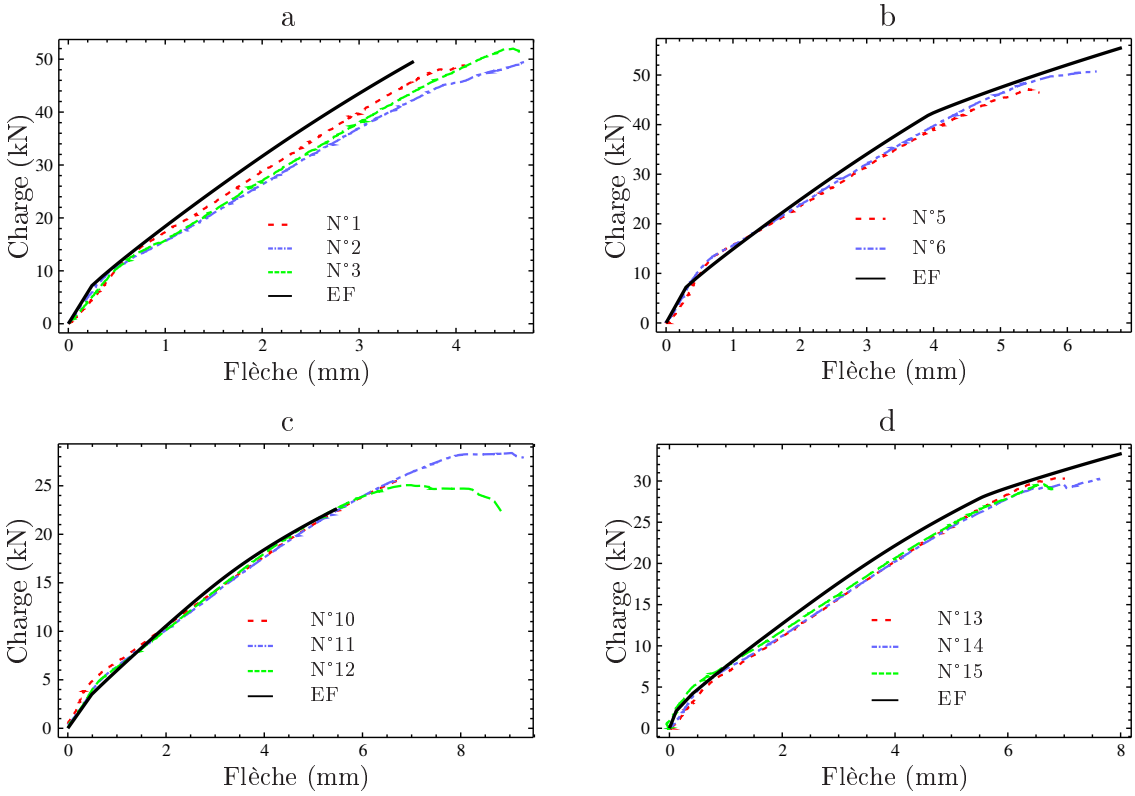

FIGURE 3.17 – Résultats expérimentaux et numériques des poutres BA renforcées : a) Groupe N°1 b) Groupe N°2 c) Groupe N°4 d) Groupe N°5

Le Tableau 3.2 nous permet de comparer les résultats obtenus expérimentalement et numériquement pour la charge de ruine et la flèche à la rupture. Dans ce tableau le

N° des groupes	N° des poutres	Flèche à la rupture (mm)			Charge à la rupture (kN)		
		Exp.	Num.	$\frac{Num.}{Exp.}$	Exp.	Num.	$\frac{Num.}{Exp.}$
1	1,2,3	4,46	3,66	0,821	50,1	49,57	0,989
2	4,5,6	5,92	5,35	0,904	48,85	55,52	1,137
4	10,11,12	7,61	7,22	0,949	26,36	22,64	0,859
5	13,14,15	7,15	6,41	0,897	29,83	33,33	1,117

TABLEAU 3.2 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques

rapport entres les valeurs numériques et expérimentales pour la charge et la flèche à la rupture est donné pour chaque groupe de poutres. L'erreur maximale dans la prédiction de la charge à la rupture est égale à $14,1\%$, valeur très acceptable pour le matériau béton ; l'erreur maximale sur la flèche à la rupture est de $17,9\%$. Cette erreur pourrait se produire en surestimant la résistance du béton en traction après la fissuration. En résumé, nous avons réussi à modéliser la rupture de la poutre par peeling-off et nous avons validé notre modèle. Il est donc possible à l'aide de cette démarche de prédire ce type de rupture et le niveau de charge correspondant.

3.4.2 Sensibilité au maillage

Les résultats de cinq simulations dans lesquelles nous avons fait varier les tailles des éléments tétraédriques ($0,25$, $0,5$ 1, $2,5$ et $3,5$ mm) à l'extrémité de la plaque de renforcement dans le béton d'enrobage, ont été comparés dans cette étude pour savoir si le modèle présenté est dépendant du maillage. On peut voir sur la Figure 3.18 que la taille des mailles influence peu ou pas le résultat de ces simulations. Il y a juste en effet une petite différence dans la prédiction de la charge de rupture qui est montrée sur la Figure 3.19. Cette comparaison nous amène à conclure que la taille des éléments a peu d'influence sur la prédiction de la charge à la rupture et le comportement général pour le modèle proposé. Par conséquent, la taille des éléments à l'extrémité du plat est fixée à $1mm$ pour toutes les simulations qui seront réalisées.

3.4.3 Influence du volume de la zone de rupture

Comme nous l'avons expliqué dans la section précédente, la détection de rupture se fait lors du post-traitement des résultats numériques. Elle ne change pas par conséquent le comportement des poutres. Dans cette partie, nous avons fait varier la taille de ce volume pour nous assurer que nos résultats étaient indépendants de ce paramètre. Pour cela, trois volumes différents ont été pris en compte. Chaque parallélépipède ayant un côté égal à la largeur de la poutre nous avons fait varier la valeur d'un côté de la section carrée de celui-ci (4, 5 et $7mm$). Les charges de rupture prédites en considérant ces volumes sont données sur la Figure 3.20. Comme on peut l'observer les résultats sont peu sensibles à la

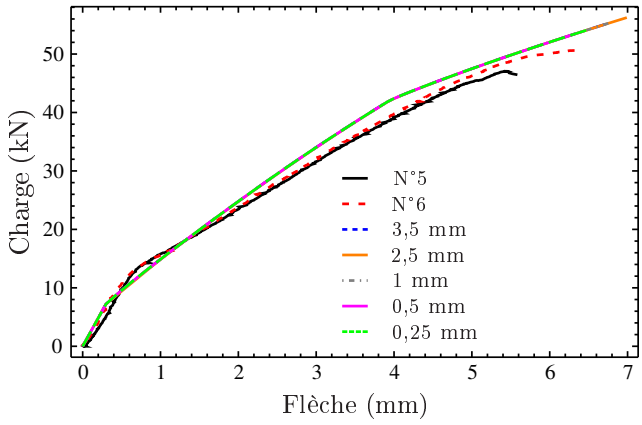

FIGURE 3.18 – Effet de la taille d'élément sur la courbe charge-flèche des poutres du groupe N°2

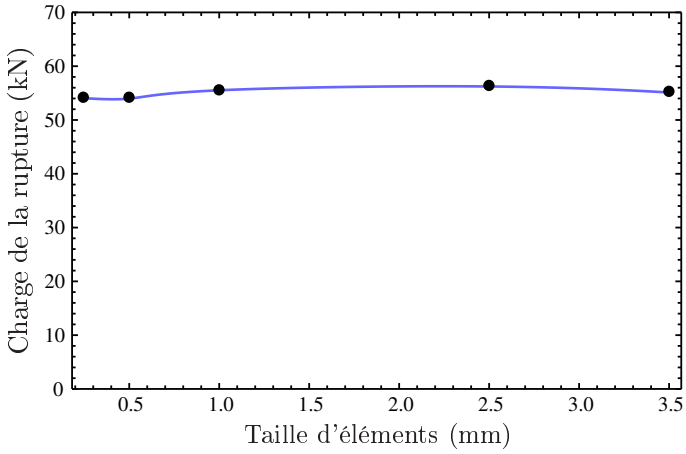

FIGURE 3.19 – Effet de la taille d'élément sur la charge de la rupture des poutres du groupe N°2

taille de ce volume pour des tailles de côté comprises entre $\frac{h'}{4}$ et $\frac{h'}{3}$, h' étant l'épaisseur d'enrobage.

3.4.4 Discussion

Dans cette partie nous analysons le comportement des différents éléments des poutres à différents endroits des poutres. Nous allons pour cela examiner dans un premier temps l'évolution de différents phénomènes au cours du chargement et dans un deuxième temps le comportement à la rupture.

Les Figures 3.21a et b montrent respectivement la contrainte axiale dans l'acier et la contrainte longitudinale dans la plaque en PRFC au milieu de la poutre en fonction de la charge appliquée, autrement dit l'évolution de ces contraintes au cours du temps. On peut distinguer sur ces figures différentes phases du comportement d'une poutre BA.

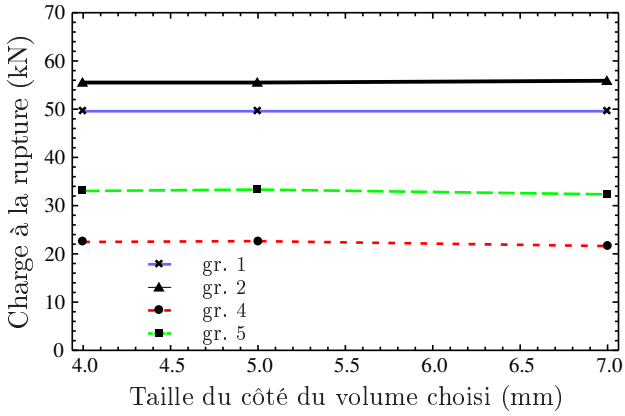

FIGURE 3.20 – Effet de la taille de la zone de rupture sur la prédiction de la charge à la rupture

Comme on l'a déjà évoqué, l'acier ne se plastifie pas avant la rupture pour les poutres renforcées par une plaque épaisse (groupes 1 et 4). La contrainte axiale dans l'acier de renforcement est égale à 418 MPa pour le groupe 1 et 410 MPa pour le groupe 4 lors de la rupture des poutres. En comparant ces résultat avec ceux des trois autres groupes, on constate que pour une charge appliquée identique, la contrainte dans l'acier diminue lorsqu'on augmente l'épaisseur du renfort ; autrement dit comme on pouvait s'y attendre, la force mobilisée dans l'acier est plus importante lorsqu'il n'y a pas d'autres renforts ou lorsqu'il y a un léger renforcement. La Figure 3.21.b nous donne la contrainte longitudinale maximale mobilisée dans la plaque en PRFC qui est égale à 544 MPa (près d'un quart de sa résistance) qui nous amène à conclure qu'avec une rupture prématurée l'épaisseur choisie est loin d'être optimale. De plus, la contrainte longitudinale dans la plaque en PRFC diminue lorsque l'on augmente l'épaisseur du renfort. Cependant, il faut garder à l'esprit que la force longitudinale mobilisée dans la plaque renfort est plus importante dans ce cas-là car l'épaisseur est plus importante. Ainsi, si l'on considère les poutres des groupes 4 et 5 pour lesquelles la valeur de la contrainte longitudinale dans le renfort évolue sensiblement de la même façon, la force totale mobilisée est plus importante dans les poutres du groupe 4.

La Figure 3.22 illustre l'évolution de la déformation longitudinale en milieu de poutre sur les faces supérieure (haut) et inférieure (bas). Comme attendu, cette déformation est positive en bas de la poutre ou dans la zone tendue et elle est négative en haut de la section ou dans la zone comprimée. Pour les poutres de référence après plastification des aciers, les déformations en parties inférieure et supérieure de la section augmentent sans augmentation de la charge supportée jusqu'à la rupture. Lorsque la rigidité de la poutre croît, par exemple en augmentant l'épaisseur du renfort PRFC, les déformation diminuent. Il est intéressant d'analyser les déformations de la fibre tendue des groupes 4 (section $70mm \times 105mm$, $t_p = 1,2mm$) et 5 (section $80mm \times 120mm$, $t_p = 0,6mm$) qui sont presque identiques, alors que les poutres du groupe 4 présentent une section "béton" plus petite et une section "renforcement PRFC" plus importante ; ceci montre l'efficacité des PRF dans le contrôle de la déformation et de la propagation des fissures.

Les diagrammes de déformations et de contraintes de la section au milieu des poutres

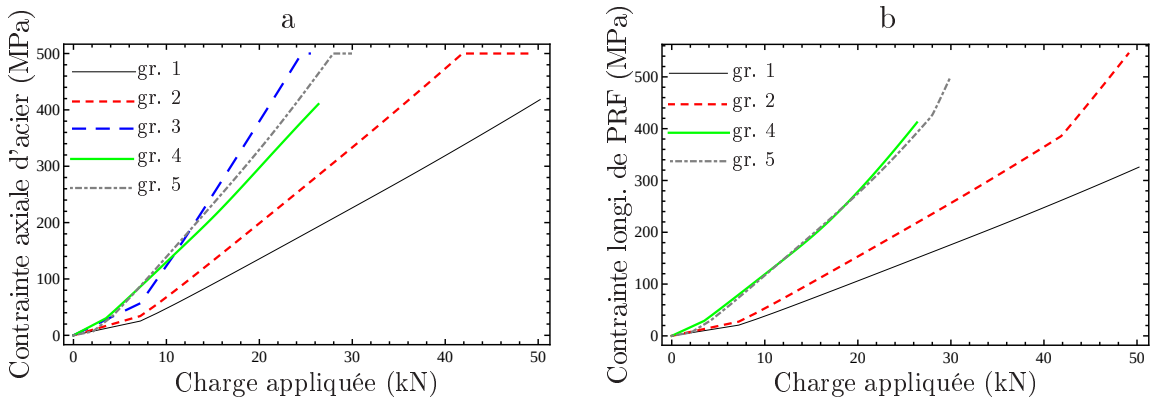

FIGURE 3.21 – Evolution de la a) contrainte axiale dans l'acier b) contrainte longitudinale dans la plaque PRFC au milieu de la poutre

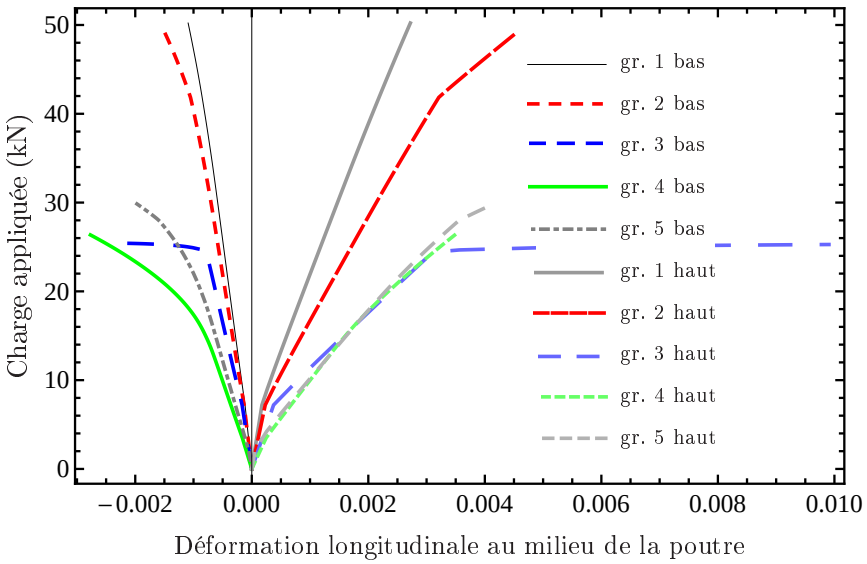

FIGURE 3.22 – Evolution de la déformation longitudinale sur les faces inférieure et supérieure en milieu de la poutre

au moment de la rupture sont montrés sur les Figures 3.23 a et b. En renforçant les poutres, la partie comprimée du béton s'étend sur une zone plus grande ce qui signifie que la descente de la fibre neutre engendre une meilleur répartition des contraintes lorsque la rupture est dominée par la déformation des aciers.

La Figure 3.24 qui illustre la déformation longitudinale de la fibre tendue le long des poutres (sur la moitié de chaque poutre) au moment de la rupture met en évidence la singularité des déformation et contrainte à l'extrémité du renfort. Cela confirme que les critères de rupture par peeling-off qui sont basés sur la limitation de contrainte ou de déformation ne sont pas appropriés.

Les Figure 3.25 a et b montrent respectivement la contrainte axiale dans les aciers le long de la (moitié de la) poutre et la contrainte longitudinale mobilisée le long de la (moitié de la) plaque PRFC au moment de la rupture. La contrainte dans l'acier est

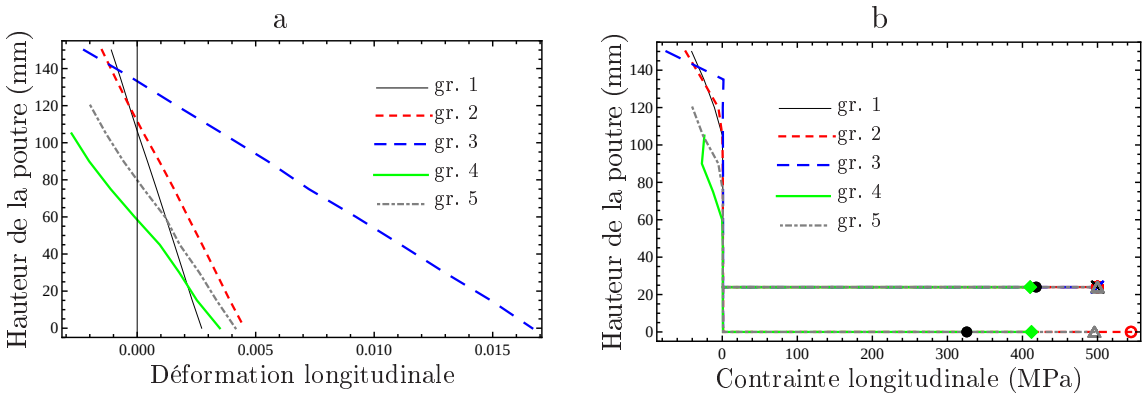

FIGURE 3.23 – Diagramme a) de déformations et b)de contraintes de la section au milieu des poutres au moment de la rupture

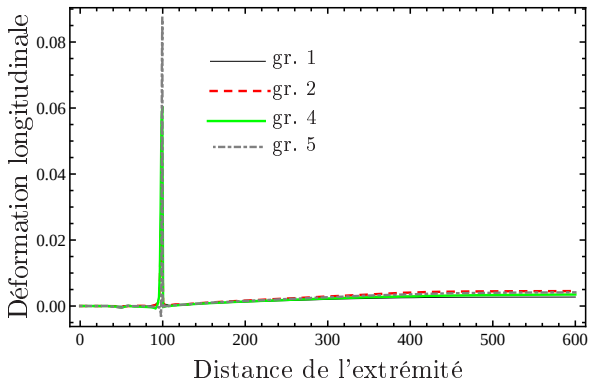

FIGURE 3.24 – Déformation longitudinale de la fibre tendue le long des poutres au moment de la rupture

perturbée au niveau de l'extrémité de la plaque et la contrainte de la plaque PRFC n'a pas de sens physique à son extrémité à cause de l'existence de la singularité. On peut remarquer que dans la zone de moment constant, les contraintes restent quasi-constantes comme attendu. En comparant les courbes des deux premiers groupes sur la Figure 3.25 a, on constate que dans la zone renforcée par le plat PRFC, la contrainte dans l'acier des poutres du groupe 1 (cas d'un renfort épais) est moins élevée et elle est presque identique à celle trouvée pour les poutres du groupe 2 dans la zone non-renforcée.

3.5 Validation du modèle proposé

Afin de vérifier la validité du modèle proposé, nous avons décidé de reprendre les essais effectués au sein du laboratoire Navier dans le cadre de la thèse de J. Dallot (2007). Ces essais ont été effectués sur des poutres en béton armé renforcées par des plats en acier de différentes épaisseurs et nuances. Les poutres ont été testées à la rupture en flexion quatre points. Les plats en acier (renforts) ont été collés au béton à l'aide d'une colle époxy (ETANCOL). Les poutres ont toutes la même section et possèdent les caractéristiques

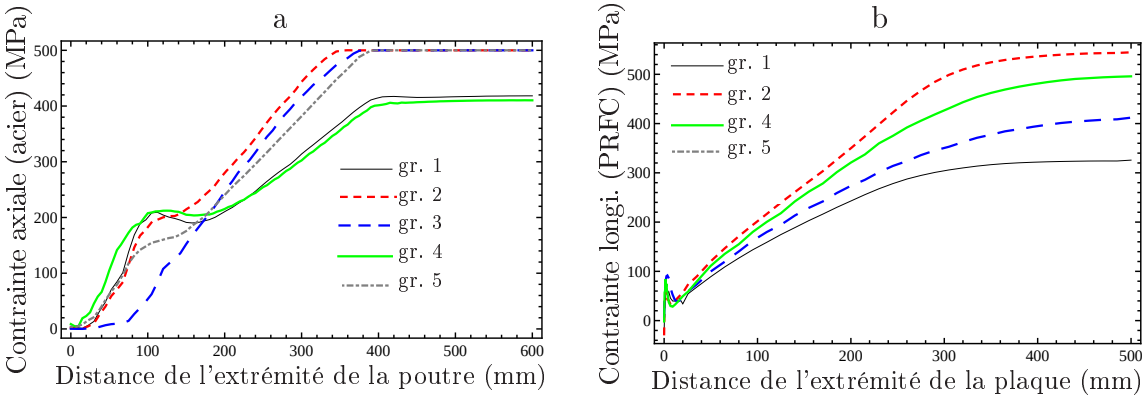

FIGURE 3.25 – a) contrainte axiale dans l'acier le long de la poutre b) contrainte longitudinale mobilisée le long de la plaque PRFC au moment de la rupture

N°essai	Espacement des deux points de charge (m)	Épaisseur du renfort (mm)	Résistance du renfort (MPa)
2	0,4	0,7	650
4, 6	0,6	0,7	650
3, 5	0,6	1,7	1000

TABLEAU 3.3 – Descriptif des essais

suivantes : $b_c = 150\ mm$, $L_c = 1,6\ m$, $h = 250\ mm$, $h' = 25\ mm$, $f'_c = 30\ MPa$, $E_c = 35\ GPa$, $E_s = E_p = E_{sv} = 210\ GPa$, $f_y = f_{yv} = 500\ MPa$. Le ferraillage longitudinal est constitué de trois barres HA10 en fibre inférieure et de deux barres HA8 en fibre supérieure. Le ferraillage transversal est réalisé à l'aide de cadres HA6, déposés tous les 100 mm. Le Tableau 3.3 récapitule les essais.

Nous avons utilisé le modèle présenté précédemment pour analyser les essais réalisés. A partir des résultats des essais 4 et 6 nous avons calibré les paramètres du critère Drucker-Prager : $\phi_{DP} = 69,14°$, $d_{DP} = 1,2\ MPa$. Étant donnée la taille maximale de granulat égale à 32 mm, nous avons donc : $G_{f_0} = 0,058$ et $G_f = 0,125\ N.mm/mm^2$.

La Figure 3.26 montre le comportement global de ces poutres. Nous pouvons constater que notre modèle prédit bien le comportement avant la rupture. Le Tableau 3.4 résume les résultats expérimentaux, analytiques et numériques. Les modes de rupture du cas numérique correspondent bien aux modes de rupture observés lors des essais. L'erreur maximale dans la prédiction de la charge de rupture est égale à $14,1\%$ dans le cas de la rupture par peeling-off qui est acceptable pour le matériau béton et pour le renforcement par acier (comme on l'a déjà indiqué dans le premier chapitre, les consignes de la littérature sont différentes dans le cas du renforcement par acier et par des plats en PRF). Il est aussi intéressant de comparer les charges analytiques de rupture en flexion avec celles expérimentales. Pour les poutres qui ont cassé en flexion, la charge expérimentale à la rupture est plus élevée que la charge analytique. La raison en est que dans le cas analytique nous négligeons la résistance du béton en traction et que l'on se base sur les valeurs garanties de résistance des matériaux ; c'est pourquoi, on sous-estime la capacité portante.

N°essai	Charge de ruine expérimentale (kN)	Mode de rupture (expérimental et numérique)	Charge de rupture numérique (kN)	Erreur	Charge analytique de rupture en flexion (kN)
2	140,6	Flexion	149	6%	130,6
4, 6	176,5	Flexion	169,6	3,9%	156,8
3, 5	133,8	Peeling-off	115	14,1%	297,9

TABLEAU 3.4 – Charges à la rupture numériques et expérimentales des poutres renforcées par des plats d'acier

Pour les poutres 3 et 5 le calcul analytique ne prend pas en compte le mécanisme de rupture prématurée par peeling-off ; ce qui explique cette différence.

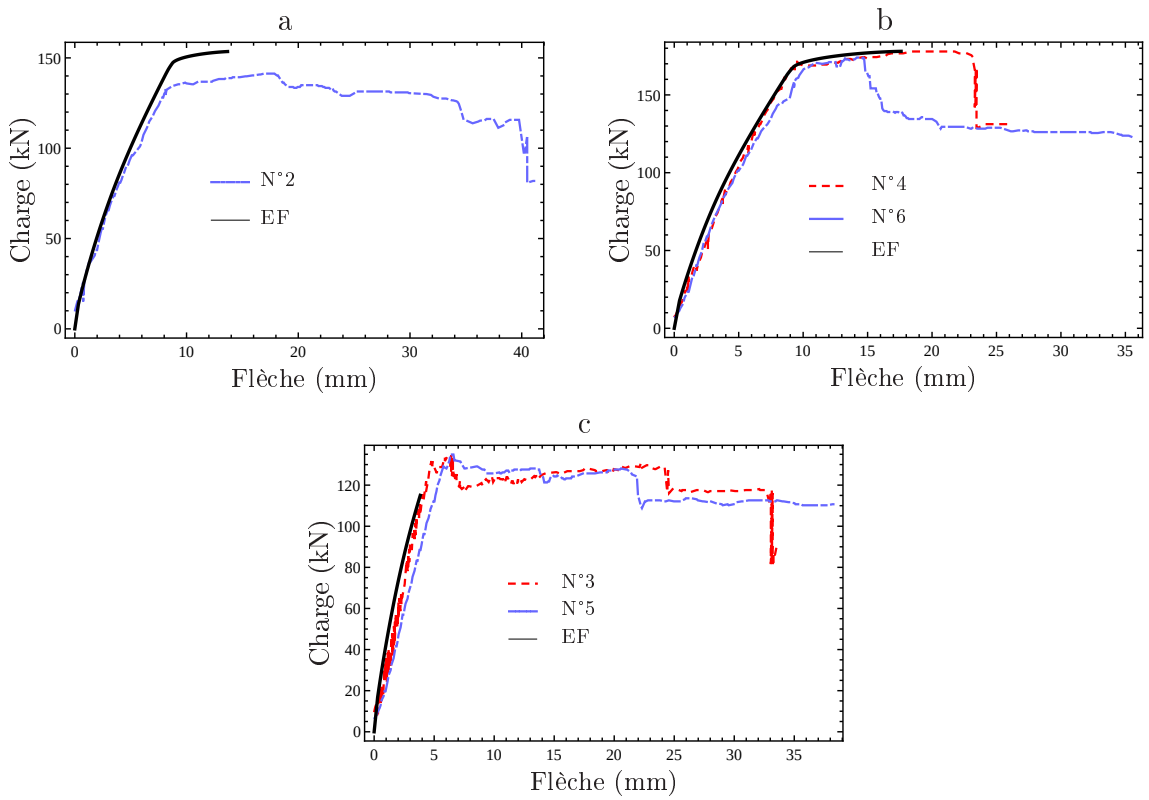

FIGURE 3.26 – Résultats expérimentaux et numériques des poutres BA renforcées par des plats en acier : a) Essai N°2 b) Essais N°4 et 6 c) Essais N°3 et 5

3.6 Conclusion

Ce chapitre est consacré à la modélisation numérique de la rupture par peeling-off. Il a permis de rappeler dans un premier temps les propriétés et le comportement mécanique des matériaux constituants les poutres BA renforcées à savoir le béton, l'acier et le PRFC.

Dans un deuxième temps, nous avons présenté les diverses approches utilisées pour la modélisation numérique du béton à ce jour. Nous avons alors proposé, pour le béton, un modèle élasto-plastique de type Drucker-Prager et afin de détecter la rupture par peeling-off nous avons combiné ce modèle avec un modèle basé sur la mécanique de la rupture. Outre ce modèle de comportement, un modèle 3D non-linéaire a été introduit. Ce modèle utilisant le logiciel EF Abaqus peut simuler avec succès différents types de rupture (rupture du PRF, peeling-off) et il donne une bonne prédiction de la charge de rupture et permet d'analyser le comportement de chaque constituant des poutres BA renforcées du point de vue des déformations et contraintes. Les essais décrits dans le chapitre précédent ont été de nouveaux exploités afin de comparer les résultats numériques et expérimentaux. Ces comparaisons ont montré que la charge de rupture et le comportement global de la poutre en chaque étape de chargement peuvent être prédits avec une bonne précision. Nous avons aussi validé notre modèle en comparant les résultats numériques et les résultats expérimentaux d'essais effectués précédemment au laboratoire Navier.

On retiendra que la rupture par peeling-off peut se produire avant ou après la plastification des aciers de renforcement mais qu'elle reste prématurée car ne permet pas de "faire travailler" de façon optimale les plaques de renforcement en PRF et empêche d'atteindre la capacité portante de la poutre. Nous avons mis en évidence ainsi l'efficacité des plaques de renforcement pour le contrôle de déformation et la propagation de fissures. Malgré leur efficacité, la singularité à l'extrémité de la plaque est un paramètre dominant dans la rupture par peeling-off. Nous disposons maintenant d'outils essentiels pour prédire le peeling-off et le comportement général de la poutre. Cette étude ayant pour objectif d'analyser la rupture par peeling-off, le prochain chapitre va s'attacher à étudier différents paramètres influençant ce type de rupture. Les outils décrits ici seront repris pour faire une étude paramétrique nous permettant de poursuivre l'analyse de la rupture par peeling-off.

Chapitre 4

Etude paramétrique

Nous avons vu dans les chapitres précédents que certains paramètres géométriques et mécaniques des poutre BA renforcées contribuent à des degrés différents à la rupture par peeling-off de ces poutres. La connaissance et la maîtrise de l'influence de ces paramètres sur la rupture par peeling-off sont importantes lors de la conception de renforcement aujourd'hui. Nous avons en effet pu constater dans les chapitres précédents que l'efficacité du renforcement pouvait être améliorée en réduisant l'épaisseur du renfort ou en réduisant la concentration de contrainte à l'extrémité de la plaque collée. Il existe cependant d'autres paramètres qui privilégient ou atténuent la rupture prématurée.

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence des principaux paramètres (la plupart sont montrés sur la Figure 4.1) affectant l'efficacité du renforcement dans le cadre d'une étude paramétrique. Pour cela le modèle numérique présenté précédemment a été repris et il a été modifié pour chaque configuration considérée. Les résultats de cette étude paramétrique sont mis en parallèle avec des résultats d'essais de la littérature prouvant ainsi l'efficacité du modèle proposé. Enfin, nous proposons plusieurs mesures pour améliorer la performance du renforcement et éviter la rupture prématurée de peeling-off (Radfar et Foret, 2013).

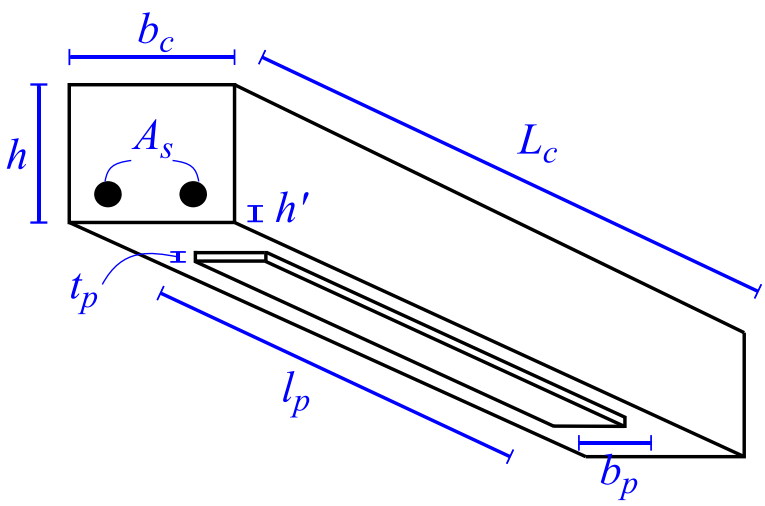

FIGURE 4.1 – Paramètres de la poutre considérés pour l'étude paramétrique

4.1 Plaques PRF

Dans cette partie, nous allons analyser l'influence des paramètres de la plaque en PRF tels que l'épaisseur t_p, la largeur b_p, la longueur l_p, le module d'Young longitudinal E_p et la combinaison de largeur et de l'épaisseur sur la rupture par peeling-off. Dans tous les cas la géométrie de la poutre de base est la géométrie des poutres du groupe 2 présentées dans le chapitre 2. Pour chaque paramètre nous allons calculer les charges de rupture conventionnelle et non-conventionnelle de type peeling-off, et reproduire les courbes du comportement général des poutres.

4.1.1 Influence de l'épaisseur du plat de renforcement

En général, dans le cas de ruptures conventionnelles, la capacité portante des poutres BA renforcées augmente avec l'épaisseur des plaques en PRF de renforcement. Mais, cette relation est inverse lorsqu'on est en présence du mécanisme de ruine de peeling-off car la concentration de contrainte à l'extrémité de la plaque de renforcement est plus importante lorsque cette dernière est plus épaisse. Comme on l'observe sur la Figure 4.2, lorsqu'on renforce la poutre à l'aide d'une plaque PRF très mince, la rupture survient en flexion. Lorsque l'on augmente l'épaisseur de la plaque, la charge de la rupture croît à partir d'une certaine épaisseur et puis décroît à cause de la rupture par peeling-off. En résumé, il existe une épaisseur optimale du renfort pour laquelle les deux types de rupture sont en concurrence. Cette épaisseur optimale dépend de la géométrie de la poutre à renforcer, du chargement et des propriétés du matériau.

Il est aussi intéressant d'analyser la pente des courbes présentées sur la Figure 4.2. Les deux premiers points de la courbe noire (en triangle) correspondent à des ruptures par mise en traction excessive des aciers (pivot A). Par conséquent, une augmentation de l'épaisseur du renfort (travaillant en traction) peut considérablement augmenter la charge à la rupture. A partir du troisième point, la rupture est engendrée par la mise en compression du béton. En augmentant l'épaisseur du renfort, la rigidité en traction croît, la déformation de la fibre tendue diminue et par conséquent la fibre neutre se déplace de manière à ce que l'épaisseur du béton travaillant en compression augmente. Cependant, dans ce cas, l'augmentation de la charge à la rupture est limitée par la rupture par mise en compression du béton. Sur la courbe rouge (en cercle) l'augmentation de l'épaisseur se traduit par une réduction de la charge à la rupture car la singularité géométrique (extrémité de la plaque de renforcement) augmente l'énergie emmagasinée à l'extrémité du renfort. Cette augmentation de la concentration de contrainte n'est cependant pas linéaire et on peut remarquer que l'influence de l'augmentation de l'épaisseur pour de grandes épaisseurs n'est pas aussi importante que pour de petites épaisseurs.

On peut observer sur la Figure 4.3 que pour une charge donnée, la flèche de la poutre diminue lorsque l'épaisseur du renfort augmente. Cela signifie que l'augmentation de l'épaisseur du renfort se traduit par une croissance significative de la rigidité de la poutre. De plus, on constate que les aciers ne se plastifient pas avant la rupture lorsque le renfort est épais. Les courbes sont tracées jusqu'au niveau de la charge de rupture par peeling-off. Lorsque la rupture en flexion survient avant la rupture par peeling-off, la charge correspondante est marquée par une croix.

Il est intéressant de comparer nos conclusions portant sur l'étude de l'influence de

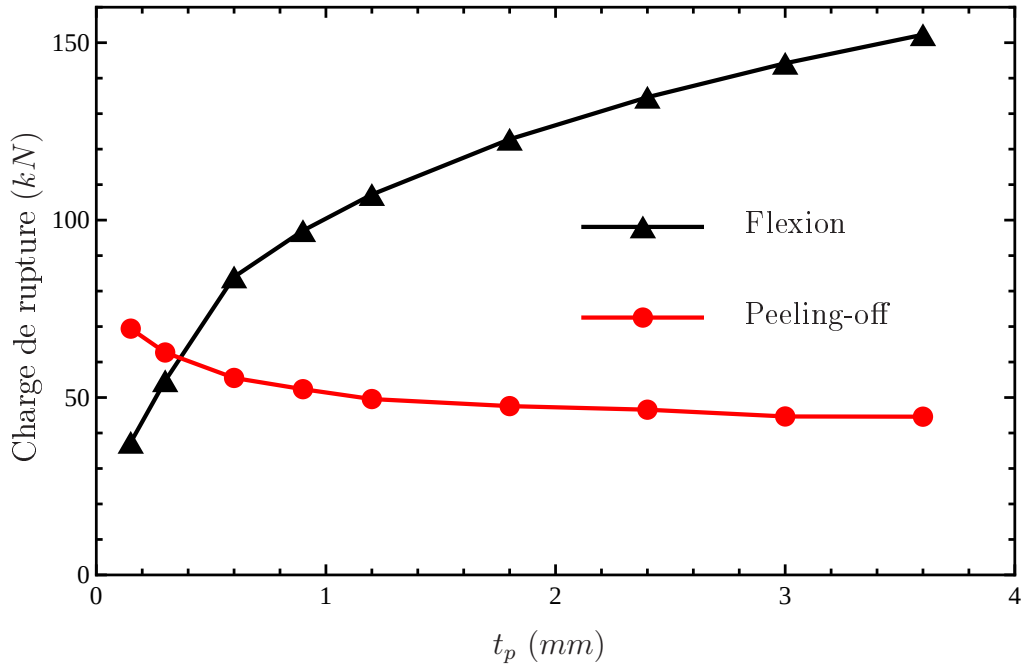

FIGURE 4.2 – Influence de l'épaisseur de la plaque composite sur la charge de rupture

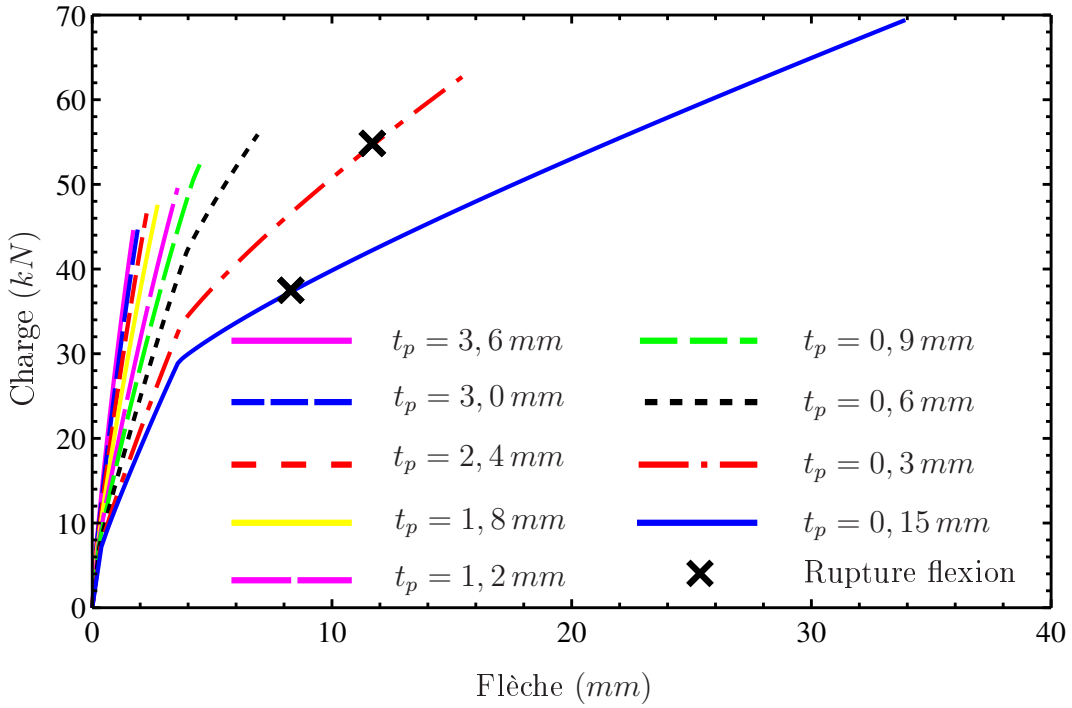

FIGURE 4.3 – Diagramme charge-flèche pour différentes épaisseurs de plaque composite

l'épaisseur du renfort avec les résultats d'essais de la littérature. Le Tableau 4.1 résume les essais rapportés par Oehlers et Moran (1990). La comparaison des essais 13-13 avec les essais 13-14 et d'autre part des essais 13-15 avec 13-16, 13-17 avec 13-18 et 11-1/2 avec 11-3/4 confirme que l'augmentation de l'épaisseur du renfort engendre une réduction de la charge de rupture par peeling-off.

	Géométrie			Béton			Armature	Renfort		
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	h'	A_s	t_p	b_p	M_{up}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)		(mm)	(mm)	$(kN.m)$
13-13	120	160	1800	29,6	3,4	30	$2\phi16$	2	120	12,6
13-14	120	160	1800	29,6	3,4	30	$2\phi16$	5	120	9,0
13-15	120	160	1800	26,4	3,2	30	$2\phi20$	2	120	15,3
13-16	120	160	1800	26,4	3,2	30	$2\phi20$	5	120	11,4
13-17	120	160	1800	34,4	3,2	50	$2\phi16$	6	120	6,3
13-18	120	160	1800	34,4	3,2	50	$2\phi16$	2	120	7,9
11-1	120	180	1650	27,2	3,3	20	$2\phi16$	3	120	12,3
11-2	120	180	1650	27,2	3,3	20	$2\phi16$	3	120	13,1
11-3	120	180	1650	28,8	4,1	20	$2\phi16$	15	120	7,9
11-4	120	180	1650	28,8	4,1	20	$2\phi16$	15	120	9,2

TABLEAU 4.1 – Résumés des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990)-1, (f'_c est obtenu à partir de f_{cu})

4.1.2 Influence de la largeur de la plaque de renforcement

La largeur du renfort b_p joue aussi un rôle sur la charge de rupture. Dans tous nos calculs les renforts sont centrés par rapport à la largeur de la poutre. Comme montré sur la Figure 4.4, la courbe de rupture en flexion est linéaire pour les cinq premières largeurs et, ensuite, la pente de la courbe diminue. La raison en est que pour ces premières largeurs la rupture en flexion survient lorsque les aciers de renforcement atteignent leur allongement ultime. Le renforcement en traction a donc un effet important mais pour les deux dernières largeurs, la rupture en flexion est du type pivot B. Par conséquent, l'augmentation de la largeur n'a pas le même effet. Du point de vue de la rupture prématurée, l'augmentation de la largeur de la plaque crée un bord libre plus long, autrement dit, une singularité plus importante. On observe alors une diminution de la charge de rupture par peeling-off. La seule exception se produit pour la largeur du renfort égale à la largeur de la poutre. Dans ce cas, il n'y a pas de décalage transversal entre les bords du renfort et de la plaque et l'énergie emmagasinée aux bords libres diminue légèrement et par conséquent la charge de rupture par peeling-off augmente. Cependant, il faut être prudent en choisissant la largeur de la plaque car il a été constaté que la diminution de la largeur du renfort engendre la rupture prématurée par délaminage (Benjeddou *et al.*, 2007).

Il est important de garder à l'esprit que l'augmentation de la largeur du renfort ou bien de sa section provoque, dans tous les cas, une augmentation de la rigidité de la poutre. La Figure 4.5 illustre le comportement général des poutres renforcées par des plaques de largeurs différentes. Dans tous les cas, on constate une plastification des aciers mais lorsqu'on augmente la largeur du renfort cette plastification survient pour un niveau de charge plus élevé. Cela est naturellement dû à l'augmentation de la rigidité de la poutre ce qui se traduit par une diminution de la flèche.

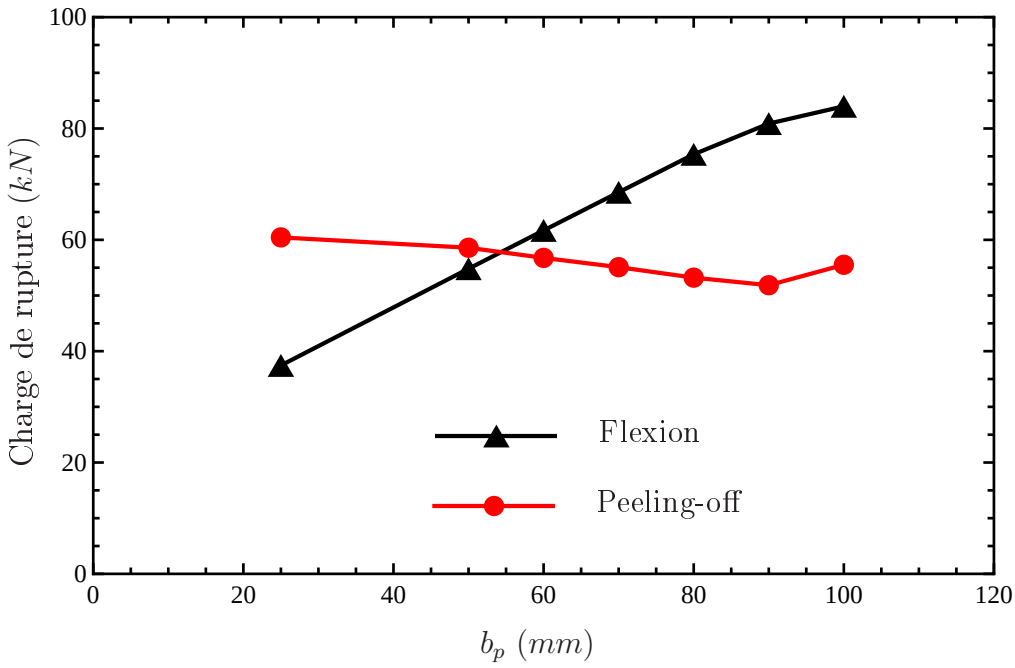

FIGURE 4.4 – Influence de la largeur de la plaque composite sur la charge de rupture

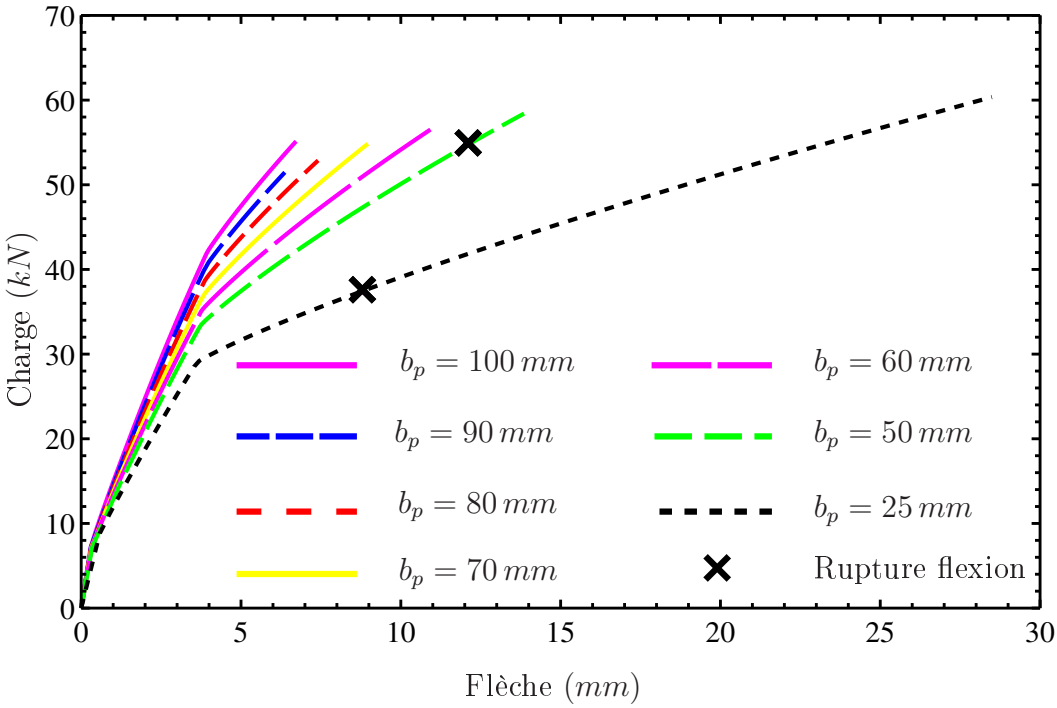

FIGURE 4.5 – Diagramme charge-flèche pour différentes largeurs des plaques PRF

Le Tableau 4.1 reprend les résultats des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990). Les auteurs ont étudié expérimentalement l'influence de la largeur des plaques de renforcement sur la rupture des poutres renforcées. Leurs résultats sont en accord avec les résultats de notre étude paramétrique.

	Géométrie			Béton			Armature	Renfort		
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	h'	A_s	t_p	b_p	M_{up}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)		(mm)	(mm)	$(kN.m)$
12-1	120	180	1650	24	3,4	20	$2\phi16$	10	100	10,4
12-2	120	180	1650	24	3,4	20	$2\phi16$	10	50	12,7
12-3	120	180	1650	28,8	3,7	20	$2\phi16$	10	25	16,4
12-4	120	180	1650	28,8	3,7	20	$2\phi16$	10	75	10,6

TABLEAU 4.2 – Caractéristiques des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990)-2 (f'_c est obtenu à partir de f_{cu})

4.1.3 Influence de la section de la plaque du renfort composite

Comme on l'observe sur la Figure 4.6 il existe une valeur de section de la plaque de renfort, au-delà de laquelle le peeling-off se produit. En d'autres termes, à géométrie et matériaux donnés, l'efficacité du renforcement augmente dans un premier temps avec l'augmentation de la section du renfort. A partir d'une valeur de la section que nous appellerons section optimale cette efficacité diminue (diminution de la charge de rupture). La section optimale ($(t_p b_p)_{opt}$) du renfort correspond au point d'intersection des courbes de rupture en flexion et par peeling-off et, les poutres pour lesquelles $t_p b_p < (t_p b_p)_{opt}$ vont avoir un mode de ruine en flexion alors que les poutres pour lesquelles $t_p b_p > (t_p b_p)_{opt}$ auront un mode de ruine de type peeling-off. Nous pouvons donc avancer qu'à section constante, l'augmentation de la largeur de la plaque de renforcement conduira à une augmentation de la charge de rupture par peeling-off, la charge de rupture en flexion restant en général inchangée.

Le Tableau 4.3 résume les paramètres des essais effectués par Garden *et al.* (1998) où d_s représente la distance entre le centre des armatures jusqu'à la fibre tendue du béton. Tous les autres paramètres de ce tableau ont déjà été présentés dans les chapitres précédents et se trouvent dans la nomenclature. Dans ces essais tous les paramètres sont constants à l'exception de t_p et b_p qui varient de façon à garder la section constante. Les résultats confirment la tendance que nous avons constaté lors de notre étude paramétrique.

4.1.4 Influence de la longueur de la plaque de renfort composite

Dans cette partie nous analysons l'influence de la distance entre l'extrémité du renfort et le point d'appui, autrement dit, la longueur de la plaque. Dans tous les cas, nous considérons que le renfort est placé symétriquement par rapport au milieu de la poutre. Dans le cas d'une rupture en flexion, on peut avoir rupture soit dans la zone renforcée soit dans la zone non-renforcée (selon l'étude du moment fléchissant engendrant la rupture dans les deux zones) et la courbe de la flexion (Figure 4.7) est pour cela constituée de deux parties. La première partie qui est presque linéaire est due à la rupture dans la zone non-renforcée. En effet, dans le cas de la flexion 4-points, le diagramme du moment fléchissant est d'abord linéaire et devient ensuite constant. Par conséquent, le moment fléchissant maximal dans la zone non-renforcée se trouve à l'extrémité du renfort. Lorsque

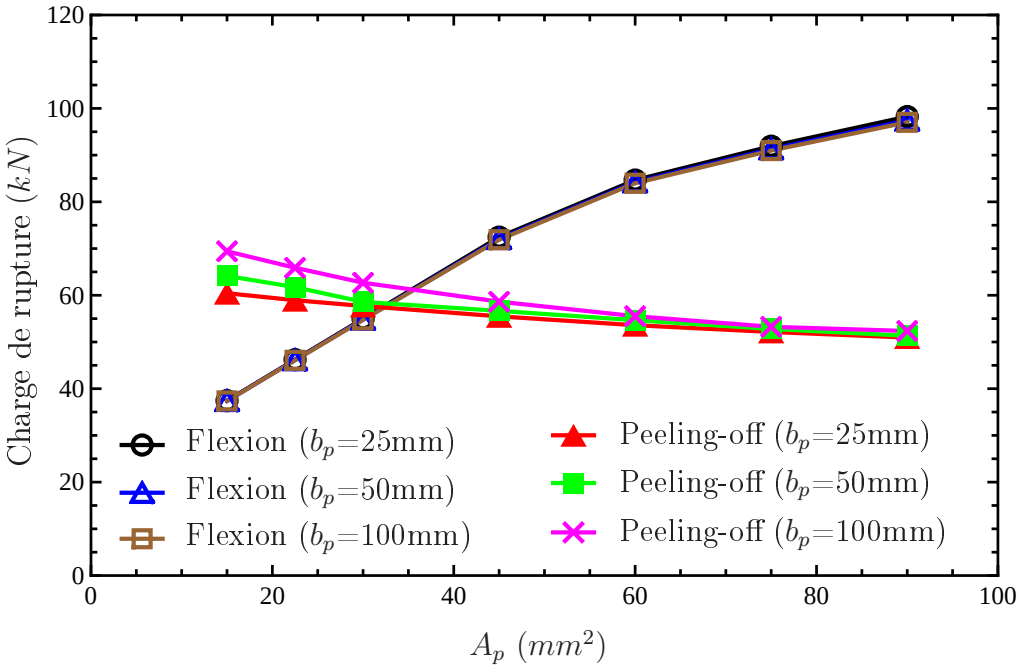

FIGURE 4.6 – Influence de la section de la plaque composite sur la charge de rupture

	Géométrie			Béton			Armature		Renfort				
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	d_s	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	l_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)
1Au	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,5	90	860	39,6
1Bu	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,7	65	860	36,6
1B2u	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,7	65	860	36,4
1Cu	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	1	45	860	32
2Bu	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,7	65	860	34
2Cu	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	1	45	860	35,6
2Au	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,5	90	860	38,6
3Au	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,5	90	860	39
3Bu	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	0,7	65	860	34,6
3Cu	100	100	900	47,3	4,2	16	350	85	111	1	45	860	30,8

TABLEAU 4.3 – Caractéristiques des essais effectués par Garden *et al.* (1998) (f'_c est obtenu à partir de f_{cu} ($f'_c = 0,8 f_{cu}$), l_p supposé d'autres essais de même auteurs)

la longueur de la plaque diminue, le moment augmente à l'extrémité du renfort et le moment fléchissant supporté par la section non-renforcée reste constant ; la charge à la rupture diminue. La deuxième partie de la courbe de flexion correspond à la rupture dans la zone renforcée. Dans cette zone, le moment fléchissant appliqué à la poutre et le moment

supporté par la section renforcée étant constants la charge de rupture n'évolue plus.

Pour la rupture par peeling-off, la zone qui va jouer un rôle important est l'extrémité de la plaque. Lorsque la plaque est courte, le moment fléchissant à l'extrémité de la plaque devient plus important et par conséquent, nous constatons une concentration d'énergie plus importante qui conduit à une charge de rupture moins élevée. Si la plaque arrive jusqu'à l'appui, la charge de rupture par peeling-off devient très importante. La raison en est que le moment fléchissant à l'appui est nul ; de plus, l'appui empêche l'ouverture de fissure. En résumé, il vaut mieux réduire la distance entre l'appui et le renfort dans la mesure du possible.

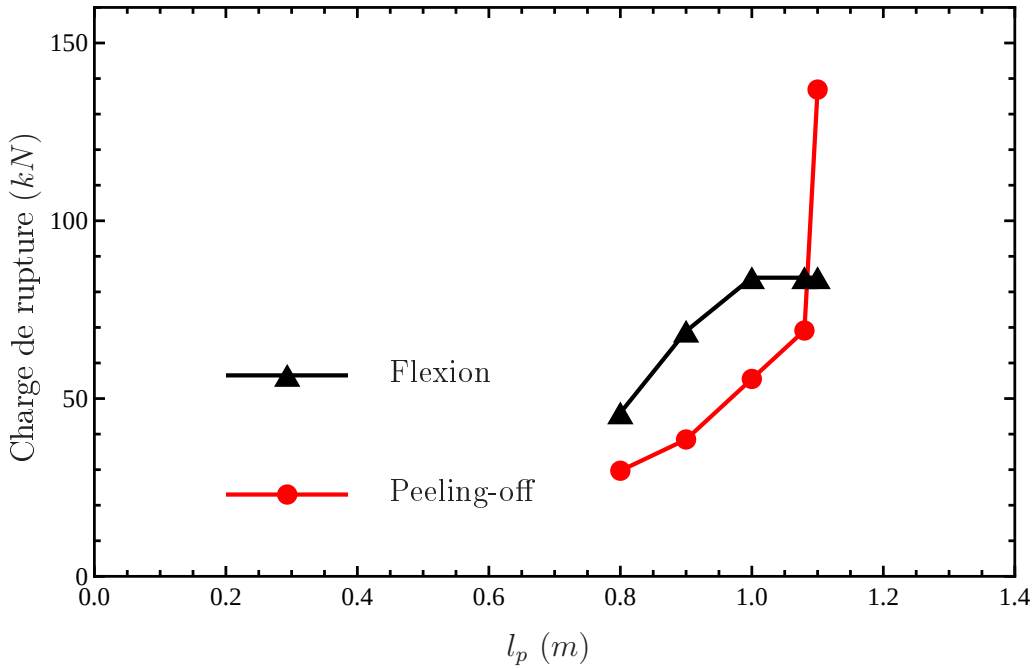

FIGURE 4.7 – Influence de la longueur de la plaque composite sur la charge de rupture

Sur la Figure 4.8 la flèche de poutres renforcées par des plaques de différentes longueurs est reportée. On constate que l'allure de cette courbe est similaire dans tous les cas parce que premièrement la variation de longueur n'est pas trop importante et deuxièmement le déplacement au milieu de la poutre est plutôt dominé par sa section qui est toujours constante.

Le Tableau 4.4 résume les essais effectué par Hau (1999). Pour ces essais, les paramètres qui varient sont la longueur et l'épaisseur du renfort. Les poutres $N°$ 2 et 7 qui ont le renfort le plus court atteignent la rupture pour une charge bien plus basse que les poutres similaires possédant un renfort plus long (poutres $N°$ 4 et 6) ce qui confirme notre conclusion. La poutre $N°$ 5 dont le renfort est plus épais et plus long que les autres poutres présente la charge de rupture la plus élevée ce qui signifie que (dans cet essai) l'influence de la longueur du renfort est plus importante que l'influence de l'épaisseur. Cette conclusion n'est cependant basée que sur un seul essai et doit être validée avec des essais complémentaires.

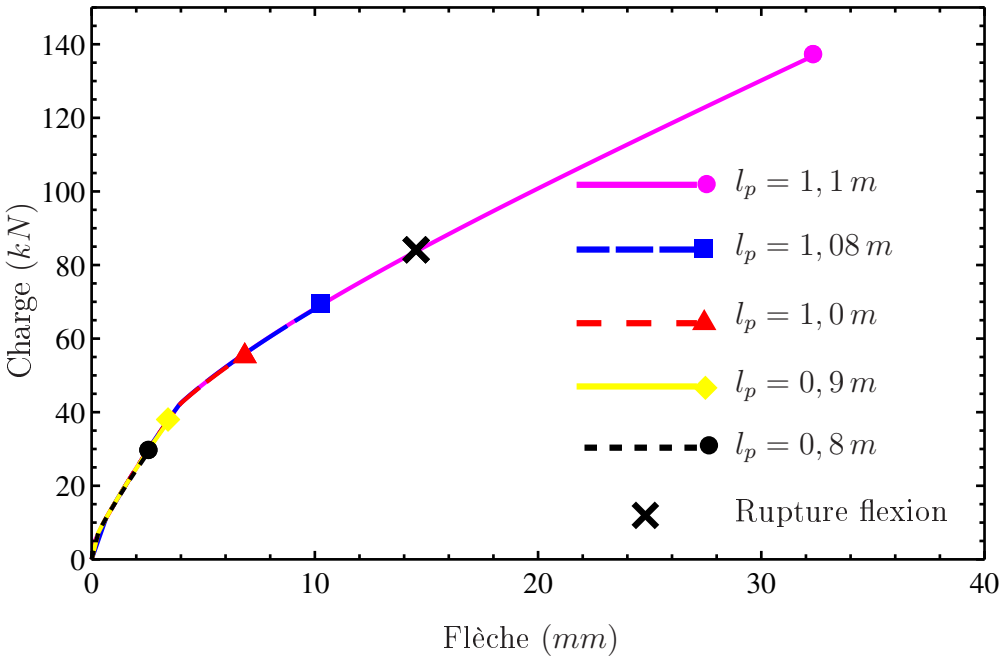

FIGURE 4.8 – Diagramme charge-flèche pour différentes longueurs de plaque composite

	Géométrie			Béton			Armature		Renfort				
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	d_s	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	l_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)
2	150	250	1500	35,4	2,7	45	537	157	19,72	1,32	150	800	106
6	150	250	1500	39,9	3,0	45	537	157	19,72	1,32	150	1100	126,2
7	150	250	1500	37,6	2,9	45	537	157	19,72	1,32	150	800	107,8
4	150	250	1500	36,2	2,8	45	537	157	19,72	1,32	150	1100	130,8
5	150	250	1500	40,6	3,1	45	537	157	19,72	2,64	150	1400	158,8

TABLEAU 4.4 – Caractéristiques des essais effectués par Hau (1999) (f'_c est considéré $f'_c = 0,8 f_{cu}$ et f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$)

4.1.5 Effet de module d'Young du plat composite

Lorsque le module d'Young longitudinal du renfort et par conséquent la rigidité de la poutre augmente, le niveau de charge de rupture conventionnelle augmente. La courbe noire (en triangle) de la Figure 4.9 est bilinéaire : la première partie correspond à la rupture en Pivot A et la deuxième en Pivot B. La charge de rupture par peeling-off décroît lorsque le module d'Young du renfort augmente car le renfort devient plus rigide et il y a une concentration d'énergie plus importante à l'extrémité de la plaque de renforcement. La Figure 4.10 montre l'évolution de la flèche des poutres renforcées au cours du chargement. On voit que pour la géométrie considérée une valeur de module d'Young égale à 72 GPa est optimale.

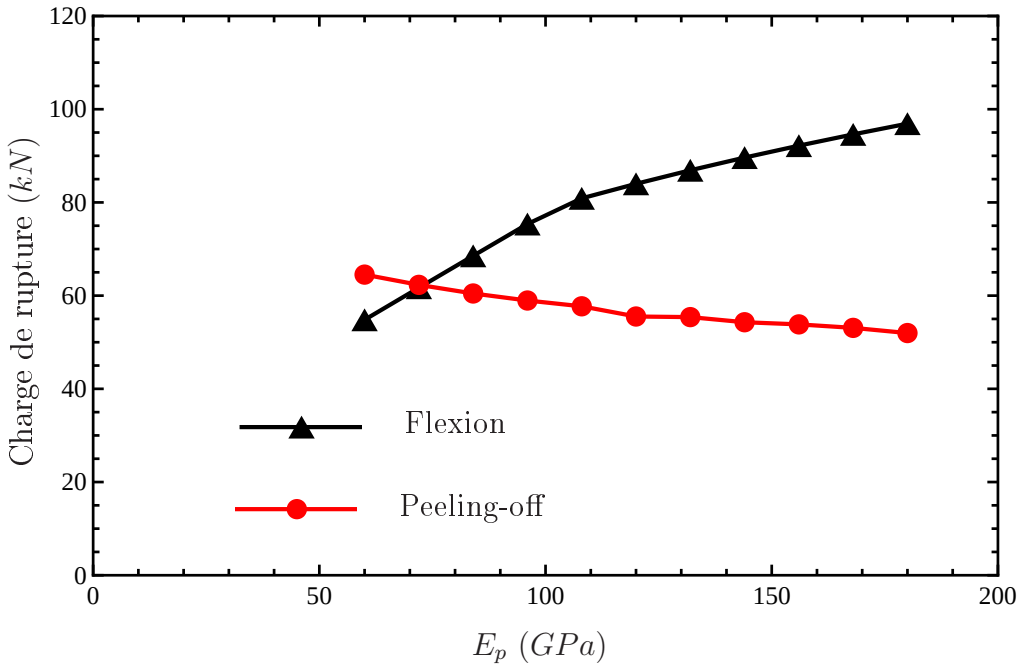

FIGURE 4.9 – Influence du module d'Young longitudinal du renfort sur la charge de rupture

Le Tableau 4.5 récapitule les essais faits par Ritchie *et al.* (1991). Si l'on compare la poutre I avec les poutres C et D, on constate que la charge de rupture de la poutre I (un peu plus mince que les autres) dont le module d'Young du renfort est plus élevé atteint la rupture pour une charge moins élevée. Par contre, la poutre M qui est renforcée par une plaque beaucoup plus mince et de module d'Young beaucoup plus élevé que la poutre G, présente une ruine pour un niveau de charge plus élevé, ce qui montre que l'effet de la réduction d'épaisseur est dans ce cas plus important.

	Géométrie			Béton			Armature		Renfort				
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	d_s	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	l_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)
C	152	305	2438	39,8	3,0	54	414	253	11,72	4,76	152	2032	110,8
D	152	305	2438	39,8	3,0	54	414	253	11,72	4,76	151	2032	119,2
G	152	305	2438	43	3,2	54	414	253	10,34	4,19	152	2438	125,8
I	152	305	2438	39,8	3,0	54	414	253	27,58	4,06	150	2032	101,2
M	152	305	2438	43	3,2	54	414	253	118	1,27	152	2438	144,2

TABLEAU 4.5 – Caractéristiques des essais effectués par Ritchie *et al.* (1991) (f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$)

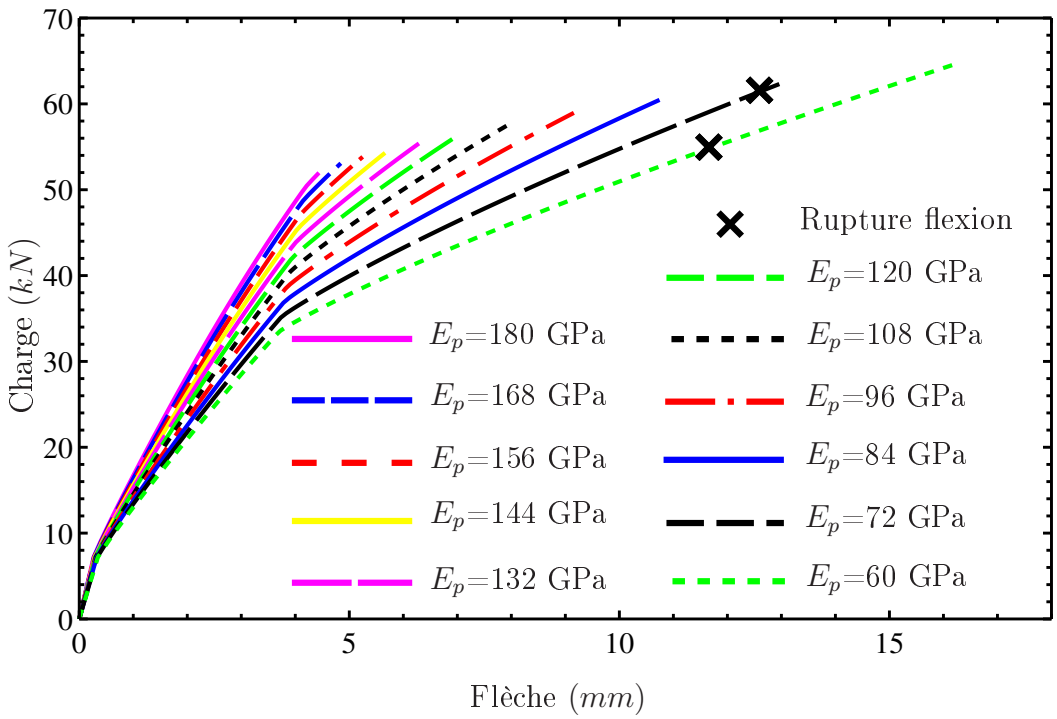

FIGURE 4.10 – Diagramme charge-flèche pour différents modules d'Young du renfort

4.2 Caractéristiques du béton

4.2.1 Influence de la résistance du béton en compression

On observe sur la Figure 4.11 que l'augmentation de la résistance du béton en compression est bénéfique pour les deux modes de rupture étudiés. Cependant, la rupture par peeling-off est toujours dominante. La courbe charge de rupture en flexion en fonction de la résistance en compression du béton présente deux parties distinctes. Tout d'abord une droite de pente positive qui traduit l'augmentation de la charge de rupture de la poutre avec l'augmentation de la résistance en compression du béton et ensuite, une droite horizontale (plateau) dont l'existence signifie qu'au delà d'une certaine valeur de résistance en compression du béton (ici environ 49 MPa) la charge de rupture de la poutre n'augmente plus. Dans la première partie de la courbe, la ruine de la poutre provient d'une déformation excessive du béton en compression. Dans ce cas, l'augmentation de la résistance en compression du béton entraîne une augmentation de la rigidité du béton et donc à déformation identique une augmentation de la charge de ruine de la poutre. Dans la seconde partie (plateau) la ruine de la poutre est provoquée par la rupture des aciers en traction dont la résistance reste constante. On peut remarquer ces effets dans le comportement général des poutres renforcées illustré sur la Figure 4.12.

Dans le cas de la rupture par peeling-off (4.11) l'augmentation de la résistance du béton en compression a deux effets : premièrement elle augmente la valeur de l'énergie de rupture de béton G_f car cette dernière dépend de f'_c et deuxièmement elle diminue légèrement la concentration d'énergie à l'extrémité de la plaque. Ces deux effets contribuent à l'augmentation de la charge de rupture par peeling-off.

Nous avons repris les essais effectués par Benjeddou *et al.* (2007) afin de confronter nos

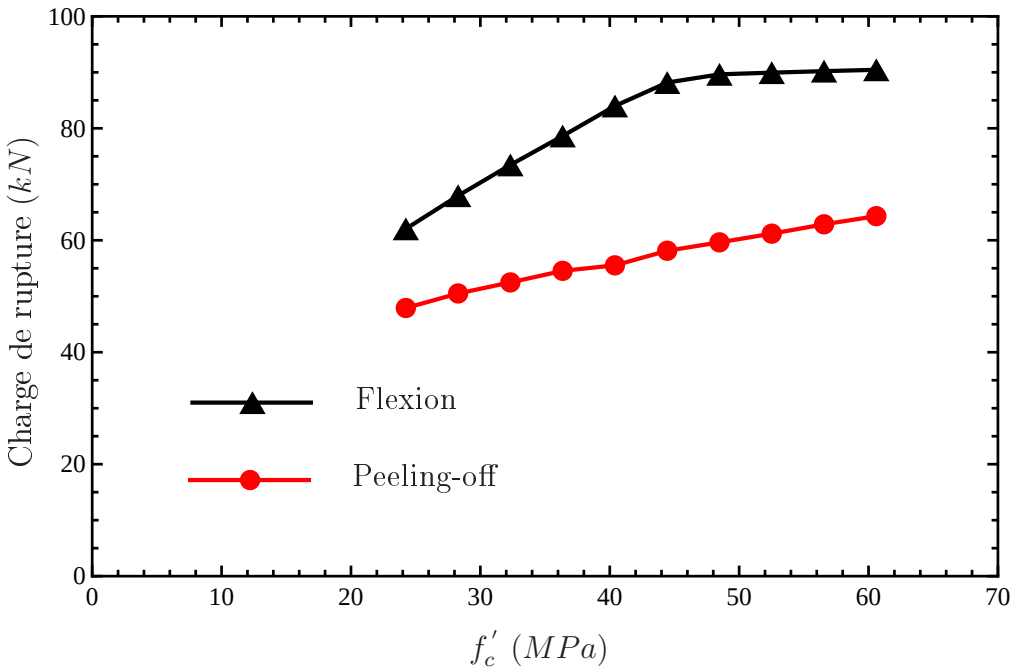

FIGURE 4.11 – Influence de la limite d'élasticité du béton en compression sur la charge de rupture

résultats avec des résultats expérimentaux. Dans ces essais, les poutres ont été d'abord endommagées (d_e est le degré d'endommagement dans le Tableau 4.6) en appliquant une charge préliminaire ; puis renforcées. En comparant les poutres RB3 et RB6 on constate une augmentation de la charge de rupture avec l'augmentation de la résistance du béton en compression. De plus, lorsque le degré d'endommagement augmente, la charge de rupture diminue. Cela nous amène à conclure que lorsque renforcement est utilisé comme une méthode de réparation, il faut prendre en compte les effets négatifs de l'endommagement du béton dans les modélisations.

	Géométrie			Béton				Armature		Renfort			
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	d_s	d_e	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	%	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(kN)
RB1	120	150	1800	21	1,86	25	0	400	157	165	1,2	100	40,11
RB2	120	150	1800	21	1,86	25	80	400	157	165	1,2	100	37,66
RB3	120	150	1800	21	1,86	25	90	400	157	165	1,2	100	32,1
RB4	120	150	1800	21	1,86	25	100	400	157	165	1,2	100	30,75
RB6	120	150	1800	38	2,88	25	90	400	157	165	1,2	100	37,37

TABLEAU 4.6 – Caractéristiques des essais effectués par Benjeddou *et al.* (2007)

Dans le Tableau 4.7, les poutres de la série 4 ont été endommagées avant l'application de la charge. Cependant, la valeur moyenne de la charge à la rupture de ces poutres est

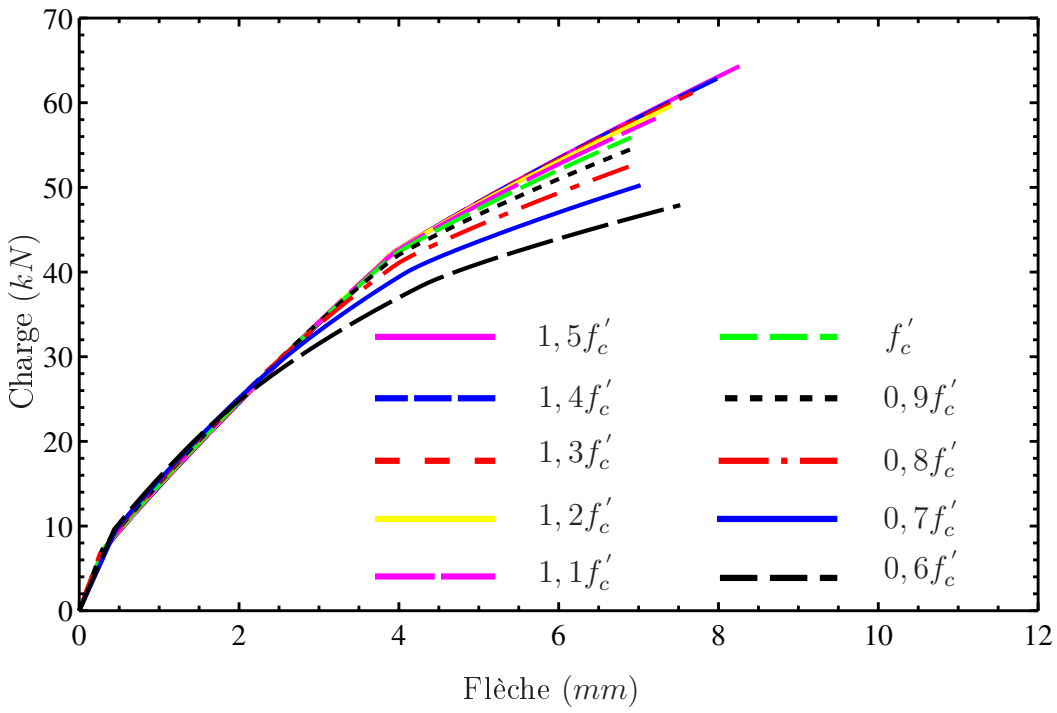

FIGURE 4.12 – Diagramme charge-flèche pour différentes limites d'élasticité du béton en compression (f_c' est égale à 40,4 MPa qui correspond à la résistance en compression de nos essais)

plus élevée que les poutres de la série 2 dont la résistance en compression du béton est plus petite, ce qui confirme nos conclusions.

	Géométrie			Béton			Armature	Renfort		
N°	b_c	h	L_c	f_c'	f_t'	h'	A_s	t_p	b_p	M_{up}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)		(mm)	(mm)	$(kN.m)$
2-1	125	150	2100	27,2	2,9	20	$2\phi16$	5	125	12,2
2-2	125	150	2100	27,2	2,9	20	$2\phi16$	5	125	11,5
4-1	125	150	2100	36	4,1	20	$2\phi16$	5	125	12,6
4-2	125	150	2100	36	4,1	20	$2\phi16$	5	125	14,0
4-3	125	150	2100	35,2	4,2	20	$2\phi16$	5	125	13,5
4-4	125	150	2100	35,2	4,2	20	$2\phi16$	5	125	14,4

TABLEAU 4.7 – Caractéristiques des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990) (f_c' est obtenu à partir de f_{cu})

4.2.2 Influence de la résistance du béton en traction

Classiquement, la résistance en traction du béton est négligée dans les calculs de dimensionnement de structures en BA. Aussi, la charge de rupture en flexion ne peut pas être affectée par la variation de la résistance en traction du béton comme le montre la Figure 4.13 (courbe en triangle). Cependant, en réalité et comme on peut l'observer dans le cas d'un calcul numérique, le béton contribue à la résistance de la poutre en traction. On observe ainsi que la charge à la rupture par peeling-off croît lorsque la résistance du béton en traction augmente. Cet effet est surtout remarquable sur la courbe de charge/flèche des poutres montrée sur la Figure 4.14 et pour des faibles valeurs de flèche. On remarque d'autre part qu'à partir d'une certaine valeur de résistance en traction du béton $(1,4f_t')$ pour laquelle le béton est complètement fissuré de telle sorte qu'il ne joue plus de rôle mécanique, les courbes charge/flèche sont constantes.

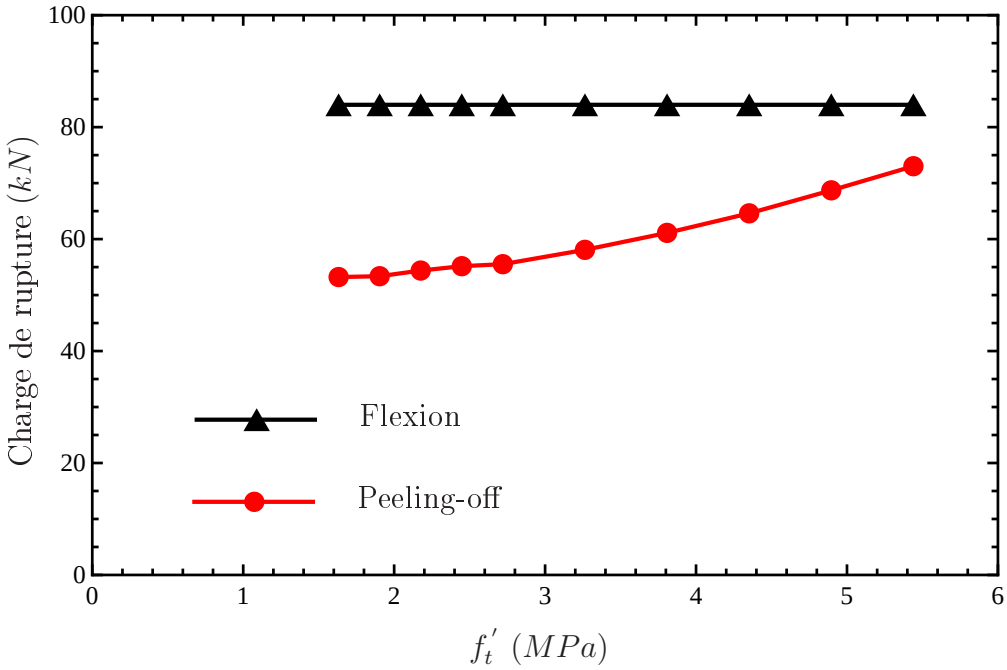

FIGURE 4.13 – Influence de la limite d'élasticité du béton en traction sur la charge de rupture

4.2.3 Influence de l'épaisseur du béton d'enrobage

Pratiquement, le béton d'enrobage protège les armatures de la corrosion et garantit la bonne transmission des efforts d'adhérence et la résistance au feu. D'autre part, l'épaisseur du béton d'enrobage peut engendrer une variation dans les charges à la rupture mais la rupture par peeling-off reste toujours le mode de rupture dominant. La courbe de rupture en flexion illustrée sur la Figure 4.15 montre deux rampes. L'épaisseur la plus petite engendre une rupture en pivot A ; ensuite on enchaîne par la rupture en pivot B ce qui se traduit par une rampe avec une pente positive et puis une rampe présentant une pente négative. Cependant, la diminution d'écart entre la fibre comprimée du béton et l'acier se traduit par une décroissance de la rigidité de la poutre (Figure 4.16).

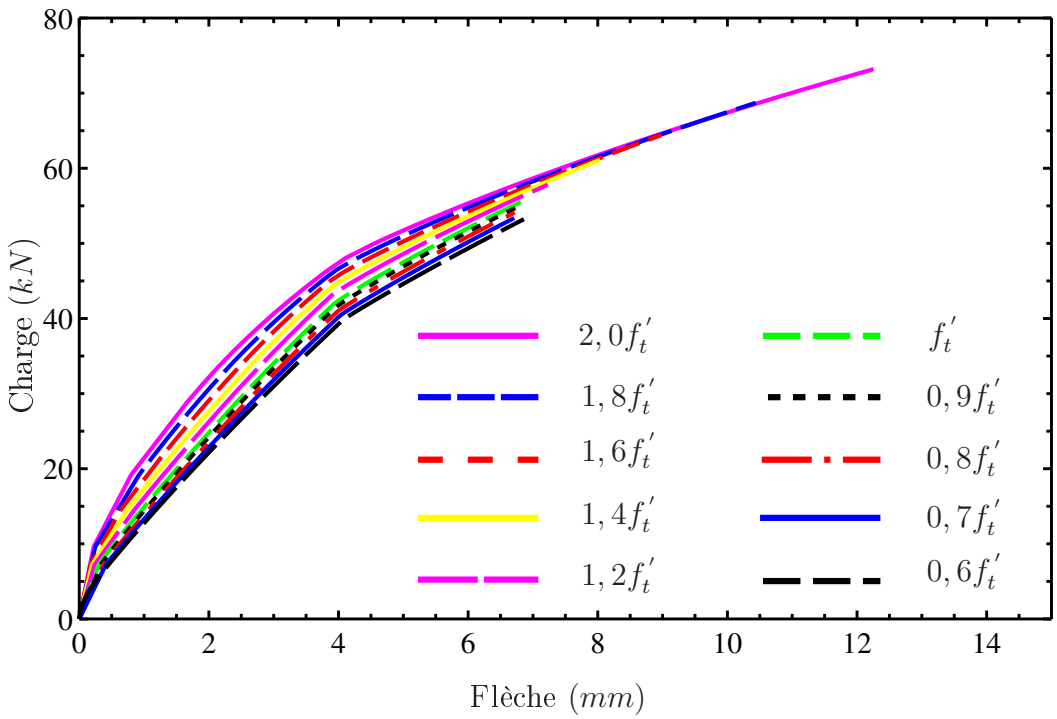

FIGURE 4.14 – Diagramme charge-flèche pour différentes limites d'élasticité du béton en traction

Pour la rupture par peeling-off on constate que la croissance de l'épaisseur du béton d'enrobage conduit à une baisse relativement importante de la charge à la rupture. On interprète ce phénomène par l'augmentation du gradient de contrainte entre l'acier et la plaque de renforcement. Cependant cet effet peut paraître étrange et, c'est pourquoi nous avons cherché dans la littérature des essais qui le confirment ou l'infirment.

Le Tableau 4.8 détaille les essais de Yao et Teng (2007). La poutre CS-C10B diffère surtout de la poutre CSB par une épaisseur d'enrobage plus petite ce qui a pour effet de modifier la charge de rupture par peeling-off. On observe alors que la diminution de l'épaisseur du béton d'enrobage conduit à l'augmentation de la charge de rupture par peeling-off ce que nous avons constaté dans le cadre de nos simulations (comparaison entre la poutre CS-L3B et la poutre CSB). On remarque d'autre part que les poutres CSB et CS-W100B diffèrent par leur épaisseur d'enrobage et la largeur de la plaque de renforcement mais ont des charges de ruine très voisines. Or, nous avons vu que le fait d'élargir la plaque de renforcement permettait d'augmenter la charge de rupture de la poutre et les deux poutres ayant des charges de ruine très voisines cela signifie que l'augmentation de l'enrobage tend à faire diminuer la charge de ruine de la poutre (ces deux effets sont antagonistes). Ensuite, en comparant les poutres CPB et SPB on observe bien que la poutre SPB a la charge de ruine la plus faible car elle présente des caractéristiques mécaniques et géométriques (épaisseur du renfort, module d'Young et épaisseur du béton d'enrobage plus élevés) par rapport à la poutre CPB qui diminue sa capacité.

Le Tableau 4.9 résume quelques essais rapportés par Oehlers et Moran (1990). Les quatre premiers essais concernent des poutres quasiment identiques qui ne diffèrent que par leur épaisseur d'enrobage. On constate que la charge à la rupture chute lorsque l'épaisseur

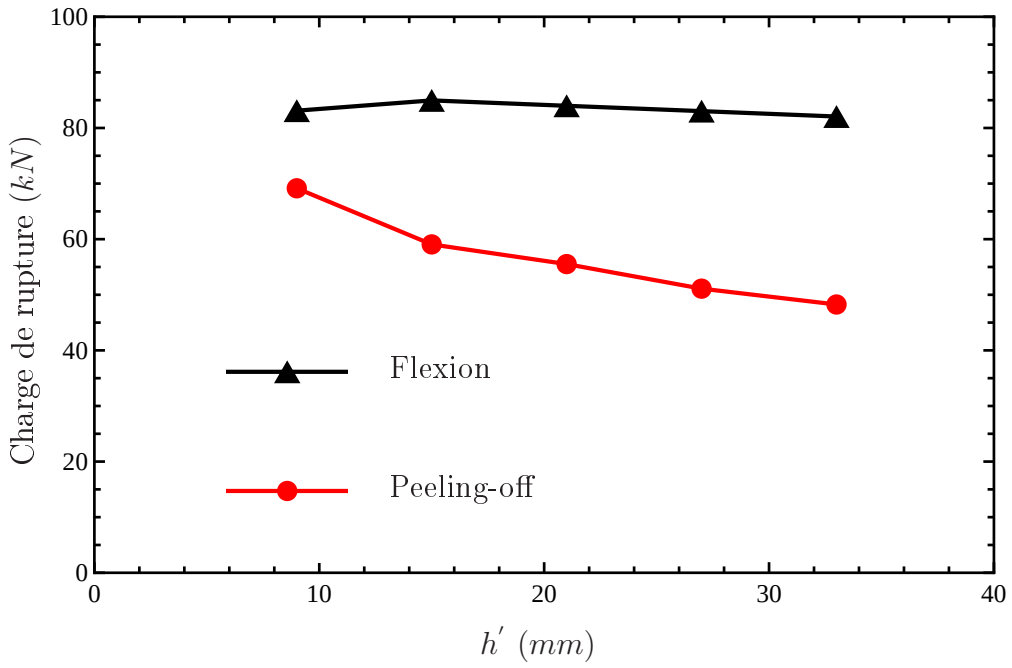

FIGURE 4.15 – Influence de l'épaisseur du béton d'enrobage sur la charge de rupture

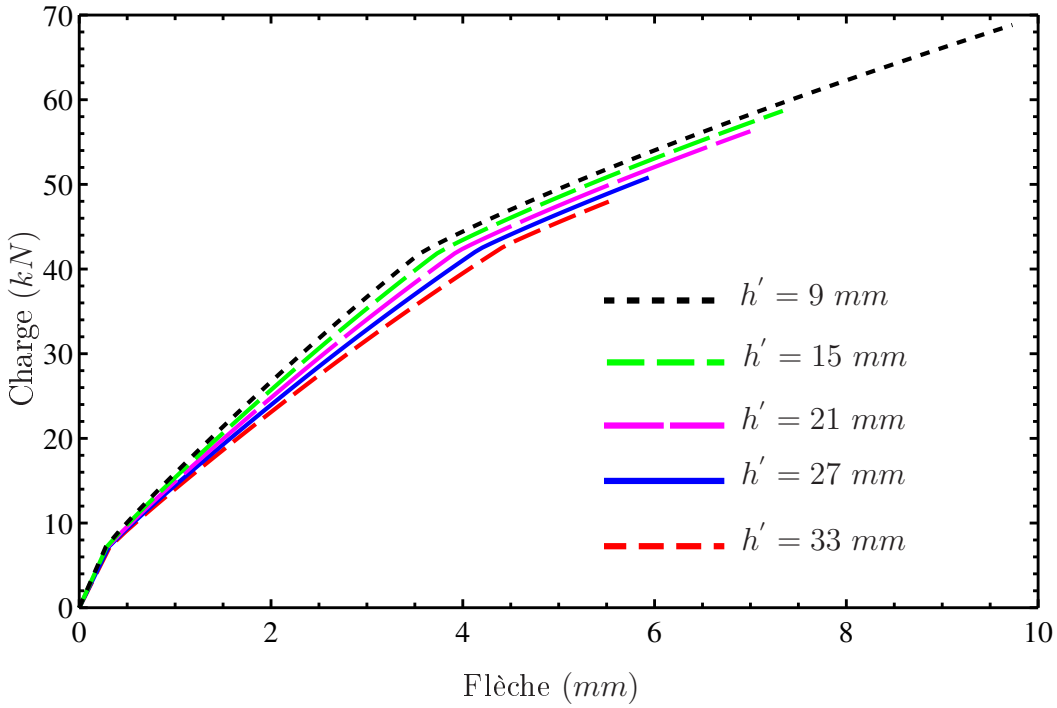

FIGURE 4.16 – Diagramme charge-flèche pour différentes épaisseurs du béton d'enrobage

d'enrobage augmente. Il en est de même pour les essais 13-11 et 13-14. Enfin, les poutres de la série 3 qui ont une épaisseur d'enrobage plus mince mais dont la résistance du béton en compression et en traction est beaucoup plus faible et, qui sont de plus endommagées avant de démarrer les essais, atteignent la rupture pour une charge plus importante que celle des poutres de la série 1.

	Géométrie			Béton			Armature		Renfort				
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	h'	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	l_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)
CSB	150	253	1500	24,6	3,1	36	536	157	256	0,33	148	850	81,5
CS-L3B	151	253	1500	26,3	3,5	36	536	157	256	0,495	148	850	78,5
CS-W100B	151	254	1500	30,2	3,3	40,5	536	157	256	0,33	100	850	80,8
CPB	151	253	1500	29,6	3,8	35	536	157	165	1,2	148	850	76
SPB	151	253	1500	28,3	3,7	39,5	536	157	174	2	148	850	68,3
CS-C10B	151	253	1500	21,8	4,0	16	536	157	256	0,33	148	850	99,4

TABLEAU 4.8 – Caractéristiques des essais effectués par Yao et Teng (2007)

	Géométrie			Béton			Armature	Renfort		
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	h'	A_s	t_p	b_p	M_{up}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)		(mm)	(mm)	$(kN.m)$
13-9	120	160	1800	36,8	4,6	10	2ϕ 16	2	120	17,6
13-10	120	160	1800	36,8	4,6	10	2ϕ 16	2	120	16,1
13-13	120	160	1800	29,6	3,4	30	2ϕ 16	2	120	12,6
13-18	120	160	1800	34,4	3,2	50	2ϕ 16	2	120	7,9
13-11	120	160	1800	28,0	4,9	10	2ϕ 16	5	120	13,1
13-14	120	160	1800	29,6	3,4	30	2ϕ 16	5	120	9,0
1-1	125	150	2100	38,4	3,8	30	2ϕ 16	3	125	9,2
1-2	125	150	2100	38,4	3,8	30	2ϕ 16	3	125	9,9
3-1	125	150	2100	22,4	2,8	20	2ϕ 16	3	125	11,3
3-2	125	150	2100	22,4	2,8	20	2ϕ 16	3	125	10,8
3-3	125	150	2100	22,4	2,9	20	2ϕ 16	3	125	12,6
3-4	125	150	2100	22,4	2,9	20	2ϕ 16	3	125	13,5

TABLEAU 4.9 – Caractéristiques des essais rapportés par Oehlers et Moran (1990)-3 (f'_c est obtenu à partir de f_{cu})

4.3 Caractéristiques de l'acier

4.3.1 Influence de la limite élastique des armatures

Nous étudions dans cette partie l'influence de la limite élastique des aciers sur la charge de rupture et sur la flèche de la poutre renforcée. Les résultats présentés sur la Figure 4.17 montrent que l'augmentation de la limite d'élasticité de l'acier (f_y) a un effet positif sur la charge à la rupture pour les modes de rupture en flexion et par peeling-off. Cet effet est cependant presque négligeable et la rupture par peeling-off se produit pour le niveau de charge bien plus bas que la rupture par flexion. Si on se focalise sur la rupture en flexion, on constate que pour une croissance de 150% de f_y la charge de rupture en flexion augmente seulement de $3,8\%$. La raison en est que pour la géométrie choisie, la rupture est de type pivot A lorsque $f_y = 250\ MPa$ et de type pivot B pour tous les autres cas et comme nous l'avons déjà observé, l'augmentation de la rigidité en traction des aciers de renforcement n'a pas d'effet direct lorsqu'on est en présence de la rupture en flexion par compression. Si on regarde la courbe de rupture par peeling-off on constate également une augmentation très faible (moins de 1%). Cela nous conduit à conclure que l'augmentation de la limite d'élasticité des aciers de renforcement ne permet pas d'obtenir une charge de rupture plus élevée.

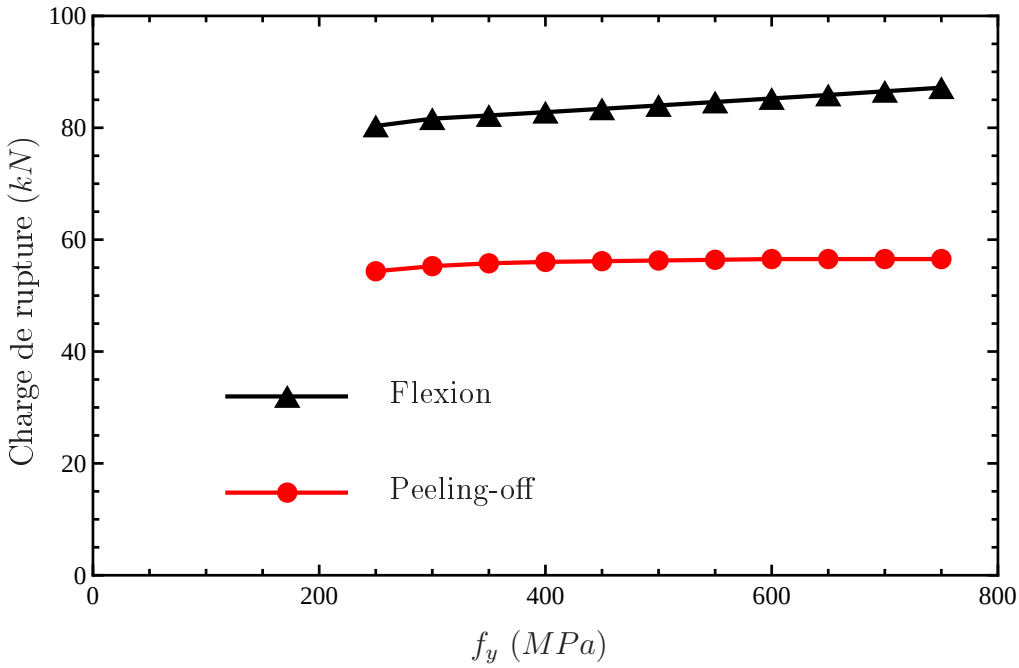

FIGURE 4.17 – Influence de la limite d'élasticité de l'acier sur la charge de rupture

La Figure 4.18 illustre la flèche des poutres armées avec des aciers dont f_y varie. On constate que la flèche élastique est la même dans tous les cas avant la plastification des aciers et une différence n'apparaît qu'après cette phase. Pour une charge identique (après plastification) la flèche est plus grande lorsque f_y est plus petit. Si il n'y a pas plastification des aciers avant la rupture par peeling-off (ici pour $f_y = 700$ et $750\ MPa$) les courbes restent toujours superposées.

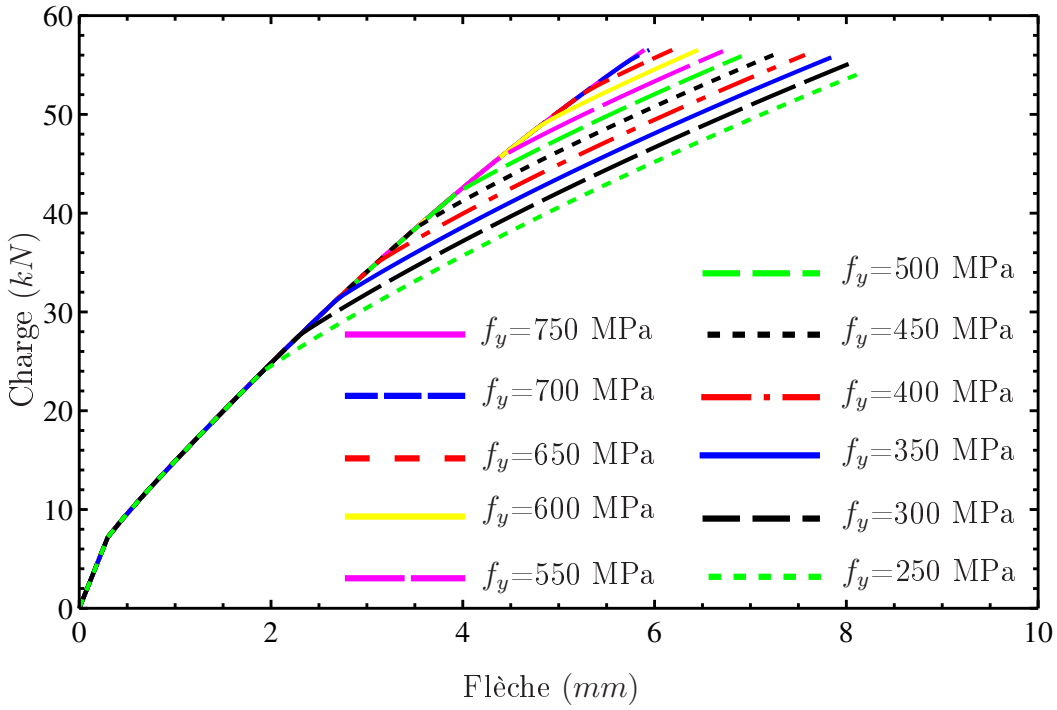

FIGURE 4.18 – Diagramme charge-flèche pour différentes limites d'élasticité de l'acier

4.3.2 Influence de la section transversale des armatures

On observe sur la Figure 4.19 que la charge de rupture en flexion et en peeling-off augmente avec l'accroissement de la section des armatures acier d'une poutre BA renforcée (la rupture est de type pivot A pour la section d'armature la plus petite et de type pivot B pour toutes les autres.). Cependant l'augmentation de la charge de rupture en peeling-off est beaucoup plus importante. On remarque en effet que l'augmentation de la charge de ruine est de $14,6\%$ et 56% respectivement pour la ruine en flexion et en peeling-off lorsque la section d'armature est multipliée par un coefficient $2,7$ (entre respectivement $A_s = 2\,\phi_6 = 56,55\ mm^2$ et $A_s = 2\,\phi_{10} = 157,08\ mm^2$). De plus, comme on peut le constater sur la Figure 4.20, les courbes de comportement général des poutres ne sont superposées que dans la phase élastique. On obtient en effet des courbes différents dès lorsque le béton fissure et que l'acier reprend seul des efforts de traction. Dans ce cas une augmentation de la section de l'armature augmente la raideur de la poutre ainsi que sa charge de rupture. En résumé, lorsque la force mobilisée dans les armatures augmente la contribution de la plaque de renforcement (le pourcentage de sa contribution en traction) diminue et il en est de même pour l'énergie mobilisée à l'extrémité de la plaque. Cela conduit donc à une charge de rupture (par peeling-off) plus élevée.

Le Tableau 4.10 détaille les essais effectués par Ahmed et Gemert (1999), essais dans lesquels seule la section des armature (A_s) varie. Les résultats de ces essais montrent que la charge à la rupture augmente avec l'augmentation de la section d'acier ce qui confirme nos conclusions. De même, dans le Tableau 4.11 qui résume les essais de Nguyen *et al.* (2001), on remarque que la poutre $B2$ qui présente des caractéristiques A_s, f'_c et f_y plus élevées que les autres poutres atteint la rupture pour une charge beaucoup plus élevée bien que sa largeur de plaque de renforcement (l_p) soit égale ou inférieure aux autres poutres.

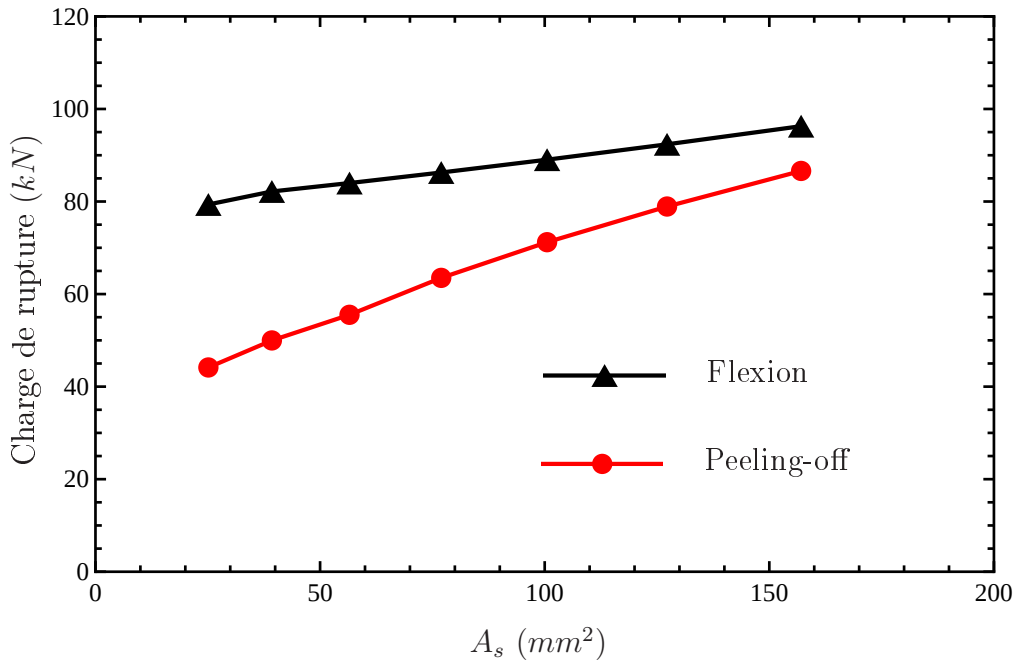

FIGURE 4.19 – Influence de la section transversale des armatures sur la charge de rupture

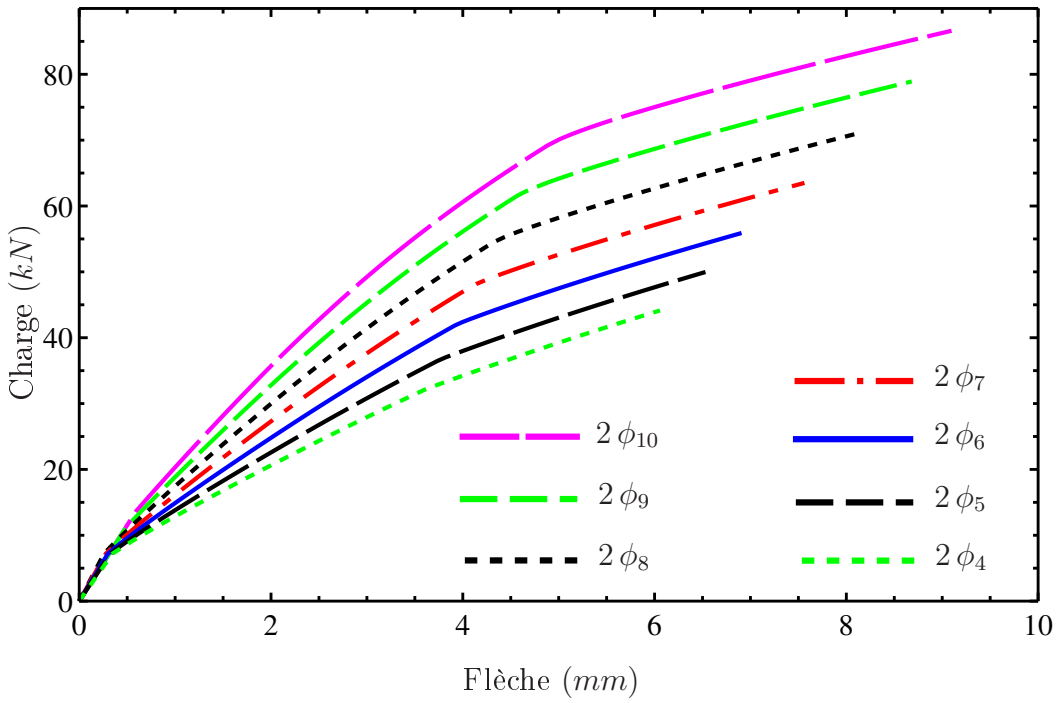

FIGURE 4.20 – Diagramme charge-flèche pour différentes sections des armatures

4.4 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de nous intéresser plus précisément aux différents paramètres jouant un rôle dans la rupture de poutres BA renforcées par peeling-off. Après avoir développé une méthode de détermination de la charge de rupture par peeling-off dans le chapitre précédent, nous avons porté notre attention sur l'influence des paramètres

	Géométrie			Béton		Armature		Renfort				
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	l_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)
AF3	125	225	1500	46	3,4	568	101	240	0,334	75	1300	96,6
CF2-1	125	225	1500	46	3,4	568	129	240	0,334	75	1300	104,8
CF3-1	125	225	1500	46	3,4	568	151	240	0,334	75	1300	118,2
CF4-1	125	225	1500	46	3,4	568	207	240	0,334	75	1300	140,2

TABLEAU 4.10 – Caractéristiques des essais effectués par Ahmed et Gemert (1999) (f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$)

	Géométrie			Béton			Armature		Renfort				
N°	b_c	h	L_c	f'_c	f'_t	d_s	f_y	A_s	E_p	t_p	b_p	l_p	F_{rup}
	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(MPa)	(mm^2)	(GPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)
A950	120	150	1330	25,7	2,0	30	384	236	181	1,2	80	950	56,2
A1100	120	150	1330	25,7	2,0	30	384	236	181	1,2	80	1100	57,4
A1150	120	150	1330	25,7	2,0	30	384	236	181	1,2	80	1150	59
B2	120	150	1330	35,7	2,7	30	466	628	181	1,2	80	1100	130,2

TABLEAU 4.11 – Caractéristiques des essais effectués par Nguyen *et al.* (2001) (f'_c est obtenu à partir de f_{cu} ($f'_c = 0,8 f_{cu}$), f'_t est considéré $f'_t = 0,3 f_{ck}^{(2/3)}$)

qui peuvent jouer un rôle sur cette rupture prématurée. Au total, nous avons réalisé 96 modélisations numériques dans le cadre de cette étude paramétrique. A titre indicatif, le temps moyen de chaque calcul est d'environ $4h$ sur un PC équipé de huit processeurs de type Intel(R) Xeon(R) ($2,13\ GHz$ et $24\ Gb$ de mémoire vive). Pour chaque étude, nous avons aussi calculé la charge de rupture conventionnelle en flexion à l'aide de l'approche analytique présentée dans le chapitre 2. Nous avons pu mettre en relief l'importance de la prédiction de la charge de rupture par peeling-off cette rupture limitant en général la capacité portante des poutres BA renforcées. Nous avons aussi constaté que dans la plupart des cas il est possible de trouver une configuration optimale du renfort pour une géométrie de poutre donnée. Cette configuration optimale correspond au cas où la charge de rupture conventionnelle est égale à la charge de rupture par peeling-off. En résumé, on retiendra que pour augmenter la charge à la rupture par peeling-off il faut dans la mesure du possible augmenter :

- la longueur du renfort et dans le meilleur des cas étaler le renfort jusqu'à l'appui
- la résistance du béton en compression
- la résistance du béton en traction
- la limite élastique des armatures (effet négligeable)
- la section transversale des armatures

et réduire :

- l'épaisseur du renfort
- la largeur du renfort tout en s'assurant que la largeur du renfort et celle de la poutre ne soit pas trop voisine car cela génère des concentration de contraintes qui diminuent la charge de rupture par peeling-off
- le module d'Young du renfort
- l'épaisseur du béton d'enrobage

Cependant, dans les cas pratiques la variation des paramètres suivants ne nous aident pas à éviter la rupture par peeling-off : la résistance du béton en compression, la limite élastique des armatures et l'épaisseur du béton d'enrobage. Enfin, pour obtenir une charge de rupture (par peeling-off) maximale en gardant la section du renfort constante, il faut choisir une largeur du renfort égale à la largeur de la poutre. Nos résultats ont par ailleurs été confrontés et validés en les comparant à des résultats de travaux expérimentaux de la littérature. Il reste toutefois un point à approfondir à savoir l'étude de l'interaction entre différents paramètres.

Deuxième partie

Etude de renforcement de tabliers pour l'utilisation de glissières de sécurité performantes

Chapitre 5

Description et présentation des essais

Cette partie concerne les travaux menés dans le cadre d'une collaboration contractuelle entre le laboratoire Navier et la société MS3 portant sur l'étude du renforcement des tabliers de ponts sur lesquels sont fixés des barrières de sécurité de nouvelle génération.

Il arrive fréquemment que les glissières de sécurité soient endommagées lorsqu'elles sont percutées par des véhicules. Dans le cas des glissières de pont, le tablier peut être endommagé par les efforts transmis par le poteau de la glissière. La plupart des tabliers de pont ont été sécurisés par des glissières avec une capacité de retenue moyenne. L'avantage de ces dispositifs est qu'ils transmettent de faibles niveaux de sollicitations au tablier en cas d'impact et l'inconvénient est leur niveau de retenue relativement faible (Figure 5.1). Aujourd'hui, les dispositifs de retenue sont de plus en plus performants afin de satisfaire les exigences croissantes de sécurité routière (Figure 5.2). Cette évolution des glissières de sécurité génère des sollicitations beaucoup plus élevées pour une fixation similaire au niveau de l'ancrage avec le tablier béton et dans le tablier béton. Cependant, la plupart des tabliers de pont n'ont pas été dimensionnés pour résister à de tels efforts. Aussi, avant d'installer ces glissières performantes il faut s'assurer que le tablier ne subira pas de dommages suite aux efforts transmis par le poteau. Cela revient à vérifier que l'effort qui va provoquer la rupture du tablier est supérieur à l'effort provoquant la rupture du poteau de la glissière. Dans le cas où le tablier subit des dommages avant la rupture du poteau, un renforcement de celui-ci est donc nécessaire. L'objectif de cette étude est premièrement d'étudier le comportement du tablier et deuxièmement de proposer un renforcement par des plats d'acier ou des plats en PRF collés.

La société MS3 (Materials & Systems for Safety & Security) est spécialisée dans la sécurité et la sûreté. Elle a pour vocation de proposer les solutions technologiques les plus adaptées pour lutter contre les différents types de risques qui peuvent toucher les personnes, les machines, les biens et les infrastructures. Les glissières de sécurité font partie d'une gamme de ces produits qui concerne les autoroutes et les voies rapides. MS3 fournit des glissières de sécurité très performantes (jusqu'à H4b, voir Figure 5.4) mais afin de pouvoir bénéficier de ces performances, il faut être en mesure d'évaluer l'impact des sollicitations transmises par ce type de glissière sur un tablier de pont. Comme on l'a déjà mentionné, les sollicitations transmises dans le cas d'une glissière haute performance sont de nature à endommager le béton du tablier. Cet état de fait n'est pas souhaitable car il nécessite la réparation du tablier et le remplacement de la glissière ce qui engendre des coûts importants.

FIGURE 5.1 – Anciennes glissières de sécurité

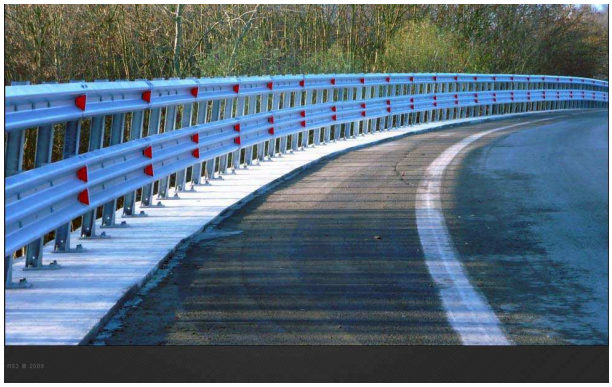

FIGURE 5.2 – Nouvelles glissières de sécurité

5.1 Contexte de la problématique

5.1.1 Dispositifs de retenue routiers

Les dispositifs de retenue des piétons et de retenue des véhicules font partie des dispositifs de retenue routiers. D'après la terminologie de la norme EN1317 (2010) il y a plusieurs types de dispositifs de retenue des véhicules, parmi lesquels nous nous concentrerons sur les barrières (glissières) de sécurité qui sont installées sur l'accotement d'une route. Selon cette norme, "La barrière de sécurité (y compris les barrières de bord d'ouvrage d'art) doit retenir le véhicule sans aucune rupture des principaux éléments longitudinaux du dispositif". Leurs niveaux de performance sont liés à ces critères : le niveau de retenue, les niveaux de sévérité de choc et la déformation de l'habitacle du véhicule et la glissière. Selon ces critères, les autorités choisissent la classe de performance du dispositif à mettre en place. Pour définir le niveau de retenue, EN1317 (2010) préconise un certain nombre d'essais (tableau 5.3) qui sont différents de par : la masse de véhicule (voiture simple ou poids lourd), la vitesse d'impact et l'angle d'impact ce qui se résume à l'énergie latérale appliquée. L'évaluation d'un dispositif de retenue nécessite la réalisation de différents essais. La sévérité du choc pour les occupants est évaluée comme suit : "L'occupant est considéré comme un objet (tête) libre de ses mouvements qui continue à se déplacer

lorsque la vitesse du véhicule change pendant le contact avec le dispositif de retenue routier jusqu'à ce qu'il heurte une surface à l'intérieur du véhicule. La grandeur de la vitesse d'impact de la tête théorique est considérée comme étant une mesure de la sévérité de choc entre le véhicule et le dispositif de retenue des véhicules". Afin de limiter la sévérité du choc lors de la collision d'une voiture avec une barrière de sécurité, il faut aussi limiter les déformations engendrées. En résumé, toutes les barrières de sécurité quelque soit leur niveau de performance doivent pouvoir satisfaire les exigences des essais relatifs à chaque classe. Le tableau 5.4 résume les essais nécessaires pour évaluer chaque paramètre d'une classe de retenue spécifique. En règle générale, la norme prévoit les essais avec des voitures de tourisme avec une grande vitesse afin de définir le niveau de sévérité du choc et la déformation des voitures ainsi que des essais avec poids lourds pour évaluer la retenue de la barrière de sécurité. Il faut noter que la performance des barrières peut être fortement influencée par le comportement de leurs fondations, ancrages et fixations. Par conséquent, il ne faut pas que la capacité portante de la surface d'appui et la résistance des ancrages soient inférieures aux exigences de conception.

Essai	Vitesse d'impact km/h	Angle d'impact °	Masse totale kg	Type de véhicule
TB 11	100	20	900	Véhicule de tourisme
TB 21	80	8	1 300	Véhicule de tourisme
TB 22	80	15	1 300	Véhicule de tourisme
TB 31	80	20	1 500	Véhicule de tourisme
TB 32	110	20	1 500	Véhicule de tourisme
TB 41	70	8	10 000	Camion non articulé
TB 42	70	15	10 000	Camion non articulé
TB 51	70	20	13 000	Bus
TB 61	80	20	16 000	Camion non articulé
TB 71	65	20	30 000	Camion non articulé
TB 81	65	20	38 000	Camion articulé

FIGURE 5.3 – Description des essais de choc des véhicules (EN1317, 2010)

5.1.2 Force d'impact d'un véhicule contre la barrière de sécurité

La force d'impact d'un véhicule contre les barrières de sécurité d'un pont doit être prise en compte. Eurocode1 (2004) définit quatre classes pour cette force horizontale. Les classes sont nommées A, B, C et D ; la force horizontale est respectivement donnée égale à 100, 200, 400 et 600 kN. Ces valeurs sont obtenues à partir des essais d'impact mais il n'y a pas de corrélation directe entre ces valeurs et les classes de performance mentionnées auparavant. En effet, ces valeurs sont liées à la rigidité de la liaison entre la barrière et

Niveau de retenue	Paramètres			
	Comportement de la barrière de sécurité (y compris les barrières de bord d'ouvrage d'art) **et du véhicule**	**Niveau de sévérité de choc ASI-THIV**	**Déformation du véhicule (VCDI)**	**Déformation de la barrière de sécurité** (y compris les barrières de bord d'ouvrage d'art)
T1	TB 21	TB 21	TB 21	TB 21
T2	TB 22	TB 22	TB 22	TB 22
T3	TB 41 + TB 21	TB 21	TB 21	TB 41 + TB 21
N1	TB 31	TB 31	TB 31	TB 31
N2	TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11 a)	TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11
H1	TB 42 + TB 11	TB 11	TB 11	TB 42 +TB 11
H2	TB 51 + TB 11	TB 11	TB 11	TB 51 + TB 11
H3	TB 61 + TB 11	TB 11	TB 11	TB 61 + TB 11
H4a	TB 71 + TB 11	TB 11	TB 11	TB 71 + TB 11
H4b	TB 81 + TB 11	TB 11	TB 11	TB 81 + TB 11
L1	TB 42 + TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11 a)	TB 32 + TB 11	TB 42 + TB 32 + TB 11
L2	TB 51 + TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11 a)	TB 32 + TB 11	TB 51 + TB 32 + TB 11
L3	TB 61 + TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11 a)	TB 32 + TB 11	TB 61 + TB 32 + TB 11
L4a	TB 71 + TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11 a)	TB 32 + TB 11	TB 71 + TB 32 + TB 11
L4b	TB 81 + TB 32 + TB 11	TB 32 + TB 11 a)	TB 32 + TB 11	TB 81 + TB 32 + TB 11
NOTE Le VCDI n'est pas un critère d'acceptation.				
a) Le niveau de sévérité est déterminé par la valeur la plus élevée obtenue lors des essais, tous les résultats devant être inclus dans le rapport d'essai détaillé dans l'Annexe A.				

FIGURE 5.4 – Paramètres d'essai des barrières de sécurité (EN1317, 2010)

le pont. Si la liaison est très rigide, la force horizontale sera très élevée. Par conséquent, il vaut mieux utiliser les liaisons plutôt souples pour les barrières de sécurité et surtout celles à hautes performances. Pour les calculs, la force horizontale doit être appliquée à la hauteur la plus faible entre : 100 mm au-dessous du haut de la barrière et 1,0 m au-dessus du revêtement de pont. Cette force est considérée agir sur une longueur de 0,5 m et elle se diffuse à 45°. Il est aussi conseillé de prendre en compte une force verticale agissant simultanément avec la force horizontale d'impact à cause du trafic lorsqu'elle est défavorable. Une autre mesure pour assurer la résistance locale est de dimensionner les structures supportant les barrières pour qu'elles résistent localement lors d'une charge accidentelle correspondant à $1,25$ fois la valeur caractéristique de la résistance locale de la fixation.

La configuration du tablier et ses caractéristiques n'influencent pas les forces à prendre en compte. De plus, la société MS3 a constaté que la norme est trop sécuritaire et qu'elle ne reflète pas la réalité. C'est pourquoi nous étudions de plus près le comportement d'un tablier de pont lors d'un impact en espérant trouver un système optimal de protection.

5.2 Conception des essais

Il est important que les essais envisagés puissent reproduire au mieux l'impact d'un véhicule lors d'une collision. Cependant, il n'est pas envisageable de faire un essai réel d'impact pour plusieurs raisons à savoir : le budget et les moyens limités, le risque d'endommager le véhicule et le tablier de pont, la sécurité du conducteur etc. Pour cela, nous avons choisi un volume représentatif de tablier sur lequel un poteau d'une glissière de sécurité est fixé. Les dimensions ont été choisies par MS3 de façon à ce que le comportement de la dalle d'essai représente le comportement d'un pont réel lors de l'impact. La Figure 5.5 montre le volume représentatif choisi. Ce volume représentatif est constitué de l'encorbellement et d'une partie de la zone d'appui du tablier. Les conditions aux limites appropriées sont bien sûr appliquées afin que l'effet de la partie non-modélisée soit bien pris en compte.

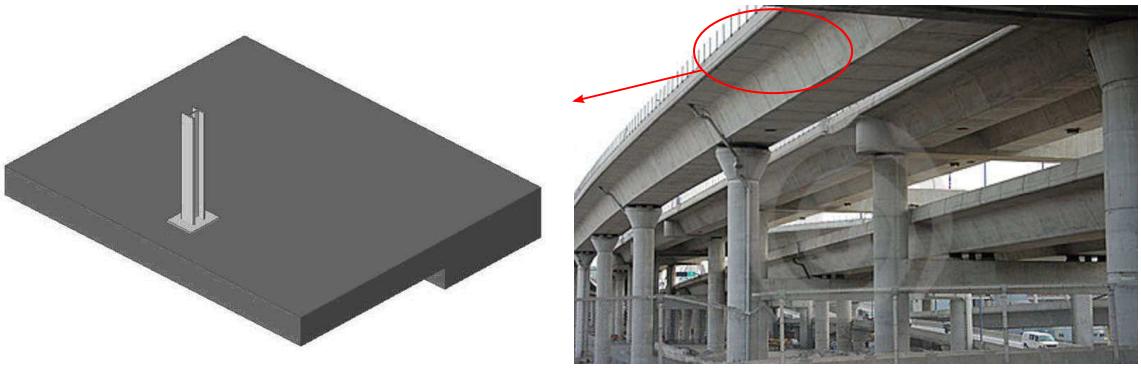

FIGURE 5.5 – Volume représentatif de tablier de pont

5.2.1 Géométrie de la dalle de référence

La première étape du travail consiste à réaliser une dalle en béton armé (dalle de référence) sans renfort sur laquelle un poteau est sollicité. Les charges sur le poteau sont incrémentées jusqu'à l'obtention de la rupture du tablier.

5.2.1.1 Dimensions du tablier

La Figure 5.6 illustre les dimensions de la dalle de référence. Comme montré, la force est appliquée sur le poteau à une hauteur de $1,33\ m$ et parallèlement à la direction transversale du tablier.

5.2.1.2 Ferraillage de la dalle

Il n'y a que des armatures longitudinales (parallèles au sens de la force). Ces armatures sont les suivantes :

- 5 ϕ 10 par mètre en peau supérieure (soit 8 armatures sur la largeur de l'encorbellement, espacées de 20 cm, les deux armatures d'extrémité étant positionnées à 10 cm du bord)
- Idem en peau inférieure

L'épaisseur d'enrobage est égale à $1,5\ cm$ pour les armatures supérieures et inférieures.

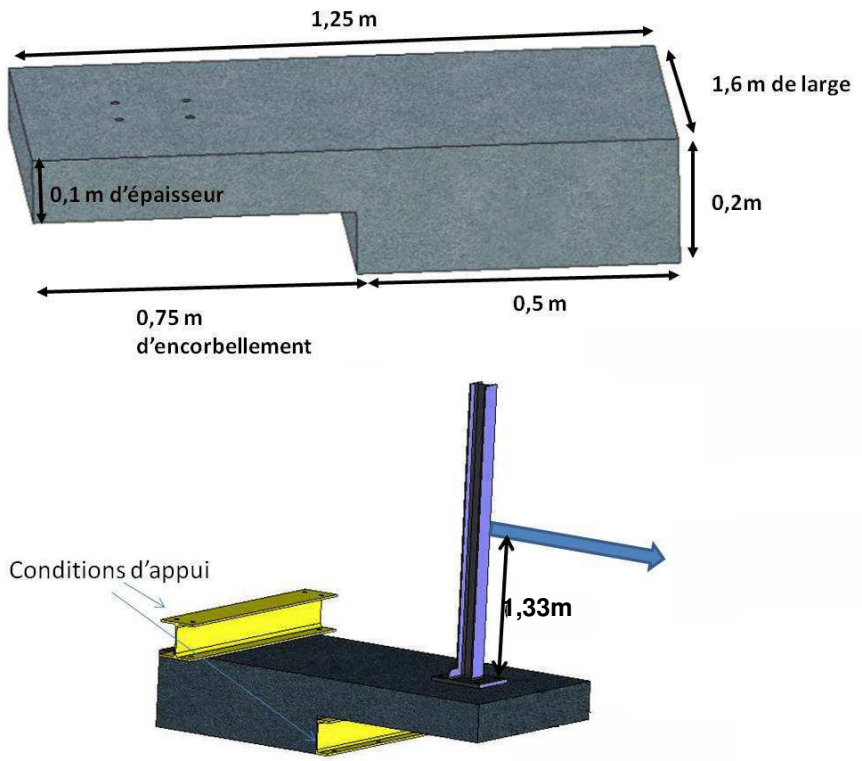

FIGURE 5.6 – Géométrie de la dalle de référence

5.2.1.3 Dimensions du poteau, platine et ancrages

Le poteau utilisé lors des essais est un HEA 160 qui est centré sur une plaque (la platine) dont l'épaisseur est égale à 30 mm. La platine est fixée sur l'encorbellement à l'aide de 4 tiges filetées (M 20 8.8). La dalle est pour cela percée dans un premier temps (trou traversant) puis ces tiges sont enfoncées de 7 cm dans le béton et noyées dans une résine de scellement (HIT-RE500). La Figure 5.7 illustre les dimensions de la platine et la position des ancrages ainsi qu'une vue en plan de l'encorbellement.

5.2.2 Appui des dalles

Il est important de pouvoir fixer la dalle lors des essais afin de simuler les conditions aux limites correspondantes. Pour cela, les dalles sont posées par terre lors des essais. L'encastrement est réalisé à l'aide de deux poutres métalliques agissant sur toute la largeur des dalles qui sont quant à elles fixées par des tiges filetées boulonnées dans le sol. La Figure 5.8 montre les conditions d'appui des dalles.

5.2.3 Force appliquée

Pour des raisons pratiques, l'effort est appliqué statiquement sur le poteau ancré dans la dalle. Cette force est appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique qui exerce un effort de

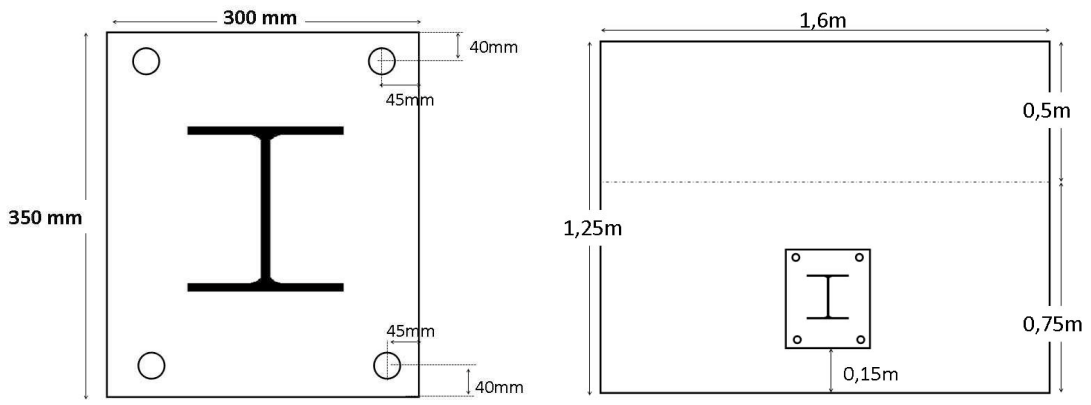

FIGURE 5.7 – Dimensions de la platine et position des ancrages - vue en plan de l'encorbellement

traction sur le poteau comme montré sur la Figure 5.9. Le vérin est fixé sur un portique à la hauteur souhaitée. La vitesse de mise en charge du vérin est relativement faible.

5.2.4 Résultats d'analyse préliminaire de la dalle de référence

Une fois les caractéristiques de la dalle de référence définies et avant de réaliser les essais, nous avons mené une étude numérique préliminaire pour nous permettre d'appréhender le comportement de la dalle. La modélisation numérique sera détaillée dans le chapitre suivant. Nous présentons ici quelques résultats qui nous ont permis de définir les caractéristiques des autres dalles d'essais.

Selon les résultats numériques, lors d'un essai décrit ci-dessus il y a deux types d'endommagement dans le tablier. Le premier est dû à la flexion engendrée par l'effort horizontal. Le deuxième qui survient au niveau des ancrages est causé localement par le mécanisme d'extraction des tiges. La Figure 5.10 montre la partie modélisée du tablier ainsi que les zones endommagées lors d'un chargement. Le code couleur sur cette photo montre la plastification (fissuration) du béton qui varie entre bleu foncé et rouge (zone de plastification intense).

Cette analyse préliminaire nous a permis de proposer trois configurations d'essais en plus de la dalle de référence. Ces configurations sont présentées par la suite.

5.2.5 Caractéristiques de la dalle 2

La seconde dalle présente une géométrie identique à la dalle de référence avec des tiges qui traversent la dalle dans son épaisseur, connectées à une plaque de répartition qui se trouve sous la dalle. Les tiges ne sont dans ce cas pas scellées au béton. La plaque de répartition n'est pas collée au béton mais elle est fixée par les tiges traversantes. Cette plaque de dimensions $300 \times 350 \times 30$ mm est donc située à l'aplomb de la platine. Cette configuration doit permettre de limiter la rupture locale au niveau des ancrages car nous souhaitons faire "travailler" toute l'épaisseur de la dalle en répartissant les efforts de l'impact sur une section plus épaisse.

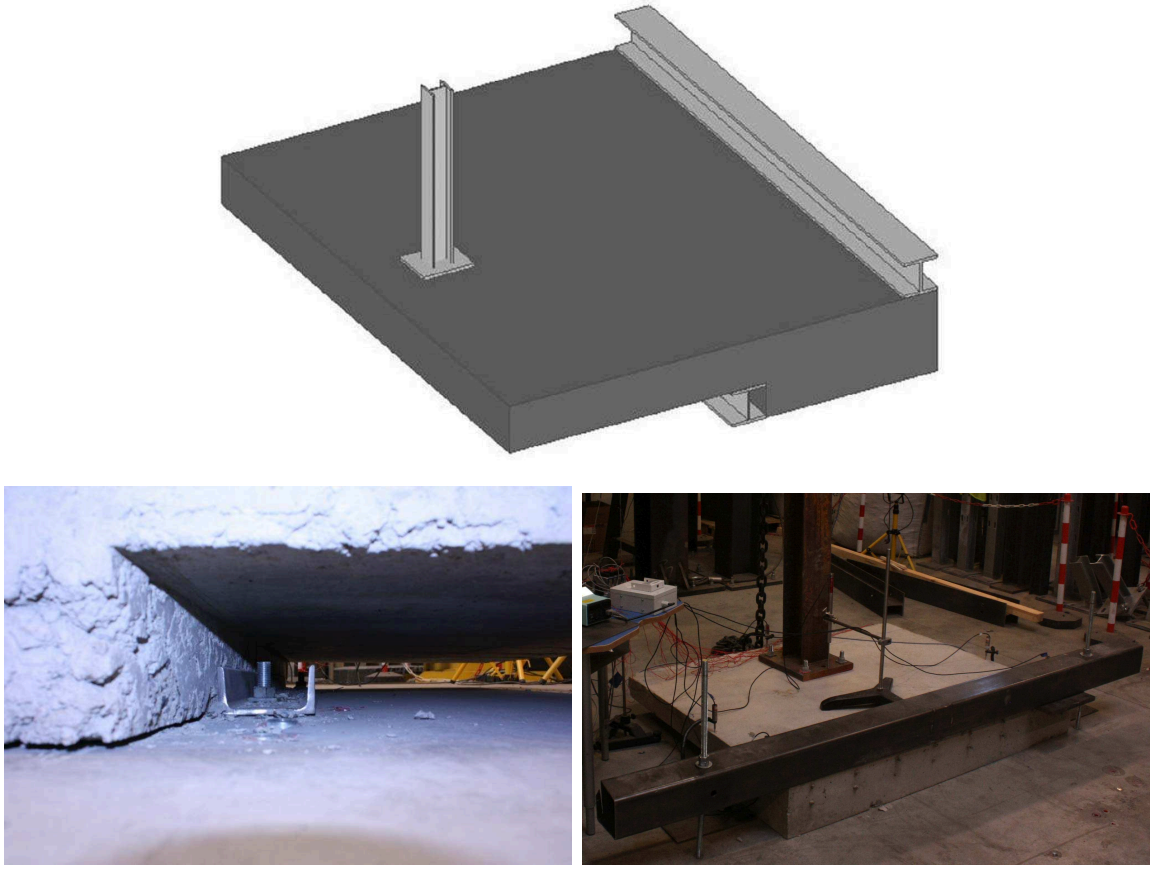

FIGURE 5.8 – Dispositif de fixation des dalles

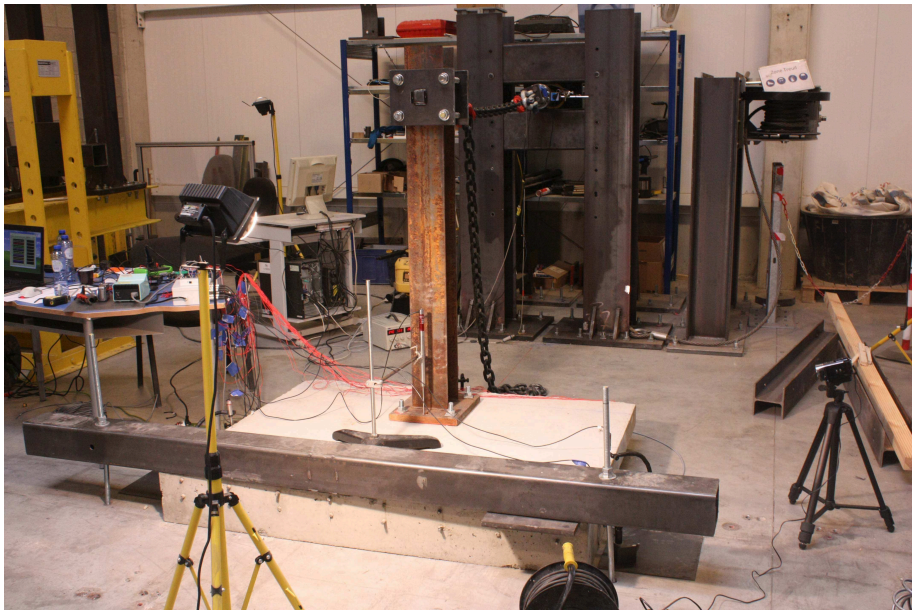

FIGURE 5.9 – Application de la force

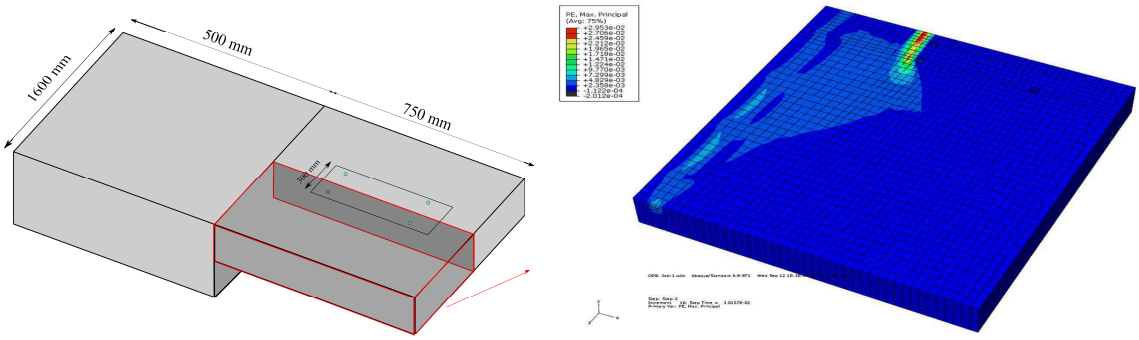

FIGURE 5.10 – Plastification du tablier lors d'un chargement

5.2.6 Caractéristiques de la dalle 3

La dalle 3 présente les mêmes géométrie et caractéristiques que la deuxième dalle. Elle est cependant renforcée par des plats en PRF. Dans ce cas, on cherche à augmenter d'une part la résistance de la dalle en flexion et d'autre part localement près des tiges. Les lamelles pultrudées Sika® CarboDur® M collées à l'aide d'une colle Sikadur®30 ont été utilisées pour le renforcement. La section de ces plats est de $60 \times 1,4$ mm et leur longueur et leur position sont illustrées sur la Figure 6.19. Comme on peut le constater les plats partent de l'extrémité de la platine jusqu'à une certaine distance sur la zone d'appui (tablier plus épais). La raison en est que le tablier n'est presque pas sollicité sur la partie en porte-à-faux après la platine. De plus, nous avons constaté sur des modèles numériques de dalle renforcée que lorsque les plats sont coupés juste avant la zone d'appui, cette zone est très sollicitée et il y a le risque de rupture avec détachement de la partie du tablier en encorbellement.

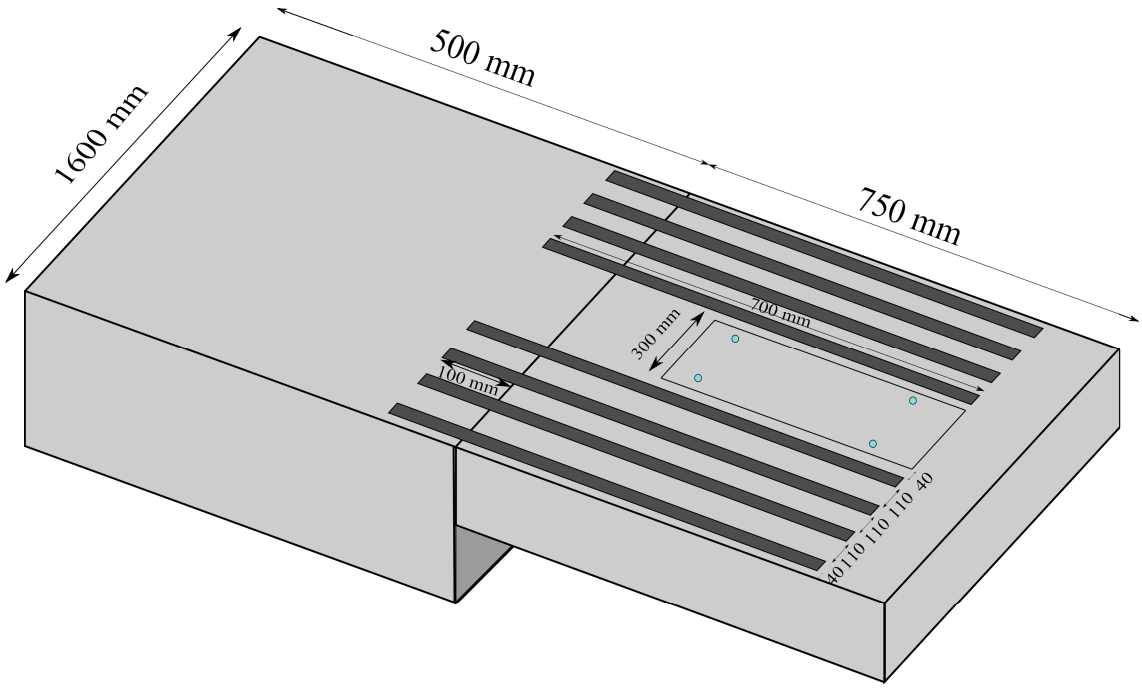

FIGURE 5.11 – Géométrie de la dalle 3

5.2.7 Caractéristiques de la dalle 4

Cette dalle possède la même géométrie que la dalle de référence. Elle est renforcée par des plats collés en PRF mais ne comporte pas de plaque de répartition car certaines configurations de tabliers ne le permettent pas : épaisseur d'encorbellement importante, ou accès à la fibre inférieure de l'encorbellement difficile. De plus, les résultats numériques ont montré que lorsque le renfort est placé près de l'ancrage (renfort semelle) on limite l'endommagement local et on augmente la résistance en flexion. La Figure 6.23 montre la configuration de cet essai.

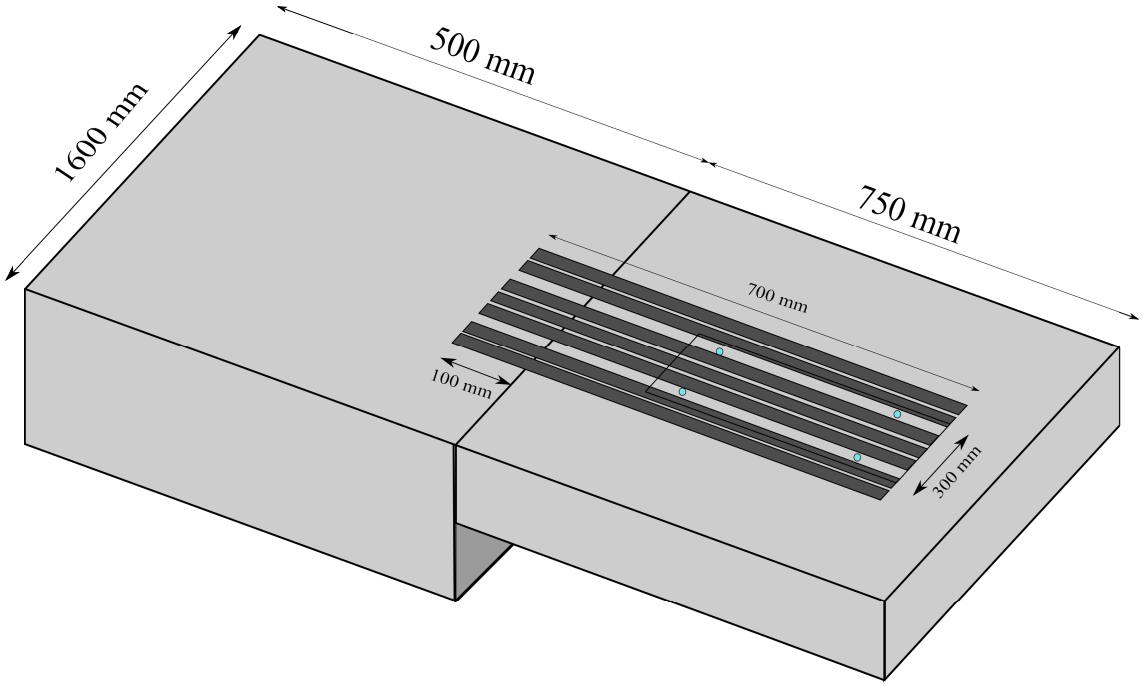

FIGURE 5.12 – Géométrie de la dalle 4

5.2.8 Dispositifs de mesure

Un important dispositif de mesure a été mis en place afin de tirer un maximum de renseignements lors des essais. Le but étant d'étudier le comportement local ainsi que global des dalles, le dispositif de mesure a été choisi en conséquence. Des jauges de déformations ont été placées sur les armatures, plats PRF et le béton. Des capteurs de déplacement mesurent le déplacement vertical des dalles à l'extrémité libre ainsi qu'au niveau de l'appui. Le dispositif d'acquisition de mesure utilisé est composé d'un châssis National Instruments Compact DAQ USB 4 emplacements (NI cDAQ-9174), 3 conditonneurs 8 voies pour jauges (NI9235) et 1 conditionneur 32 voies analogiques (NI9205) pilotés par LabVIEW.

5.2.8.1 Capteurs de déplacement

Six capteurs de déplacement LVDT sont répartis symétriquement sur la surface supérieure des dalles : quatre dans la zone d'appui (partie de la dalle où l'épaisseur du béton

est égale à 20 cm), un à l'extrémité du porte-à-faux et un sur la platine (Figure 5.13). Les cinq premiers capteurs sont de type DCTH400AG et le dernier de type DCTH2000AG.

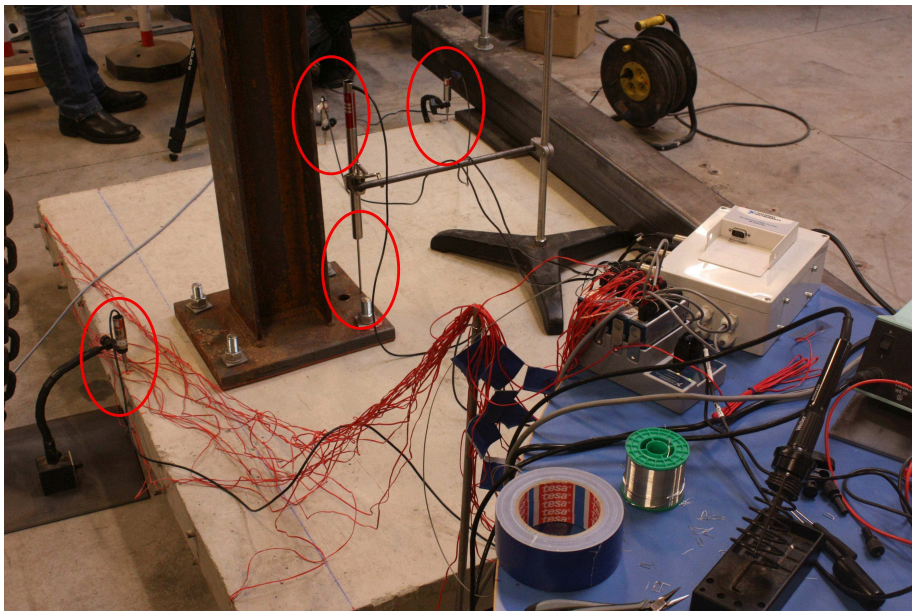

FIGURE 5.13 – Capteurs de déplacement

5.2.8.2 Jauges de déformation

Des jauges de déformation ont été collées sur les différentes armatures supérieures et inférieures, les plats PRF, le béton et les tiges. Les Figures 5.14 à 5.18 montrent la position et la numérotation des jauges équipant les différentes dalles testées. La plupart des jauges de déformation collées sur les armatures ont été mises à une distance identique par rapport à l'appui afin de pouvoir visualiser l'évolution de déformation dans la dalle. Cette distance de 250 mm correspond à la distance entre le bord libre de la platine et l'appui, l'endroit censé subir des déformations importantes. L'emplacement de la jauge J1 à une distance de 75 mm de l'appui tient compte des résultats de notre étude préliminaire. En effet, à cet endroit le béton est très sollicité et est susceptible d'être fissuré. La disposition des jauges des armatures 4 et 12 permet de capter les effets locaux à côté des ancrages sur les armatures supérieures et inférieures. Les jauges qui sont collées sur les armatures dans la zone d'appui ont été choisies afin de vérifier que les déformations ne sont pas importantes dans la zone d'appui. La disposition des jauges sur les plats PRF a été choisie pour visualiser les déformations le long des plats et dans la mesure du possible sur une coupe de la dalle. Des jauges ont été également collées sur les deux tiges filetées qui sont (près de l'appui) à côté de la plaque de répartition dans les dalles 2, 3 et 4.

Les jauges collées sur les armatures et les plats en PRF sont les jauges unidirectionnelles KYOWA KFG-5-120-C1-11 (Figure 5.19). Sur le béton deux jauges KYOWA KFG-70-120-C1-11 ont été collées près de la fibre supérieure et inférieure comme montré sur la Figure 5.19.

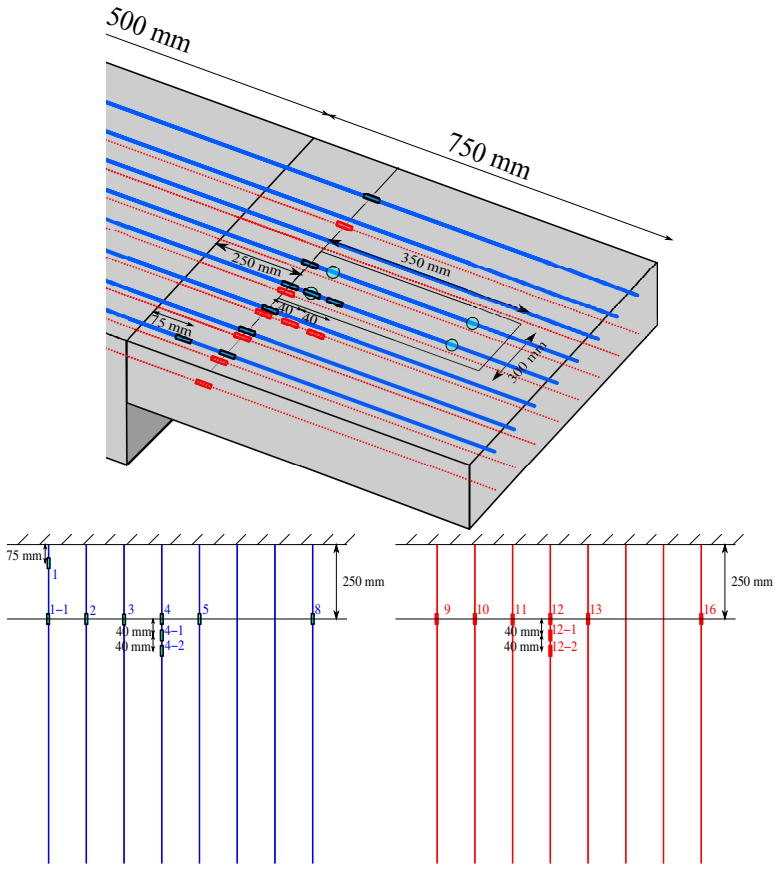

FIGURE 5.14 – Position des jauges de déformation sur les armatures de la dalle de référence et la dalle 2

5.2.9 Déroulement des essais

Les essais expérimentaux ont été réalisés dans les locaux de l'entreprise MS3. L'instrumentation et l'acquisition des données ont été effectuées par le laboratoire Navier. Au total, quatre essais ont été réalisés, soit un essai par configuration, nous permettant d'avoir une idée générale du comportement de ces différentes dalles. Chaque dalle représente une partie d'un tablier de pont et le poteau représente la barrière de sécurité. En réalité, plusieurs poteaux sont généralement sollicités lors d'un impact. Selon leur distance, une interaction des efforts transmis au tablier peut être envisageable mais dans le cadre de notre étude, on ne prend pas en compte cet effet. Chaque dalle est sollicitée jusqu'à la rupture par une force horizontale représentant un angle d'impact égal à 90°. Les résultats de ces essais seront présentés dans le chapitre suivant.

5.3 Conclusions

Ce chapitre nous a permis de nous intéresser à l'impact d'une voiture sur des glissières de sécurité installées sur le tablier d'un pont. Il y a deux aspects importants lors d'un impact. Le premier aspect concerne le comportement de la barrière de sécurité vis-à-vis de la voiture et de ses occupants. Pour pouvoir catégoriser ce comportement, les normes préconisent un certain nombre d'essais présentés précédemment afin d'évaluer

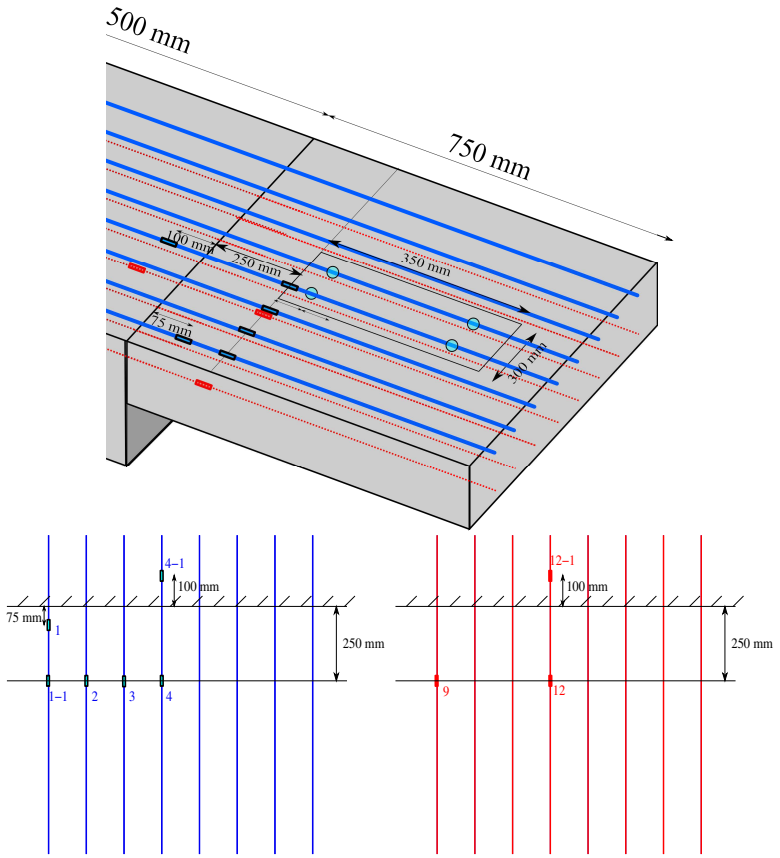

FIGURE 5.15 – Position des jauges de déformation sur les armatures de la dalle 3

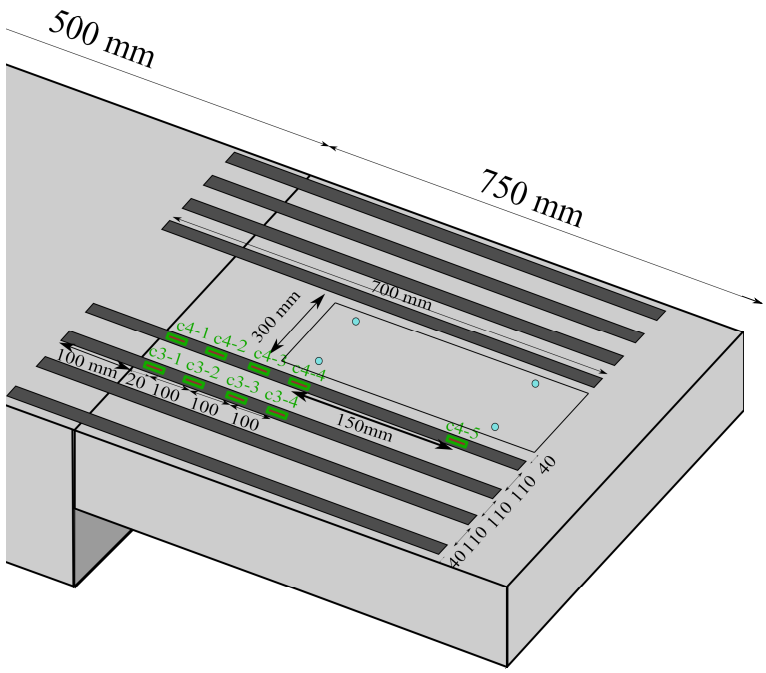

FIGURE 5.16 – Position des jauges de déformation sur les plats en PRF de la dalle 3

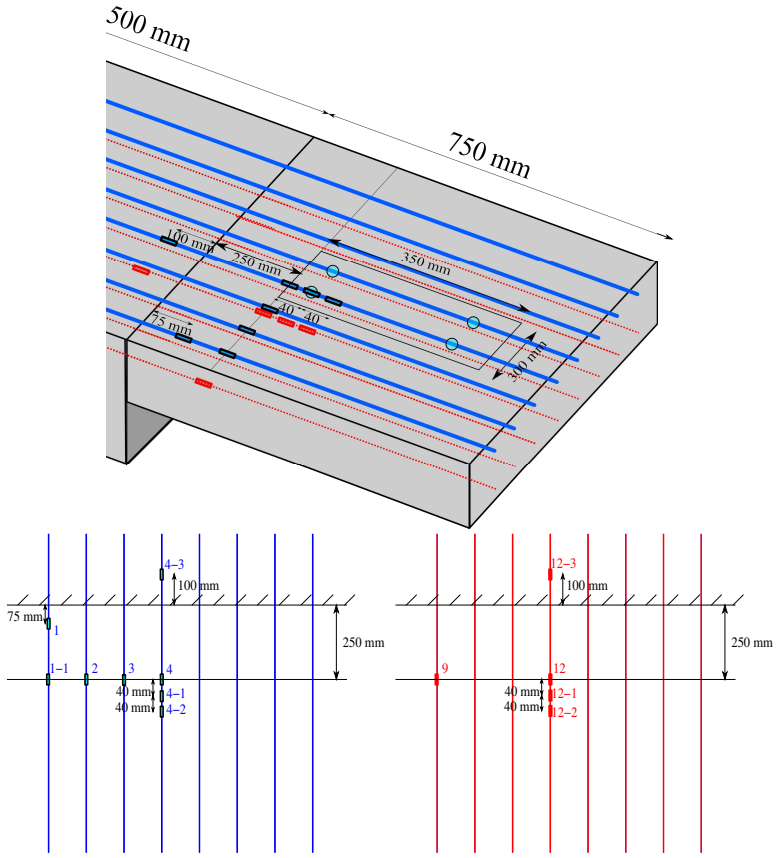

FIGURE 5.17 – Position des jauges de déformation sur les armatures de la dalle 4

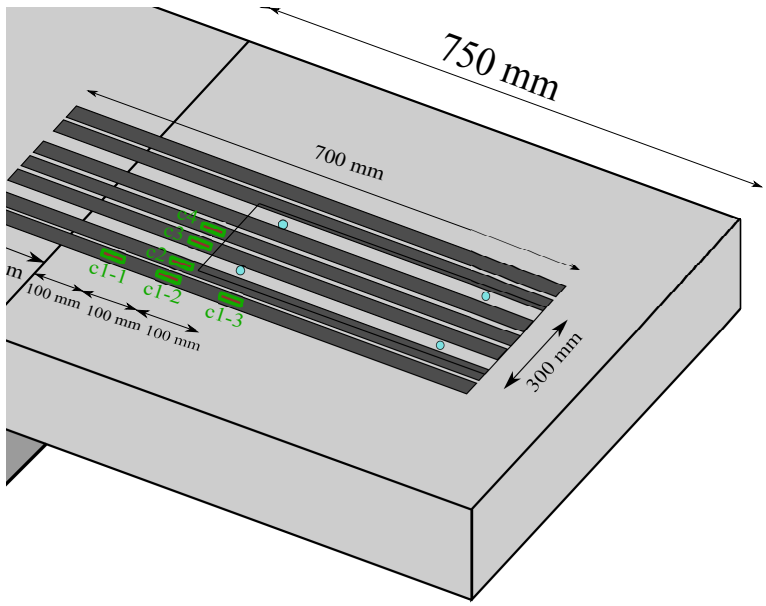

FIGURE 5.18 – Position des jauges de déformation sur les plats en PRF de la dalle 4

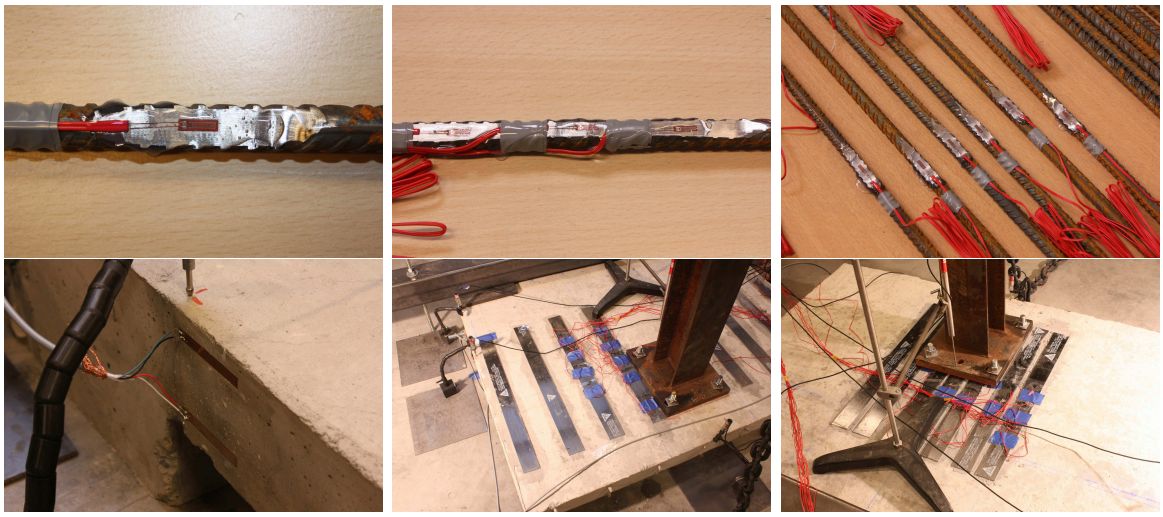

FIGURE 5.19 – Jauges de déformation placées sur les armatures, le béton et le plat PRF

la performance de ces dispositifs de retenue routiers. Le deuxième aspect est relié au comportement du tablier de pont lors de l'impact. Pour cela il faut dimensionner le tablier sous une sollicitation horizontale à une certaine hauteur par rapport au tablier. Dans cette étude, nous nous sommes intéressés plus particulièrement à ce comportement. Pour cela, nous avons proposé de réaliser des essais afin d'analyser le comportement de la dalle sous un effort horizontal. Après avoir déterminé la configuration de la dalle de référence, nous avons fait une étude numérique préliminaire. Il s'est avéré qu'il existe deux types de fissurations sous l'impact : les fissurations locales près des ancrages et les fissurations dues à la flexion de la dalle. Ces résultats nous ont permis de définir quatre configurations de dalle au total : une dalle de référence, une dalle avec des tiges traversantes connectées à une plaque de répartition qui est censée atténuer l'effet d'arrachement local, une dalle similaire à la deuxième dalle renforcée par des plats en PRF afin de limiter les fissurations dues à la flexion et une dalle identique à la dalle de référence renforcée par des plats PRF. Les résultats de ces essais seront présentés dans le chapitre suivant et ils seront mis en parallèle des résultats numériques.

Chapitre 6

Modélisation numérique et interprétation des résultats expérimentaux et numériques

Dans le chapitre précédent, le problème d'impact d'un véhicule sur les barrières de sécurité d'un pont a été présenté. Dans la plupart des impacts, les efforts transmis par la glissière engendre des endommagements plus ou moins importants dans le tablier. Ces dégâts sont locaux c'est-à-dire à proximité de la zone de fixation de la glissière au pont, ou globaux près de l'appui de l'encorbellement. Afin de limiter ces endommagements, il est possible de renforcer le tablier près des glissières. Dans le chapitre 5 nous avons proposé quatre configuration d'essais afin d'étudier le comportement des dalles renforcées ou non-renforcées lors d'un impact. Le but de ce chapitre est donc d'interpréter les résultats d'essais sur dalles décrits précédemment et de proposer un modèle numérique. Ce modèle s'inspire du modèle présenté pour la problématique du peeling-off. Après une rapide présentation du modèle, les résultats expérimentaux et numériques seront confrontés et interprétés.

6.1 Modèle des éléments finis

6.1.1 Généralités et hypothèses de la modélisation

Nous avons effectué une analyse 3D statique non-linéaire de type éléments finis des dalles d'essais à l'aide d'Abaqus. La géométrie de ces dalles a été présentée dans le chapitre précédent. Comme montré sur la Figure 6.1, le plan de symétrie a été utilisé pour ne modéliser que la moitié de la dalle. De plus, nous n'avons modélisé que l'encorbellement et la zone d'appui a été considérée comme un encastrement. Cette hypothèse a été validée par les résultats expérimentaux tirés des capteurs de déplacement placés au niveau de l'appui ainsi que par les résultats numériques. En effet, nous avons comparé les résultats du modèle reprenant l'intégralité de la dalle de référence avec le modèle où seul l'encorbellement est considéré ; les résultats étant identiques, le modèle de "l'encorbellement" a été adopté pour des raisons d'optimisations de temps de calculs et de taille de fichiers de résultats. La Figure 6.2 montre les parties composant la dalle de référence à savoir le tablier en béton, le poteau, la platine, les ancrages et les armatures. La Figure 6.3 illustre à titre

d'exemple la modélisation des plats en PRF et la platine de la dalle 3. Les dalles 2 et 4 sont modélisées ainsi.

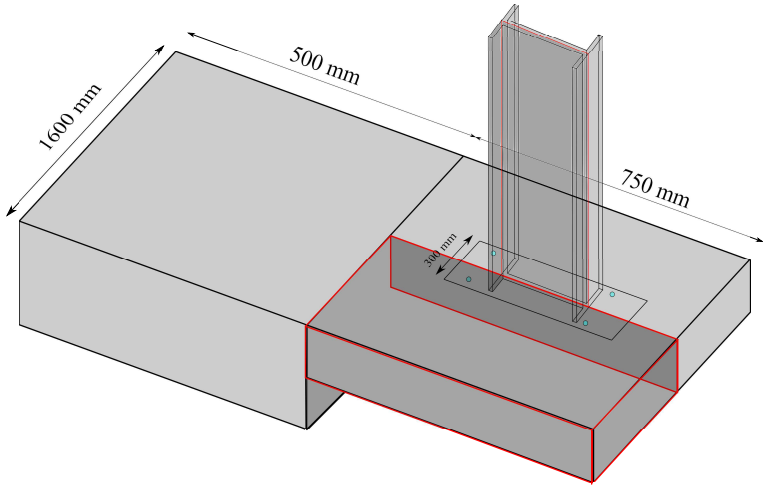

Figure 6.1 – La partie modélisée de la dalle

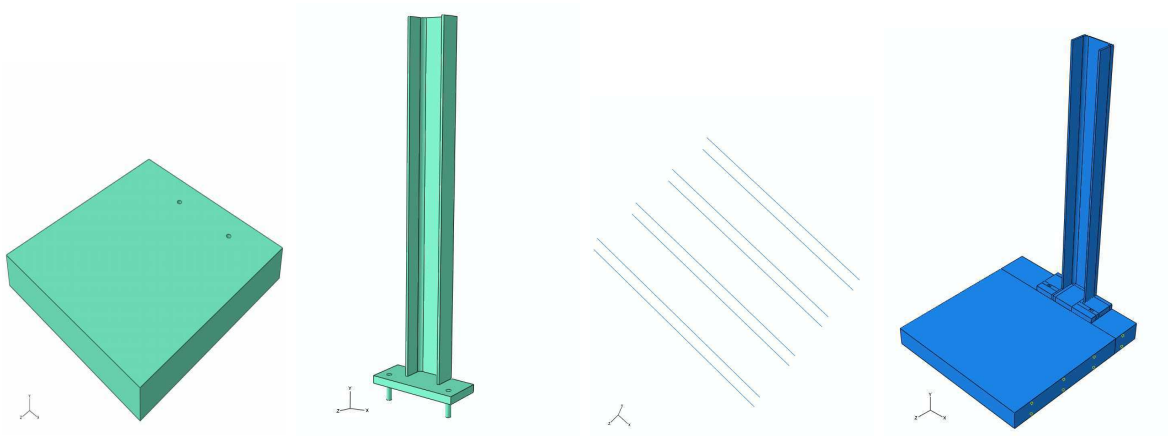

Figure 6.2 – Les parties composant la dalle de référence

Les conditions aux limites montrées sur la Figure 6.4 sont définies de façon à ce qu'elles représentent le plan de symétrie et un appui encastré. Les efforts considérés sont l'effort d'impact qui est modélisé (Figure 6.4) comme un déplacement imposé sur toute la largeur du poteau et le poids propre qui est modélisé comme un effort réparti sur toute la dalle. Le maillage est un peu plus fin dans la zone de contact entre le béton et les ancrages et grossier ailleurs (Figure 6.4). Les éléments du béton, le poteau, la platine et les ancrages sont de type volumique tétraédrique à vingt-noeuds où l'interpolation des déplacements sur l'élément est quadratique avec une intégration réduite. Des éléments bidimensionnels de type coque avec huit-noeuds avec une intégration réduite et une interpolation quadratique des déplacements sont utilisés pour modéliser les plats PRF. Les armatures sont modélisées par des éléments 1D de type câble à trois-noeuds et quadratiques.

Nous supposons dans toutes les modélisations qu'il y a une adhérence parfaite entre : le béton et les armatures, le béton et les plats en PRF, le béton et les ancrages pour la

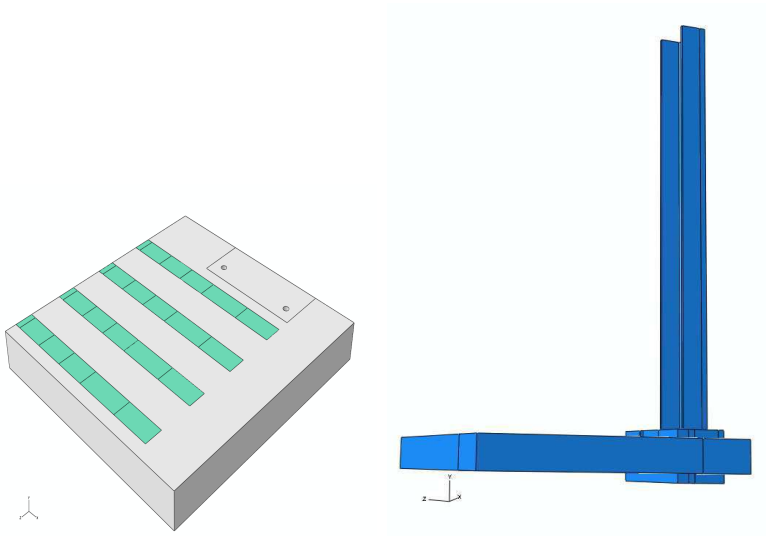

FIGURE 6.3 – Les parties composant la dalle 3

dalle de référence et la dalle 4, la platine et le poteau, la platine et les ancrages. Entre la plaque de répartition et le béton et entre la platine et le béton, nous avons défini un "hard contact". Cela signifie que les surfaces transmettent aucune pression à moins que les noeuds des deux surfaces soient en contact. De plus, les noeuds d'une surface ne sont pas autorisés à pénétrer l'autre surface de contact.

6.1.2 Propriétés des matériaux

6.1.2.1 Comportement du béton

Les caractéristiques élastiques du béton sont : $E_c = 38\ GPa,\ \nu_c = 0,2$. Le critère de plasticité Drucker-Prager est adopté pour modéliser le béton. Ce modèle est détaillé dans le chapitre 3 et il est identique au modèle utilisé pour les poutres BA renforcées. Les paramètres de ce modèle sont déterminés connaissant la résistance du béton en compression et après une calibration sur la dalle de référence comme suit : $\phi_{DP} = 69,2°,\ d_{DP} = 3\ MPa$.

6.1.2.2 Comportement de l'acier

Le comportement de l'acier de la platine, des ancrages, de la plaque de répartition, des armatures et du poteau est considéré comme élastique linéaire parfaitement plastique. Les caractéristiques de l'acier dans notre modèle sont : $E_s = 200\ GPa$, $\nu_s = 0,3$ pour tous les membres en acier ; $f_y = 500\ MPa$ pour les armatures, $f_y = 235\ MPa$ pour le poteau, la platine, la plaque de répartition et $f_y = 600\ MPa$ pour les tiges d'ancrage.

6.1.2.3 Comportement de matériaux composites

Comme on l'a déjà mentionné, le comportement des plats en matériaux composites unidirectionnels est supposé être élastique linéaire jusqu'à la rupture. Les caractéristiques mécaniques de plats en PRF sont les suivantes : $E_L = 210\ GPa$, $E_T = E_N = 6\ GPa$, $G_{LT} = G_{LN} = 4\ GPa$, $G_{TN} = 2,4\ GPa$, $\nu_{LT} = \nu_{LN} = 0,3$, $\nu_{TN} = 0,25$, $f_{pu} = 3200\ MPa$

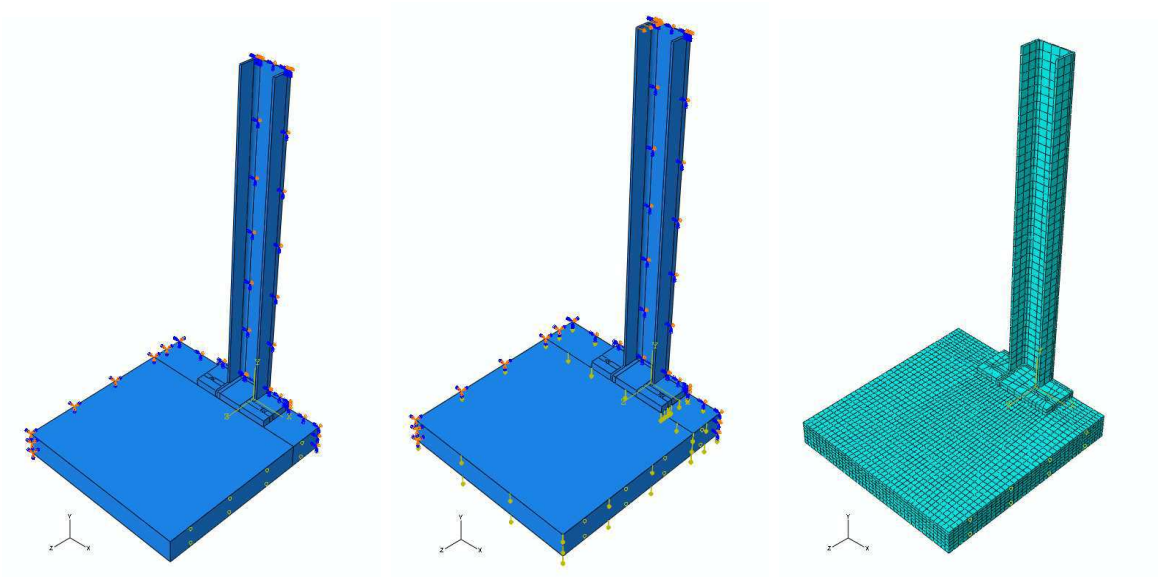

Figure 6.4 – Les conditions au limites, le chargement et le maillage des dalles modélisées

où E_L est le module d'Young longitudinal, E_T le module d'Young transverse, E_N le module d'Young normal, G_{LT} le module de cisaillement longitudinal transverse, G_{LN} le module de cisaillement longitudinal normal, G_{TN} le module de cisaillement transverse normal, ν_{LT} le coefficient de poisson transversal sous chargement longitudinal, ν_{LN} le coefficient de poisson normal sous chargement longitudinal, ν_{TN} le coefficient de poisson normal sous chargement transverse, f_{pu} la résistance à la rupture du renfort dans le sens des fibres. Le sens longitudinal des plats (sens des fibres) est parallèle au sens d'application de la force.

6.2 Analyse des résultats

Les résultats numériques et expérimentaux d'essais décrits dans le chapitre précédent sont présentés dans les sections suivantes. Les résultats sont en termes de capacité portante, mode de rupture et analyse de comportement global des dalles de type force-déplacement et force-déformation. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux nous amène à valider le modèle actuel mais qui doit être amélioré dans l'avenir.

6.2.1 Résultats de la dalle de référence

La dalle de référence comme toutes les autres dalles est chargée jusqu'à la rupture. Le mode de rupture de cette dalle est une rupture locale à proximité des ancrages comme le montre la Figure 6.5. La Figure 6.6 montre de plus la plastification de la dalle qui est une indication de la fissuration dans le modèle numérique. On constate que la fissuration locale est prédominante.

La force horizontale pour laquelle les fissures majeures apparaissent (fin de la phase de fissuration) traduisant un niveau d'endommagement de la dalle important est environ $6,7\ kN$. La dalle n'a cependant pas atteinte sa capacité portante ($10\ kN$) grâce aux armatures. La charge retenue pour les calculs numériques est la charge au seuil de fissurations. La charge à la rupture et la flèche correspondante sont toutefois importantes

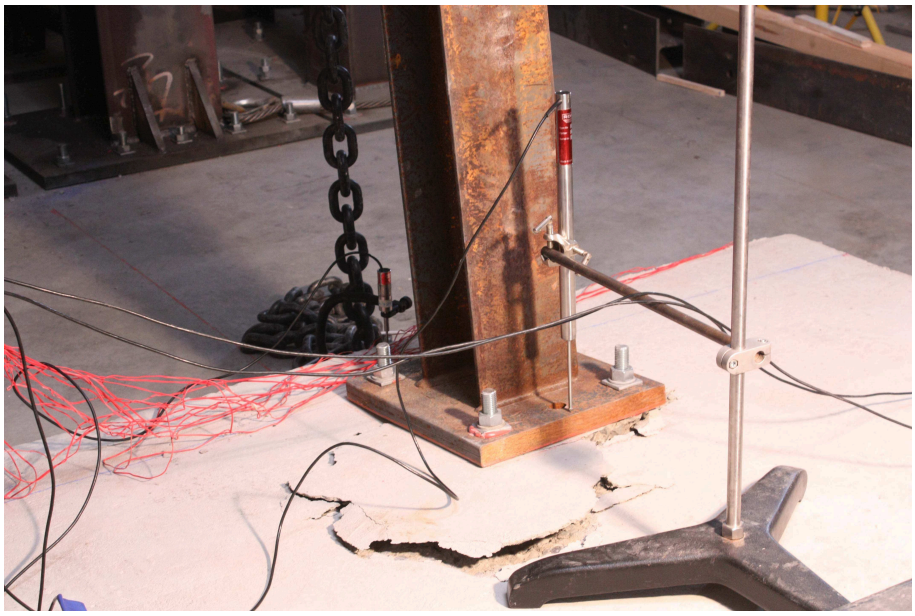

FIGURE 6.5 – Mode de rupture de la dalle de référence

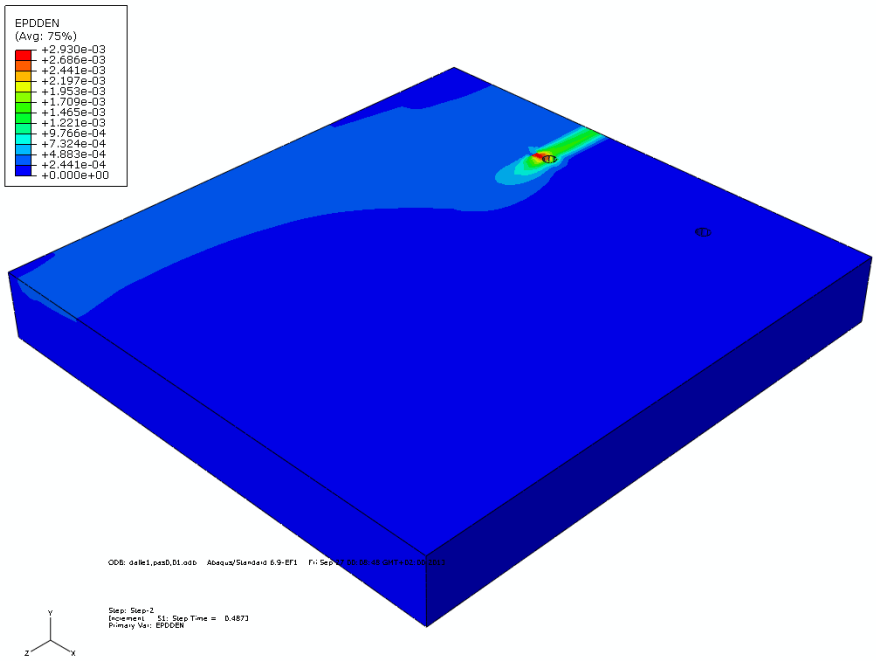

FIGURE 6.6 – Plastification (densité de déformation plastique) de la dalle de référence pour une charge égale à $6,7\ kN$

pour définir un comportement ductile. La Figure 6.7 illustre le comportement global de la dalle de référence. Cette courbe montre la charge horizontale appliquée au poteau en fonction de la flèche du tablier à l'extrémité du porte-à-faux. Les résultats expérimentaux sont obtenus à partir des données du capteur de déplacement. Il est important de noter que les déplacements obtenus des capteurs installés sur la zone d'appui sont suffisamment faibles pour que notre hypothèse de ne modéliser que l'encorbellement en considérant un appui encastré soit validée. On constate que la courbe des résultats numériques est très proche de celle des résultats expérimentaux jusqu'à la charge de fissuration (notre objectif actuel) mais l'écart entre ces deux courbes augmente à partir de la charge de fissuration car le modèle est incapable de modéliser l'endommagement du béton ou la fissuration locale. Cela nous amène à conclure que le modèle proposé est acceptable avant la charge de fissuration majeure mais si l'on s'intéresse à modéliser le comportement post-fissuration, il faut améliorer le modèle.

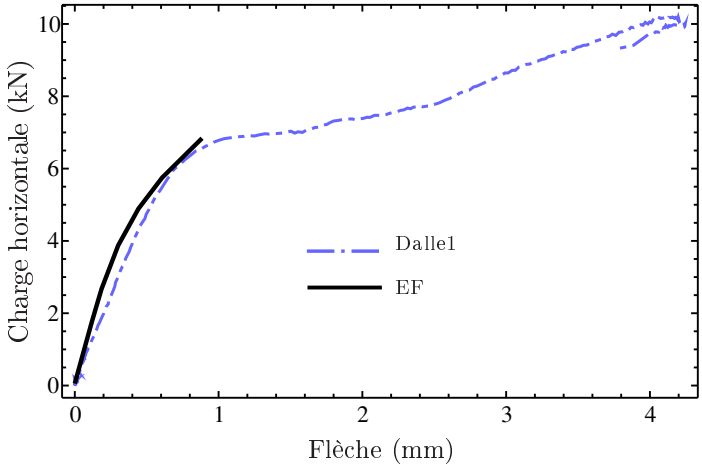

Figure 6.7 – Comportement global de la dalle de référence

Les Figures 6.8 et 6.9 illustrent les déformations des différents constituants de la dalle données par les jauges. Afin de pouvoir comparer les déformations des différentes jauges et pour pouvoir juger la précision de la modélisation numérique, les déformations sont tracées jusqu'à une valeur égale à $0,0004$. Cependant, à titre d'exemple la déformation de la jauge 1 est aussi tracée jusqu'à la rupture. On constate que la valeur de déformation donnée par la jauge indique que l'armature n'est pas plastifiée ($\varepsilon_{sp} = 0,0025$) et c'est le cas de toutes les autres jauges à part les jauges 3, 4 et 5 qui sont très proches des ancrages. En effet, après la fissuration de la dalle, les armatures reprennent la charge jusqu'à ce que les armatures locales plastifient indiquant la rupture. Nous observons aussi que les déformations numériques avant la fissuration de la dalle sont très proches des déformations expérimentales sauf pour les jauges J4, J4-1 et J4-2 ; les raisons en sont que le comportement de la dalle n'est pas tout à fait symétrique (par exemple en comparant les résultats des jauges J4 et J5 qui doivent avoir les mêmes déformations à cause de la symétrie) et que ces jauges sont situées près des ancrages.

Les déformations des jauges supérieures sont toujours positives ; autrement dit, ces jauges travaillent toujours en traction. Tandis que, les jauges inférieures sont d'abord en

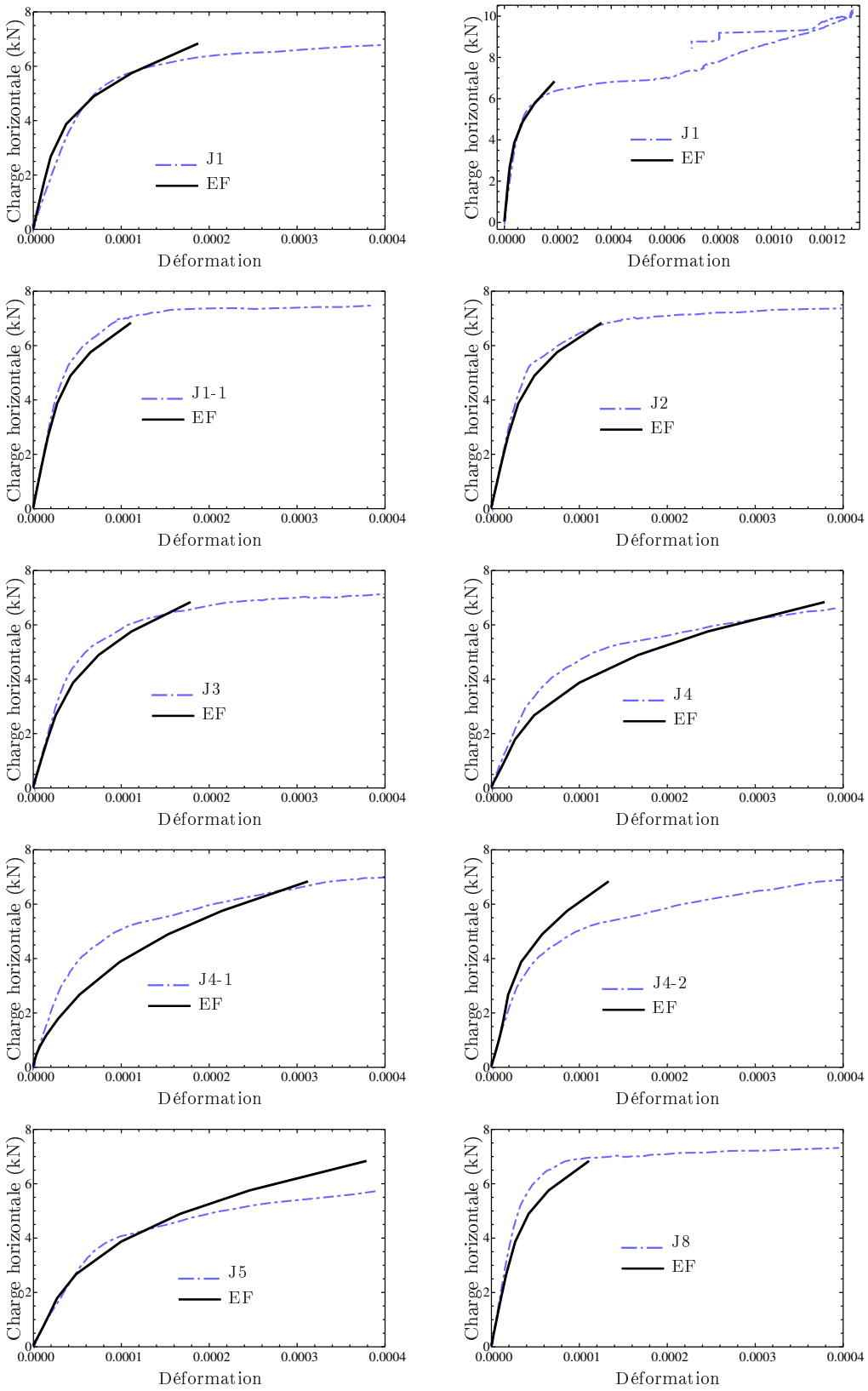

FIGURE 6.8 – Déformation des jauges de la dalle de référence-1

compression (déformation négative) et après la fissuration de la dalle, elles commencent

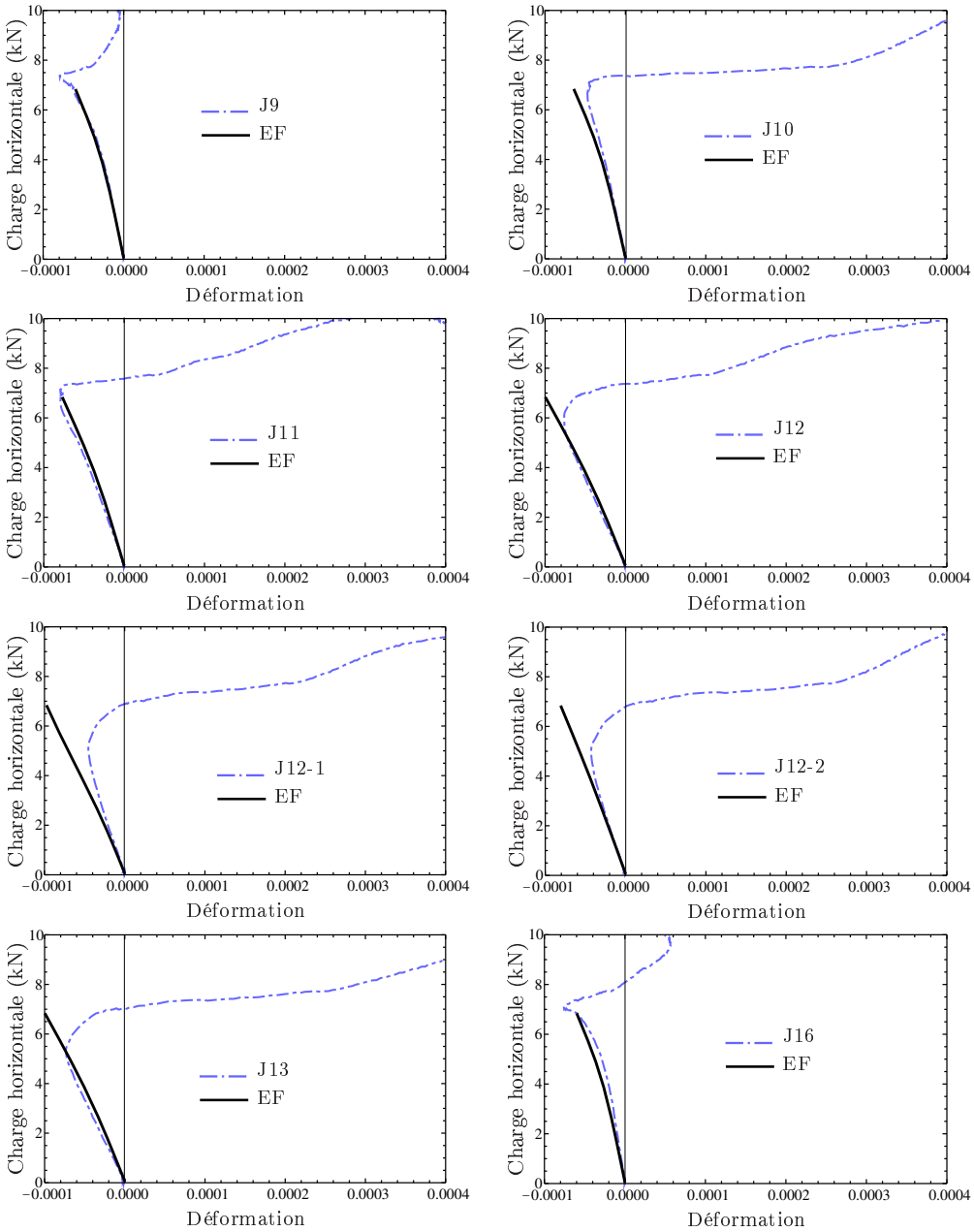

Figure 6.9 – Déformation des jauges de la dalle de référence-2

à travailler en traction.

Si on se concentre sur les déformations données par les jauges J1-1, J2, J3 et J4 qui sont positionnées à 250 mm de l'appui sur la largeur de la dalle, on constate que plus la jauge est proche de l'ancrage plus le niveau de déformation est important. C'est aussi le cas pour les jauges inférieures (par exemple J9 jusqu'à J12). Cet effet est mieux montré sur la Figure 6.10 où les déformations des jauges supérieures positionnées à une distance de 250 mm de l'appui sont tracées en fonction de leur distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,7\ kN$). Cet effet de distance par rapport à l'ancrage est aussi valable dans l'autre sens ; autrement dit, lorsqu'on regarde la déformation le long

d'une armature parallèle à la force appliquée. Cela traduit une diffusion de la charge dans la dalle. Nous allons expliquer ce phénomène plus en détail par la suite en considérant les résultats numériques qui sont complémentaires des résultats expérimentaux. En effet, à part le comportement non-symétrique de la dalle qui engendre un écart entre les résultats numériques et expérimentaux, les résultats numériques sont fiables.

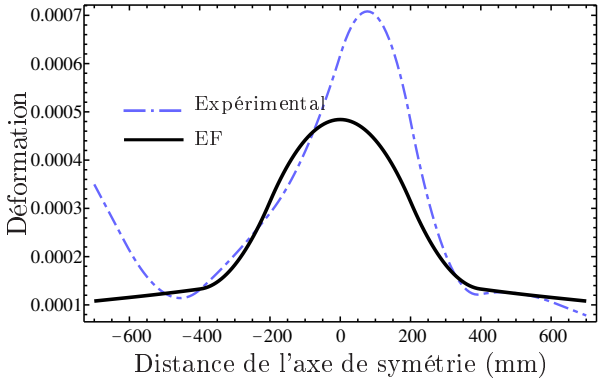

FIGURE 6.10 – Déformations des jauges supérieures positionnées à une distance de 250 mm de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,7\ kN$)

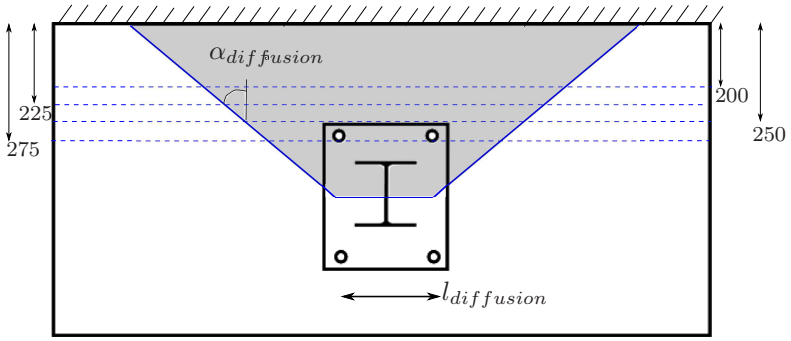

FIGURE 6.11 – Diffusion de la charge

Un paramètre important lors d'un impact est la diffusion des efforts transmis des poteaux de la glissière au tablier. La zone de diffusion qui est définie par la largeur de diffusion $l_{diffusion}$ et l'angle de diffusion $\alpha_{diffusion}$ est montrée sur la Figure 6.11. Afin de pouvoir déterminer ces deux paramètres, les déformations des armatures supérieures sur plusieurs coupes parallèles à l'encastrement (200 mm jusqu'à 275 mm comme montré sur la Figure 6.11) sont utilisées. Ces déformations sont montrées sur la Figure 6.12. On constate que la déformation des jauges sur une coupe près de l'ancrage est très importante au milieu de la dalle et faible aux extrémités, alors que sur les coupes proches de l'appui on obtient une courbe plus plate ; cela traduit une diminution des déformations au milieu de la dalle et une augmentation des déformations aux extrémités. Cela signifie qu'une zone plus importante est sollicitée lorsqu'on éloigne de l'ancrage ; c'est une expression de la diffusion. Par conséquent, pour chaque coupe on trouve la distance sollicitée par rapport

à l'axe de symétrie de la dalle et par construction graphique classique dans le cas de la prise en compte de la diffusion on détermine approximativement l'angle et la largeur de diffusion. Pour la dalle de référence ces valeurs sont approximativement : $\alpha_{diffusion} = 57°$ et $l_{diffusion} = 50\ mm$.

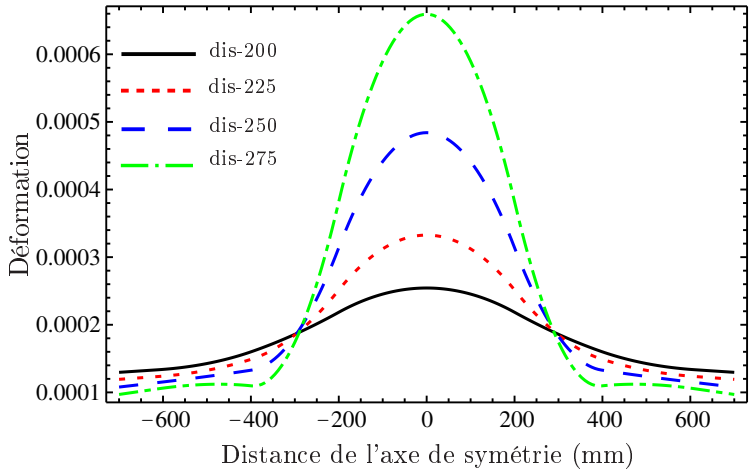

Figure 6.12 – Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leur distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,7\ kN$) - représentation schématique de la diffusion

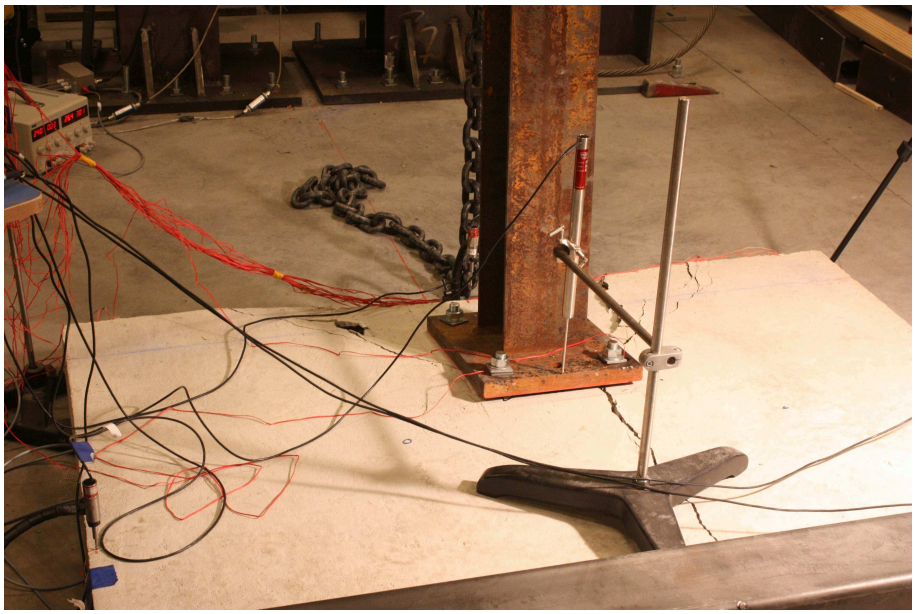

Figure 6.13 – Mode de rupture de la dalle 2-1

6.2.2 Résultats de la dalle 2

La fissuration de la dalle 2 est différente de celle de la dalle de référence comme les Figures 6.13 et 6.14 le montrent. La fissuration survient pour une charge de $6,3\ kN$ et la rupture de la dalle se produit à une charge de $9,8\ kN$. La Figure 6.15 illustre le comportement global de la dalle. La partie finale de la courbe qui montre un déplacement constant ne reflète pas un comportement réel car le capteur de déplacement est arrivé en bout de course. En réalité la courbe doit continuer à croître avec la même pente jusqu'à la charge de rupture , la descente de charge étant ensuite due à la rupture.

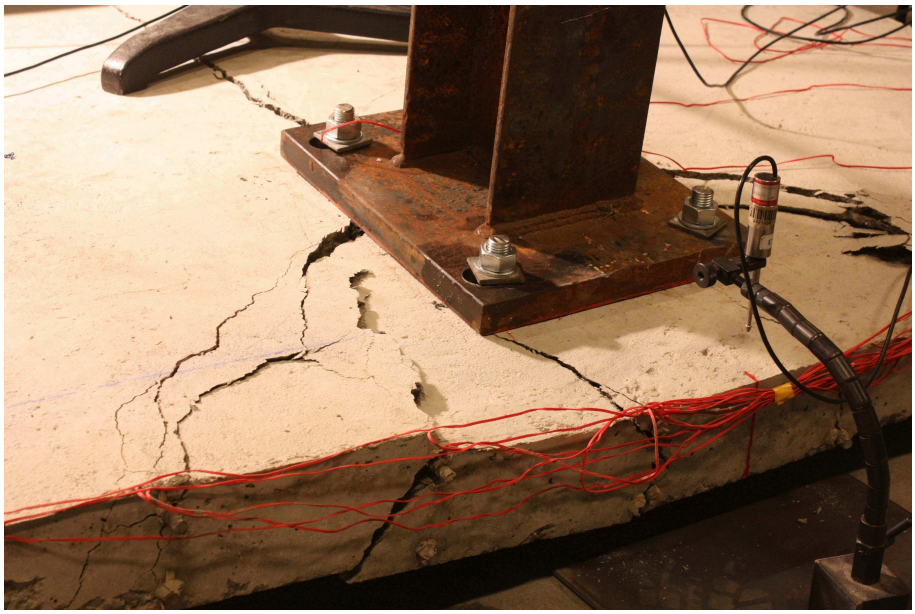

FIGURE 6.14 – Mode de rupture de la dalle 2-2

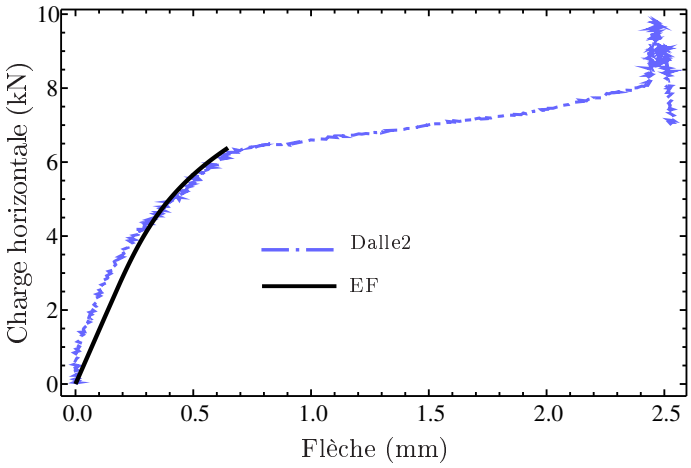

FIGURE 6.15 – Comportement global de la dalle 2

Nous pouvons constater que la plaque de répartition a modifié le mécanisme de rupture puisque l'on obtient maintenant une rupture globale. Cependant, avec la géométrie

proposée, la plaque de répartition n'a pas retardé la rupture ; cet effet est aussi visible sur la Figure 6.16. En effet sur cette figure il n'y pas une concentration d'énergie plastique mais il y a une zone susceptible d'être fissurée. Si on regarde la contrainte de cisaillement dans le plan (Figure 6.17), on observe une zone fissurée à cause de cette contrainte. Il est important de noter que cette rupture peut potentiellement se produire pour la dalle de référence car l'allure de la contrainte de cisaillement est identique à celle de la dalle 2. Les charges de fissuration de ces dalles sont tellement proches qu'on ne peut pas tirer une conclusion.

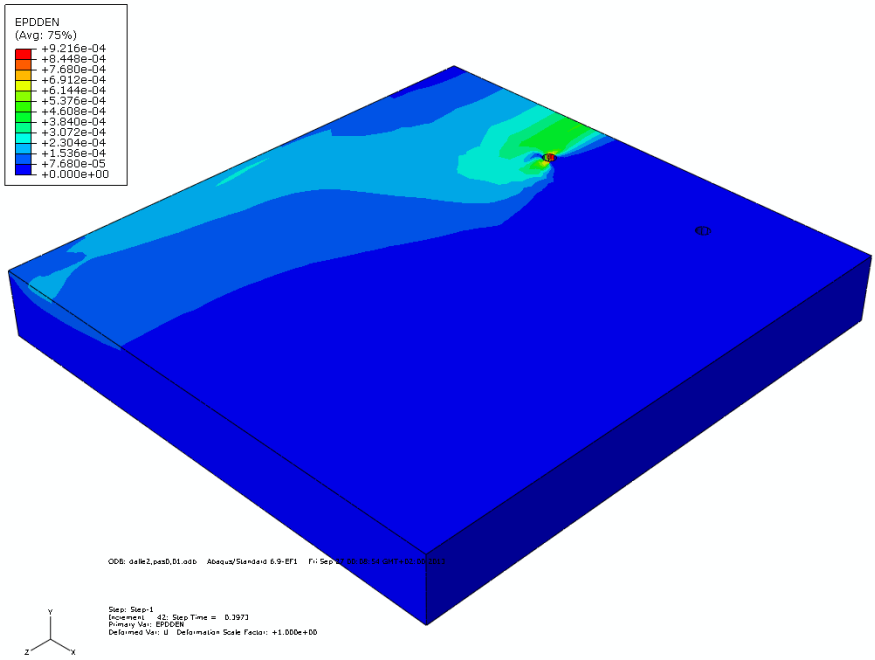

Figure 6.16 – Plastification (densité de déformation plastique) de la dalle 2 pour une charge égale à $6,3\ kN$

Les déformations expérimentales et numériques des jauges de la dalle 2 sont reportées dans l'annexe. On constate que les jauges J3, J4 et J5 ont montré une plastification de l'acier comme pour la dalle de référence, ces armatures sont plus sollicitées juste avant et après la fissuration du béton que les armatures de la dalle de référence. A titre d'exemple la déformation mesurée par les jauges J3 et J4 des deux dalles est montrée sur la Figure 6.18. Cela peut être justifié du fait que cette dalle a fissuré pour une charge plus faible et que les fissures sont réparties sur toute la dalle. De plus la largeur de diffusion de cette dalle ($l_{diffusion} = 155\ mm$) est beaucoup plus importante que la dalle de référence et l'angle de diffusion est plus petit ($\alpha_{diffusion} = 44°$). Cela signifie que l'énergie est dissipée sur une zone plus grande par rapport à la dalle de référence à proximité du point d'application de la charge alors qu'elle est plus concentrée lorsqu'on s'éloigne.

6.2.3 Résultats de la dalle 3

Le mode de rupture de cette dalle est presque identique à celui de la dalle 2 comme le montre la Figure 6.19. On observe cependant en plus un délaminage des plats PRF.

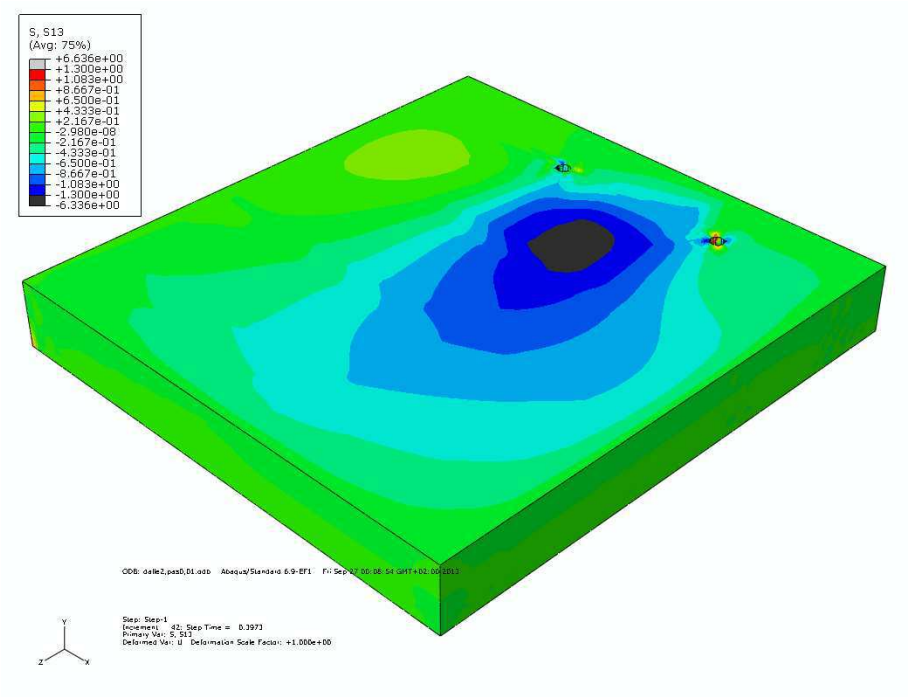

FIGURE 6.17 – Contrainte de cisaillement de la dalle 2 pour une charge égale à $6,3\ kN$

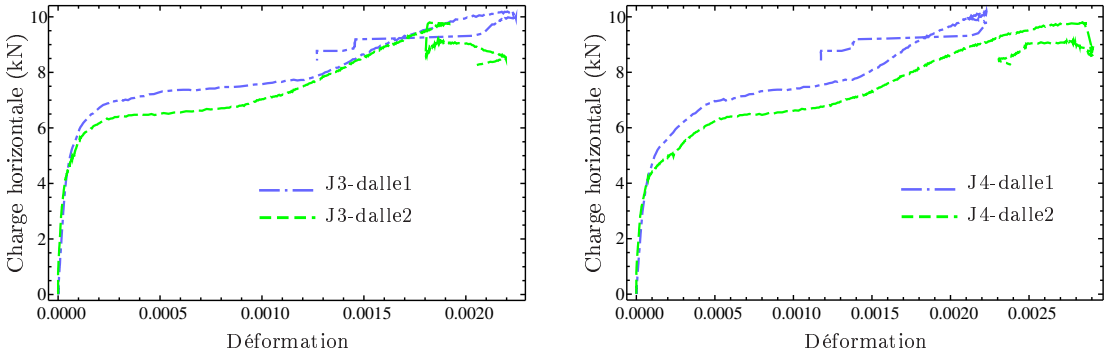

FIGURE 6.18 – Déformations des jauges J3 et J4 : comparaison entre la dalle de référence et la dalle 2

La charge de rupture de cette dalle est $11,1\ kN$ comme on peut le voir sur la courbe du comportement global illustré sur la Figure 6.20. Le collage de plats PRF permet de multiplier "pratiquement" par 2 la charge de fissuration lorsque l'on compare cette dalle à la dalle 2. Il est important de noter que la capacité portante de la dalle est atteinte lors de la fissuration de la dalle et du délaminage des plats PRF. Lorsque le délaminage et la fissuration se produisent les armatures n'étant pas encore plastifiées reprennent la charge mais du fait qu'elles sont déjà très sollicitées et à cause de la forme globale des fissures, la charge portée ne peut pas dépasser la charge de fissuration. Si on compare la dalle 2 et 3 on constate que le renforcement a retardé l'endommagement du tablier ce qui valide la conception de cette dalle.

Les courbes charge horizontale/déformation obtenues pour chaque jauge sont reportées en annexe. A partir des résultats numériques on peut calculer la largeur et l'angle

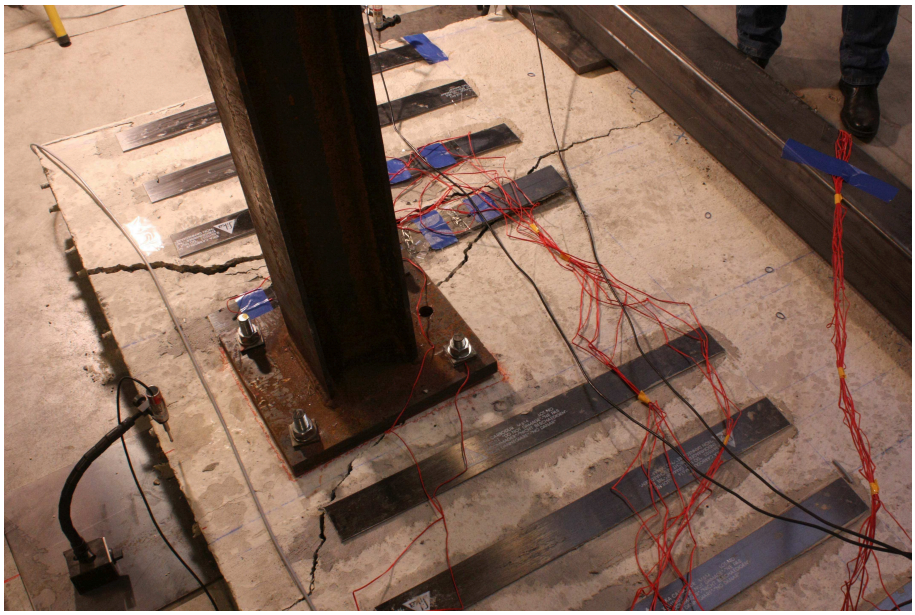

Figure 6.19 – Mode de rupture de la dalle 3

de diffusion : $l_{diffusion} = 232\ mm$ $\alpha_{diffusion} = 26°$. On constate les renforts diminuent l'angle et augmentent la largeur de diffusion. De plus, avant la fissuration du béton et le délaminage, les jauges présentent toutes des niveaux de déformation plus faibles lorsqu'on les compare à ceux de la dalle 2. Cependant, une fois la dalle fissurée et les plats PRF délaminés certaines armatures (celles correspondant aux jauges J1 et J4) se plastifient car les armatures reprennent alors une grande partie du chargement. Il est important de noter que les valeurs de la largeur et l'angle de diffusion sont des valeurs moyennées obtenues à partir des valeurs de déformation des armatures avant la fissuration de la dalle sur 4 coupes (à des distances égales à 200, 225, 250 et 275 par rapport à l'appui). De plus ces valeurs sont basées sur l'hypothèse d'une forme de diffusion montrée sur la Figure 6.11 avec une pente identique de diffusion. La confirmation de cette hypothèse nécessite une étude plus profonde et il serait souhaitable de réaliser des essais en mettant les jauges de déformations à différentes distances par rapport à l'appui ou bien d'améliorer le modèle numérique car les résultats numériques et expérimentaux diffèrent dans certaines zones de la dalle.

A titre d'exemple la déformation donnée par la jauge J1 est tracée sur la Figure 6.21. Nous constatons trois phases sur cette courbe : la première phase est la phase élastique ; la deuxième correspond au cas où les micro-fissures se propagent et à la fin de cette phase les macro-fissurent apparaissent et les plats PRF sont partiellement délaminés ; dans la troisième phase les plats PRF sont complètement délaminés et les armatures continuent à supporter la charge. Si on compare cette courbe avec celle des dalles 1 ou 2, on constate que la première phase n'est pas visible dans les dalles 1 ou 2 ; la raison en est que cette phase est tellement petite qu'on ne la constate pas car les micro-fissures se propagent pour un niveau de charge très faible alors que dans la dalle 3 les micro-fissures sont retenues grace aux renforts PRF et elles se propagent pour une charge plus importante.

Les déformations expérimentales et numériques des plats PRF ($N°$ 3 *et* 4) sont illustrées sur la Figure 6.22. La déformation diminue lorsqu'on s'éloigne de l'appui pour le

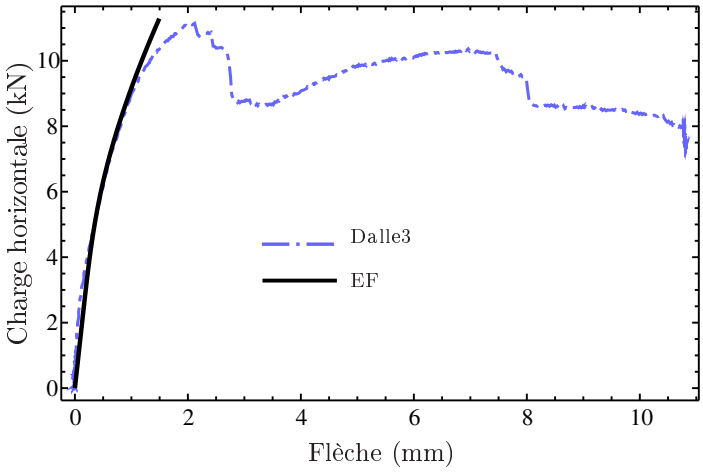

FIGURE 6.20 – Comportement global de la dalle 3

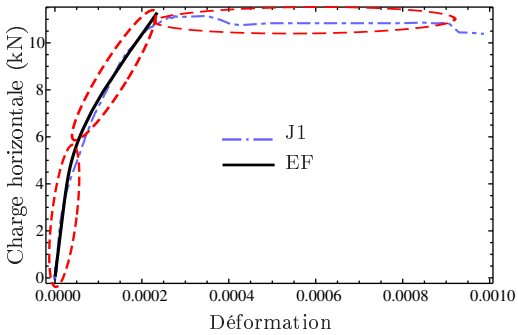

FIGURE 6.21 – Déformation au niveau de la jauge J1 de la dalle 3

plat 3 alors que la forme de courbe est différente (variations) pour le plat 4 car elle est influencée par les ancrages et la platine ; le niveau de déformation du plat 3 est inférieur à celui du plat 4 à part au voisinage de l'appui. Les niveaux de déformations donnés par les résultats numériques sont plus faibles que ceux tirés des résultats expérimentaux mais les formes des courbes expérimentales et numériques sont cohérentes entre elles. La fluctuation obtenue pour les résultats expérimentaux n'est cependant pas reproduite par les résultats numériques. Deux hypothèses à cela : la modification des champs de déformation générée par la proximité des ancrages ne peut pas être captée par notre modèle numérique et il faudrait aussi réaliser d'autres essais expérimentaux sur cette même configuration pour s'assurer que cette fluctuation n'est pas liée à une erreur de mesure.

6.2.4 Résultats de la dalle 4

Les Figures 6.23 et 6.24 montrent la rupture de la dalle 4. Cette dalle a atteint la ruine par des fissurations locales et le délaminage des plats PRF. Le mode de rupture de cette dalle ressemble à celui de la dalle de référence mais la zone de rupture est plus étendue que celle de la dalle 1 car les renforts ont contrôlé la formation des fissures. La charge de fissuration de cette dalle est égale à $10,8\ kN$ et sa capacité portante est égale à $13,6\ kN$

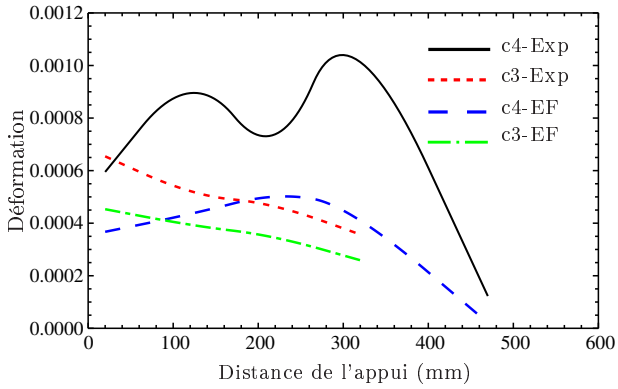

Figure 6.22 – Déformation le long des plats PRF juste avant la rupture ($11,1\ kN$)

comme le montre la courbe de comportement global (Figure 6.25). Nous constatons que la présence des renforts a augmenté la charge de rupture et de fissuration de cette dalle par rapport à la dalle de référence mais n'a pu empêcher la rupture locale causée par les ancrages. La charge de fissuration de cette dalle est sensiblement identique à celle de la dalle 3. Cependant, cette configuration présente l'avantage d'avoir une charge de rupture beaucoup plus élevée avec la présence de fissures locales qui n'influencent pas toute la dalle.

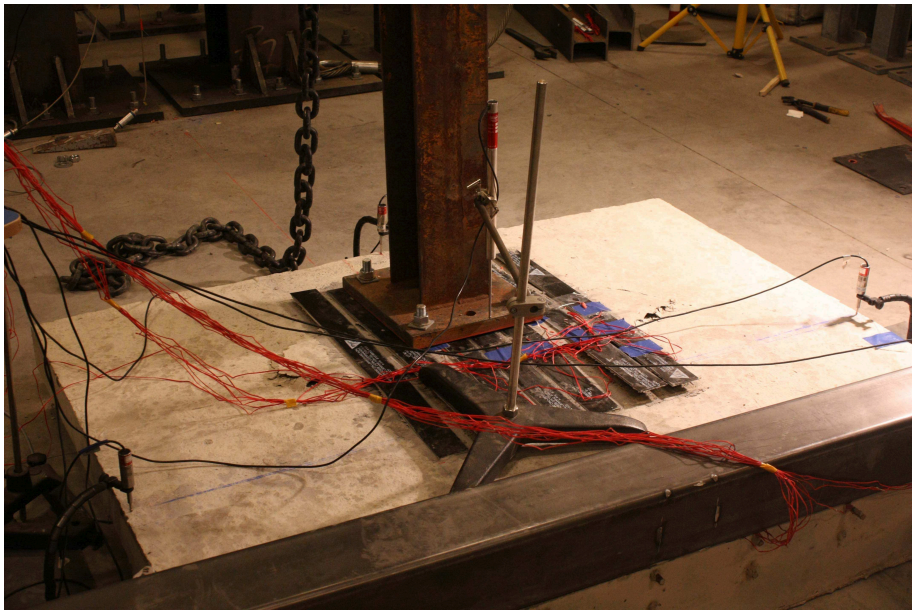

Figure 6.23 – Mode de rupture de la dalle 4

Les déformations des jauges sont tracées et reportées dans l'annexe. On constate que les déformations des armatures et des plats PRF sont surestimées par notre modèle numérique lorsqu'on les compare aux résultats expérimentaux ; cela peut être premièrement dû au fait que la rigidité réelle des renforts est plus importante que celle fournie par le fabricant (ce que nous n'avons pas pu vérifier), et deuxièmement à cause d'autres paramètres dans le modèle numérique comme par exemple le modèle utilisé pour le comportement du béton et de sa fissuration et le contact entre différents composants.

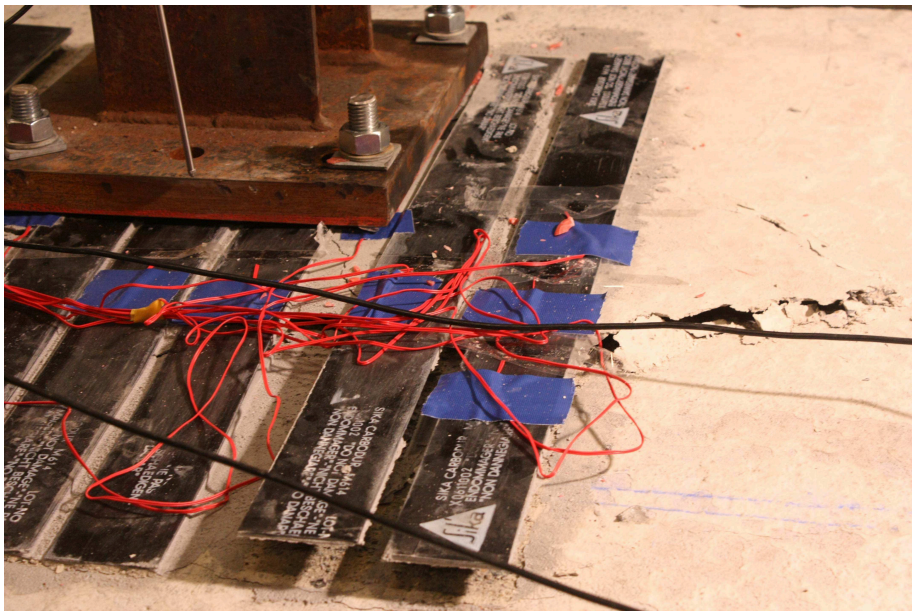

FIGURE 6.24 – Mode de rupture de la dalle 4

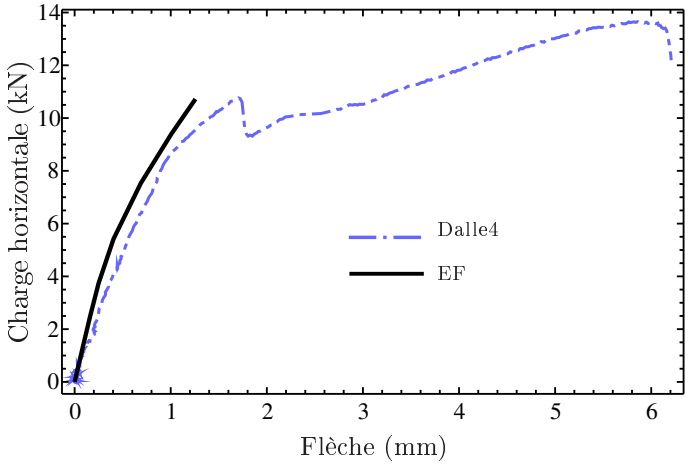

FIGURE 6.25 – Comportement global de la dalle 4

Il est important de noter que les armatures de la dalle 4 sont moins sollicitées que celles de la dalle 3. De plus au moment de la rupture il n'y a pas d'armatures plastifiées. Les déformations obtenues par les jauges J3 et J4 de ces dalles sont tracées sur la Figure 6.26.

A partir des résultats numériques, nous obtenons les paramètres de la diffusion pour la charge de fissuration : $l_{diffusion} = 176\ mm$ et $\alpha_{diffusion} = 40°$. Les courbes utilisées sur différentes sections de la dalle sont tracées dans l'annexe. Nous constatons que l'angle de diffusion de la dalle 4 se situe entre celui de la dalle 3 et celui de la dalle de référence (le plus important). La largeur de diffusion de la dalle 4 se situe entre la largeur de diffusion de la dalle de référence et celle de la dalle 3 (la plus importante).

Les déformations expérimentales et numériques le long du plat PRF 1 (jauges c1-1,

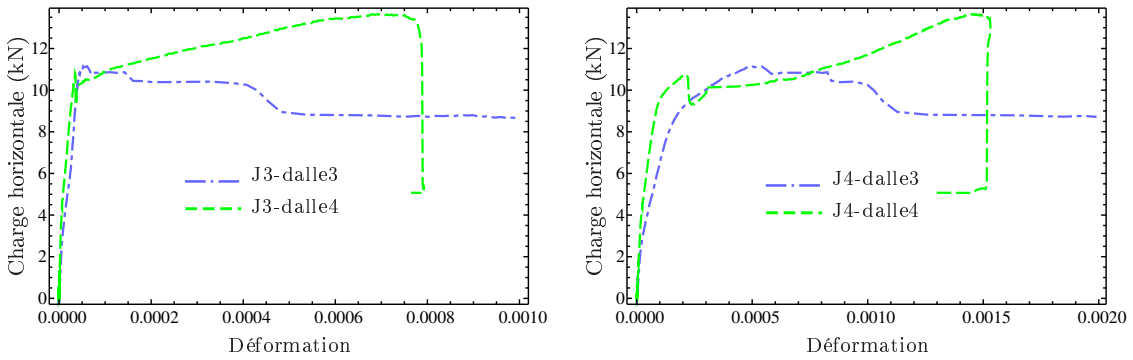

Figure 6.26 – Comparaison des déformations obtenues pour les jauges J3 et J4 pour les dalles 3 et 4

c1-2 et c1-3) sur la coupe à une distance égale à 200 mm de l'appui (c1-2, c2, c3 et c4) sont montrées sur la Figure 6.27. On constate que la déformation diminue lorsqu'on s'éloigne de l'appui et lorsqu'on s'éloigne de l'axe de symétrie. Comme on l'a déjà mentionné les déformations numériques sont plus importantes que celles expérimentales mais la forme de ces courbes est en accord avec les courbes expérimentales.

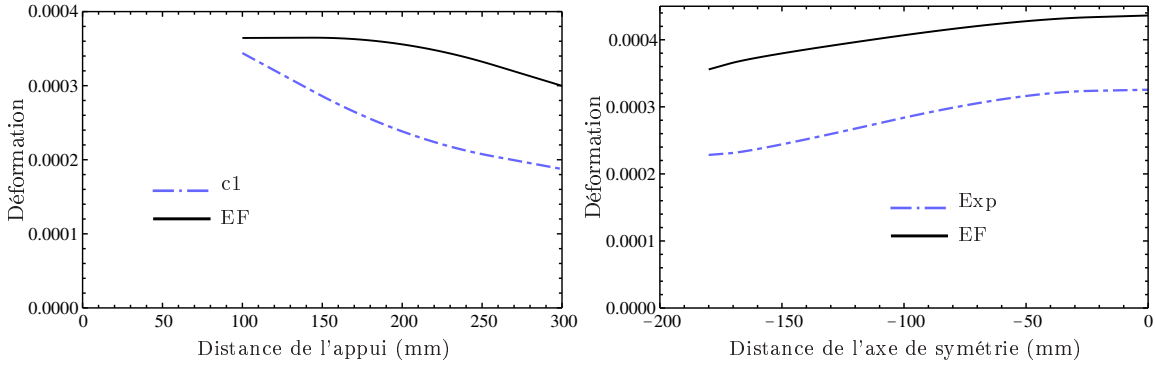

Figure 6.27 – Déformation le long des plats PRF juste avant la rupture ($10,8\ kN$) - Déformation des plats PRF par rapport à l'axe de symétrie à une distance égale à 200 mm de l'appui (pour $10,8\ kN$)

6.2.5 Comparaison des dalles

La Figure 6.28 reprend le comportement global de chaque dalle testée. Nous pouvons remarquer que la rigidité initiale des dalles avec la plaque de répartition est un peu plus élevée que les autres mais sa mise en oeuvre est difficile. Comme nous l'avons déjà mentionné, la plaque de répartition ne retarde pas la rupture et évite la rupture locale en engendrant une rupture globale d'effort tranchant pour une charge quasiment identique à celle de la rupture locale. Par conséquence, il n'est pas conseillé d'utiliser cette méthode surtout avec une géométrie ressemblant à la géométrie actuelle. Parmi ces dalles, la méthode utilisée pour la dalle 4 semble être la plus pertinente qui plus est de par sa facilité de mise en oeuvre. On note en effet que la charge de fissuration et la charge ultime ont augmenté respectivement de 60% et 35% par rapport à celles de la dalle de référence.

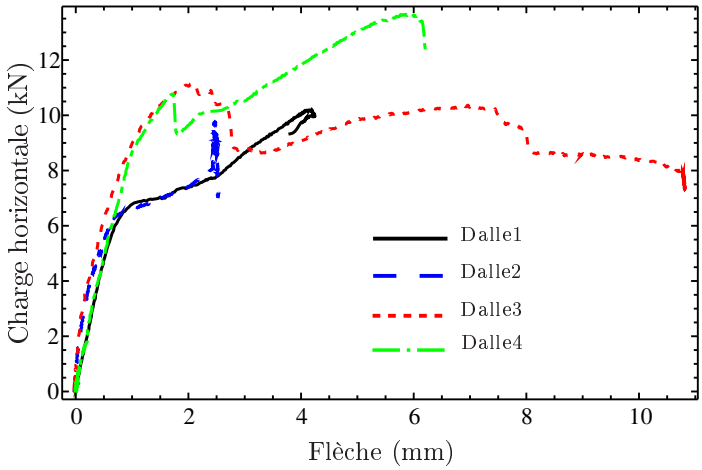

FIGURE 6.28 – Comportement global de toutes les dalles

Si on s'intéresse à l'énergie dissipée pour obtenir la fissuration des dalles, il faut déterminer la surface en dessous de la courbe de force appliquée par rapport au déplacement du poteau ou du vérin. D'après les résultats expérimentaux cette énergie est respectivement égale à 34, 105, 177 et 141 J pour les dalles 1 à 4. Cela indique que la fissuration des dalles équipées d'une plaque de répartition nécessite plus d'énergie que les dalles sans plaque de répartition ce qui semble intuitif. Le résultat est important si l'on préfère utiliser un critère énergétique plutôt que le critère présenté précédemment qui limite les efforts appliqués.

Comme on l'a déjà évoqué, les niveaux de déformations d'armatures des dalles renforcées par une plaque de répartition sont plus importants que ceux des dalles correspondantes sans plaque de répartition. La Figure 6.29 montre les déformations des armatures supérieures à une distance égale à 250 mm de l'appui pour une charge de $6,3\ kN$, qui est en accord avec cette discussion. Une raison peut provenir d'un contact plus rigide (lorsqu'il y a la plaque de répartition) entre le poteau et la dalle car les tiges traversent toute l'épaisseur. Il est donc intéressant d'étudier le contact plus profondément pour pouvoir réduire l'effet d'impact sur la dalle.

6.2.6 Critiques des résultats

La confrontation entre les résultats expérimentaux et numériques fait apparaître des différences même si les différents résultats sont cohérents entre eux. Le fait que nous n'ayons effectué qu'un seul essai par configuration de dalle ne permet pas de plus d'incriminer les résultats numériques plus que les résultats expérimentaux. Des erreurs de natures diverses peuvent en effet "polluer" les mesures réalisées lors des essais. Ces erreurs peuvent provenir du matériel de mesure comme les jauges d'armatures et de béton, des capteurs de déplacement, du système d'acquisition des mesures, du collage des jauges, du montage et de la réalisation la dalle, de la fixation du poteau à la dalle, application de la charge et mise en oeuvre des conditions d'appui. D'un point de vue expérimental, cette étude aurait nécessité de réaliser au moins 3 essais par configuration de dalle pour lever toute interrogation sur la qualité des résultats expérimentaux. Cependant, le temps et le budget alloués à cette étude ne nous l'ont pas permis. De plus, le poteau, la platine

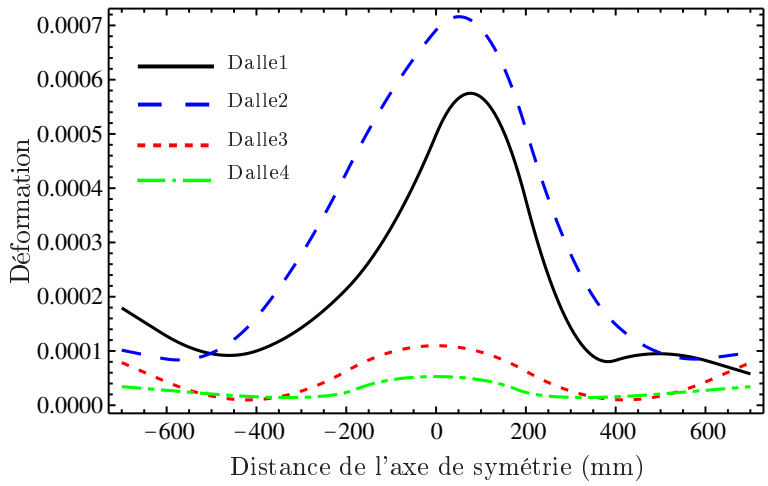

Figure 6.29 – Déformations expérimentales des armatures supérieures positionnées à une distances de 250 mm de l'appui en fonction de la distance par rapport au milieu de la dalle pour une charge identique $(6,3\ kN)$

et le système d'ancrage choisis sont beaucoup plus grands que la dalle ; ce qui privilégie une rupture locale. Il vaut mieux utiliser un système avec une géométrie proportionnelle pour pouvoir obtenir des résultats plus représentatifs de la réalité. Enfin, d'un point de vue numérique, il faut améliorer le modèle pour qu'il puisse prendre en compte l'effet de fissuration pour pouvoir modéliser le comportement post-fissuration.

6.3 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons mené une analyse par éléments finis des dalles présentées précédemment. Le modèle numérique s'inspire du modèle présenté dans le chapitre 3 adapté à la modélisation de nos dalles. Ce chapitre décrit également les résultats d'essais menés dans le cadre de la collaboration entre le laboratoire Navier et la société MS3 pour s'intéresser de plus près au comportement des dalles lors d'un impact d'une voiture sur une glissière de sécurité grâce aux essais équivalents au choc.

Il a été montré pour la dalle de référence que les fissures sont apparues dans la zone d'ancrage du poteau, menant la dalle à la ruine. La dalle 2 ne différant de la dalle de référence que par la fixation du poteau avec des tiges traversant la dalle et une plaque de répartition a atteint une rupture globale d'effort tranchant pour une charge identique à la charge de rupture de la dalle de référence. Les dalles renforcées par des plats PRF ont supporté une charge plus importante avant la fissuration et la rupture, montrant l'intérêt de renforcer l'encorbellement du tablier. Le mode de rupture des dalles renforcées ressemble à celui des dalles correspondantes sans renfort avec en plus un délaminage des plats PRF. L'ajout d'une plaque de répartition sur la dalle renforcée ne permet pas d'augmenter la charge de fissuration lorsqu'on compare les résultats des deux dalles renforcées (dalle 3 et dalle 4). De plus la plaque de répartition semble "précipiter" la ruine de la dalle car la charge de ruine de la dalle 4 est supérieure à celle de la dalle 3. Cela doit être cependant validé à l'aide de nouveaux essais.

Enfin, on rappelle que ce travail de comparaison entre le modèle numérique et l'expérience représente une première étape et il demande un travail plus approfondi dans les deux parties expérimentale et numérique. Cependant, la concordance encourageante entre nos résultat théoriques et expérimentaux avant la fissuration majeure de la dalle pousse vers une utilisation, même prudente, de notre modèle. Par exemple, on sait qu'un véhicule ne percute presque jamais un poteau de glissière de sécurité à 90° mais grace au modèle présenté on est capable d'étudier l'influence d'un angle d'impact différent. Une dernière chose qui mérite une étude approfondie lors d'un impact est le contact entre la glissière (tige) et le tablier (béton). Au vu des résultats, il semble qu'il soit possible de réduire l'effet d'impact sur le béton en diminuant la rigidité du contact. Bien sûr, il faut trouver une configuration optimale pour que premièrement la glissière ne se détache pas du pont (raison de sécurité des voyageurs lors de l'impact) et deuxièmement que le tablier soit le moins endommagé.

Conclusion générale et perspectives

Le renforcement d'éléments de structures en BA par collage de plats PRF est une technique qui est maintenant reconnue et utilisée. Cette étude nous a permis de pouvoir aborder les avantages et inconvénients de cette méthode de renforcement. Le renforcement a pour but d'augmenter la capacité portante de structures ; cependant, dans certains cas, on observe des ruptures prématurées qui font alors perdre de son efficacité à cette technique de renforcement. La première partie de ce travail concerne cette problématique et s'est intéressée à l'étude du renforcement de poutres BA et plus précisément à la rupture prématurée qui résulte du décollement du béton d'enrobage qui reste attaché au renfort appelée peeling-off. Après avoir rappelé différents modes de rupture de poutres BA renforcées dans le premier chapitre, nous nous sommes plus particulièrement penchés sur la compréhension de la rupture par peeling-off et sur les modèles existants. De nombreux travaux ont été publiés à ce sujet se basant sur différents principes à savoir la formation d'une dent entre deux fissures consécutives, l'analyse des contraintes à l'interface, la résistance du béton en cisaillement, les méthodes numériques, les normes et recommandations, etc. On trouve aussi dans la littérature de nouvelles méthodes de renforcement ou les recommandations permettant d'éviter les rupture prématurées. Cependant, les recherches déjà menées ne permettent toujours pas d'avoir une compréhension totale de rupture prématurée de type peeling-off.

Le chapitre 2 reprend les essais réalisés dans le cadre de ce travail sur des poutres BA renforcées en flexion quatre points pour comprendre le mécanisme de rupture par peeling-off. Les poutres différentes par leur géométrie et l'épaisseur du renfort, ont toutes rompu par peeling-off à l'exception des poutres non-renforcées de référence qui ont cassé en flexion. Une charge de rupture plus élevée pour les poutres renforcées par rapport à celles non-renforcées a mis en relief l'apport du renfort mais, il a été aussi remarqué que le peeling-off est une rupture brutale dans laquelle les fissures ne se voient pas à l'oeil nu. La confrontation des charges de rupture expérimentales avec les charges calculées engendrant une rupture conventionnelle a démontré la nature prématurée de la rupture par peeling-off car la rupture s'est parfois produite pour des niveaux de charge très inférieurs aux niveau de charge calculés avec une approche classique (modes de rupture conventionelle).

Les essais décrits au chapitre 2, nous ont permis de vérifier que les prédictions des modèles de ruptures conventionnelles s'éloignaient des résultats expérimentaux pour la rupture de type peeling-off et par conséquent que le développement d'un outil permettant de prévoir ce type de rupture était nécessaire. Au chapitre 3, après avoir rappelé les propriétés et le comportement mécanique de différents matériaux de poutres BA renforcées et nous avons passé en revue les diverses approches utilisées pour la modélisation numérique du béton. Un modèle éléments finis 3D non-linéaire utilisant le logiciel commercial Abaqus a été ensuite présenté dans lequel le comportement du béton a été modélisé

avec le modèle élasto-plastique Drucker-Prager. Afin de pouvoir détecter la rupture, un post-traitement des résultats utilisant un critère énergétique basé sur la mécanique de la rupture a été effectué. Il faut noter que la plasticité dans le béton concerne la formation et la propagation des microfissures. Le processus de fissuration du béton se distingue de la fissuration d'autres matériaux en ce qu'il n'y a pas d'apparition soudaine de nouvelles surfaces libres mais formation d'une liaison continue de microfissures. Les résultats obtenus avec ce modèle se sont avérés satisfaisants (en les comparant aux résultats expérimentaux présentés au chapitre 2) en ce qui concerne la prédiction de la charge de rupture et le comportement de chaque constituant des poutres BA renforcées. Ce modèle a été aussi validé en comparant les résultats numériques et les résultats expérimentaux d'essais effectués précédemment au laboratoire Navier. On notera que la rupture par peeling-off peut se produire avant ou après la plastification des armatures mais qu'elle reste prématurée. Malgré l'efficacité des plats PRF dans le contrôle de déformation et la propagation de fissures, la singularité à l'extrémité du renfort est un paramètre dominant la rupture.

Nous avons déjà mis en évidence au chapitre 2, quelques paramètres influençant la rupture par peeling-off à savoir la largeur et l'épaisseur des plats PRF. Le quatrième chapitre s'est quant à lui attaché à étudier différents paramètres jouant un rôle dans la rupture par peeling-off en utilisant le modèle présenté au chapitre 3. Au total, 11 effets ont été étudiés en réalisant 96 modélisations dans le cadre de cette étude paramétrique. Pour chaque configuration, la charge de rupture conventionnelle a été également calculée grâce à l'approche présentée dans le deuxième chapitre. Il a été montré dans la plupart des cas qu'il est possible de trouver une configuration optimale du renfort pour que la charge de rupture conventionnelle soit égale à la charge de rupture par peeling-off. On retiendra que la charge de rupture par peeling-off augmente si on augmente : la résistance du béton en compression et en traction, la section transversale des armatures et la longueur du renfort idéalement jusqu'à l'appui ; et si on réduit : l'épaisseur du renfort, la largeur du renfort en s'assurant que sa largeur et celle de la poutre ne soit pas trop voisine, le module d'Young du renfort et l'épaisseur du béton d'enrobage. La variation des paramètres tels que la résistance du béton en compression, la limite élastique des armatures et l'épaisseur du béton d'enrobage ne change pas le mode de rupture dans les cas pratiques ; cela signifie que la rupture par peeling-off reste toujours dominante. Les résultats d'essais de la littérature ont confirmé les tendances présentées en faisant varier un paramètre.

La deuxième partie de ce travail a concerné l'étude du renforcement des dalles représentant l'encorbellement d'un tablier de pont soumis à l'impact d'un véhicule sur la barrière de sécurité. Deux aspects décisifs de la conception d'une glissière de sécurité ont été soulevés : la performance de la glissière de sécurité vis-à-vis de la voiture et ses occupants et l'effet de la glissière sur le tablier lors d'un impact. Après avoir expliqué les essais déterminant le niveau de performance des glissières de sécurité, nous nous sommes penchés sur l'effet d'impact sur le tablier. Pour cela, une campagne expérimentale a été proposée afin d'analyser le comportement de la dalle sous un effort horizontal appliqué à un poteau ancré dans la dalle. Des études préliminaires ont été effectuées pour définir les configurations souhaitées et pour assurer l'obtention de ruptures des dalles. Quatre configurations d'essais ont été réalisées d'après le protocole d'essais présenté au chapitre 5 : une dalle de référence, une dalle avec des tiges traversantes connectées à une plaque de répartition, une dalle similaire à la deuxième dalle renforcée par des plats PRF et une dalle identique à la dalle de référence renforcée par des plats PRF.

La suite de ce travail expérimental a ensuite été présentée dans le sixième chapitre dans lequel un modèle EF 3D s'inspirant du modèle développé pour l'analyse de poutres BA a été introduit. Les résultats ont montré que le modèle numérique est capable de modéliser le comportement des dalles jusqu'à l'apparition des fissures majeures (là où la dalle perd une partie de sa capacité portante) mais après cette phase les résultats du modèle ne sont plus en accord avec les résultats expérimentaux, ce qui est acceptable pour les études actuelles mais qui peut être amélioré. Il a été montré que la dalle de référence a atteint une rupture locale à proximité des ancrages, alors que la dalle (identique à la dalle de référence) équipée de tige traversantes a rompu suivant un mécanisme de rupture globale d'effort tranchant pour un niveau de charge identique à celui de la dalle de référence. La fissuration majeure et la rupture des dalles renforcées par les plats PRF se sont produites pour des charges beaucoup plus élevée que celles des deux premières dalles, signifiant l'efficacité du renforcement pour retarder la rupture. En effet, les plats PRF aident à contrôler les fissures et à retarder leur propagation mais une fois les plaques délaminées les modes de rupture restent identiques aux modes de ruptures des dalles correspondantes sans renfort. On notera également qu'outre la mise en place difficile des plaques de répartition et des tiges traversantes, les dalles 2 et 4 n'ont pas été plus "performantes" que les dalles 1 et 3 ; par conséquent, l'utilisation de plaques de répartition n'est pas conseillée.

Il reste bien entendu de nombreuses questions associées à ce travail et beaucoup de pistes de réflexions s'amorcent. Trois aspects principaux peuvent être approfondis :

En ce qui concerne la rupture par peeling-off il serait intéressant :

- d'investiguer l'interaction des différents paramètres qui peuvent influencer la charge de rupture en utilisant l'outil développé. Les résultats pourraient être comparés aux résultats d'essais de la littérature afin de pouvoir proposer plus de mesures pour optimiser le renfort,
- de proposer de systèmes innovants destinés à éviter la rupture prématurée de type peeling-off,
- de développer une méthode analytique pour prévoir la charge de rupture de type peeling-off qui peut être plus facilement utilisée par les ingénieurs.

En ce qui concerne la rupture des dalles causée par des impacts sur les barrières de sécurité, le travail porterait sur la possibilité :

- d'améliorer le modèle actuel pour qu'il puisse également prédire la phase post-fissuration,
- de réaliser plus d'essais représentatifs afin de mieux comprendre les mécanismes de ruine,
- de trouver d'autres méthodes de renforcement plus efficaces,
- de trouver une configuration de contact plus souple entre la barrière de sécurité et le tablier.

Annexe

Résultats de la dalle 2

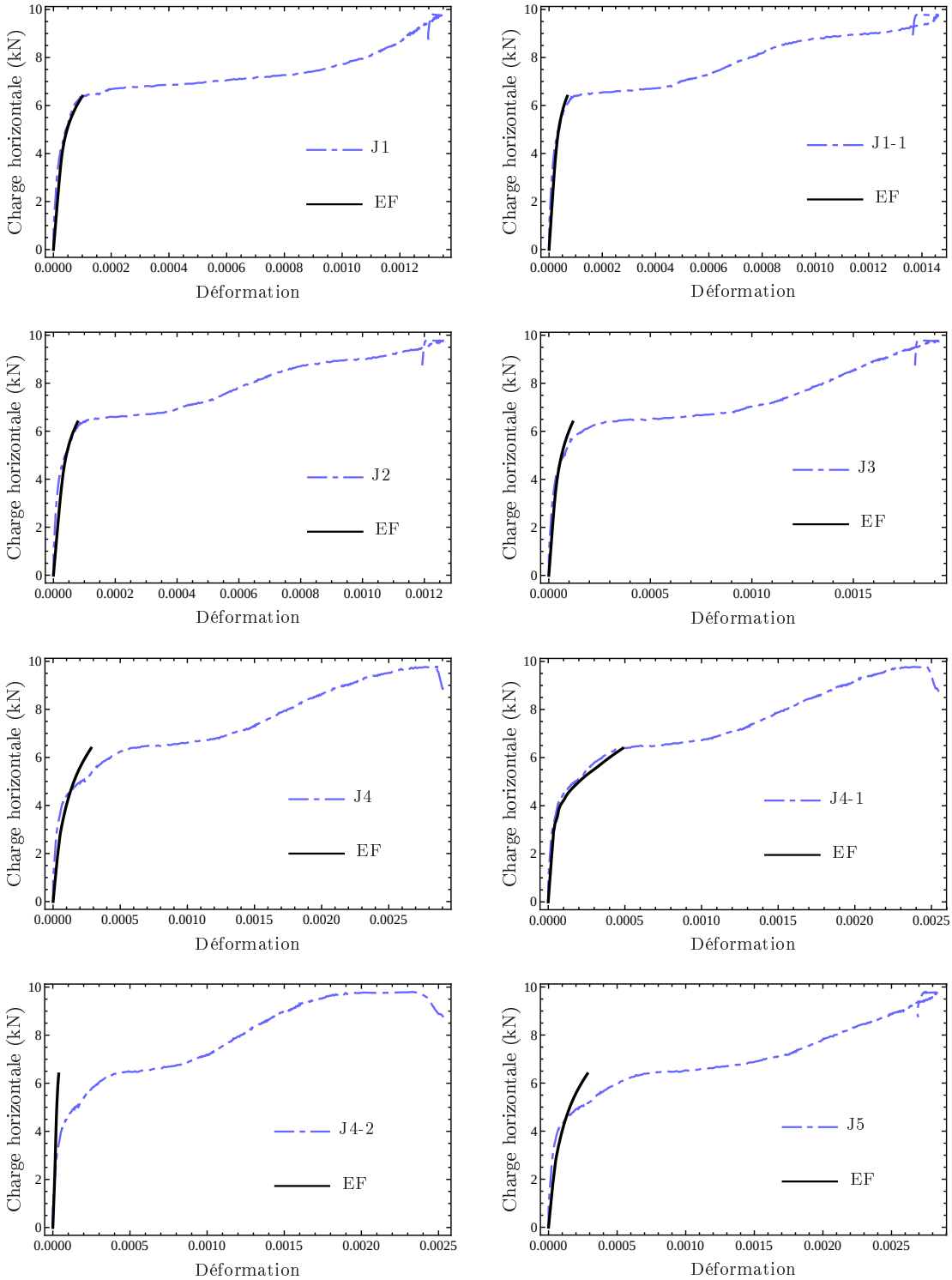

FIGURE 6.30 – Déformation des jauges de la dalle 2

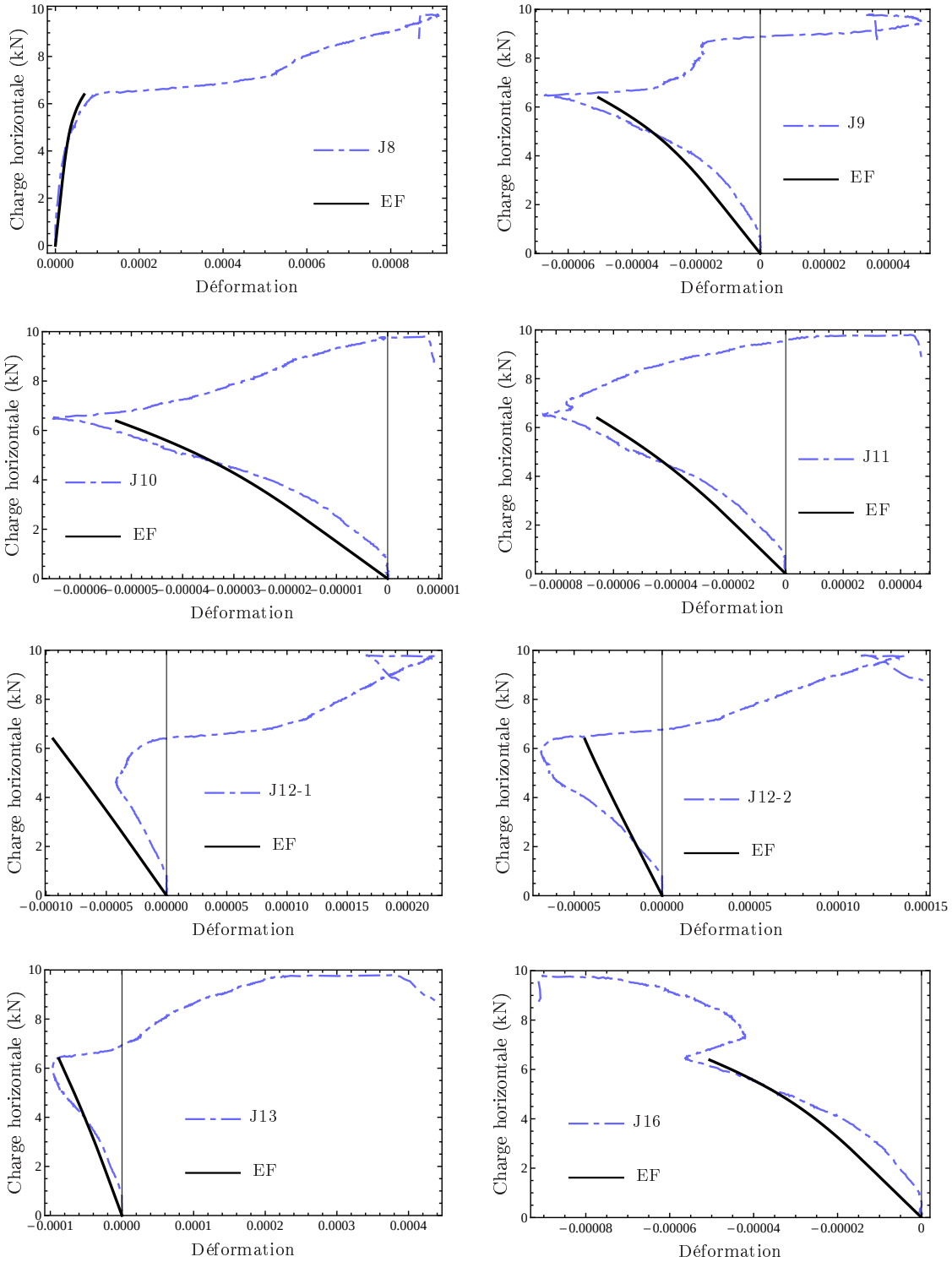

FIGURE 6.31 – Déformation des jauges de la dalle 2

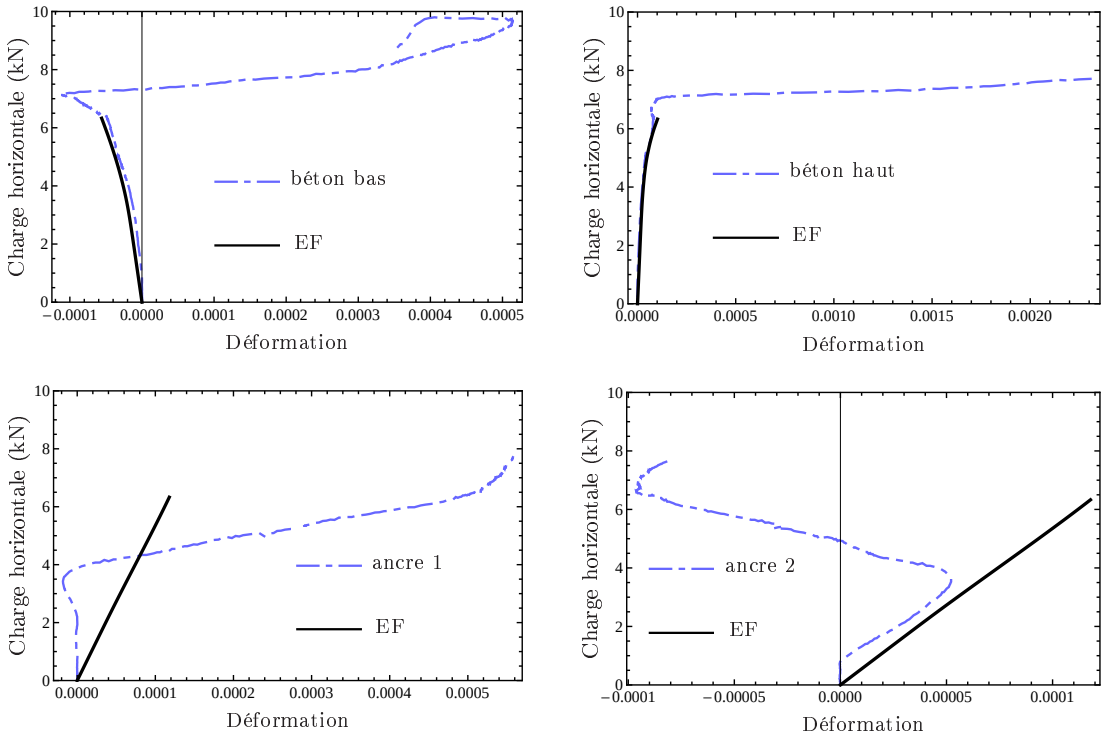

FIGURE 6.32 – Déformation des jauges de la dalle 2

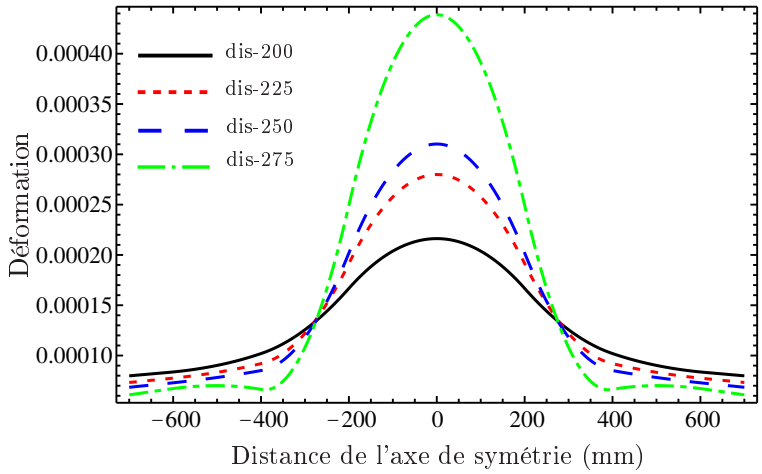

FIGURE 6.33 – Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($6,3$ kN)

Résultats de la dalle 3

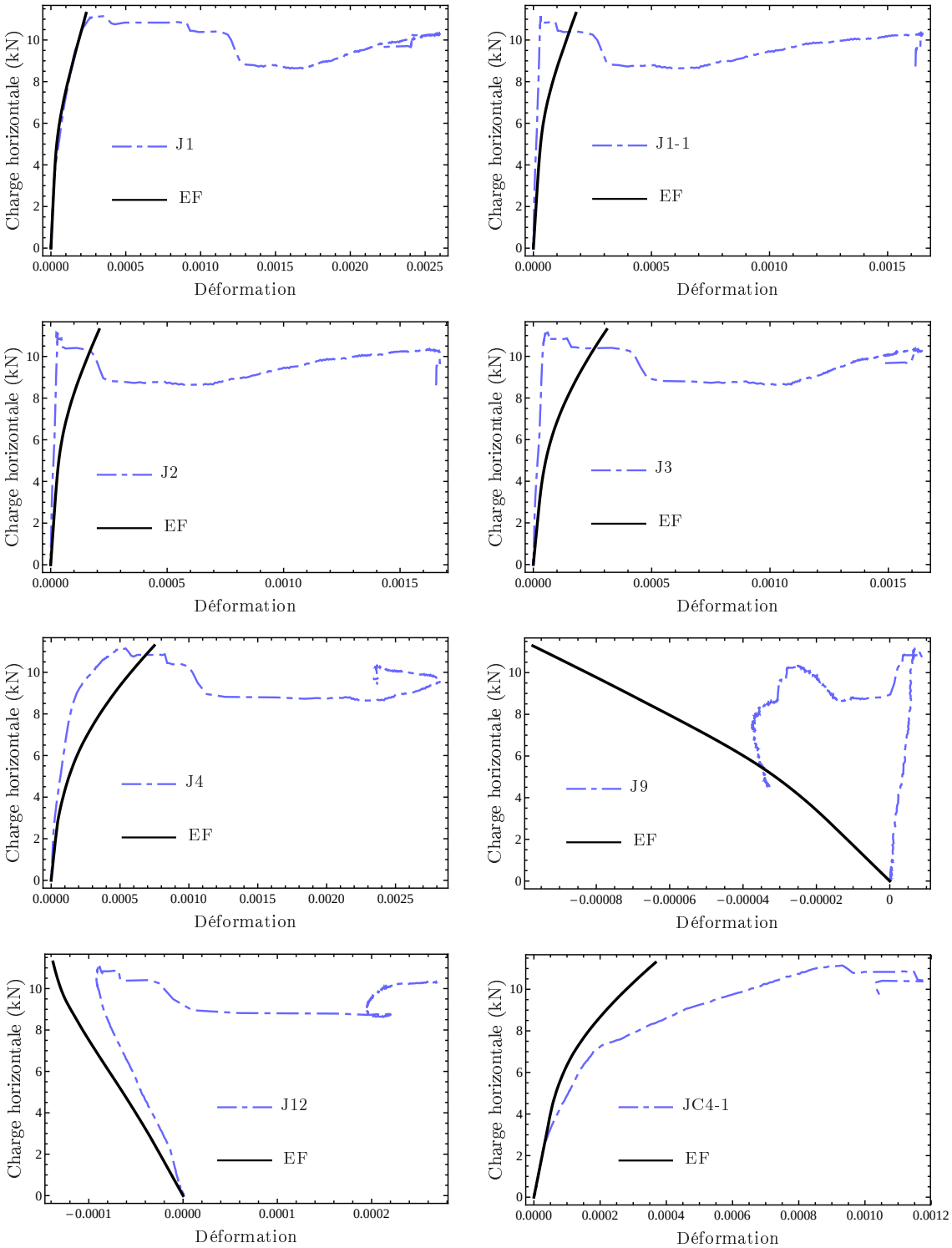

FIGURE 6.34 – Déformation des jauges de la dalle 3

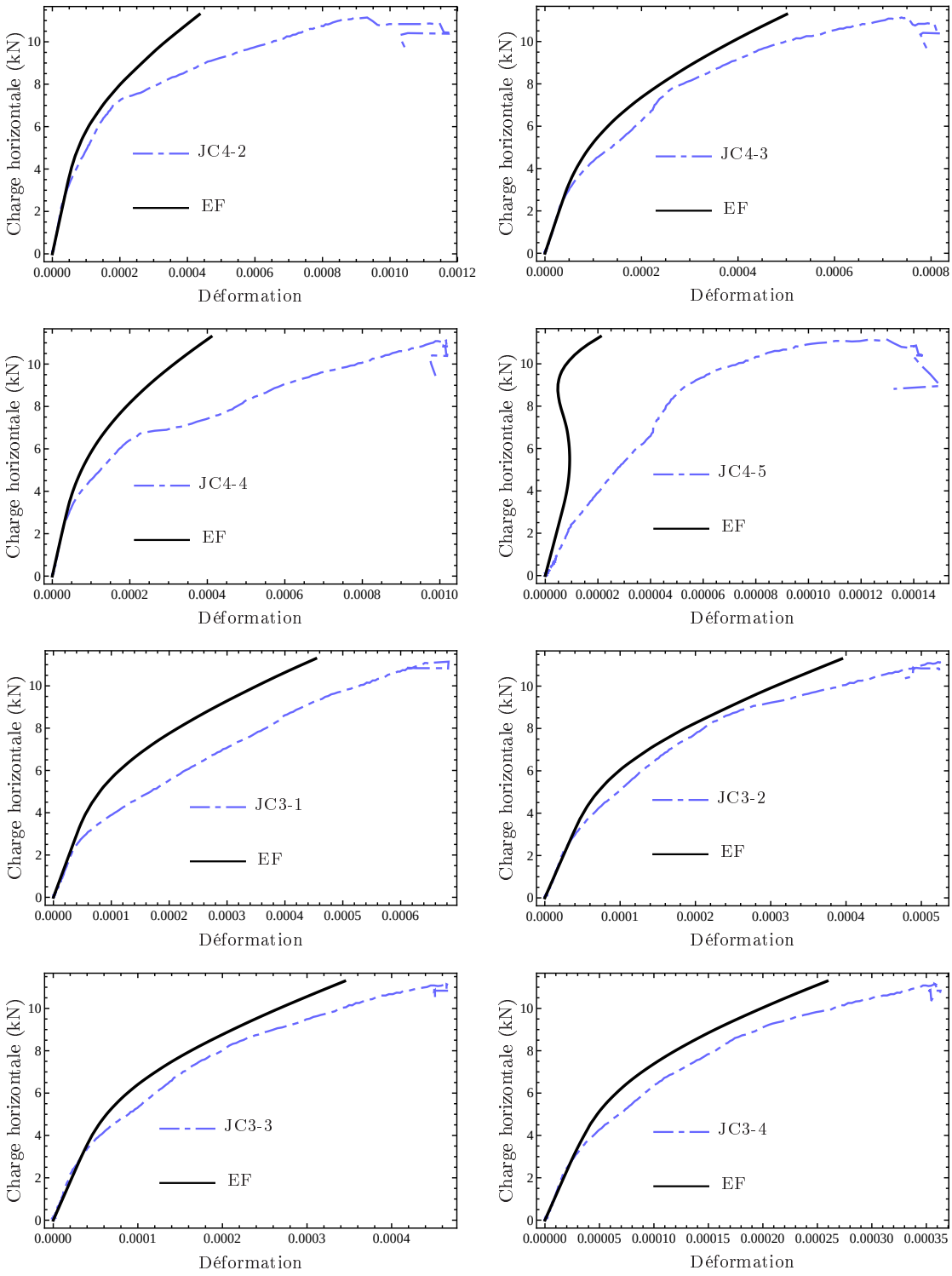

FIGURE 6.35 – Déformation des jauges de la dalle 3

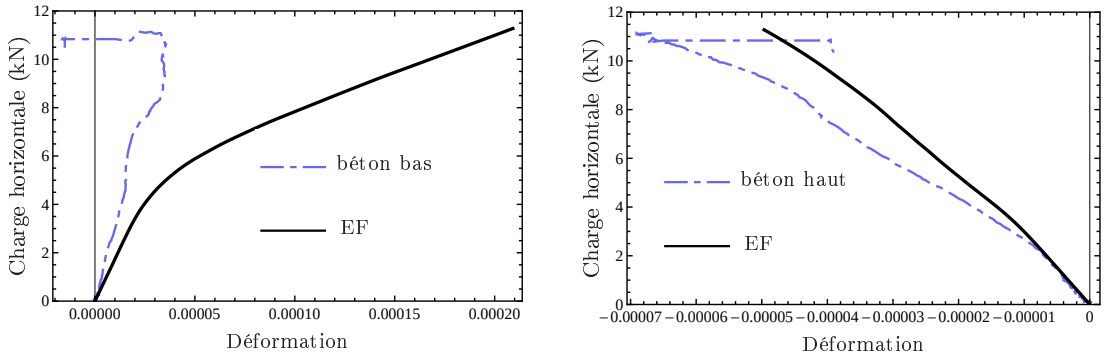

FIGURE 6.36 – Déformation des jauges de la dalle 3

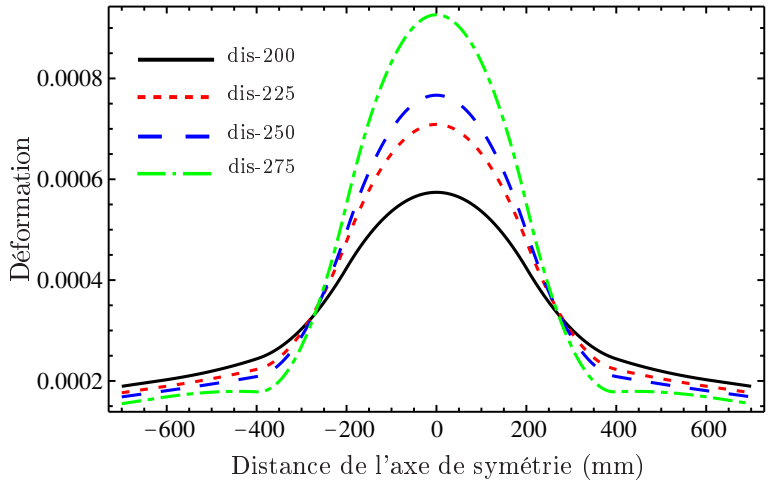

FIGURE 6.37 – Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($11,1\ kN$)

Résultats de la dalle 4

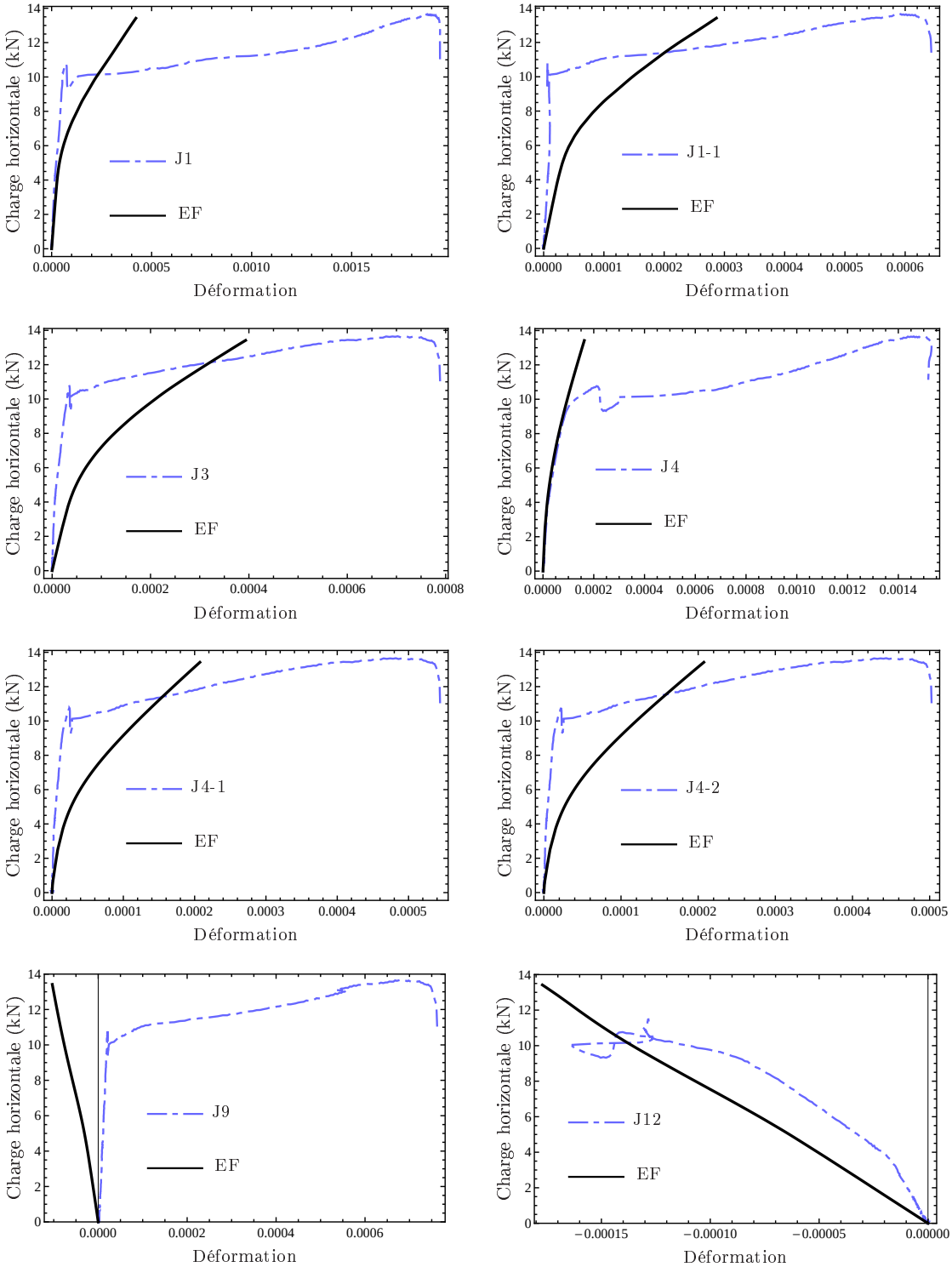

FIGURE 6.38 – Déformation des jauges de la dalle 4

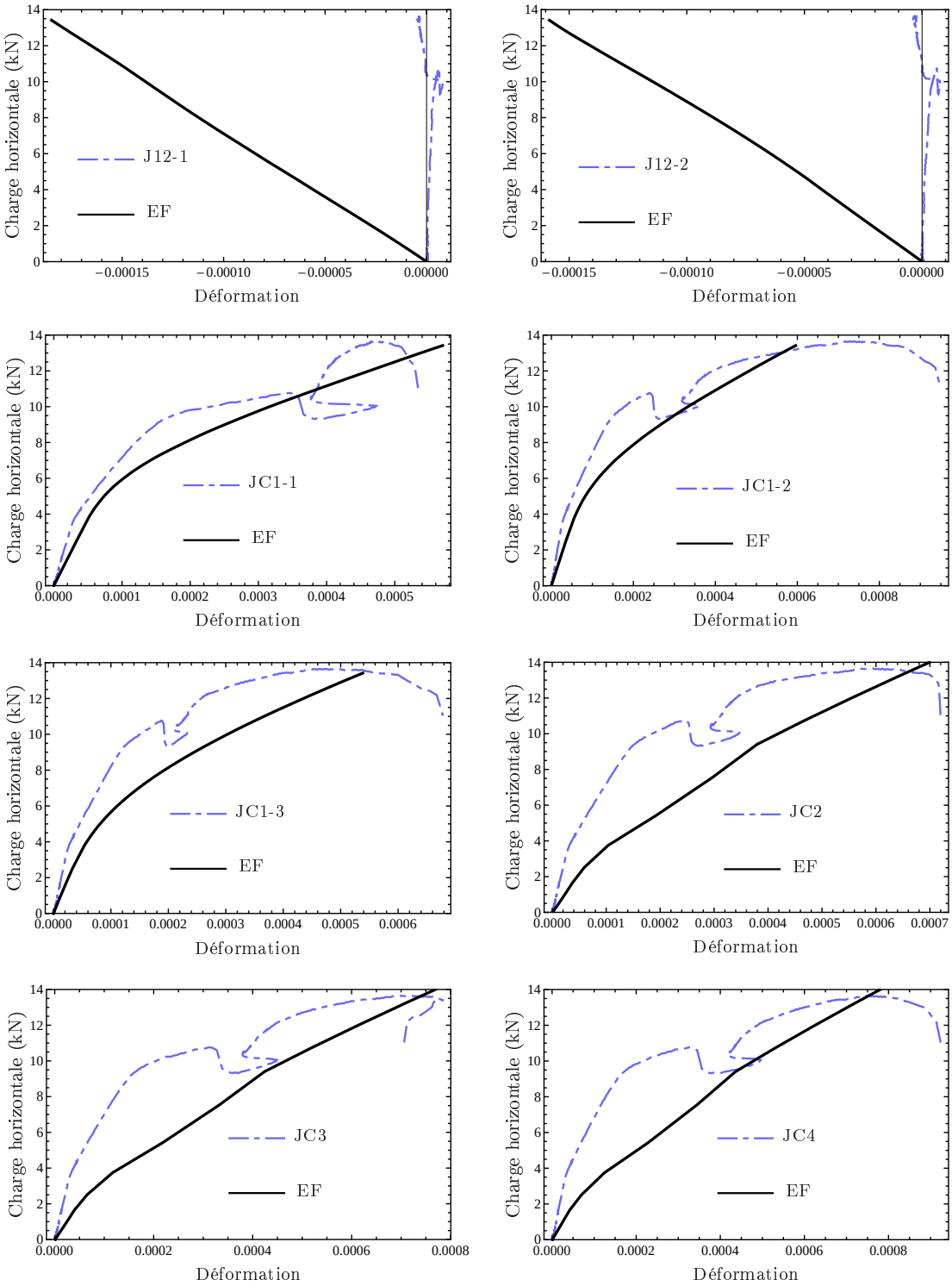

FIGURE 6.39 – Déformation des jauges de la dalle 4

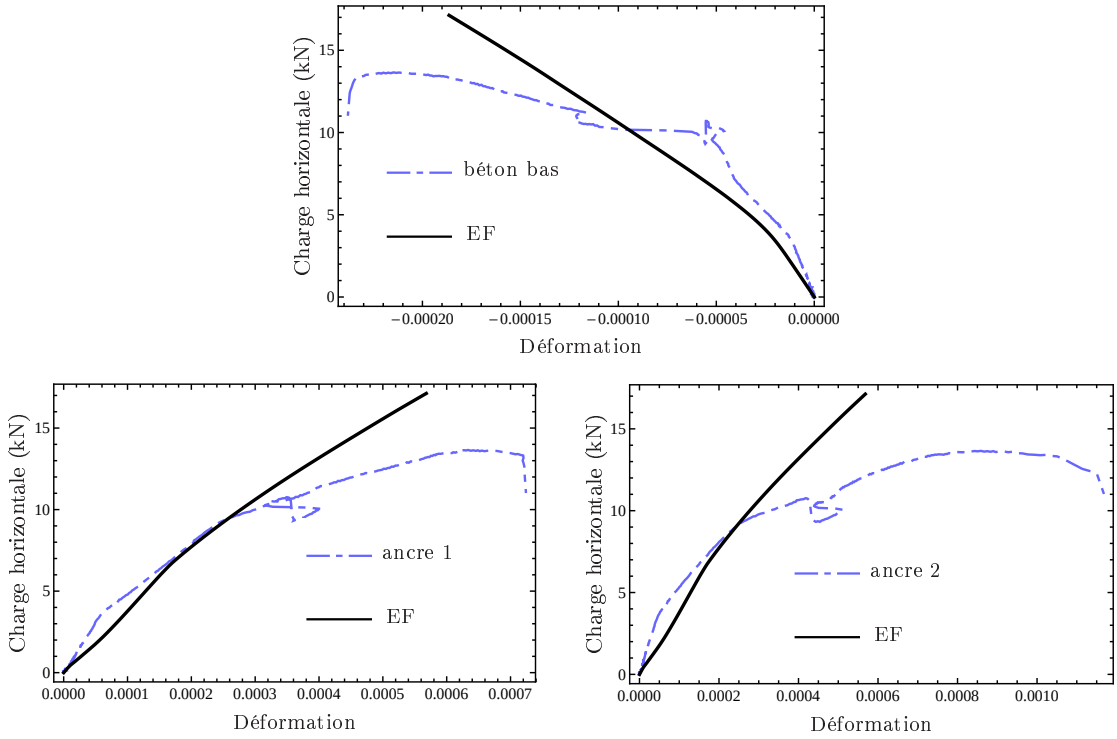

FIGURE 6.40 – Déformation des jauges de la dalle 4

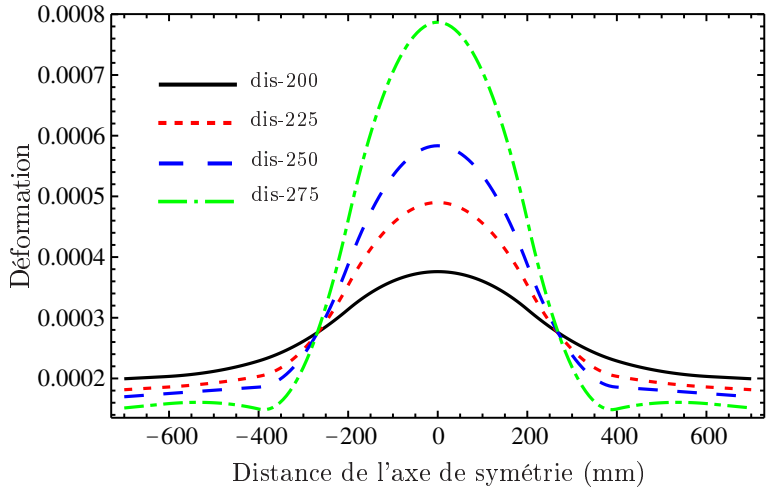

FIGURE 6.41 – Déformations des jauges supérieures positionnées à différentes distances (200 mm, 225 mm, 250 mm, 275 mm) de l'appui en fonction de leurs distance par rapport au milieu de la dalle pour la charge de fissuration ($10,8\ kN$)

Nomenclature

α'	Angle entre le renfort latéral et la fibre moyenne de l'élément
α_1	Paramètre empirique calibré Ziraba *et al.* (1994)
α_2	Paramètre empirique calibré Ziraba *et al.* (1994)
α_{ad}	Coefficient reflétant la température
α_{axial}	Paramètre reflétant l'effet de différence de raideur axiale
$\alpha_{diffusion}$	Angle de diffusion de la charge dans le tablier
α_{flex}	Paramètre reflétant la contribution du renfort dans la raideur en flexion
α_E	Paramètre reflétant le rapport des modules de Young
α_t	Paramètre reflétant le rapport des épaisseurs
α_w	Paramètre reflétant le rapport des largeurs
αd	Hauteur de la fibre neutre
βL_c	Distance entre l'appui et le point d'application de la charge
γ_{ad}	Déformation de cisaillement moyenne
γ_{td}	Coefficient de pondération de f_{tj}
ε_0	Déformation correspondante à f'_c dans un essai de compression uniaxial
ε_c	Déformation du béton
ε_{cu}	Déformation à la rupture du béton
ε_p	Déformation du renfort
ε_{pu}	Déformation limite du renfort
ε_s	Déformation de l'acier
ε_{sp}	Déformation plastique de l'acier
$\varepsilon_{v,e}$	Déformation d'armature transversale
θ	Angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément
μ_{rp}	Rapport entre le moment de peeling-off et le moment de flexion de la poutre BA renforcée
ν	Paramètre d'efficacité de la résistance du béton en compression
ν_{LN}	Coefficient de poisson normal sous chargement longitudinal
ν_{LT}	Coefficient de poisson transversal sous chargement longitudinal
ν_{TN}	Coefficient de poisson normal sous chargement transverse
ν_c	Coefficient de poisson du béton
ν_s	Coefficient de poisson d'acier longitudinal
ρ_s	Rapport surface d'acier en traction/surface effective du béton
σ_1	Contrainte principale
σ_c	Contrainte de compression d'une bielle
σ_p	Contrainte axiale du renfort
$\sigma_{p(min)}$	Contrainte minimale de traction dans le renfort
σ_x	Contrainte normale suivant x

σ_y		Contrainte normale suivant y
$\sigma_{ij}(i,j$ $1,2,3)$	=	Composantes du tenseur des contraintes
τ		Contrainte de cisaillement à l'interface entre le béton et le renfort
τ_c		Contrainte limite en cisaillement du béton
τ_d		Contrainte ultime de cisaillement de l'interface composite-béton
τ_e		Contrainte de cisaillement moyenne
τ_{c-c}		Contraintes de cisaillement dans le béton
τ_{s-c}		Contraintes de cisaillement entre le béton est l'acier
τ_{xy}		Contrainte de cisaillement dans le plan xy
ϕ		Angle de frottement intérieur
ϕ_{DP}		Angle de cohésion présentée dans le critère Drucker-Prager
Φ		Diamètre d'armature longitudinale
a		Distance entre l'extrémité de la plaque et l'appui
A_e		Surface du béton en traction
A_p		Surface du renfort
A_pv		Surface d'une bande de renfort latéral
A_s		Surface d'acier en traction
A_{sv}		Surface des armatures transversales
b'		Longueur de la fissure d'effort tranchant sur une bande du renfort latéral
b_c		Largeur de la poutre
b_p		Largeur du renfort
b_{pv}		Largeur de chaque bande du renfort latéral
C		Coefficient de cohésion
C'		Force de compression
C_{R1}		Paramètre obtenus par la formulation analytique de Roberts (1989)
C_{R2}		Paramètre obtenus par la formulation analytique de Roberts (1989)
d		Hauteur effective de la poutre
d_b		Diamètre de l'éprouvette d'essai de fendage
d_e		Degré d'endommagement
d_s		Distance entre le centre des armatures jusqu'à la fibre tendue du béton
d_{DP}		Cohésion du matériau présenté dans le critère Drucker-Prager
E_c		Module d'élasticité du béton
E_L		Module d'Young longitudinal
E_N		Module d'Young normal
E_p		Module d'élasticité du renfort
$E_{p,vol}$		Énergie plastique sur un volume
E_{sv}		Module de Young des armatures transversales
E_T		Module d'Young transverse
$(EI)_{c,0}$		Raideur en flexion de la section fissurée de poutre non-renforcée
$(EI)_{c,p}$		Raideur en flexion de la section fissurée de poutre renforcée
f_{cu}		Résistance cubique du béton en compression
f_{pu}		Résistance à la rupture du renfort
f_{sv}		Contrainte longitudinale des armatures transversales
f_{tj}		Résistance caractéristique du béton en traction
f_{yv}		Résistance d'acier transversal

f'_b	Résistance du béton en traction déterminée à l'aide d'un essai brésilien
f_c	Résistance cylindrique corrigée en compression du béton
f'_c	Résistance du béton en compression
f_{ck}	Résistance caractéristique à la compression
F_p	Charge de rupture par peeling-off
f_r	Valeur critique de σ_1 proposée par Tumialan et al. Tumialan *et al.* (1999)
f'_t	Résistance du béton en traction
f_y	Limite élastique des armatures longitudinales
g_f	Énergie de rupture en mode I par unité de largeur de fissure
G_f	Énergie de rupture de béton en mode I (le taux de restitution d'énergie critique)
G_{f0}	Valeur de base de l'énergie de rupture
G_{LN}	Module de cisaillement longitudinal normal
G_{LT}	Module de cisaillement longitudinal transverse
G_{TN}	Module de cisaillement transverse normal
h'	Épaisseur du béton d'enrobage
h	Hauteur de la poutre
H	Hauteur du béton plus la moitié de la hauteur du renfort
h_1	Distance entre le centre des armatures et la face inférieure de la poutre
$I_{tr,c}$	Deuxième moment de surface de la section fissurée
I_A	Moment d'inertie d'une dent
$\underline{\underline{I}}$	Tenseur Identité
k	Facteur d'efficacité des armatures d'effort tranchant
l	Distance effective entre deux fissures
L	Longueur sur laquelle la contrainte de traction de FRP est transférée au béton par cisaillement
L_{anch}	Longueur expérimentale de L
$l_{diffusion}$	Largeur de diffusion de la charge dans le tablier
L_{eff}	Longueur effective du joint donnée par Chen Chen et Teng (2001)
l_{max}	Distance maximale entre les fissures
l_{min}	Distance minimale entre les fissures
L_b	Longueur de l'éprouvette d'essai de fendage
l_c	Distance entre deux fissures consécutives
L_c	Longueur de la poutre
l_d	Longueur nécessaire collée du renfort
l_p	Longueur du renfort
L_p	Longueur effective du renfort dans la zone de cisaillement
l_v	Longueur de la fissure d'effort tranchant
M	Moment fléchissant
M_A	Moment appliqué au niveau de l'encastrement d'une dent
$M_{db,end}$	Moment fléchissant à l'extrémité de la plaque
M_{db}	Moment fléchissant engendrant la rupture prématurée
$M_{u,0}$	Moment de rupture théorique de poutre non-renforcée
M_u	Moment fléchissant ultime de la poutre renforcée pour une rupture conventionnelle

M_{up}	Moment fléchissant ultime de la poutre renforcée pour une rupture par peeling-off
n	Nombre de couches du renfort
N	Effort de traction total lors d'essai de traction-cisaillement à double recouvrement
N_c	Résultante des contraintes dans le béton
N_p	Force mobilisée dans le renfort
N_s	Force mobilisée dans l'armature longitudinale
N_t	Force longitudinale du tirant
ΣO_{bars}	Somme des périmètres des armatures en traction
p	Contrainte hydrostatique
P_b	Force maximale appliquée à l'éprouvette lors d'essai de fendage
p_s	Force répartie sur la longueur d'unité représentant l'effet d'armatures transversales
P_u	Force de rupture par délaminage proposé par Izumo Lu *et al.* (2005a)
q	Contrainte de Von Mises
s	Espacement entre des armatures transversales
$\underline{\underline{s}}$	Déviateur des contraintes
S_{cr}	Surface d'une fissure
$S_{collage}$	Surface de collage
s_c	Largeur du tirant
T	Force de traction
$T_{peeling-off}$	Force maximale mobilisée dans la plaque
t_p	Épaisseur du renfort
$(t_p b_p)_{opt}$	Section optimale du renfort
U	Effort de cisaillement entre le béton et le renfort
u	Limite à la rupture en cisaillement de l'interface située entre le béton et l'acier
U_y	Effort de cisaillement maximal entre le béton et le renfort
V	Effort tranchant
$V_{db,end}$	Effort tranchant à l'extrémité de la plaque
V_{db}	Effort tranchant engendrant la rupture prématurée
V_{pv}	Contribution du renfort latéral à la résistance en cisaillement de la poutre BA
V_{rc}	Résistance au cisaillement du béton armé
V_{sv}	Contribution de l'armature transversale à la résistance en cisaillement de la poutre BA
V_c	Contribution du béton à la résistance en cisaillement de la poutre BA
V_p	Contribution de la plaque de renforcement à la résistance en cisaillement de la poutre BA
V_s	Contribution de l'armature longitudinale à la résistance en cisaillement de la poutre BA
$\overline{V_{sv}}$	Effort tranchant supporté par des armatures transversales pour l'unité de déformation
z	Bras de levier des forces internes, correspondant au moment fléchissant

Bibliographie

Abaqus Theory Manual : Models for granular or polymer behavior (section 4.4.2).

ACI American Concrete Institute : *ACI 318-95 Building code requirements for structural concrete (318-95) and commentary (318R-95)*. Michigan, USA, 5th printing édition, 1999.

ACI American Concrete Institute : *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, 440,2r-2 édition, July 2002.

B-B. Adhikary et H. Mutsuyoshi : Numerical simulation of steel-plate strengthened concrete beam by a non-linear finite element method model. *Construction and Building Materials*, 16(5):291–301, 2002.

O. Ahmed et D. Van Gemert : Behaviour of RC beams strengthened in bending by CFRP laminates. *In* Forde MC, éditeur : *Proceedings of the Eighth International Conference on Advanced Composites for Concrete Repair*, UK, 1999.

Omar Ahmed, Dionys Van Gemert et Lucie Vandewalle : Improved model for plate-end shear of CFRP strengthened RC beams. *Cement and Concrete Composites*, 23:3–19, 2001.

F. Al-Mahmoud, A. Castel et R. François : Modelling of flexural behaviour of RC beams strengthened with NSM CFRP rods including serviceability. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17(7):532–553, 2013.

F. Al-Mahmoud, A. Castel, R. François et C. Tourneur : RC beams strengthened with NSM CFRP rods and modeling of peeling-off failure. *Composite Structures*, 92 (8):1920–30, 2010.

F. Al-Mahmoud, A. Castel, R. François et Ch. Tourneur : Strengthening of RC members with near-surface mounted CFRP rods. *Composite Structures*, 91(2):138–147, 2009.

Mohammad Reza Aram, Christoph Czaderski et Masoud Motavalli : Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams. *Composites,Part B : engineering*, 39:826–41, 2008.

AF. Ashour, SA El-Refaie et SW. Garrity : Flexural strengthening of RC continuous beams using CFRP laminates. *Cement and Concrete Composites*, 26:765–75, 2004.

S. Balakrishnan et D-W. Murray : Concrete constitutive model for NLFE analysis of structures. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 114(7):1449–1466, 1988.

J-A-O. Barros, S-J-E. Dias et J-L-T. Lima : Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 29(3):203–17, 2007.

Z-P. Bazant et P-D. Bhat : Endochronic theory of inelasticity and failure of concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 102(4):701–22, 1976.

Z-P. Bazant et L. Cedolin : Fracture mechanics of reinforced concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 106(EM6):1287–1306, 1980.

J-C. Bell et D. Elms : Partially cracked finite elements. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97(ST7), 1971.

Omrane Benjeddou, Mongi Ben Ouezdou et Aouicha Bedday : Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates. *Construction and Building Materials*, 21:1301–10, 2007.

B. Bresler et K-S. Pister : Strength of concrete under combined stresses. *ACI Journal*, 55(9):321–45, 1958.

Oreste-S. Bursi, Fei-Fei Sun et Stefano Postal : Non-linear analysis of steel-concrete composite frames with full and partial shear connection subjected to seismic loads. *Journal of Constructional Steel Research*, 61:67–92, 2005.

CEB-FIP : *CEB-FIP Model Code 90.* Comité EuroInternational du Beton, CEB Bulletins, 1993.

V. Cervenka et K-H. Gerstle : Inelastic analysis of reinforced concrete panels. *Publication of International Association for Bridge and Structural Engineering*, 31(2), 1971.

M-J. Chajes, J r. Thomson, A. Theodore, T-F. Januszka, J r. Finch et W. William : Flexural strengthening of concrete beams using externally bonded composite materials. *Construction and Building Materials*, 8(3):191–201, 1994.

S. Chataigner : *Conception et dimensionnement d'un ancrage de hauban plat en matériaux composites.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.

F. Chen et P. Qiao : Debonding analysis of frp-concrete interface between two balanced adjacent flexural cracks in plated beams. *International Journal of Solids and Structures*, 46(13):2618–28, 2009.

JF. Chen et JG. Teng : Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*, 127(7):784–91, 2001.

W-F. Chen : *Plasticity in Reinforced Concrete.* J.Ross Publishing, 1982.

W-F. Chen et E-C. Ting : Constitutive models for concrete structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 106(EM1):1–19, 1980.

S-P. Chiew, Q. Sun et Y. Yu : Flexural strength of RC beams with GFRP laminates. *Journal of Composites for Construction*, 11(5):497–506, 2007.

CNR Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction : *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures.* NATIONAL RESEARCH COUNCIL, Rome, July 2004.

Vincenzo Colotti, Giuseppe Spadea et Ramnath Narayan Swamy : Structural model to predict the failure behavior of plated reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 8(2):104–22, 2004.

R-J. Cope, P-V. Rao, L-A. Clark et P. Norris : Modeling of reinforced concrete behavior for finite element analysis of bridge slabs. *In* C. Taylor, E. Hinton et D-R-J. Oden, éditeurs : *Numerical Methods for Nonlinear Problems*, pages 457–470, Swansea, 1980. Pineridge Press.

CSA Canadian Standards Association : *Design of Concrete Structures.* Rexdale, Canada, csa-a23.3 édition, 1994.

J. Dallot : *Modélisation des structures multicouches en analyse limite. Application au renforcement de matériau "quasi-fragile-acier".* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2007.

A-K. de Groot, G-M-A. Kusters et Th. Monnier : Numerical modeling of bond-slip behavior. *Heron, Concrete Mechanics*, 26(18), 1981.

J-C. Dotroppe, W-C. Schnobrich et D-A. Pecknold : Layered finite element procedure for inelastic analysis of reinforced concrete slabs. *International Association for Bridge and Structural Engineering Publications*, 33(11), 1973.

D-C. Drucker et W. Prager : Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quaterly of Applied Mathematics*, 10(2):157–65, 1952.

D-C. Drucker, W. Prager et H-J. Greenberg : Extended limit design theorems for continuous media. *Quarterly Applied Mathematics*, 9:381–9, 1952.

EN1317 : *Road restraint systems.* European committee for standardization, NF EN 1317 édition, September 2010.

Eurocode1 : *Action sur les structures, Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic.* Comité Européén de Normalisation, NF EN1991-1-2 édition, Mars 2004.

Eurocode2 : *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.* Comité Européén de Normalisation, en1992-1-1 édition, Décembre 2004.

Bo Gao, Jang-Kyo Kim et Christopher-K-Y. Leung : Experimental study on RC beams with FRP strips bonded with rubber modified resins. *Composites Science and Technology*, 64:2557–64, 2004.

Bo Gao, Jang-Kyo Kim et Christopher-K-Y. Leung : Optimization of tapered end design for FRP strips bonded to RC beams. *Composites Science and Technology*, 66:1266–73, 2006a.

Bo Gao, Jang-Kyo Kim et Christopher-K-Y. Leung : Strengthening efficiency of taper ended FRP strips bonded to RC beams. *Composites Science and Technology*, 66:2257–64, 2006b.

Bo Gao, Christopher-K-Y. Leung et Jang-Kyo Kim : Prediction of concrete cover separation failure for RC beams strengthened with CFRP strips. *Engineering Structures*, 27:177–89, 2005.

Bo Gao, Christopher-K-Y. Leung et Jang-Kyo Kim : Failure diagrams of FRP strengthened RC beams. *Composite Structures*, 77:493–508, 2007.

H-N. Garden et L-C. Hollaway : An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. *Composites Part B*, 29B:411–24, 1998.

H-N. Garden, R-J. Quantrill, L-C. Hollaway, A-M. Thorne et G-A-R. Parke : An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, 12(4):203–219, 1998.

R-I. Gilbert et R-F. Warner : Tension stiffening in reinforced concrete slabs. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 104(12):1885–1900, 1978.

A-K. Gupta et H. Akbar : A finite element for the analysis of reinforced concrete structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19(11):1705–12, 1983.

A-A. Gvozdev : Opredelenie velichiny razrushayushchei nagruzki dlya staticheski neopredelimykh sistem, preterpevayushchikh plasticheskie deformatsii ([english translation : The determination of the value of the collapse load for statically indeterminate systems undergoing plastic deformation],internation journal of mechanical sciences, volume 1, 1960). *Akademia Nauk SSSR*, pages 19–38, 1938.

P. Hamelin et E. Ferrier : *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, Recommandations provisoires.* Association Française de Génie Civil, Décembre 2003.

K-M. Hau : Experiments on concrete beams strengthened by bonding fibre reinforced plastic sheets. Mémoire de D.E.A., The Hong Kong Polytechnic University, 1999.

R-A. Hawileh : Nonlinear finite element modeling of RC beams strengthened with NSM FRP rods. *Construction and Building Materials*, 27(1):461–71, 2012.

A. Hillerborg et P-E. Petersson M. Modéer : Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6):773–81, 1976.

E. Hognestad : A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series*, 399 (1), 1951.

Hsuan-Teh Hu, Fu-Ming Lin et Yih-Yuan Jan : Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strenthened by fiber-reinfored plastics. *Composite Structures*, 63:271–81, 2004.

ISIS CANADA : *Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers*, September 2001.

S-C. Jain et J-B. Kennedy : Yield criterion for reinforced concrete slabs. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 100(ST3):785–806, 1974.

W. Jansze, J. den Uijl et J. Walraven : Anchorage of externally bonded steel plates. *In Concrete In The Service Of Mankind, Concrete Repair, Rehabilitation and Protection Congress*, pages 591–8. University of Dundee, Scontland, June 1996.

Y. Jenq et S. Shah : Crack propagation in fiber-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112(1):19–34, 1986.

Jia-Fei Jiang et Yu-Fei Wu : Identification of material parameters for drucker-prager plasticity model for FRP confined circular concrete columns. *Internation Journal of Solids and Structures*, 49(3-4):445–456, 2012.

J-C. Jofriet et G-M. McNiece : Finite element analysis of reinforced concrete slabs. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97(ST3), 1971.

R. Jones, RN. Swamy et A. Charif : Plate separation and anchorage of reinforced strengthened with epoxy-bonded steel plates. *The Structural Engineer*, 66(5):85–94, 1988.

V-M. Karbhari, H. Niu et C. Sikorsky : Review and comparison of fracture mechanics-based bond strength models for FRP-strengthened structures. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 25(17):1757–94, 2006.

R. Kotynia, H-A. Baky, K-W. Neale et U-A. Ebead : Flexural strengthening of RC beams with externally bonded CFRP systems : Test results and 3D nonlinear FE analysis. *Journal of Composites for Construction*, 12(2):190–201, 2008.

H. Kupfer, K-H. Hubert et H. Rusch : Behavior of concrete under biaxial stresses. *ACI Journal*, 66(8):656–66, 1969.

H-G. Kwak et F-C. Filippou : Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic load. Rapport technique UCB/SEMM-90/14, Department of Civil Engineering, U.C. Berkeley, 1990.

Y. Labadi et N-E. Hannachi : Numerical simulation of brittle damage in concrete specimens. *Strength of Materials*, 37(3):268–81, 2005.

A-J. Lamanna, L-C. Bank et D-W. Scott : Flexural strengthening of reinforced concrete beams using fasteners and fiber-reinforced polymer strips. *ACI Structural Journal*, 98(3):368–76, 2001.

J. Lee et G-L. Fenves : Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8):892–900, 1998.

L. Li, Y. Guo et F. Liu : Test analysis for FRC beams strengthened with externally bonded FRP sheets. *Construction and Building Materials*, 22:315–23, 2008.

O. Limam : *Dalles en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites : Approche de type calcul à la rupture et étude expérimentale.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.

O. Limam et G. Foret : Experimental and numerical analysis of RC two-way slabs strengthened with NSM CFRP rods. *Construction and Building Materials*, 22(10): 2025–30, 2008.

O. Limam, G. Foret et A. Ehrlacher : RC two-way slabs strengthened with CFRP strips : Experimental study and a limit analysis approach. *Composite Structures*, 60 (4):467–71, 2003a.

O. Limam, G. Foret et A. Ehrlacher : Strengthening of unidirectionally reinforced concrete slabs with composite material theoretical and experimental study. *Plastics, Rubber and Composites*, 32(4):153–159, 2003b.

O. Limam, G. Foret et G. Ehrlacher : RC beams strengthened with composite material : A limit analysis approach and experimental study. *Composite Structures*, 59:467–472, 2003c.

O. Limam, V-T. Nguyen et G. Foret : Numerical and experimental analysis of two-way slabs strengthened with CFRP strips. *Engineering Structures*, 27(6):841–845, 2005.

L. De Lorenzis et J-G. Teng : Near-surface mounted FRP reinforcement : An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B-Engineering*, 38(2):119–43, 2007.

X-Z. Lu, J-G. Teng, L-P. Ye et J-J. Jiang : Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures*, 27:920–37, 2005a.

X-Z. Lu, L-P. Ye, J-G. Teng et J-J. Jiagn : Meso-scale finite element model for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures*, 27:564–75, 2005b.

J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller et E. Oñate : A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3):299–326, 1989.

J. Lundqvist, H. Nordin et B. Taljsten : Numerical analysis of concrete beams strengthened with CFRP - a study of anchorage lengths. *Bond Behaviour of FRP in Structures : Proceedings of the International Symposium BBFS 2005*, pages 247–54, 2005.

M-D. MacDonald : The flexural performance of 3.5 m concrete beams with various bonded external reinforcements. Supplemental Rep 728, Transport and Road Research Laboratories (TRRL), Dept. of the Environment, Crowthorne, U.K., 1982.

A-M. Malek, H. Saadatmanesh et M-R. Ehsani : Prediction of failure load of RC beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end. *ACI Structural Journal*, 95(1):142–52, 1998.

ASCE (task committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures) : State-of-the-art report on finite element analysis of reinforced concrete. Rapport technique, ASCEAmerican Society of Civil Engineers, 1982.

CEB-FIP : *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.* International Federation for Structural Concrete (fib), July 2001.

D-R. Morgan : Steel fiber shotcrete for rehabilitation of concrete structures. *Transportation Research Record*, pages 36–42, 1984.

V. Nardini, M. Guadagnini et M-R. Valluzzi : Anchorage strength models for end-debonding predictions in RC beams strengthened with FRP composites. *Mechanics of Composite Materials*, 44(3):257–68, 2008.

G-C. Nayak et O-C. Zienkiewicz : Elasto-plastic stress analysis. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 5(113-35), 1972.

D. Ngo et A-C. Scordelis : Finite element analysis of reinforced concrete beams. *American Concrete Institute Journal*, 64(3), 1967.

D-M. Nguyen, T-K. Chan et H-K. Cheong : Brittle failure and bond development length of CFRP-concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, 5(1):12–17, 2001.

M-P. Nielsen, M-W. Braestrup, B-C. Jensen et F. Bach : Concrete plasticity, beam shear-shear in joints-punching shear. *Danish Society for Structural Science and Engineering, Special Publication*, 1978.

M-P. Nielsen et L-C. Hoang : *Limit Analysis and Concrete Plasticity.* CRC Press, 2011.

A-H. Nilson : *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete.* Thèse de doctorat, University of California, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, March 1967.

A-H. Nilson : Nonlinear analysis of reinforce concrete by the finite element method. *American Concrete Institute Journal*, 65(9), 1968.

H. Niu et Z. Wu : Numerical analysis of debonding mechanisms in FRP-strengthened RC beams. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 20(5):354–68, 2005.

H. Niu et Z. Wu : Effects of FRP-concrete interface bond properties on the performance of RC beams strengthened in flexure with externally bonded FRP sheets. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(5):723–31, 2006.

Norme française homologuée : *NF EN 12390-3, Essais pour béton durci, Résistance à la compression des éprouvettes*, Avril 2012a.

Norme française homologuée : *NF EN 12390-6, Essais pour béton durci, Détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes*, Avril 2012b.

DJ. Oehlers : Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(8):2023–38, 1992.

DJ. Oehlers, IST. Liu, R. Seracino et MS. Mohamed Ali : Prestress model for shear deformation debonding of FRP- and steel-plated RC beams. *Magazine of Concrete Research*, 56(8):475–86, 2004.

DJ. Oehlers et JP. Moran : Premature failure of externally plated reinforced concrete beams. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 116(4):978–95, 1990.

M. Ortiz : A constitutive theory for the inelastic behavior of concrete. *Mechanics of Materials*, 4(1):67–93, 1985.

N-S. Ottosen : Failure and elasticity of concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 103(EM4):527–35, 1977.

J. Pan et C-K-Y. Leung : Debonding along the FRP-concrete interface under combined pulling/peeling effects. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(1-2):132–50, 2007.

N. Pesic et K. Pilakoutas : Flexural analysis and design of reinforced concrete beams with externally bonded FRP rinforcement. *Materials and Structures*, 38:183–92, 2005.

A. Pimanmas et P. Pornpongsaroj : Peeling behaviour of reinforced concrete beams strengthened with CFRP plates under various end restraint conditions. *Magazine of Concrete Research*, 56(2):73–81, 2004.

W. Prager : The general theory of limit design. *In The 8th International Congress of Theoretical and Applied Mechanics*, volume II, pages 65–72, Istanbul, 1952.

P. Qiao et F. Chen : An improved adhesively bonded bi-material beam model for plated beams. *Engineering Structures*, 30(7):1949–57, 2008a.

P. Qiao et Y. Chen : Cohesive fracture simulation and failure modes of FRP-concrete bonded interfaces. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 49(2):213–25, 2008b.

G-S. Benipal R-R. Babu et A-K. Singh : Constitutive modelling of concrete : an overview. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 6(4):211–46, 2005.

Oded Rabinovitch : Debonding analysis of fiber-reinforced-polymer strengthened beams : Cohesive zone modeling versus a linear elastic fracture mechanics approach. *Engineering Fracture Mechanics*, 75:2842–59, 2008.

S. Radfar et G. Foret : Renforcement de poutres ba par des matériaux composites : effets de différents paramètres sur la rupture par peeling-off. Nantes, 2013. 18èmes Journées Nationales sur les Composites (JNC18).

S. Radfar, G. Foret et K. Sab : Failure mode analyses of fiber reinforced polymer plated reinforced concrete beams. Rome, 2012a. CICE2012.

S. Radfar, G. Foret et K. Sab : Modélisation du comportement à rupture (peeling-off) de poutres BA renforcées soumises à un essai de flexion 4 points. *Revue des composites et des matériaux avancés*, 22(2):171–185, 2012b.

S. Radfar, G. Foret, N. Saeedi et K. Sab : Simulation of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams. *Construction and Building Materials*, 37:791–800, 2012c.

R. Rahimi et A. Hutchinson : Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 5(1):44–56, 2001.

V. Ramakrishnan : Role of superplasticized fiber reinforced concrete and fiber shotcrete in the rehabilitation of bridges. *Proceedings of the International Symposium on Rehabilitation of Structures, Bombay, India*, pages 111/21–28, 1981.

M. Raoof, J. El-Rimawi et M-A-H. Hassanen : Theoretical and experimental study on externally plated R.C. beams. *Engineering Structures*, 22(1):85–101, Jan 2000.

M. Raoof et M-A-H. Hassanen : Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre-reinforced plastic or steel plates glued to their soffits. *Proceedings of the institution of civil engineers-structures and buildings*, 140(3):291–305, 2000.

Y-R. Rashid : Analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design*, 7(4):334–44, 1968.

P-A. Ritchie, D-A. Thomas, L-W. Lu et G-M. Connelly : External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. *ACI Structural Journal*, 88(4):490–500, 1991.

TM. Roberts : Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams. *The Structural Engineer*, 67(12):229–33, 1989.

H. Saadatmanesh et A-M. Malek : Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates. *Journal of Composites for Construction*, 2(4):158–64, 1998.

W. Salvatore, O-S. Bursi et D. Lucchesi : Design, testing and analysis of high ductile partial-strength steel-concrete composite beam-to-column joints. *Computers and Structures*, 83:2334–52, 2005.

P. Saxena, H. Toutanji et A. Noumowe : Failure analysis of FRP-strengthened rc beams. *Journal of Composites for Construction*, 12(1):2–14, Jan 2008.

A. Scanlon et D-W. Murray : Time dependent reinforced concrete slab deflections. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 100(ST9), 1974.

K. Schilde et W. Seim : Experimental and numerical investigations of bond between CFRP and concrete. *Construction and Building Materials*, 21(4):709–726, 2007.

A. Sellier, B. Bary et B. Capra : Rotating smeared crack and orthotropic damage modeling for concrete. *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, 1,2:629–636, 2001.

A. Sellier, B. Capra et A. Mebarki : Concrete behavior : A probabilistic damage model. *Applications of Statistics and Probability*, 1,2(Civil Engineering Reliability and Risk Analysis):331–335, 2000.

J-Y. Sener et F. Delannay : On the transition between adhesive and cohesive modes of debonding during peeling of thin plates bonded with an epoxide adhesive. *International Journal of Adhesion and Adhesive*, 21(4):339–348, 2001.

J-Y. Sener, Th. Ferracin, L. Caussin et F. Delannay : On the precision of the wedge-opened double cantilever beam method for measuring the debonding toughness of adhesively bonded plates. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 22(2):129–137, 2002.

M-A. Shahaway, M. Arochiasamy, T. Beitelman et R. Sowrirajan : Reinforced concrete rectangular beams strenthened with CFRP laminates. *Composites Part B-Engineering*, 27B:225–33, 1996.

Alfarabi Sharif, G-J. Al-Sulaimani, I-A. Basunbul, M-H. Baluch et B-N. Ghaleb : Strengthening of initially loades reinforced concret beams using FRP plates. *ACI Structural Journal*, 91(2):160–8, March-April 1994.

Amir Si-Larbi, Amen Agbossou, Emmanuel Ferrier et Laurent Michel : Strengthening RC beams with composite fiber cement plate reinforced by prestressed FRP rods : Experimental and numerical analysis. *Composite Structures*, 94(3):830–838, 2012.

Sika : *Sika Carbodur/Sika Wrap, Cahier des Clauses Techniques*, CCT 37 édition, Août 2000.

S-T. Smith et R-J. Gravina : Modeling debonding failure in FRP flexurally strengthened RC members using a local deformation model. *Journal of Composites for Construction*, 11(2):184–91, 2007.

S-T. Smith et J-G. Teng : FRP-strengthened RCbeams. II :assessment of debonding strength models. *Engineering Structures*, 24:397–417, 2002a.

S-T. Smith et J-G. Teng : FRP-strengthened RCbeams. I :review of debonding strength models. *Engineering Structures*, 24:385–95, 2002b.

SPPM : *COMPODEX C12, Spécifications Techniques*, Novembre 2007.

M. Suidan et W-C. Schnobrich : Finite element analysis of reinforced concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 99(ST10):2109–22, 1973.

R-N. Swamy, R. Jones et J-W. Bloxham : Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. *The Structural Engineer*, 65(2):59–68, 1987.

X. Tao et D-V. Phillips : A simplified isotropic damage model for concrete under bi-axial stress states. *Cement and Concrete Composites*, 27(6):716–26, 2005.

J-G. Teng, L. De Lorenzis, B. Wang, R. Li, T-N. Wong et L. Lam : Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips. *Journal of Composites for Construction*, 10(2):92–105, 2006a.

J-G. Teng et J. Yao : Plate end debonding in FRP-plated RC beams - II : Strength model. *Engineering Structures*, 29(10):2472–86, 2007.

J-G. Teng, H. Yuan et J-F. Chen : FRP-to-concrete interfaces between two adjacent cracks : Theoretical model for debonding failure. *International Journal of Solids and Structures*, 43(18-19):5750–78, 2006b.

V. Thevendran, S. Chen, N-E. Shanmugam et J-Y. Richard Liew : Nonlinear analysis of steel-concrete composite beams curved in plan. *Finite elements in analysis and design*, 32(3):125–39, 1999.

Henrik Thomsen, Enrico Spacone, Suchart Limkatanyu et Guido Camata : Failure mode analyses of reinforced concrete beams strengthened in flexure with externally bonded fiber-reinforced polymers. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 8 (2):123–31, 2004.

B. Täljsten : Strengthening of beams by plate bonding. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9(4):206–11, 1997.

B. Täljsten : Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets. *Construction and Building Materials*, 17(1):15–26, 2003.

A. Tounsi : Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate. *International Journal of Solids and Structures*, 43:4154–74, 2006.

A. Tounsi, T. Hassaine Daouadji, S. Benyoucef et E-A. Adda bedia : Interfacial stresses in frp-plated RC beams : Effect of adherend shear deformations. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 29:343–51, 2009.

J. Gustavo Tumialan, Abdeljelil Belarbi et Antonio Nanni : Reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites : Failure due to concrete cover delamination. Rapport technique CIES 99-01, CENTER FOR INFRASTRUCTURE ENGINEERING STUDIES, Department of Civil Engineering University of Missouri, 1999.

K-C. Valanis : A theory of viscoplasticity without a yield surface, i : General theory ; ii : Application to mechanical behavior of metals. *Archives of Mechanics*, 23(4):517–51, 1971.

H. Varastehpour et P. Hamelin : Strengthening of concrete beams using fibre-reinforced plastics. *Materials and Structures*, 30:160–6, 1997.

CY. Wang et FS. Ling : Prediction model for the debonding failure of cracked RC beams with externally bonded FRP sheets. *Proceedings of the Second International Conference of Composites in Infrastructure*, Arizona, USA:548–62, 1998.

W. Wang : *Towards an Improved Understanding of Strength and Anisotropy of Cold Compacted Powder*. Thèse de doctorat, Drexel University, 2007.

Y-C. Wang et C-H. Chen : Analytical study on reinforced concrete beams strengthened for flexure and shear with composite plates. *Composite Structures*, 59:137–48, 2003.

K-J. Willam et E-P. Warnke : Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. *Proceedings of the International Association of Bridge and Structural Engineering*, 19:1–30, 1975.

Z. Wu, H. Yuan, Y. Kojima et E. Ahmed : Experimental and analytical studies on peeling and spalling resistance of unidirectional FRP sheets bonded to concrete. *Composites Science and Technology*, 65(7-8):1088–97, 2005.

D-S. Yang, S-K. Park et K-W. Neale : Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composites. *Composite Structures*, 88:497–508, 2009.

Z-J. Yang, J-F. Chen et D. Proverbs : Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams. *Construction and Building Materials*, 17, 2003.

J. Yao et J-G. Teng : Plate end debonding in FRP-plated RC beams - I : Experiments. *Engineering Structures*, 29(10):2457–71, 2007.

J. Yao, J-G. Teng et J-F. Chen : Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites Part B-Engineering*, 36(2):99–113, 2005.

H. Yuan, J-G. Teng, R. Seracino, Z-S. Wu et J. Yao : Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints. *Engineering Structures*, 26(5):553–565, 2004.

Dawei Zhang, Tamon Ueda et Hitoshi Furuuchi : Concrete cover separation failure of overlay-strengthened reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, 26:735–45, 2012.

S. Zhang, M. Raoof et L-A. Wood : Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, 110:257–68, 1995.

O-C. Zienkiewicz : *The Finite Element Method in Engineering Science*. McGraw-Hill Publishing Company, London, 1971.

YN. Ziraba, MH. Baluch, IA. Basunbul, AM. Sharif, AK. Azad et GJ. AlSulaimani : Guidelines towards the design of reinforced concrete beams with external plates. *ACI Structural Journal*, 91(6):639–46, 1994.