



**HAL**  
open science

# Prolongation de la durée de vie des ouvrages en béton armé

Amjad Kreit

► **To cite this version:**

Amjad Kreit. Prolongation de la durée de vie des ouvrages en béton armé. Génie civil. INSA Toulouse, 2012. Français. NNT: . tel-01090347v1

**HAL Id: tel-01090347**

**<https://theses.hal.science/tel-01090347v1>**

Submitted on 5 Dec 2014 (v1), last revised 26 May 2015 (v2)

**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  
de Toulouse

# THÈSE

En vue de l'obtention du

## DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par L'INSA de Toulouse  
Discipline ou spécialité : GENIE CIVIL

---

Présenté et soutenu par **Amjad KREIT**  
Le 25 Septembre 2012

Titre : **Prolongation de la durée de vie des ouvrages en  
béton armé**

---

### JURY

<b>Emmanuel FERRIER</b>	<i>Rapporteur</i>	Professeur, Université de Lyon 1
<b>Alex Li</b>	<i>Rapporteur</i>	Professeur, Université de Reims
<b>Firas AL-MAHMOUD</b>	<i>Examineur</i>	Maître de conférences, Université de Nancy
<b>Arnaud CASTEL</b>	<i>Co-directeur</i>	Professeur, Université de New South Wales
<b>Raoul FRANCOIS</b>	<i>Directeur</i>	Professeur, INSA de Toulouse

---

École doctorale : *Mécanique, Énergétique, Génie civil et procédés*

Unité de recherche : *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions*

Directeur de Thèse : *Raoul FRANCOIS*

Co-directeur : *Arnaud CASTEL*



# Remerciements

*Ce travail de thèse a été effectué au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse et de l'Université Paul Sabatier de Toulouse III – Université de Toulouse.*

*C'est avec une certaine émotion et beaucoup de sincérité que je voudrais remercier toutes les personnes ayant soutenu et apprécié mon travail.*

*J'aimerais, tout d'abord, manifester toute ma reconnaissance à mes directeurs de thèse, le Professeur **Raoul FRANÇOIS** et le Professeur **Arnaud CASTEL** pour leurs suggestions et leurs conseils forts pertinents pour diriger la recherche. Leur patience et leurs connaissances m'ont beaucoup encouragé tout au long de cette recherche. Leurs qualités humaines et scientifiques m'ont beaucoup apporté et me seront profitables dans ma vie professionnelle.*

*J'adresse également mes remerciements les plus vifs au Professeur **Emmanuel FERRIER** et au Professeur **Alex LI** pour avoir accepté de consacrer une partie de leur temps à rapporter ce mémoire de thèse, et à l'élaboration de leur rapport, ainsi pour leurs critiques avisées et leurs perceptions éclairées du domaine qui m'ont permis de prendre du recul sur ces travaux.*

*Mes remerciements s'adressent également à Monsieur le Maître de Conférence **Firas AL-MAHMOUD** pour son entière collaboration et ses conseils qui ont nettement contribué à l'aboutissement de ce travail et pour sa présence dans le jury de soutenance.*

*Je tiens à remercier l'ensemble du personnel technique du LMDC et plus particulièrement à **Bernard ATTARD, Guillouset David, Leclerc Frédéric, Guillaume LAMBARE, Simone JULIEN et Marc BEGUE** pour leur aide et leurs conseils. Ils sont toujours disponibles et sympathiques.*

*Je remercie également le gouvernement de la Syrie pour son soutien financier ce qui m'a donné les moyens de bien m'installer en France.*

*Je remercie tous mes collègues doctorants que j'ai côtoyés au LMDC pendant ces années de thèse. Un grand merci à mes amis et surtout : Inam, Wahid, Pauline, Abdel et Rashid avec qui j'ai passé d'agréables moments.*

*Un grand merci à Bassam et sa femme, Loutfi et Amaal, et Tarik et sa femme pour leur aide. Je tiens à remercier également toutes les personnes ayant assistées à ma soutenance.*

*Enfin, je tiens à exprimer du fond de mon cœur toute ma reconnaissance à ma famille, mes parents en Syrie, mon épouse, qui m'offrent toujours un appui sûr grâce à leur soutien et leur encouragement. C'est grâce à leur amour éternel que je peux franchir les obstacles les plus difficiles.*

*Je dédie ce travail à mes parents en Syrie et à mon épouse Bayan.*





# Table des Matières

<b>Table des Matières .....</b>	<b>1</b>
<b>Liste des Figures .....</b>	<b>6</b>
<b>Liste des Tableaux.....</b>	<b>11</b>
<b>Introduction Générale .....</b>	<b>13</b>
<b>I. Chapitre I .....</b>	<b>19</b>
<i>I.1. Introduction.....</i>	<i>21</i>
<i>I.2. Principales causes de dégradation des ouvrages .....</i>	<i>21</i>
<i>I.2.1. Dégradations des ouvrages dues au vieillissement.....</i>	<i>22</i>
<i>I.2.1.1. Érosion, abrasion et cavitation de surface du béton.....</i>	<i>22</i>
<i>I.2.1.2. Action des cycles de gel-dégel.....</i>	<i>22</i>
<i>I.2.1.3. Altération physico-chimique du béton.....</i>	<i>22</i>
<i>I.2.1.4. Retrait du béton.....</i>	<i>23</i>
<i>I.2.1.5. Corrosion des armatures en acier.....</i>	<i>23</i>
<i>I.2.2. Dégradations des ouvrages dues aux contraintes mécaniques.....</i>	<i>23</i>
<i>I.2.2.1. Erreurs de conception ou d'exécution.....</i>	<i>24</i>
<i>I.2.2.2. Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages.....</i>	<i>25</i>
<i>I.2.2.3. Effets de la température.....</i>	<i>25</i>
<i>I.2.2.4. Chargement de fatigue.....</i>	<i>25</i>
<i>I.3. Technologies de réparation des ouvrages endommagées en utilisant les matériaux composites .....</i>	<i>25</i>
<i>I.3.1. Technique de réparation par collage des tissus composites sur la surface extérieure.....</i>	<i>28</i>
<i>I.3.2. Technique de réparation par l'insertion des barres composites avec la technique NSM.....</i>	<i>33</i>
<i>I.4. Applications des barres composites insérées avec la technique NSM.....</i>	<i>35</i>
<i>I.5. Matériaux composites et systèmes de renforcement par NSM.....</i>	<i>38</i>
<i>I.5.1. Renforcement par les matériaux composites (FRP).....</i>	<i>38</i>
<i>I.5.2. Matériaux de scellement.....</i>	<i>40</i>
<i>I.5.3. Dimensions des engravures.....</i>	<i>41</i>
<i>I.5.4. Rapport Section transversal / Périmètre.....</i>	<i>41</i>
<i>I.5.5. Position des engravures.....</i>	<i>42</i>
<i>I.5.6. Comportement d'adhérence entre la barre composite insérée avec la technique NSM et le béton d'enrobage.....</i>	<i>42</i>
<i>I.5.6.1. Résumé des travaux expérimentaux existants.....</i>	<i>44</i>
<i>I.5.6.1. Mécanismes de ruine dans le système NSM – par essais d'arrachement direct.....</i>	<i>45</i>
<i>I.5.6.1.1. Rupture à l'interface barre- matériau de scellement.....</i>	<i>46</i>
<i>I.5.6.1.2. Rupture à l'interface matériau de scellement-béton.....</i>	<i>46</i>
<i>I.5.6.1.3. Rupture par le fendage du matériau de scellement.....</i>	<i>47</i>

I.5.6.2. Mécanismes de ruine dans le système NSM – par essais en flexion .....	52
I.5.6.2.1. Rupture par la délamination de béton d’enrobage : .....	53
I.5.6.2.2. Décollement à l’interface de système NSM .....	53
I.5.7. Modèles analytiques existants applicables au renforcement avec la technique NSM .....	56
I.5.7.1. Décollement au niveau d’une fissure intermédiaire IC.....	56
I.5.7.2. Délamination de l’interface à l’extrémité de renforcement (Plate-End) .....	59
I.5.7.3. Délamination du béton d’enrobage à l’extrémité de renforcement (Peeling-off).....	60
I.5.7.4. Calcul du moment ultime et de la contrainte maximale appliquée sur les joncs de carbone dont la ruine est due au pull-out de joncs de carbone .....	63
I.6. Longueur d’ancrage .....	66
I.7. Conclusion.....	67
<b>II. Chapitre II .....</b>	<b>68</b>
II.1. Introduction .....	70
II.2. Revue de la littérature sur la réparation des éléments en béton armé endommagés par corrosion en utilisant les matériaux composites .....	71
II.2.1. Soudki, (2006) .....	72
II.2.2. Bonacci et Maalej (2000).....	72
II.2.3. Lee et al (2000).....	73
II.2.4. El Maaddawy et Soudki (2005).....	73
II.2.5. Kutarba et al. (2007).....	73
II.2.6. Parish (2009).....	74
II.2.7. Malumbela et al. (2011).....	75
II.2.8. Al-Saidy et al. (2011).....	75
II.3. Contexte expérimental .....	76
II.4. Propriétés des matériaux.....	80
II.4.1. Béton.....	80
II.4.2. Acier d’armature.....	80
II.4.3. Jonc de carbone.....	81
II.4.4. Matériau de scellement .....	83
II.5. Caractérisation de la performance mécanique résiduelle des poutres corrodées (B2CL1 & B1CL1).....	84
II.5.1. Carte de fissuration.....	84
II.5.2. Comportement en service .....	86
II.6. Capacité portante .....	86
II.7. Caractérisation de la performance mécanique résiduelle des poutres témoins (B2T & BIT).....	88
II.8. Évolution de la perte de section des aciers d’armature tendues des poutres corrodées .....	89
II.8.1. Mesure des pertes de section d’armatures dues à la corrosion.....	89
II.8.2. Distribution de la corrosion le long des armatures tendues.....	90

II.9. Technique de réparation des poutres B2CL1 & B2T .....	93
II.10. Configuration d'essais en flexion .....	95
II.11. Résultats expérimentaux .....	95
II.11.1. Moment de plastification et Résistance ultime.....	95
II.11.2. Modes de ruine.....	95
II.12. Discussion les résultats.....	100
II.12.1. Comportement global.....	100
II.12.2. Rigidité des poutres .....	101
II.12.3. Moment de plastification des aciers tendus.....	101
II.12.4. Capacité portante.....	102
II.13. Études analytiques .....	103
II.13.1. Calcul de moment de flexion, de déformation, et de contrainte correspondants au début de plastification de l'acier d'une poutre réparée par des joncs de carbone .....	104
II.13.2. Calculs de moment en flexion, de déformation, et de contrainte ultime d'une poutre renforcée .....	105
II.13.2.1. Ruine de la poutre réparée par écrasement du béton comprimé .....	106
II.13.2.2. Ruine due à la rupture à la traction des joncs de carbone.....	107
II.13.3. Calculs des contraintes et des déformations d'une poutre renforcée par des joncs de carbone au niveau de plastification des aciers tendus.....	108
II.13.4. Calculs des contraintes et des déformations d'une poutre réparée par des joncs de carbone à partir de une valeur du moment appliqué.....	108
II.13.5. Calcul du moment ultime et de la contrainte maximale d'une poutre réparée en flexion par les joncs de carbone dont la ruine est due au pull-out de joncs de carbone.....	109
II.13.6. Calcul du moment ultime des poutres réparées dont la ruine est due à la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes de flexion.....	111
II.14. Différence entre les valeurs analytiques et résultats expérimentaux .....	114
II.15. Conclusion .....	117
<b>III. Chapitre III.....</b>	<b>118</b>
III.1. Introduction .....	120
III.2. Étude expérimentale .....	121
III.2.1. Corps d'épreuve.....	121
III.2.2. Propriétés des matériaux .....	124
III.2.2.1. Béton .....	124
III.2.2.2. Acier d'armature .....	126
III.2.2.3. Jonc de carbone .....	127
III.2.2.4. Matériaux de scellement .....	127
III.2.3. Chargement .....	127
III.2.4. Dispositif expérimental .....	128
III.2.5. Pré-chargement des poutres en béton armé .....	128
III.2.6. Technique de réparation des poutres.....	128
III.3. Résultats expérimentaux et discussions.....	129

III.3.1.1. Courbe moment de flexion-flèche des poutres non-réparées.....	129
III.3.1.2. Courbe moment de flexion-flèche des poutres réparées .....	130
III.3.1.3. Influence de la réparation sur la rigidité des poutres .....	131
III.3.1.4. Comportement de la ductilité.....	133
III.3.1.5. Moment de plastification - Résistances ultimes - Modes de ruine .....	135
III.3.1.6. Influence de l'endommagement.....	136
III.4. Comparaison des valeurs expérimentales et théoriques .....	142
III.5. Comportement de la Fissuration.....	144
III.5.1. Cartes de fissuration au niveau du pré-chargement 13.5 kN.m.....	144
III.5.1.1. Fissuration à la ruine .....	146
III.5.2. Ouverture de fissure de flexion.....	147
III.5.2.1. Comparaison avant et après la réparation pour la poutre B12-1 :.....	148
III.5.2.2. Comparaison avant et après la réparation pour B10-1 :.....	148
III.5.2.3. Modèles de prévision d'ouverture de la fissure de flexion et de l'espacement des fissures	153
III.6. Conclusion.....	161
<b>IV. Chapitre IV .....</b>	<b>162</b>
IV.1. Introduction .....	163
IV.2. Résumé des études existantes.....	163
IV.3. Étude expérimentale .....	166
IV.3.1. Matériaux .....	166
IV.3.1.1. Bétons.....	166
IV.3.1.2. Caractéristiques mécaniques du béton.....	166
IV.3.1.1. Acier d'armature.....	166
IV.3.1.2. Jonc de carbone .....	168
IV.3.1.3. Matériaux de scellement .....	168
IV.3.2. Corps d'épreuve.....	168
IV.3.3. Dispositif de chargement et instrumentation.....	169
IV.3.3.1. Mise en place des jauges de déformation .....	170
IV.3.4. Procédure d'essais.....	172
IV.3.1. Technique de réparation des poutres.....	174
IV.4. Résultats expérimentaux et discussions .....	177
IV.4.1. Comportement des poutres endommagées par des charges excessives au-delà du seuil de plastification puis réparées par matériaux composites .....	177
IV.4.1.1. Courbe moment de flexion-flèche des poutres endommagées puis réparées. ....	177
IV.4.1.2. Influence de la réparation et de l'endommagement sur la rigidité des poutres.....	180
IV.4.1.3. Comportement vis-à-vis de la ductilité .....	182
IV.4.1.4. Moment de plastification - Résistance maximale - Modes de ruine.....	182
IV.4.1.5. Comportement de fissuration des poutres .....	183

---

IV.4.1.6. Carte de fissuration.....	183
IV.4.1.7. Ouverture des fissures .....	184
IV.4.1.8. Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques .....	190
IV.4.2. Comportement des poutres endommagées par des chargements dans le domaine élastique puis réparées par composite sous charges maintenues .....	192
IV.4.2.1. Courbe moment de flexion-flèche de la poutre témoin non-renforcée Pt. ....	192
IV.4.2.2. Courbe moment de flexion-flèche de la poutre témoin non-fissurée et renforcée P0-0. ....	193
IV.4.2.3. Courbe moment de flexion-flèche des poutres endommagées puis réparées sous et sans charge maintenue. ....	195
IV.4.2.4. Moments de plastification, Moments ultimes et Modes de ruine .....	196
IV.4.2.5. Glissement de jonc de carbone pendant le chargement.....	200
IV.4.2.6. Comportement vis-à-vis de la ductilité .....	201
IV.4.2.7. Déformations des armatures tendues et du jonc de carbone.....	202
IV.4.2.8. Calcul de moment ultime .....	207
IV.5. Conclusion.....	211
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>213</b>
<b>PERSPECTIVES.....</b>	<b>218</b>
<b>Références Bibliographiques .....</b>	<b>219</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>230</b>
Annexe 1 - Profilés pultrudés fibre de carbone.....	231
Annexe 2 - Résine EPONAL 380 (fiche technique) .....	233
Annexe 3 - Résine EPONAL 336 (fiche technique) .....	233
Annexe 4 - Rainureuse Hilti DC-SE 20.....	235

# Liste des Figures

Figure I-1 : Réparation de poutre par adjonction d'armature. ....	27
Figure I-2 : Réparation de poutre par béton projeté. ....	27
Figure I-3 : Réparation par collage de tôles en acier. ....	27
Figure I-4 : Réparation par précontrainte additionnelle. ....	28
Figure I-5 : Applications de la technique de collage des matériaux composites sur la surface extérieure. ....	30
Figure I-6 : Processus de réparation d'une poutre en béton armé au LMDC par le collage de tissu composite en fibre de carbone sur la surface tendue. ....	31
Figure I-7 : Installation de renforcement par collage des matériaux composites (FRP) sur la surface extérieure. ....	32
Figure I-8 : Modes de ruine conventionnelle et précoce des poutres renforcées en flexion par technique de collage des tissus composites. ....	33
Figure I-9 : Applications de la technique NSM avec des barres composites (FRP). ....	37
Figure I-10 : Procédures du renforcement d'un nouveau réservoir d'eau en utilisant de la technique NSM avec des joncs en fibre de carbone CFRP (SPS Structural Preservation Systems s. d.). ....	38
Figure I-11 : Types de barres composites (FRP) insérées avec la technique NSM. ....	39
Figure I-12 : Configurations de surface (cloutage et usinage) développées au LMDC par (Al-Mahmoud et al. 2007). ....	40
Figure I-13 : Différents systèmes NSM. ....	43
Figure I-14 : Dimensions des engravures de la technique NSM. ....	43
Figure I-15 : Rupture à l'interface barre-matériau de scellement. ....	46
Figure I-16 : Rupture à l'interface résine-béton ou par le fendage du matériau de scellement. ....	47
Figure I-17 : Mécanismes de ruine des poutres renforcées en flexion par le système de collage sur la surface extérieure. ....	52
Figure I-18 : Modes de ruine précoce du renforcement (FRP) en flexion inséré par NSM. ....	56
Figure I-19 : Schéma montrant la fissure intermédiaire (CI) induite par un mécanisme de décollement de matériaux composites collés sur la surface extérieure (Seracino, Saifulnaz, et al. 2007). ....	58
Figure I-20 : Paramètres et dimensions utilisées dans les modèles de (Seracino, Saifulnaz, et al. 2007) pour des bandes rectangulaires collées. ....	59
Figure I-21 : Répartition des contraintes dans le béton et les joncs de carbone entre les deux dernières fissures à l'extrémité des joncs de carbone. ....	62
Figure I-22 : Comparaison entre le diagramme des contraintes du modèle analytique et du modèle E.F. sur la hauteur de la mini-poutre cantilever. ....	63
Figure I-23 : courbe contrainte d'adhérence ( $\tau$ )-glissement ( $s$ ) pour un jonc de carbone lors de l'essai d'arrachement direct. ....	64
Figure I-24 : Longueur d'ancrage formée par la dernière fissure et la répartition de la contrainte d'adhérence sur cette longueur pour les cas A et B. ....	65
Figure II-1 : Plan de ferrailage des poutres de type B (toutes les dimensions en mm). ....	77
Figure II-2 : Dispositif de mise en charge. ....	78
Figure II-3 : Schéma de la première enceinte de conservation en ambiance saline. ....	79
Figure II-4 : Dispositif d'essais de fendage sur des éprouvettes de la poutre témoin B2T. ....	80
Figure II-5 : Mode de rupture à la traction des joncs de carbone par Al-Mahmoud et al. (2007). ....	82
Figure II-6 : Courbes contrainte-déformation à la traction typique des aciers d'armature et de jonc de carbone. ....	83
Figure II-7 : Carte de fissuration de la poutre B1CL1 (ouverture des fissures en mm) après 14 ans (Vidal et al. 2007). ....	85
Figure II-8 : Carte de fissuration de la poutre B2CL1 (ouverture des fissures en mm) après 14 ans (Vidal et al. 2007). ....	85

Figure II-9 : Carte de fissuration de la poutre B2CL1 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm après 19 ans (R. Zhang et al. 2009). .....	85
Figure II-10 : Carte de fissuration de la poutre B2CL1 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm après 23 ans (R. Zhang et al. 2009). .....	86
Figure II-11 : Variation de la rigidité en fonction du temps pour les poutres de type B. ....	87
Figure II-12 : Variation de la capacité ultime en fonction du temps pour les poutres de type B, B1CL1 et B1T ont été testés jusqu'à la rupture après 14 ans (Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b). .....	88
Figure II-13 : Moment de plastification des poutres BIT, B1CL1 en fonction de la réduction de la section des aciers à l'endroit de la rupture des barres tendues. ....	88
Figure II-14 : Distribution de la corrosion le long des armatures <b>tendues</b> de B1CL1 après 14 ans. ....	91
Figure II-15 : Distribution de la corrosion le long des armatures <b>comprimées</b> de B1CL1 après 14 ans. ....	91
Figure II-16 : Distribution de la corrosion le long des armatures <b>tendues</b> de B2CL1 après 23 ans. ....	92
Figure II-17 : Distribution de la corrosion le long des armatures <b>comprimées</b> de B2CL1 après 23 ans. ....	92
Figure II-18 : Installation du jonc de carbone avec la technique NSM sur la surface tendue de la poutre. ....	94
Figure II-19 : Position du jonc de carbone sur la surface tendue de la poutre B2CL1 (toutes les dimensions en mm). ....	95
Figure II-20b : Courbes "moment -flèche" pour toutes les poutres étudiées - comparaison les capacités portantes et les ductilités. ....	97
Figure II-21 : Effet de la corrosion et de la réparation avec la technique NSM sur le moment de plastification des poutres étudiées. ....	97
Figure II-22 : Mode de ruine de la poutre corrodée et non-réparée B1CL1 (Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b). ....	98
Figure II-23 : Mode de ruine de la poutre corrodée et réparée B2CL1 avec la technique NSM. ....	99
Figure II-24 : Mode de ruine de la poutre témoin et renforcée B2T parla technique NSM. ....	100
Figure II-25 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la plastification des aciers tendus. ....	105
Figure II-26 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la ruine de poutre par écrasement du béton comprimé. ....	107
Figure II-27 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la ruine de poutre par la rupture à la traction des joncs de carbone. ....	108
Figure II-28 : Longueur d'ancrage formée par la dernière fissure et la répartition de la contrainte d'adhérence sur cette longueur pour les cas A et B. ....	111
Figure II-29 : Efforts dans un élément entre deux fissures adjacentes en flexion i,j. ....	114
Figure II-30 : Moments ultimes analytiques calculés et expérimentaux des poutres étudiées. ....	115
Figure III-1 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres B12. (Toutes les dimensions en mm). ....	122
Figure III-2 : Caractéristiques géométriques et ferrailage de la poutre B12-1EB. (Toutes les dimensions en mm). ....	123
Figure III-3 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres B10. (Toutes les dimensions en mm). ....	123
Figure III-4 : Caractéristiques géométriques et ferrailage de la poutre B10-1PA. (Toutes les dimensions en mm). ....	124
Figure III-5 : Cage Extensométrique utilisée pour la détermination du module d'élasticité. ....	125
Figure III-6 : Paramètres de l'essai de détermination du module d'élasticité [RILEM 72]. ....	126
Figure III-7 : Configuration de chargement des poutres, diagrammes des efforts internes dans une poutre sollicitée en flexion 3-points. ....	127
Figure III-8 : Installation du jonc de carbone (Toutes les dimensions en mm). ....	129
Figure III-9 : Comportement global des poutres non-réparées B12-0 & B10-0. ....	130
Figure III-10 : Comparaison du comportement global des poutres réparée B12-1 et non-réparée B10-0. ....	132
Figure III-11 : Comportement global des poutres B. ....	132
Figure III-12 : Raideur des poutres testées B. ....	133
Figure III-13 : Courbe charge-flèche de la poutre B12-1 avant et après la réparation. ....	133
Figure III-14 : Ductilité en déplacement en fonction du taux de l'acier tendu. ....	134



Figure III-15 : Moments expérimentaux des poutres.....	137
Figure III-16 : Flèches expérimentales des poutres.....	137
Figure III-17 : Mode de ruine de la poutre non-réparée B12-0.....	138
Figure III-18 : Mode de ruine de la poutre non-réparée B10-0.....	138
Figure III-19 : Mode de ruine de la Poutre B12-1EB (Pull-out du jonc de carbone avec écrasement du béton comprimé).....	139
Figure III-20 : Mode de ruine de la Poutre B10-1PA (Pull-out du jonc de carbone avec écrasement du béton comprimé).....	140
Figure III-21 : Mode de ruine de la Poutre B10-1 (Pull-out du jonc de carbone).....	141
Figure III-22 : Mode de ruine de la poutre B12-1 (Pull-out du jonc de carbone).....	142
Figure III-23 : Distribution des contraintes à la traction entre deux fissures de flexion dans le béton et l'acier.....	145
Figure III-24 : Cartes des fissurations de la poutre B12-0 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.....	146
Figure III-25 : Cartes des fissurations de la poutre B12-1 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.....	146
Figure III-26 : Cartes des fissurations de la poutre B10-0 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.....	147
Figure III-27 : Cartes des fissurations de la poutre B12-1EB au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.....	147
Figure III-28 : Cartes des fissurations de la poutre B10-1PA au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.....	147
Figure III-29 : Cartes des fissurations de la poutre B10-1 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.....	147
Figure III-30 : Contrôle de l'ouverture de fissure sur une face au niveau des aciers tendus.....	149
Figure III-31 : Exemple du suivi de l'évolution de la fissure f1 pour la poutre B12-1.....	149
Figure III-32 : Évolution de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B10-1PA.....	150
Figure III-33 : Évolution de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B10-1PA.....	150
Figure III-34 : Évolution de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-1EB.....	150
Figure III-35 : Évolution de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-1EB.....	151
Figure III-36 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B10-1.....	151
Figure III-37 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-1.....	151
Figure III-38 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-0.....	152
Figure III-39 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-0.....	152
Figure III-40 : Taux de réduction de l'ouverture de la fissure f1 des poutres dû à la réparation avec la technique NSM.....	152
Figure III-41 : Taux de réduction de l'ouverture de la fissure f2 des poutres dû à la réparation avec la technique NSM.....	153
Figure III-42 : Section effective de béton selon EC2.....	156
Figure III-43 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-0.....	157
Figure III-44 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-0.....	158
Figure III-45 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-1.....	158
Figure III-46 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-1.....	158
Figure III-47 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-0.....	159
Figure III-48 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-0.....	159

Figure III-49 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure $f_1$ en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-1.....	160
Figure III-50 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure $f_2$ en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-1. ....	160
Figure IV-1 : Diagramme du comportement à la traction des armatures utilisées (HA6, HA12).....	167
Figure IV-2 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres Y & P. (Toutes les dimensions en mm). .....	171
Figure IV-3 : Instrumentation et dispositif de chargement en flexion 4 points des poutres P.....	171
Figure IV-4 : Diagrammes de moment fléchissant $M$ et d'effort tranchant $V$ pour une poutre soumise en flexion 3 points ou 4 points.....	172
Figure IV-5 : Procédures d'essais expérimentaux pour les poutres Y.....	173
Figure IV-6 : Dispositif de mise de charge maintenue pour les poutres P. ....	174
Figure IV-7 : Carte de fissuration de la poutre Y105-0 (a) à l'endommagement (29.5 kN.m), (b) à la ruine. ....	175
Figure IV-8 : Carte de fissuration de la poutre Y120-0 (a) à l'endommagement (34.3 kN.m), (b) à la ruine. ....	175
Figure IV-9 : Carte de fissuration de la poutre P0-0 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine. ....	175
Figure IV-10 : Carte de fissuration de la poutre P50-0 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.....	176
Figure IV-11 : Carte de fissuration de la poutre P50-50 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine. ....	176
Figure IV-12 : Carte de fissuration de la poutre P72-0 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.....	176
Figure IV-13 : Carte de fissuration de la poutre P72-72 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine. ....	176
Figure IV-14 : Comportement global des poutres endommagées et réparées Y. ....	178
Figure IV-15 : Comparaison entre le comportement de la poutre Y120-0 avant et après la réparation.....	179
Figure IV-16 : Comparaison entre comportement de la poutre Y105-0 avant et après la réparation. ....	179
Figure IV-17 : Comportement global des poutres endommagées et non réparées Y105-0 et Y120-0.....	180
Figure IV-18 : Comparaison entre le comportement des poutres Y endommagées puis réparées. ....	180
Figure IV-19 : Évolution de la rigidité de la poutre Y120-0.....	181
Figure IV-20 : Raideur des poutres endommagées puis réparées.....	181
Figure IV-21 : Taux d'augmentation d'ouverture des fissures par rapport à l'ouverture des fissures avant l'endommagement. ....	185
Figure IV-22 : Mode de ruine de la poutre endommagée et réparée Y105-0. ....	186
Figure IV-23 : Mode de ruine de la poutre endommagée et réparée Y120-0. ....	187
Figure IV-24 : (A) Dispositif de mesure du glissement à l'extrémité de jonc de carbone dans la poutre Y120-0, (B) courbes de déplacement au cours du temps à mi-portée et à l'extrémité du jonc de carbone. ....	187
Figure IV-25 : Évolution d'ouverture de la fissure $f_1$ dans la poutre Y105-0.....	188
Figure IV-26 : Évolution d'ouverture de la fissure $f_2$ dans la poutre Y105-0.....	188
Figure IV-27 : Évolution d'ouverture de la fissure $f_3$ dans la poutre Y105-0.....	188
Figure IV-28 : Évolution d'ouverture de la fissure $f_1$ dans la poutre Y120-0.....	189
Figure IV-29 : Évolution d'ouverture de la fissure $f_2$ dans la poutre Y120-0.....	189
Figure IV-30 : Évolution d'ouverture de la fissure $f_3$ dans la poutre Y120-0.....	189
Figure IV-31 : Comportement global de la poutre témoin non-renforcée Pt. ....	194
Figure IV-32 : Comportement global de la poutre témoin renforcée P0-0 avec les cycles chargement /déchargement. ....	194
Figure IV-33 : Comportement global des poutres P50-0 & P50-50 (Pré-chargées à 50%). ....	196
Figure IV-34 : Comportement global des poutres P72-0 & P72-72 (Pré-chargées à 72%). ....	196
Figure IV-35 : Évolution des moments de plastification et des moments ultimes des poutres par rapport à la poutre témoin non-renforcée Pt.....	198
Figure IV-36 : Évolution des moments de plastification et des moments ultimes des poutres par rapport à la poutre témoin renforcée P0-0.....	198
Figure IV-37 : Flèches à la plastification des aciers et à la ruine des poutres testées. ....	199
Figure IV-38 : Mode de ruine de la poutre témoin renforcée P0-0.....	199
Figure IV-39 : Mode de ruine des poutres réparées P50-0, P50-50 et P72-0.....	199
Figure IV-40 : Mode de ruine de la poutre réparée P72-72.....	200

---

Figure IV-41 : Glissement à l'extrémité de jonc de carbone en fonction de moment de flexion de la poutre P0-0. .....	201
Figure IV-42 : Glissement à l'extrémité de jonc de carbone en fonction de moment de flexion au deuxième cycle charge/décharge.....	201
Figure IV-43 : Ductilité de déplacement des poutres testées P. ....	202
Figure IV-44 : Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P0-0. ....	203
Figure IV-45 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P0-0. ....	204
Figure IV-46: Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P50-0...204	
Figure IV-47 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P50-0. ....	204
Figure IV-48 : Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P50-50. .....	205
Figure IV-49 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P50-50.....	205
Figure IV-50: Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P72-0...205	
Figure IV-51 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P72-0. ....	206
Figure IV-52 : Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P72-72. .....	206
Figure IV-53 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P72-72.....	206
Figure IV-54 : Analyse de la section en flexion à l'ELU.....	207

# Liste des Tableaux

Tableau I-1: Résumé des travaux expérimentaux existants sur le comportement d'adhérence des barres insérées avec la technique NSM et le béton. ....	51
Tableau II-1 : Composition du béton et composition chimique du ciment. ....	81
Tableau II-2: Caractéristiques mécaniques du béton. ....	81
Tableau II-3 : Caractéristiques mécaniques des barres d'armature d'acier. ....	81
Tableau II-4 : Caractéristiques mécaniques de jonc de carbone. ....	83
Tableau II-5 : Caractéristiques mécaniques de la résine Eponal 380 après durcissement 7 jours à 20°C (par la société Bostik). ....	83
Tableau II-6 : Moments de flexion de la plastification des aciers longitudinales et ultimes calculés et expérimentaux des poutres. ....	115
Tableau II-7 : Contraintes dans le jonc de carbone dues aux moments expérimentaux des poutres. ....	116
Tableau III-1 : Description des poutres B. ....	122
Tableau III-2 : Compositions du béton des poutres. ....	124
Tableau III-3 : Propriétés mécaniques et caractéristiques des matériaux. ....	126
Tableau III-4 : Ductilité en déplacement des poutres. ....	134
Tableau III-5 : Principales caractéristiques du comportement de poutres en flexion – Détermination expérimentale. ....	136
Tableau III-6 : Moments de flexion ultimes calculés et expérimentaux des poutres dont la ruine est due au pull-out des joncs de carbone. ....	143
Tableau III-7 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des moments de plastification des aciers tendus et des moments ultimes. ....	143
Tableau III-8 : Détails sur la fissuration des poutres au niveau de pré-charge. ....	149
Tableau III-9 : Valeurs théoriques et expérimentales d'espacement des fissures. ....	160
Tableau IV-1 : Composition des différents bétons. ....	166
Tableau IV-2 : Caractéristiques des bétons destinés aux essais de flexion sur poutres. ....	167
Tableau IV-3 : Caractéristiques principales des armatures utilisées. ....	167
Tableau IV-4 : Description des poutres Y & P. ....	169
Tableau IV-5 : Résumé des résultats expérimentaux des essais pour les poutres Y. ....	177
Tableau IV-6 : Flèches et ductilité de déplacement des poutres endommagées puis réparées. ....	182
Tableau IV-7 : Détails sur la fissuration des poutres Y au niveau de charge en service. ....	185
Tableau IV-8 : Contraintes des aciers tendus aux niveaux d'endommagement dans les poutres non-réparées. ....	190
Tableau IV-9 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des moments de plastification des aciers tendus et des moments ultimes. ....	191
Tableau IV-10 : Résumé des résultats expérimentaux des essais pour les poutres P. ....	192
Tableau IV-11 : Déformations aux niveaux d'endommagement des poutres avant réparation. ....	209
Tableau IV-12 : Moments de flexion ultimes calculés et expérimentaux des poutres dont la ruine est due au pull-out de jonc de carbone. ....	210
Tableau IV-13 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des moments de plastification des aciers tendus et des moments ultimes. ....	210
Tableau IV-14 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des déformations au niveau de plastification de l'acier et à la ruine de la poutre. ....	211



# *Introduction Générale*



## INTRODUCTION GENERALE

La durabilité est définie par la norme NF X 50-501 (durée de vie et durabilité des biens) comme « l'aptitude d'une entité à accomplir une fonction dans des conditions données d'utilisation et de maintenance, jusqu'à ce qu'un état-limite soit atteint ». Un ouvrage de génie civil est dimensionné pour une durée de vie de cent ans en moyenne. Toutefois, plusieurs types de désordres viennent réduire cette durée de vie prévisionnelle et aujourd'hui, En France, 18% des ouvrages d'art sont structurellement déficients et 2% présentent une structure gravement affaiblie. Un ouvrage sur trois nécessite une maintenance pour assurer la sécurité des usagers (Enquête du SETRA 1995). En effet, la durée de vie peut être réduite du fait de nombreuses pathologies. Liées à des erreurs de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution, des défauts de résistance à l'effort tranchant ou en flexion due au chargement excessif, ainsi que le vieillissement de la structure. Par ailleurs, la dégradation des matériaux, comme la corrosion des aciers d'armature, est souvent la cause principale d'une diminution de capacité structurale.

A l'heure actuelle, l'augmentation de la maintenance des structures dégradées sont en augmentation, avec l'augmentation du nombre de structures vieillissantes dans le monde. Le remplacement de ces structures est susceptible d'être une charge financière lourde et, est certainement un gaspillage des ressources naturelles, et la réparation est donc une alternative viable. Par conséquent, la réparation des structures est considérée comme une approche stratégique.

La maintenance des ouvrages de génie civil consiste à les protéger en assurant une meilleure étanchéité ou en limitant la corrosion, à les réparer en cherchant à compenser les pertes de rigidité ou de résistance dues à la fissuration, à les renforcer en améliorant les performances et la durabilité de ces ouvrages (Calgaro et al. 1997). C'est un problème de plus en plus préoccupant dans la mesure où le coût des ouvrages neufs est de plus en plus élevé et les conditions de réparation de plus en plus difficiles.

Parmi les premières techniques développées, l'une des plus efficaces pour les désordres structurels était la réparation de structures en béton armé dégradées par mise en place extérieur de tôles ou plaques en acier (L'Hermite et al. 1967b). Toutefois, un inconvénient majeur était la difficulté de manipulation des plaques en acier compte tenu de leur poids, ainsi que les problèmes de corrosion.

Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage des matériaux composites s'est avéré être une technique prometteuse. De nos jours, le collage des matériaux composites à matrice organique est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées grâce aux avantages des matériaux composites, en particulier, ceux à base de fibres de carbone : la facilité de mise en place et la très bonne tenue à la fatigue. De plus, malgré leur prix élevé, ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact, procédé appelé aussi polymérisation in-situ ou stratification directe. Ceci permet de réduire considérablement les coûts liés à la manipulation des matériaux ainsi que les problèmes liés aux interruptions de trafic. Cependant, ce type de renforcement peut être impossible ou difficile à réaliser pour certains ouvrages ou parties d'ouvrages : par exemple, les parties en console dont la surface peut être sujette à des agressions particulières.

L'utilisation de barres composites pour renforcer les structures en béton armé émerge actuellement en tant que nouvelle technologie afin d'augmenter leur résistance



en flexion ou à l'effort tranchant. Les barres composites sont insérées par engravure dans la zone d'enrobage de l'élément à renforcer, cette technique est connue sous le nom NSM pour **N**ear **S**urface **M**ounted reinforcement. Cette technique pourrait être particulièrement attrayante pour renforcer les structures en flexion dans les zones où le moment est négatif et le renfort est soumis aux endommagements mécaniques et environnementaux.

Si cette technique semble être relativement simple d'un point de vue technologique, des points sombres restent encore à éclairer car, la plupart des éléments en béton armé existants à renforcer ou à réparer par des joncs de carbone sont souvent chargés et fissurés, et il n'est pas toujours possible d'injecter les fissures. Ils sont parfois endommagés du fait d'une charge excessive ou par corrosion des aciers. Il est donc nécessaire d'obtenir des informations sur le comportement des éléments fissurés ou endommagés, puis renforcés sous ou sans charge maintenue.

Le travail de thèse présenté ici tente d'apporter des réponses sur les points évoqués ci-avant.

Dans le premier chapitre, nous évoquons, tout d'abord, les causes principales de dégradation des ouvrages en béton armé et puis les technologies de réparation des ouvrages endommagés en utilisant les matériaux composites soit par collage des tissus composites sur la surface extérieure ou soit par insertion des barres composites avec la technique NSM et nous exposons aussi les avantages, les inconvénients et les applications pour chaque technique. Ensuite, nous présentons, en détail, les travaux expérimentaux existants dans la littérature qui ont été réalisés pour éprouver la technique NSM, sur le comportement d'adhérence entre les barres composites insérées et le béton. D'ailleurs, nous consacrons une partie de notre étude bibliographique pour faire le point de la technique NSM, il s'agit, d'une part, de présenter les matériaux composites des barres insérées et les matériaux de scellement utilisés, et d'autre part, d'étudier les formes optimales des barres composites (Bande, Jonc) et la position des engravures et leurs dimensions. Après, nous étudions les mécanismes de ruine connus du système NSM (par essais d'arrachement et en flexion) et les modèles analytiques existants. Enfin, nous nous intéressons au comportement d'ancrage des barres composites dans cette technique.

Dans le deuxième chapitre du travail, nous étudions la réparation d'une poutre fortement dégradée par corrosion des armatures due à un vieillissement « naturel » sous charge en ambiance saline. La corrosion des aciers s'est traduite par un endommagement important du béton d'enrobage avec des fissures de largeur supérieure à 3 mm et des zones de délaminage du béton. Cet endommagement est aussi accompagné d'une diminution de la section des armatures (36%) et donc de la capacité portante. Ce type de dégradation ne permet pas de faire une réparation classique avec tissus composites en fibre de carbone en raison de la détérioration importante du béton tendu. Nous présentons, tout d'abord, une revue de la littérature sur la réparation des éléments en béton armé endommagés par corrosion en utilisant les matériaux composites. Ensuite, nous présentons brièvement, d'une part, le programme expérimental à long terme qui a été lancé au L.M.D.C. de Toulouse par François & Arliguie en 1984 dont l'objectif était d'étudier l'évolution du processus de corrosion des aciers dans le béton armé, et d'autre part, l'histoire de chargement et de conservation et la caractérisation de la performance mécanique résiduelle des poutres testées. Après, nous consacrons une partie à l'étude des propriétés mécaniques des matériaux utilisés. (Béton, Acier, Jonc de carbone et Matériaux de scellement). Puis, nous passons à l'étude du le comportement global, du mode

de ruine, de la capacité portante et de l'effet raidissant apporté par le jonc de carbone, aux poutres réparées en comparaison avec les poutres non-réparées.

Dans le troisième chapitre, nous réalisons des essais de simulations expérimentales en faisant varier les paramètres relatifs aux conséquences de la corrosion (Perte généralisée de la section d'acier tendu, éclatement de béton d'enrobage et détérioration de l'adhérence acier-béton). Ceci est dans le but, d'une part, d'obtenir le même mode de ruine que la poutre corrodée au deuxième chapitre par séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes en flexion afin de mieux comprendre l'origine de ce mode de ruine, et d'autre part, d'étudier la performance des poutres en béton armé endommagées par l'une des conséquences de la corrosion puis réparées par l'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM. Dans un premier temps, nous analysons séparément les effets de la corrosion : la perte de section d'acier tendu, l'éclatement du béton d'enrobage et la perte d'adhérence acier-béton sur le comportement global des poutres réparées. La simulation de la détérioration d'adhérence acier-béton est réalisée en enlevant le béton d'enrobage autour des aciers tendus dans la zone centrale d'une poutre en béton armé. Ce type d'essai correspond à la simulation d'une annulation de l'adhérence acier-béton pour un taux de corrosion très élevé. Cependant, les armatures secondaires ainsi que les cadres ne sont pas concernés par le processus de perte d'adhérence car ce sont surtout les armatures tendues qui sont les plus affectées par la corrosion. La perte de section des aciers tendus est réalisée par l'utilisation des barres d'acier d'une section réduite par rapport à la poutre témoin (non-endommagée), ce type d'essai correspond à la simulation d'une perte de la section d'acier due à la corrosion généralisée. En effet, il est difficile de réaliser expérimentalement une corrosion variable en position et en intensité telle que dans la poutre corrodée naturellement au deuxième chapitre. La simulation d'éclatement du béton d'enrobage est réalisée en enlevant la moitié de la largeur du béton d'enrobage le long de la poutre et au-dessous des armatures tendues.

Dans un second temps, le comportement en service des poutres est étudié en analysant leur rigidité, les cartes de fissuration et l'ouverture des fissures, avant et après réparation, sont discutés. Des calculs réglementaires pour estimer les moments de plastification et ultimes des poutres endommagées réparées et les contraintes ultimes du jonc de carbone en supposant que la ruine de poutre intervient par pull-out du jonc de carbone, par rupture du jonc de carbone à la traction, et par écrasement de béton comprimé, sont réalisés. Les valeurs expérimentales des essais en flexion des poutres testées sont comparées avec les celles analytiques.

Dans le quatrième chapitre, nous étudions, d'une part, l'efficacité de la réparation des poutres endommagées par chargement excessif (au-delà de seuil de plastification), et d'autre part, l'effet du pré-chargement et du maintien de charge sur la réparation. Nous présentons, tout d'abord, un résumé des études expérimentales existantes sur la réparation des éléments en béton armé pré-chargées ou endommagées puis réparées sous/sans charge maintenue avec des matériaux composites. Ensuite, des essais de pré-fissuration seront réalisés : il s'agit de fissurer les poutres de manière à obtenir des ouvertures de fissures de l'ordre de celles rencontrées sur éléments réels en service. Puis, certaines poutres pré-fissurées sont soumises à des différentes charges d'endommagement, puis les poutres sont réparées par un jonc de carbone inséré avec la technique NSM sans/sous charge maintenue. Des jauges de déformation sont collées sur le béton comprimé (à mi-portée), les aciers tendus (à mi-portée et au point d'application

de charge) et le jonc de carbone en plusieurs positions sur le long soit à mi-portée, soit à l'aplomb d'une fissure préexistant avant la réparation et au point d'application de charge et soit à mi-distance entre deux fissures préexistantes. Les valeurs expérimentales des déformations enregistrées par les jauges ont ensuite été comparées avec celles des déformations ultimes. Après, nous étudions le comportement global des poutres réparées et la fissuration, le mode de ruine, leur résistance ultime, l'effet raidissant apporté par le jonc de carbone dans le stage de pré-plastification, la ductilité en terme de déplacement. Enfin, nous calculons à l'aide des modèles analytiques, le moment ultime des poutres en fonction du mode de ruine.

Chacun de ces chapitres est terminé par une conclusion partielle, dont le bilan est effectué en conclusion générale, et qui permet de dégager des perspectives ici.

# *Chapitre I*

## *Réparation des ouvrages en béton armé avec des barres composites insérées par la technique NSM*

**[Revue bibliographique]**



## **I.1. INTRODUCTION**

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde ; on estime que sa production annuelle correspond à environ une tonne par habitant de notre planète. Ce succès est dû à plusieurs facteurs : le béton est un matériau économique, fabriqué à partir de ressources le plus souvent locales ; il est résistant, durable, isolant thermique et phonique ; il participe à l'architecture par les formes, les textures, les teintes qu'il permet d'obtenir ; il est facile à mettre en œuvre et se marie bien avec l'acier. Le béton résiste bien en compression, mais possède une faible résistance à la traction. C'est pourquoi, pour lui conférer une bonne résistance à la traction, on dispose dans la partie tendue des armatures. Les armatures pour béton armé sont généralement des assemblages de barres en acier à caractéristiques de forme, de résistance et de section bien déterminées. Le béton armé est l'intime assemblage d'armatures (généralement en acier) et de béton afin de compenser la mauvaise tenue de ce dernier à la traction.

Le béton armé a bénéficié de nombreuses études et de multiples expérimentations si bien que divers règlements se sont succédé de 1906 jusqu'à nos jours : circulaire de 1906 puis de 1934 ; B.A. 45, B.A. 60, CCBA 68, BAEL 80, BAEL 91, Eurocode2.

Ce chapitre est consacré dans un premier temps à décrire les principales causes de dégradation des structures en béton armé, la dégradation des matériaux issus à la présence d'agents agressifs, et les dégradations mécaniques sont, quant à eux, issus des contraintes excessives appliquées en service. Ensuite, nous exposerons en bref, les différentes techniques de réparation utilisées couramment depuis plusieurs années et celles qui se sont développées ces dernières décennies en utilisant les matériaux composites. Dans un second temps, nous présenterons largement les résultats des recherches et des études expérimentales qui sont faites sur la technique de réparation par insertion des barres composites avec le système NSM.

## **I.2. PRINCIPALES CAUSES DE DEGRADATION DES OUVRAGES**

La durabilité des ouvrages dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. La dégradation d'une structure en béton armé est la traduction d'une évolution lente et irréversible de ses variables d'état, conduisant à la diminution des marges nécessaires de sûreté pour assurer son bon fonctionnement.

Il est intéressant de connaître quelques chiffres à propos de l'état d'ouvrages. En France, une estimation sommaire a permis d'évaluer à plus de 65 000 le nombre d'ouvrages d'art de plus de 5 m de portée dont la moitié nécessite un renforcement ou une réparation. L'ensemble du patrimoine français représentait, en 1997, une surface de 2 600 millions de m<sup>2</sup> de plancher, avec 1 500 millions de m<sup>2</sup> pour le secteur résidentiel qui a été construit dans les années 1970 à 1975 et arrive à un âge critique (Perret 1998). Selon le Ministère de l'Équipement des transports et des logements, la surveillance et l'entretien des ouvrages en France représentent plus de 500 millions d'euros par an (Ferrier 1999). Une Enquête du SETRA (1995) (Service d'études techniques des routes et autoroutes) montre que 16% des ouvrages présentent des désordres qui nécessitent des travaux de réparation, 37% exigent un entretien spécialisé urgent. Aux États Unis,

pays où l'infrastructure routière dépasse les 70 000 kilomètres, le Département des Transports estime les dépenses pour le maintien de l'infrastructure routière à 50 milliards de dollars par an (Mosallam et al. 2003).

Depuis le début des années 80, des programmes d'évaluation et des inventaires ont été lancés partout dans le monde et les résultats indiquent toujours que l'état d'ouvrages est inquiétant. Avant de procéder à toute réparation, il est indispensable de procéder à un diagnostic et de rechercher les causes des dégradations lorsque celles-ci n'apparaissent pas de façon évidente.

L'objet du présent paragraphe est de dresser un panorama de l'essentiel des dégradations des ouvrages en béton armé qui sont généralement dues à des erreurs de conception, à des modifications de conditions d'exploitation, au vieillissement des matériaux ou à des causes accidentelles ; celles qui menacent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine.

### **I.2.1. Dégradations des ouvrages dues au vieillissement**

Les propriétés physiques et, plus particulièrement, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage. Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants :

#### **I.2.1.1. Érosion, abrasion et cavitation de surface du béton.**

Les ouvrages sujets à l'érosion se situent essentiellement en milieu fluvial et maritime. Ils sont soumis au charriage d'éléments solides induits par les courants, à l'action des vagues à chaque marée. La dégradation du béton par frottement se traduit par la création de défauts géométriques de surface, l'apparition d'épaufrure et par des éclatements superficiels qui entraînent la mise à nu des armatures et l'accélération des risques de corrosion.

#### **I.2.1.2. Action des cycles de gel-dégel.**

Selon le taux de porosité et de perméabilité des bétons, l'eau peut s'infiltrer et, sous l'action du gel, gonfler, générer des contraintes internes et créer des fissures. La dégradation par gel-dégel du béton est amplifiée par des chocs thermiques causés par l'apport de chaleur dû à la fusion de la glace dont l'enthalpie est de l'ordre de 334 J/kg (80 cal/kg).

#### **I.2.1.3. Altération physico-chimique du béton.**

L'eau et l'hygrométrie des conditions ambiantes sont à l'origine de différents mécanismes de dégradation du béton. L'eau, lors de sa percolation au sein du béton, dissout des constituants tels que la chaux et augmente la porosité du béton. Si, de plus, l'atmosphère est chargée d'anhydride sulfureux, le béton voit sa résistance mécanique diminuer et son niveau d'alcalinité chuter. Cette perte d'alcalinité peut aussi être induite par la carbonatation du béton (Mamillan 1994). La variation de la nature basique du milieu est une des causes de l'accélération de la corrosion des aciers. Une autre cause de vieillissement du béton correspond aux mécanismes d'alcali-réaction (Godart et al.

1995; Calgaro et al. 1999) entre les granulats et le ciment. La formation de gels expansifs qui en résulte se traduit par un gonflement du béton et par le développement de fissures.

L'action de sulfates et de chlorures, présents particulièrement dans les sels de déverglaçage, se traduit par la formation d'ettringite (Calgaro et al. 1999; Moszkowicz et al. 2001) au contact de la chaux et des aluminates du ciment qui s'expansent et, en conséquence, fissure le béton. Les pertes de performances du béton favorisent la corrosion des armatures sous l'action combinée de l'eau et des chlorures (Calgaro et al. 1999).

#### **I.2.1.4. Retrait du béton.**

L'élimination de la quantité d'eau en excédent dans la formulation d'un béton pour assurer des conditions d'ouvrabilité acceptables se traduit par des variations dimensionnelles du béton. Le retrait, gêné par la présence d'armatures, a tendance à solliciter le béton à la traction dès son plus jeune âge et, par conséquent, à créer des fissures.

#### **I.2.1.5. Corrosion des armatures en acier.**

Le phénomène de corrosion des armatures est probablement le phénomène de détérioration du béton armé le plus répandu. Pour que ce phénomène se développe il suffit que les éléments de structure soient exposés à l'humidité. Le béton d'enrobage fournit une barrière physique et une protection chimique due à son alcalinité (Almusallam 2001; Gonzalez et al. 1998). La corrosion opère d'autant plus vite que l'enrobage de béton est faible et que la structure est exposée aux chlorures. À la surface d'un acier enrobé par la pâte de ciment hydraté, il se forme une fine couche de produits adhérents qui protègent l'acier. Cette protection est efficace pour une forte valeur du pH (pH >13.0). La rupture du microfilm protecteur est due à la présence des ions chlorures ou à la carbonatation du béton. L'enrobage apporte ainsi une protection physique aux aciers quand il a une certaine imperméabilité.

D'une façon générale, le mécanisme de corrosion se décompose en deux phases distinctes. La première est l'initiation de la corrosion (les chlorures entrent dans le béton et la teneur de cet agent dépasse un seuil critique, ou la profondeur de carbonatation dépasse l'épaisseur de l'enrobage). La deuxième étape consiste en la croissance de la corrosion des armatures.

La description chimique du phénomène de corrosion, les paramètres influents, ainsi que les altérations physiques, seront présentés dans le troisième chapitre.

### **I.2.2. Dégradations des ouvrages dues aux contraintes mécaniques.**

Les contraintes mécaniques induites par le chargement appliqué sur les structures peuvent entraîner, sur le long terme, des dommages irréversibles.

Les dégradations d'ordre mécanique se caractérisent par des fissures. Toutefois le béton est normalement fissuré déjà à l'état de service. Les fissures « normales » sont liées au fonctionnement du matériau béton armé et ne sont pas préjudiciables.



Ces fissures dites normales sont :

- Les fissures dues en flexion et ayant une ouverture de 0.2 à 0.3 mm
- Et plus généralement des fissures ayant jusqu'à 0.4 mm d'ouverture

Les autres fissures sont des fissures dites «Anormales» et peuvent être provoquées par :

- De mauvaises dispositions constructives (mauvaise disposition de l'armature, mauvaise composition du béton)
- Les effets de la température
- Les charges et forces agissant sur la structure

Ces fissurations anormales ont pour conséquences l'altération de la rigidité de structure porteuse et la formation d'articulations non désirées, en provoquant un changement de flux de forces et du système statique. Elles favorisent également la pénétration des facteurs de corrosion (humidité, CO<sub>2</sub>, chlorures...)

### **I.2.2.1. Erreurs de conception ou d'exécution**

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution. Dans le premier cas, les causes de fissuration et de dégradation de la structure sont généralement induites par de graves erreurs dans la vérification de la stabilité de l'ouvrage et des conditions de résistance ou, plus simplement, par la prise en considération d'hypothèses erronées au niveau des conditions de chargement, d'environnement, de fonctionnement de l'ouvrage.

Ces erreurs sont à l'origine, généralement, d'un mauvais dimensionnement des sections et d'une disposition non satisfaisante des armatures qui se traduisent par des localisations de fissures ou des ruptures non acceptables. De nombreux ponts présentent des désordres induits par des mauvais dimensionnements vis-à-vis des résistances en flexion et à l'effort tranchant (Calgaro et al. 1999).

Parmi les conditions particulièrement mal évaluées, il est possible de faire état de l'action des gradients de température sur un ouvrage, de la mauvaise estimation des efforts de précontrainte due à des erreurs de tracé mais aussi à des données erronées sur la relaxation des câbles et sur leur interaction avec la structure (frottement).

Un mauvais dimensionnement des cadres et de leur espacement pour reprendre les efforts tranchants en béton armé ou des erreurs sur l'estimation des corrections à apporter dans le cas de l'effet Résal (cf. règlement BPEL) pour des ponts précontraints, sont à l'origine de fissurations des ouvrages qui nécessitent une réhabilitation immédiate.

En dernier lieu, une évaluation imparfaite des conditions de sollicitations cycliques des ouvrages et des lois de comportement en fatigue des matériaux est susceptible de remettre en cause les résultats de calcul et le dimensionnement pour une durée de vie escomptée.

Nous pouvons citer, plus particulièrement, l'incidence d'une mauvaise identification des lois de comportement des armatures passives ou actives, des bétons, sous des actions combinées (fatigue, corrosion) sur la stabilité des ouvrages et sur l'apparition de zones d'endommagement. Les erreurs d'exécution qui sont susceptibles de justifier une

intervention au niveau de l'ouvrage portent sur les imperfections de coffrage, les défauts de bétonnage, les incohérences du ferrailage ou sur les conditions non satisfaisantes de décoffrage.

#### **I.2.2.2. Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages**

L'évolution des conditions de chargement est souvent induite soit par la modification des charges réglementaires sur essieux, soit par une modification de la fréquence des sollicitations qui s'exercent.

Il faut aussi évoquer la nécessité, dans certains cas, de prendre en considération des sollicitations extrêmes (climatiques ou accidentelles) qui avaient été sous-estimées lors de l'exécution de l'ouvrage. C'est notamment le cas de la mise en conformité des ponts ou bâtiments vis-à-vis des sollicitations sismiques ou le renforcement de certains éléments de l'ossature (piles de pont, poutres latérales) vis-à-vis de sollicitations accidentelles telles que l'impact de véhicules (Poineau 1992). L'apparition de ces endommagements d'origines diverses, peut parfois nécessiter d'effectuer des réparations afin d'augmenter la durée de vie des ouvrages et leur assurer une plus grande fiabilité.

#### **I.2.2.3. Effets de la température**

Ces dernières années, des incendies dramatiques ont montré que les règles sur la sécurité dans les tranchées couvertes et les tunnels étaient à revoir et ont montré qu'un incendie pouvait provoquer de graves désordres aux bétons des ouvrages de génie civil. Lors d'un incendie ou d'un choc thermique, l'eau interstitielle se transforme en vapeur et, si cette vapeur ne peut s'échapper assez rapidement, la pression de vapeur devient supérieure à la résistance à la traction du béton, ce qui provoque une sorte d'écaillage de ce dernier. Cet écaillage progresse vers le cœur du matériau tant que l'incendie n'est pas maîtrisé et tant que la température du béton reste élevée. Plus le béton a une perméabilité et une porosité réduites, plus les destructions sont importantes.

#### **I.2.2.4. Chargement de fatigue**

La fatigue est un phénomène où les fissures qui se sont développées dans le béton ou les armatures sous l'effet d'un chargement répété conduit à un éclatement du béton d'enrobage et à la rupture de l'acier. La rupture par fatigue peut apparaître si des charges excessives sont appliquées répétitivement. Un exemple est l'affaissement d'une dalle en béton armé dû au chargement répétitif des roues sur un pont.

### **I.3. TECHNOLOGIES DE REPARATION DES OUVRAGES ENDOMMAGEES EN UTILISANT LES MATERIAUX COMPOSITES**

Le choix de la méthode de réparation et des matériaux à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction, des conditions de chantier et des contraintes de site. Le principe du renforcement ou de la réparation consiste en adjonction de matière dans les zones où les sections sont trop sollicitées. Une section devient trop sollicitée si, du fait même des dispositions adoptées ou du changement des

conditions d'exploitations, les efforts appliqués sont supérieurs à ceux pris en compte dans les calculs (problème du renforcement), ou bien si la résistance a diminué par suite de dégradation (problème de la réparation).

Selon les cas étudiés, il est nécessaire de faire intervenir la notion de PROTECTION de l'ouvrage visant à assurer par exemple des fonctions d'étanchéité ou à limiter les phénomènes de corrosion, la notion de REPARATION visant à restituer les caractéristiques initiales de portance (rigidité – résistance) et éventuellement, la notion de RENFORCEMENT ayant pour objectif d'améliorer les performances de la structure vis-à-vis de conditions d'exploitations modifiées ou d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage. Différentes technologies de réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années.

Les différentes techniques de renforcement structurel correspondent à l'adjonction d'armature complémentaire (Figure I-1), à la projection de béton fibré ou non fibré (Figure I-2), au collage de tôles en acier suivant le procédé L'Hermite (1967) (Figure I-3), à l'application d'une précontrainte additionnelle par câbles métalliques (Poineau 1992), en matériaux composites (Zermeno et al. 1990) (Figure I-4), et à l'application des matériaux composites.

Il existe deux procédés de réalisation du renforcement par les matériaux composites :

- ***Le système avec une cure in-situ***

Deux processus différents peuvent être utilisés pour mettre en place des matériaux composites sur la surface du béton :

- le tissu sec peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture,

- le tissu peut être pré-imprégné avec la résine dans une machine adaptée, puis déposé avant polymérisation sur la surface du béton.

- ***Le système préfabriqué (cas des pulltrudés)***

Ce processus consiste à pré-fabriquer des bandes ou des joncs qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant un matériau de scellement.

Depuis le début des années 90, l'intérêt de l'utilisation des matériaux composites (FRP) dans les ouvrages en béton armé a augmenté de manière significative et il y a en effet des centaines des ouvrages en service qui sont réparées ou renforcées par les matériaux composites (FRP) à travers le monde. Quelques unes des utilisations les plus fréquentes de ces matériaux dans les structures en génie civil pour le but du renforcement ou de la réparation des éléments structuraux en béton armé, en acier, en aluminium et en bois comprennent :

- Plaques ou tissus en matériaux composites (FRP) collés sur la surface extérieure ;
- Bandes, joncs et tendons en matériaux composites (FRP) avec la technique NSM.

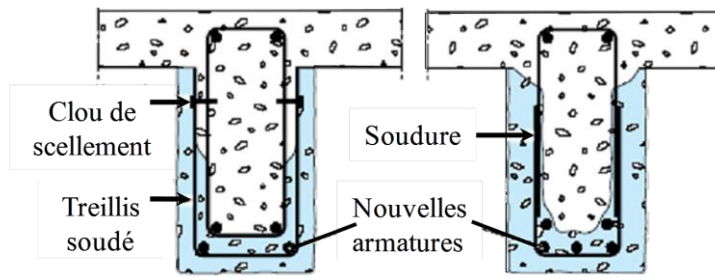


Figure I-1 : Réparation de poutre par adjonction d'armature.

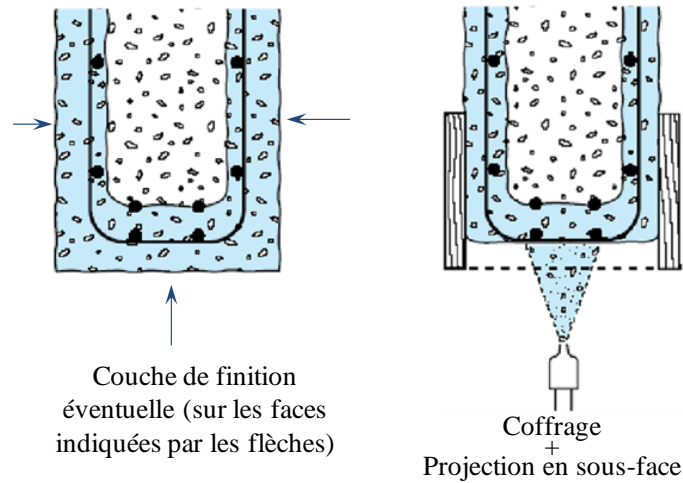


Figure I-2 : Réparation de poutre par béton projeté.



Renforcement d'un viaduc par tôles collées

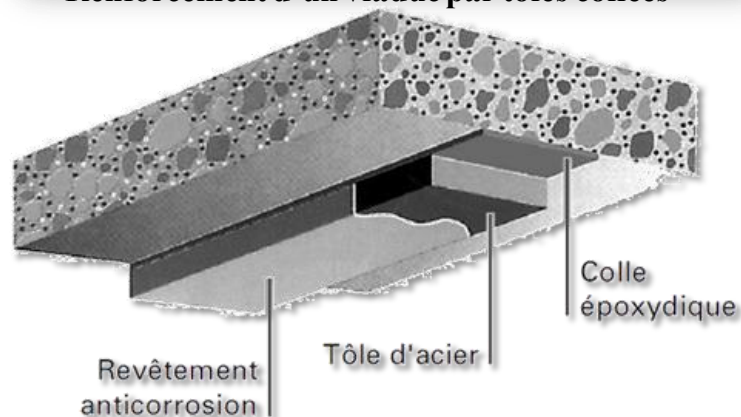


Figure I-3 : Réparation par collage de tôles en acier.

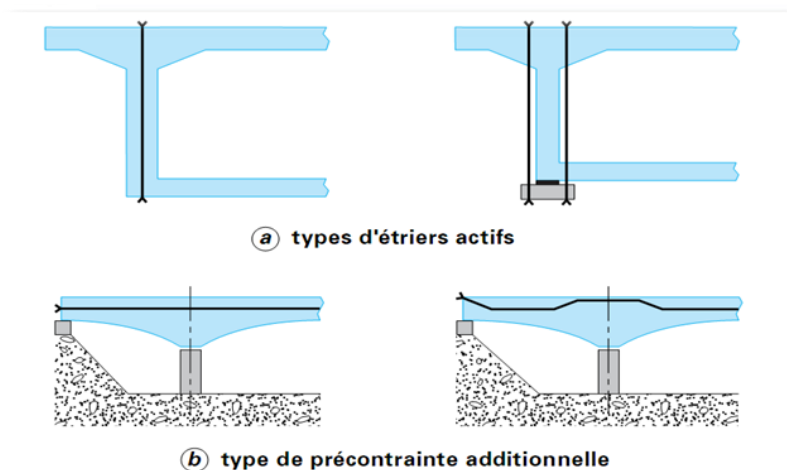


Figure I-4 : Réparation par précontrainte additionnelle.

### I.3.1. Technique de réparation par collage des tissus composites sur la surface extérieure

Parmi les techniques de la réparation et du renforcement des ouvrages endommagés est de coller des plaques métalliques sur la surface extérieure selon le procédé l'Hermitte. Le procédé L'Hermitte (L'Hermitte 1967) était l'un des plus répandus dans le monde en raison des avantages (Theillout 1990) :

- il n'exige que des interventions mineures sur l'ouvrage ;
- il est d'un emploi souple ;
- les renforts sont peu gênants.

Toutefois, selon (Theillout 1997), lors de l'utilisation des tôles collées sur la surface extérieure du béton, les principaux problèmes d'ordre technologique concernent :

- Mise en flexion locale des tôles au voisinage des fissures recouvertes ;
- Répartition des efforts entre tôles dans le cas d'un empilement ;
- Répartition des déformations entre les aciers passifs internes à la structure et les aciers collés extérieurement.

En outre, le collage de tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation (il demande donc une protection et un entretien soigné) ;
- Impossibilité de mobilisation de toute la résistance à la traction des tôles, même sous faible épaisseur (solicitation le long d'une face) ;
- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur du matériau de scellement) ;
- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage ;
- Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masses manipulées trop importantes), celle qui limite d'autant les possibilités de réparation.

De plus, le poids propre des plaques et leur rigidité spécifiques rendent difficiles les conditions d'application in situ.

Pour améliorer la technique du collage des plaques en acier et éviter une partie de ces problèmes évoqués ci-avant, en France, Freyssinet international a amélioré le procédé, en 1977, en perforant les tôles collées. La Figure I-3 présente le renforcement du viaduc de Terrenoire près de Saint-Etienne par tôles collées perforées (Brevet Freyssinet).

En conséquence, à la fin des années 80, au Japon et en Suisse, une technique de réparation est apparue qui a remplacé les tôles métalliques par des tissus composites moins lourds (1/5 de la densité de l'acier), avec une résistance élevée à la traction (avec haut module d'élasticité), à la corrosion, et à la fatigue, faible conductivité thermique et plus faciles à mettre en œuvre (Luyckx 1999). Le tissu composite ne pèse que 0.8 Kg/m<sup>2</sup> ; le tissu en fibre de carbone peut être aisément découpé sur place à la forme désilée. De plus, la neutralité électromagnétique des matériaux composites, qui peut être importante dans certaines structures spéciales comme celles abritant les équipements d'imagerie magnétique. Cette voie est plus prometteuse, et consiste à développer une technique permettant le renforcement des structures en béton, en acier par imprégnation et collage d'un tissu sec à base de fibres. Après quelques chantiers d'essais, cette technique fut employée par la société Sika en Suisse dès 1993, puis étendue en Allemagne dès 1995 et en Angleterre en 1996 (Figure I-5).

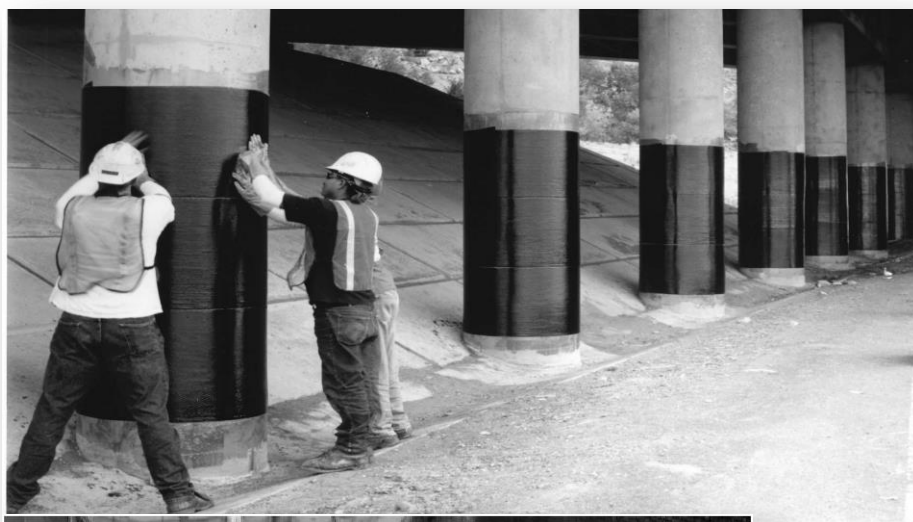
Au cours des dix dernières années, des recherches approfondies ont été réalisées sur le renforcement des éléments structuraux en béton armé, avec la technique de renforcement par collage des matériaux composites sur la surface extérieure (EBR : Externally Bonded Reinforcement), cette technologie a également été mise en œuvre dans un grand nombre de projets dans le monde entier. Les tissus ou les plaques composites (FRP) sont généralement collés sur les surfaces tendues des éléments structuraux afin d'augmenter leur capacité en flexion, ou sur leurs surfaces latérales afin d'augmenter la capacité au cisaillement (Figure I-5a). De plus, des tissus composites (FRP) peuvent être appliqués sur le périmètre des poteaux en béton armé pour fournir un confinement qui permet d'améliorer leur résistance et leur ductilité (Figure I-5b). La Figure I-5c montre les tissus en fibre de carbone étant installés sur un mur intérieur en béton d'un bâtiment dans le but de mise à jour des exigences sismiques. La Figure I-6 présente le renforcement d'une poutre en béton armé au LMDC avec la technique du collage des tissus composites en fibre de carbone sur la surface tendue

L'avantage de cette méthode est la facile extrapolation des résultats obtenus par le collage de tôles d'acier à ceux obtenus avec des produits pultrudés également collés, la technique du renforcement restant la même. Cette technique nécessite une pression de collage limitée et à l'inverse des tôles d'acier, le tissu de fibre de carbone ne nécessite aucune pression de contact pendant le durcissement de la résine et élimine les phénomènes d'oxydation.

Sa faible épaisseur, de l'ordre de 1 mm, permet son entraînement à la traction par la résine durcie, sans flexion parasite. Cette technique peut facilement se former au profil de l'élément structural. Cela les rend plus adapté à courber, en forme de I, en forme de T ou autrement membres de forme irrégulière. Dans cette technique, le control de la propagation des fissures de tension est plus facile par le confinement du béton.



**a.**  
*Renforcement des poutres en béton armé en flexion et au cisaillement par la société Fyfe.*



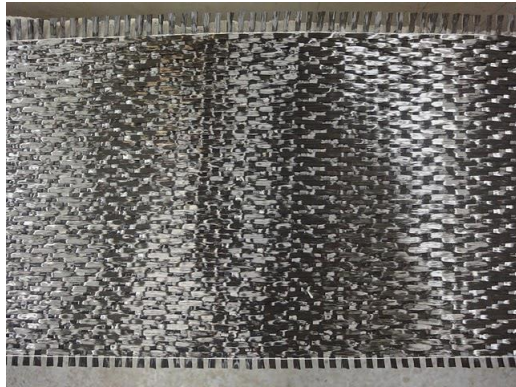
**b.**  
*Renforcement des poteaux à l'autoroute en utilisant des tissus composites (FRP) par la société Sika.*



**c.**  
*Renforcement des murs de contreventement d'un bâtiment en utilisant des tissus composites (FRP) par la société Racquel Hagen*

*Figure I-5 : Applications de la technique de collage des matériaux composites sur la surface extérieure.*





Tissu composite en fibre de carbone



Préparation de la surface du collage



Première couche de la résine appliquée sur la surface tendue de la poutre



Mise en place manuellement le tissu composite



Presser manuellement



Presser avec une spatule.



Deuxième couche de la résine sur le tissu composite (1 à 2 mm)

Figure I-6 : Processus de réparation d'une poutre en béton armé au LMDC par le collage de tissu composite en fibre de carbone sur la surface tendue.



La résine est utilisée à double fin, elle réalise à la fois l'imprégnation du tissu et son collage au support. Il en résulte, d'une part, une grande simplicité de mise en œuvre et, d'autre part, un fonctionnement mécanique amélioré, le renfort ne comporte qu'une seule surface de contact. La résine peut être appliquée sur un support humide, après mélange de deux composants, sa durée de prise et de durcissement est de quelques heures ; cette durée varie faiblement en fonction de la température.

Cependant, l'utilisation de cette technique, comme celle des plaques métalliques collées, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de colle, en raison de la rigidité des aciers et des matériaux composites. Cette technique a aussi une faible résistance au feu, au vandalisme, aux effets néfastes de la fumée et de la toxicité ou aux dommages accidentels. Cependant, les structures renforcées ou réparées par cette technique montrent de nouveaux problèmes scientifiques et en particulier une ruine précoce par le décollement, les différents modes de ruine sont présentés schématiquement dans la Figure I-8.

L'analyse du renforcement à l'aide de la technique de renforcement par collage des matériaux composites sur la surface extérieure, a montré que le coût des matériaux, supérieur à celui de la tôle d'acier, est largement compensé par l'économie réalisée sur les temps de main d'œuvre et le déplacement du matériel.

Cette méthode se caractérise par le placage des tissus composites, collés sur la surface par des colles époxydes. Les tissus sont en carbone ou en verre époxy et fabriqués par pultrusion. Ces tissus peuvent être mis en pré-tension grâce à nouvelles techniques de mise en œuvre (U. Meier 1998). Les tissus sont en matériaux composites avec des fibres unidirectionnelles d'une épaisseur de 1.5 mm et d'une largeur de 150 mm en général. Le procédé de collage est le suivant (Figure I-6 & Figure I-7) :

- nettoyage à l'acétone de la surface de collage des tissus ;
- traitement de la surface à réparer par sablage, par eau sous pression et meulage ;
- nettoyage de la surface par un dépoussiérage ;
- application du polymère époxyde sur le tissu composite ;
- pressage des tissus sur la surface, enlèvement de l'excédent de colle ;
- application d'une pression à l'aide d'un sac à vide ou de moyens mécaniques jusqu'à complète polymérisation du polymère.



Figure I-7 : Installation de renforcement par collage des matériaux composites (FRP) sur la surface extérieure.

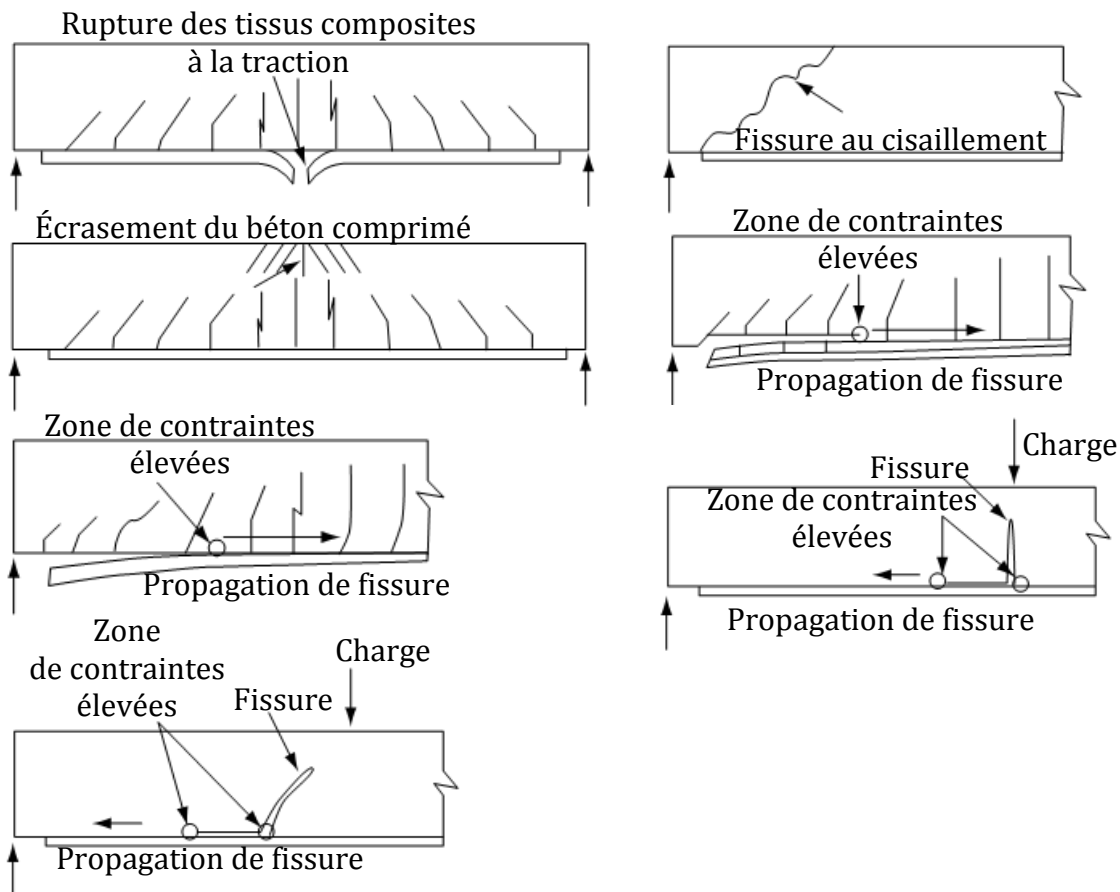


Figure I-8 : Modes de ruine conventionnelle et précoce des poutres renforcées en flexion par technique de collage des tissus composites.

### I.3.2. Technique de réparation par l'insertion des barres composites avec la technique NSM

Plus récemment, une nouvelle technique de renforcement avec les matériaux composites nommée *armatures collées près de la surface* ou *Near Surface Mounted reinforcement* (NSM) a attiré un nombre croissant de recherches ainsi que d'applications pratiques. Dans cette technique, des engravures sont d'abord coupées dans le béton d'enrobage d'un élément en béton armé et le renforcement par les matériaux composites est collé par un matériau approprié pour le scellement (généralement pâte époxy ou mortier de ciment). Celle qui est ici appelée "NSM Reinforcement" a déjà été appelée sous autres noms tels que « Grouted Reinforcement » (Asplund 1949), ou "Embedded Reinforcement" (Warren 1998; Warren 2000). Des exemples de l'utilisation des barres en acier avec la technique NSM en Europe pour renforcer des structures en béton armé remontent au début des années 1950 (Asplund 1949).

En 1948, un tablier de pont en béton armé en Suède a nécessité une réparation dans la zone de moment négatif à cause d'un affaissement excessif de la cage d'acier pendant la construction. Cela a été réalisé par l'insertion des barres en acier dans des engravures faites dans la surface de béton d'enrobage et remplies avec un mortier à base de ciment (Asplund 1949). Des applications plus récentes en utilisant des barres en acier

inoxydable insérées avec la technique NSM pour renforcer des bâtiments en maçonnerie et des ponts en arc ont également été documentés [par exemple (Garrity 2001)]. L'insertion des barres composites au lieu des barres en acier dans la technique de renforcement NSM a des avantages de plus de celles des matériaux composites qui sont une plus grande facilité et rapidité d'installation grâce à sa légèreté, une taille d'engravure réduite en raison de sa grande résistance à la traction et les déformations des surfaces plus douces en comparant avec les déformations rigides de l'acier qui provoquent le fendage de béton d'enrobage (De Lorenzis 2002). D'un point de vue esthétique, les barres composites sont beaucoup plus attrayantes que des tôles en acier. Après avoir été peintes, on ne les distingue quasiment plus. Il est toujours possible d'appliquer des couches de finition supplémentaires ;

Bien sûr, il y a des points pour lesquels l'acier obtient de meilleurs résultats :

- Le prix de matériau pour l'acier est meilleur marché que les fibres composites. Il faut cependant tenir compte de la main d'œuvre pour la mise en place qui est plus difficile pour l'acier.
- L'acier a une rigidité transversale beaucoup plus élevée et résiste donc mieux au vandalisme ; son ancrage mécanique est aussi plus simple.
- Si la rigidité est déterminante pour le projet, la déformabilité élevée des fibres composites ne peut généralement pas être utilisée.

Le système NSM a aussi un certain nombre d'avantages par rapport au système de renforcement par collage sur la surface extérieure :

1. Le temps d'installation au site peut être réduite, comme la préparation des surfaces autres que le rainurage qui n'est plus nécessaire (par exemple, l'enlèvement du plâtre n'est pas nécessaire ; les irrégularités de la surface du béton peuvent être plus facilement négligées, l'enlèvement de la couche de laitance faible sur la surface du béton n'est plus nécessaire) ;
2. Le renforcement avec la technique NSM est moins enclin à la rupture par le décollement du béton ;
3. Les barres insérées avec la technique NSM peuvent plus facilement à ancré dans des éléments adjacents pour éviter le mode de ruine par décollement ; cette fonctionnalité est particulièrement intéressante dans le renforcement en flexion des poutres et des poteaux dans les charpente à joints rigides, où les moments maximaux se produisent généralement à l'extrémité des membres ;
4. Le renforcement avec la technique NSM peut être plus facilement précontraint ;
5. Les barres insérées avec la technique NSM sont protégées par le béton d'enrobage et sont donc moins exposées à des chocs accidentels et des dommages mécaniques, des cycles de gel-dégel, des températures élevées, de feu, des rayons ultraviolets et de vandalisme ; cet aspect qui rend cette technologie particulièrement adaptée au renforcement des poutres et/ou des dalles dans la zone de moment négatif ;
6. L'esthétique de la structure renforcée avec la technique NSM est pratiquement inchangée ;
7. Les résultats expérimentaux ont montré également une ductilité améliorée, et une charge ultime qui se développe de façon plus indépendante de la résistance béton à la traction, (Sena Cruz et al. 2002; Kotynia 2005) ;

8. La technique NSM offre une plus grande résistance contre le décollement « peeling-off » ;
9. La technique NSM est aussi d'une qualité cohérente parce qu'il est prédurci et pultrudé.

En raison de ces avantages ci-avant, la méthode NSM est dans des nombreux cas supérieure à la celle du collage sur la surface extérieure ou peut être utilisée en combinaison avec cette dernière, à la condition que le béton d'enrobage de l'élément soit suffisamment épais pour la taille souhaitable d'engravures.

Les informations disponibles sur le système de renforcement par NSM en utilisant des matériaux composites (FRP) sont beaucoup plus limitées que celles sur la méthode du collage sur la surface extérieure, comme reflet de l'absence des recommandations pertinentes dans les normes existantes sur le renforcement des structures en béton par les matériaux composites publiées par (FIB Bulletin 14 2001; ACI 440.2R 2008). Cependant, la communauté internationale d'ingénierie est devenue de plus en plus conscient des avantages de cette méthode, ceux qui ont conduit à accélérer la recherche dans le monde entier. Deux comités internationaux (ACI 440.2R 2008; FIB Bulletin 14 2001) sont en train d'examiner leurs documents afin d'inclure des nouvelles recommandations liées à la technique NSM.

Une présentation des domaines d'application, des recherches existantes, des modes de ruine précoce, des modèles analytiques existants sur la technique de renforcement NSM fera l'objet d'une étude bibliographique étendue dans la partie suivante de ce chapitre.

#### **I.4. APPLICATIONS DES BARRES COMPOSITES INSEREES AVEC LA TECHNIQUE NSM**

Bien que la technique NSM en utilisant des barres composites (FRP) soit une technique relativement nouvelle, la première utilisation pratique de cette technique en utilisant des barres en acier a été signalée par Asplund (1949). La première application de la technique NSM par des fibres composites (FRP) a été signalée en 1998 et consistait à renforcer le pilier 12 du Station Naval San Diego, CA (USA)(Warren 1998) cité par (De Lorenzis 2002), où des barres en fibre de carbone insérées avec la technique NSM ont été utilisées pour augmenter la capacité de la dalle dans les zones de moment négatif.

Six silos à ciment, un bloc de quatre et un autre de deux, avec un béton éclaté et des fissures radiales et circonférentielles, construit il y a en 1970 et situés dans la région de Boston aux États-Unis, ont été réparés en utilisant des barres composites de carbone (CFRP) insérées avec la technique NSM (ICRI 2001) . La réparation a été nécessaire pour récupérer plus de 30% de manque d'acier en raison d'erreurs de conception et de construction qui ont limité le chargement des silos. Une autre application de la technique NSM en utilisant des joncs de carbone (CFRP) est le renforcement du plancher au niveau de la rue de Myriad Convention Centre à Oklahoma City aux Etats-Unis (Hogue et al. 1999), où des joncs de carbone (CFRP) ont été insérés avec la technique NSM pour le renforcement au cisaillement d'une des poutrelles en béton armé. Deux poteaux ont été également renforcés en utilisant des joncs de carbone insérés avec la technique NSM pour augmenter leur résistance en flexion, les joncs ont été installés sur deux faces

opposées des poteaux et ancrés 38 cm dans les semelles (Alkhrdaji et al. 1999). La Figure I-9 montre quelques exemples de mise en œuvre pratique de la technique NSM.

Des exemples d'applications de la technique NSM en utilisant les matériaux composites (FRP) au Royaume-Uni comprennent l'utilisation des barres composites pour renforcer la surface supérieure des dalles de deux parkings à Bristol et à Liverpool (The Concrete Society 2004).

La Figure I-10 présente la réparation d'un grand réservoir d'eau pendant la construction en utilisant des joncs de carbone (CFRP) insérés avec la technique NSM qui a été réalisé par la société SPS (Structural Preservation Systems). Les armatures en acier des dalles en béton de ce réservoir ont été installées avec une longueur d'ancrage insuffisante en provoquant des fissures sur le côté supérieur des dalles en béton.



*Le renforcement dans les zones de moment négatif d'un tablier de pont du pilier 12 du Station Naval San Diego, CA (USA) avec des barres composites insérées avec la technique NSM (Parretti et al. 2004)*



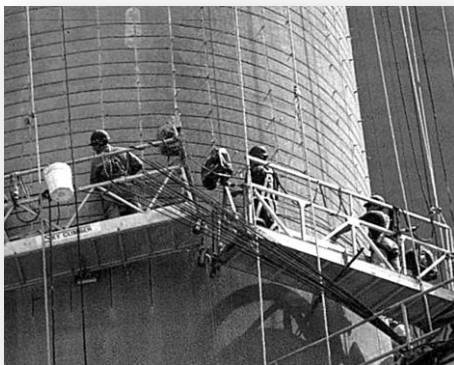
*Le renforcement d'un tablier de Pont J-857, situé sur la route 72 à Comté de Phelps, Missouri aux États-Unis, en utilisant des barres de carbone (CFRP) insérées avec la technique NSM (Alkhrdaji et al. 1999)*



*L'installation des barres de carbone insérées avec la technique NSM verticalement pour le renforcement aux efforts tranchants pour un plancher structural de Myriad Convention Center, à Oklahoma City aux États-Unis (Hogue et al. 1999)*



*Le renforcement en flexion d'un poteau de Pont J-857, situé sur la route 72 à Comté de Phelps, Missouri aux États-Unis, avec des joncs de carbone (CFRP) insérés avec la technique NSM (Alkhrdaji et al. 1999) cité par (De Lorenzis 2002)*



*Le renforcement d'un silo très répandu aux États-Unis à l'aide de barres de carbone (CFRP) insérées avec la technique NSM (ICRI 2001)*

*Figure I-9 : Applications de la technique NSM avec des barres composites (FRP).*







Figure I-10 : Procédures du renforcement d'un nouveau réservoir d'eau en utilisant de la technique NSM avec des joncs en fibre de carbone CFRP (SPS Structural Preservation Systems s. d.).

## I.5. MATERIAUX COMPOSITES ET SYSTEMES DE RENFORCEMENT PAR NSM

### I.5.1. Renforcement par les matériaux composites (FRP)

Les renforcements des structures en béton armé soit en utilisant des barres en matériaux composites (Polymères Renforcés de Fibres – FRP) qui sont disponibles sous différentes formes (rond, carré, rectangulaire et ovale, ainsi que bande) (Figure I-11 & Figure I-12), fabriquées par pultrusion, soit en utilisant des tissus composites fabriqués avec des fibres dans un ou au moins deux directions différentes par la technique du collage à l'extérieur. Carbone (C), Verre (G) et Aramide (A) sont les principales fibres qui composent la phase fibreuse de ces renforts, tandis que dans la phase de matrice la plupart des cas, l'époxy est utilisé pour lier l'ensemble des fibres.

Dans la plupart des études existantes, les matériaux composites en fibre de carbone (CFRP) et en fibre d'aramide (AFRP) en utilisant la méthode de renforcement NSM ont été utilisés pour renforcer les structures en béton. Les matériaux composites en fibre de verre (GFRP) ont été utilisés dans la plupart des applications de la méthode NSM pour les structures en maçonnerie et en bois. La résistance à la traction et le module élastique des matériaux composites en fibre de carbone, sont beaucoup plus élevés que ceux en fibre de verre (GFRP) et en fibre d'aramide (AFRP), donc pour la même capacité à la traction, une barre en fibre de carbone a une section transversale plus petite de celle en verre (GFRP) ou en fibre d'aramide (AFRP), et donc nécessite une petite engravure. Cela conduit à une installation plus facile, avec moins des risques d'interaction avec les armatures en acier, et avec des économies dans le matériau de scellement des barres composites dans l'engravure.

Par ailleurs, les différentes formes de section transversale des barres composites ont de différents avantages, et offrent des différents choix pour les applications pratiques. Par exemple, les barres composites sous forme carrée augmentent la section d'une barre pour une taille donnée d'engravure carrée alors que les barres composites sous forme

ronde sont plus facilement disponibles et peuvent être plus facilement ancrées avec la technique de renforcement précontraint. Les bandes étroites augmentent le rapport surface de l'interface/section transversale et donc diminuent le risque de la ruine par le décollement, mais nécessitent un béton d'enrobage plus épais pour une section transversale. En pratique, le choix dépend fortement des contraintes d'une situation spécifique, comme le béton d'enrobage, la disponibilité et le coût d'un type particulier des barres composites (FRP).

Kalpana et al. (2009) ont réalisé des essais pour étudier l'adhérence entre le béton et les barres composites de carbone insérées avec la technique NSM sous différentes formes (rectangulaire, carrée et ronde). Ils ont trouvé que l'utilisation de la capacité des barres composites à la traction dépend du rapport section transversale / périmètre, les barres rectangulaires semblent être la forme la plus efficace en raison de son grand rapport section transversale / périmètre. La capacité mesurée à la traction pour les barres rondes et carrées est nettement inférieure à leur résistance maximale à la traction en raison de la rupture précoce par un décollement au contraire des barres rectangulaires où la rupture à la traction des barres composites peut être atteinte.

Les barres composites (FRP) sont également fabriquées avec une grande variété des textures de surface, qui affectent fortement leur comportement d'adhérence du renforcement de NSM. Leur surface peut être lisse, sablée, ou rugueuses avec une préparation de surface par un tissu d'arrachage « Peel-ply ». Les barres rondes peuvent également être enroulées en spirale avec des fibres en étoupe, ou rainurées (Nanni 2003).

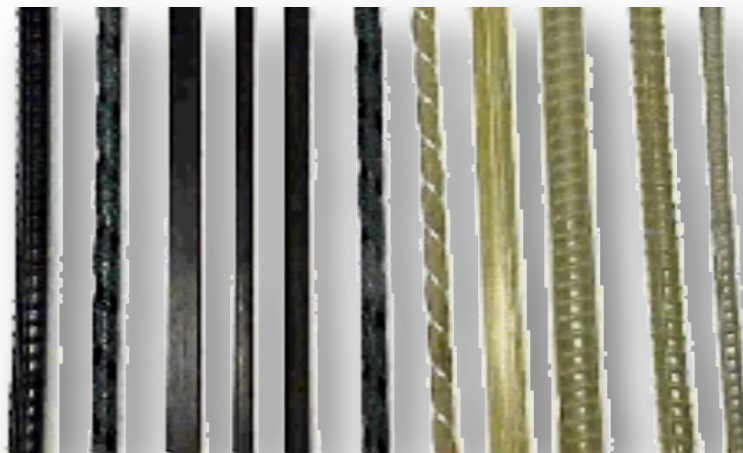


Figure I-11 : Types de barres composites (FRP) insérées avec la technique NSM.





Figure I-12 : Configurations de surface (cloutage et usinage) développées au LMDC par (Al-Mahmoud et al. 2007).

## I.5.2. Matériaux de scellement

Le matériau de scellement est le moyen pour le transfert de contraintes entre la barre composite et le béton. En termes de comportement de la structure, les propriétés mécaniques les plus appropriées sont les résistances à la traction et au cisaillement. La résistance à la traction est particulièrement importante lorsque les barres composites insérées ont une surface déformée, qui produit des hautes contraintes circonférentielles à la traction à l'interface le matériau de scellement et la barre composite ; celle qui produit une action de l'adhérence. En outre, la résistance au cisaillement est importante lorsque la capacité de l'adhérence de l'armature insérée avec la technique NSM est contrôlée par une rupture d'un cisaillement cohésif dans le matériau de scellement.

Le matériau de scellement le plus courant et le plus performant est la résine époxy à deux composants. La résine époxy à faible viscosité peut être choisie pour le renforcement dans les zones de moment négatif puisque la résine époxy peut être versée dans les engravures. Pour les autres cas, une résine époxy à haute viscosité est nécessaire pour éviter de goutter ou de s'écouler. L'ajout de sable à la résine époxy peut augmenter le volume, contrôler la viscosité, baisser le coefficient de dilatation thermique, et augmenter la température de transition vitreuse. Un inconvénient de cette addition apparaît une diminution d'adhérence barre composite-résine époxy pour une barre avec une surface lisse (Warren 1998).

L'utilisation d'une pâte de ciment ou de mortier à la place de la résine époxy comme un matériau de scellement a récemment été explorée pour tenter de réduire le coût et l'exposition des ouvriers, de réduire au minimum l'effet sur l'environnement, de permettre une adhérence efficace sur des surfaces humides, et d'obtenir une meilleure résistance à la température élevée et une meilleure compatibilité thermique avec le béton. Cependant, le mortier à base de ciment a généralement des propriétés mécaniques inférieures (la résistance à la traction est plus petite que celle pour la résine époxy). Les résultats des essais d'adhérence et en flexion (Nordin et al. 2003; Taljsten et al. 2003) ont montré d'importantes limitations du mortier à base de ciment comme un matériau de scellement. Compte tenu de ces limitations et des données très limitées

disponibles, l'utilisation de mortier à base de ciment n'est pas recommandée lors de chargements cycliques pendant le durcissement, mais il fonctionne bien lorsqu'il durcit sous des conditions de charge statique (Borchert et al. 2005).

### I.5.3. Dimensions des engravures

La Figure I-12 montre plusieurs configurations de la technique NSM par les matériaux composites (FRP), où  $d_b$  est le diamètre nominal d'une barre ronde « Jonc », et  $t_f$  et  $h_f$  sont la largeur et la hauteur d'une bande composite ou d'une barre rectangulaire respectivement. La largeur de l'engravure  $b_g$ , la profondeur de l'engravure  $h_g$ , la distance nette entre deux engravures adjacentes  $a_g$ , et la distance nette entre l'engravure et le bord de la poutre  $a_e$  sont tous les paramètres pertinents à ce type de renforcement, qui peuvent influencer la performance d'adhérence et donc le comportement structural.

Pour les barres rondes « Jongs » qui sont utilisées avec la technique NSM, en se basant sur les résultats des essais d'adhérence avec des engravures carrés ( $b_g = h_g$ ) et en définissant  $k = b_g / d_b$ , (De Lorenzis 2002) a proposé une valeur minimale de 1.5 pour  $k$  pour les barres lisses ou légèrement sablées et une valeur minimale de 2.0 pour  $k$  pour les barres à haute adhérence « HA ». (Parretti et al. 2004) ont proposé que les deux valeurs  $b_g$  et  $h_g$  ne devraient pas être inférieures à 1.5  $d_b$ . (Al-Mahmoud et al. 2007), le rapport optimal largeur d'engravure/diamètre de jonc vis-à-vis de l'adhérence doit être entre 1.7 et 2.5 quels que soient le matériau de scellement et le béton.

### I.5.4. Rapport Section transversal / Périmètre

Il est évident que l'utilisation de la capacité à la traction des barres en matériau composite de carbone dépend du rapport section transversale / périmètre (Kalpana et al. 2009). Quand ce rapport augmente, la possibilité d'utiliser la pleine capacité à la traction diminue. La pleine capacité à la traction des barres composites de carbone a été obtenue seulement par les barres rectangulaires, avec la plus faible section transversale / périmètre. Par conséquent, les barres rectangulaires semblent être la forme la plus efficace (Kalpana et al. 2009), pour les barres composites de carbone, la relation entre le rapport section transversale / périmètre et le pourcentage de la charge ultime maximum / résistance à la traction des barres composites semble être une relation linéaire.

Pour les bandes composites qui sont utilisées avec la technique NSM, Blaschko (2003) a suggéré que la profondeur et la largeur de l'engravure devraient être d'environ 3 mm plus grandes que la hauteur et l'épaisseur de la bande composite correspondant respectivement, et d'une manière afin d'obtenir une épaisseur de la couche de matériau de scellement d'environ 1-2 mm. De plus, pour les bandes composites avec la technique NSM, Parretti et al. (2004) ont recommandé que la largeur minimale d'une engravure ne doit pas être inférieure à  $3t_f$  et la profondeur minimale ne doit pas être inférieure à  $1.5h_f$ .

De Lorenzis et al. (2002) suggèrent que l'augmentation de la taille de l'engravure va augmenter l'adhérence lorsque la ruine est contrôlée par le fendage de pâte de résine époxy. Par contre, cet effet ne semble pas apparaître lorsque la ruine se produit par l'arrachement (Pull-out). D'autres cas, la dimension minimale de l'engravure pourrait être le résultat d'exigences d'installation plutôt que le résultat d'ingénierie. Par exemple, la largeur de l'engravure peut être limitée par la taille minimale des lames et la profondeur du béton d'enrobage. Nous devons toujours éviter de couper l'acier

d'armature existante. Les dimensions optimales de l'engravure peuvent dépendre des caractéristiques du matériau de scellement, de surface traitée des barres composites (FRP), la résistance de béton à la traction, de surface du béton et des granulats.

En cas du béton d'enrobage insuffisant, les barres composites (bande, barre carrée, barre rectangulaire) peuvent être utilisées avec la technique NSM en collant le long des trois côtés seulement de leur surface par la résine époxy (Figure I-13) en affectant la longueur d'ancrage des barres composites qui devient plus court (T. Hassan et al. 2003; Carolin et al. 2002).

### **I.5.5. Position des engravures**

Si une barre unique en matériaux composites doit être insérée sur la surface tendue d'un élément en béton armé avec la technique NSM, elle devrait naturellement être insérée au centre de la largeur de la poutre. Lorsque deux ou plusieurs barres doivent être insérées avec la technique NSM, alors la distance entre deux barres adjacentes et la distance entre le bord de l'élément et la barre adjacente deviennent des paramètres de conception importants.

L'espace libre minimale entre les engravures doit être supérieure à deux fois de la profondeur de l'engravure selon ACI 440.2R (2008) afin d'éviter le recouvrement des contraintes à la traction dans les barres insérées avec la technique NSM. En outre, une distance libre entre le bord de l'élément et la barre adjacente doit être quatre fois de la profondeur de l'engravure selon ACI 440.2R (2008) afin de diminuer les effets de bord qui pourrait accélérer la rupture par le décollement.

### **I.5.6. Comportement d'adhérence entre la barre composite insérée avec la technique NSM et le béton d'enrobage**

L'adhérence entre la barre composite insérée avec la technique NSM et le béton d'enrobage est un paramètre principal pour assurer le fonctionnement du matériau composite. Afin d'assurer l'adhérence, en évitant toute rupture précoce par le décollement, une longueur d'ancrage suffisante doit être prévue. Le succès d'un système de renforcement dépend fortement des propriétés d'adhérence à l'interface entre l'armature et le béton. Par conséquent, il est de toute importance d'étudier l'adhérence entre les barres composites insérées avec la technique NSM et le béton, comme étude préliminaire afin de développer des modèles raisonnables de la longueur d'ancrage de la technique NSM. À ce jour, plusieurs études expérimentales peuvent être trouvées dans la littérature sur le comportement d'adhérence entre les barres composites insérées par NSM et le béton, qui examinent l'effet de plusieurs paramètres tels que la longueur d'adhérence, la surface de barre composite, le type de matériaux composites, les dimensions d'engravure et le type de matériau de scellement. (Blaschko et al. 1999; Yan et al. 1999; Carolin et al. 2001; De Lorenzis 2002; Sena Cruz 2004; Pickles 2004; Shield et al. 2005; Seracino et al. 2007; Al-Mahmoud 2007; Perera et al. 2008; Perera et al. 2009a; Perera et al. 2009b; Kalpana et al. 2009)

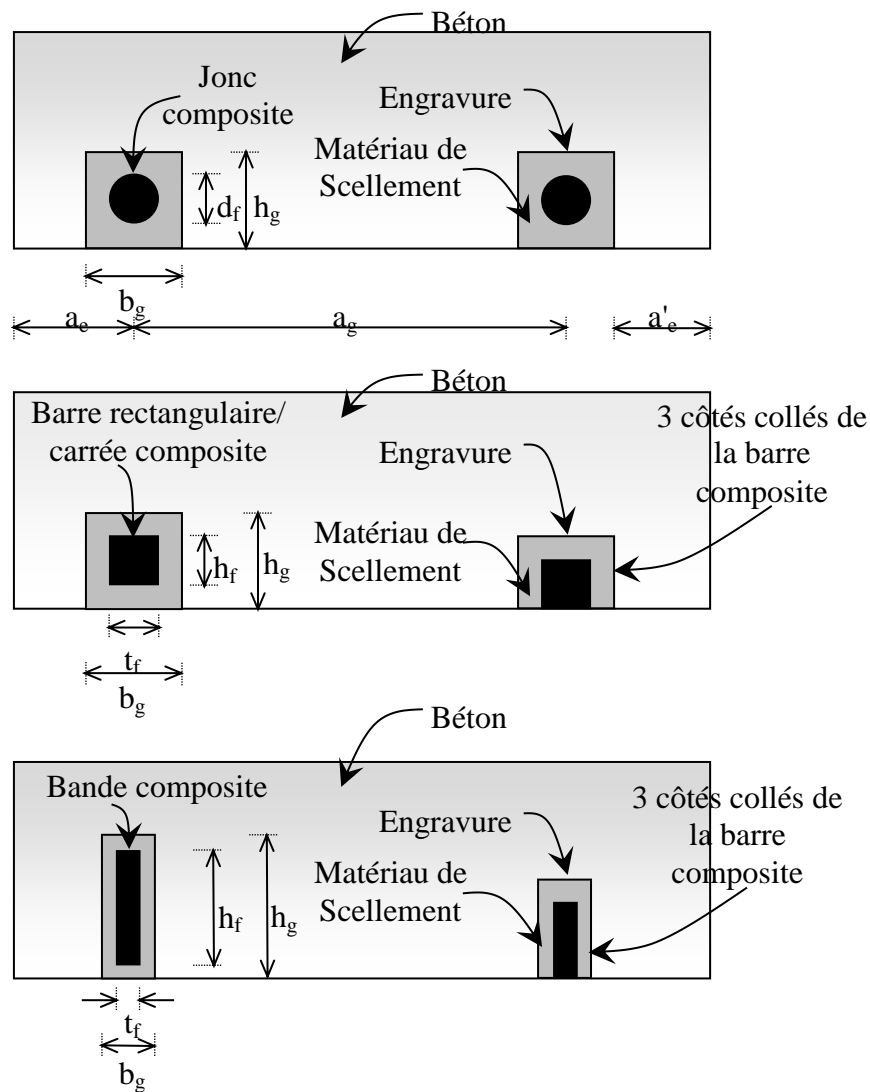


Figure I-13 : Différents systèmes NSM.

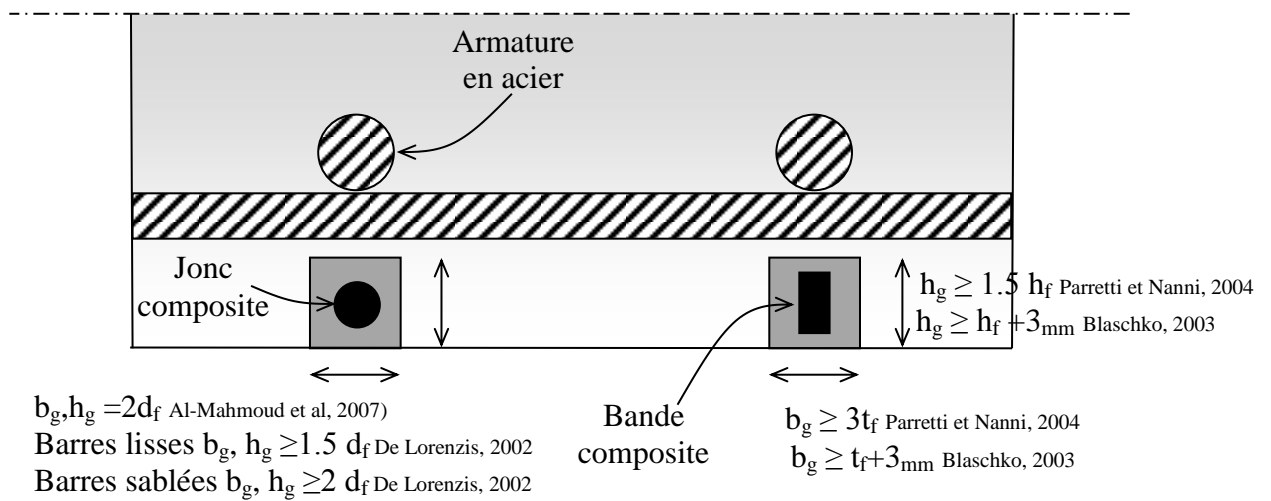


Figure I-14 : Dimensions des engravures de la technique NSM.

### **I.5.6.1. Résumé des travaux expérimentaux existants**

Le Tableau I-1 résume les travaux antérieurs sur l'adhérence, l'ancrage, le comportement de renforcement au cisaillement et en flexion par des barres composites insérées avec la technique NSM, depuis des essais d'adhérence à petite échelle jusqu'aux essais sur des poutres à la grande échelle. Dans la plupart de ces études, la fibre en carbone a été choisie comme matériau de renforcement en raison de ses propriétés supérieures, telles que la résistance maximale à la traction élevée et la rigidité grande. La résine époxy a été utilisée comme matériau de scellement dans de nombreux cas, sauf dans certains cas (Carolin et al. 2001; De Lorenzis 2002; Al-Mahmoud et al. 2009).

Carolin et al. (2001) ont trouvé que le coulis de ciment se comporte bien comme matériau de scellement, et donne des valeurs de l'adhérence comparables avec celles avec la résine époxy, contrairement aux conclusions de De Lorenzis (2002) où le coulis de ciment a été faible comme matériau de scellement.

Al-Mahmoud (2007) a trouvé que la résine époxy montre une meilleure performance que le mortier à base de ciment quel que soit la configuration de l'essai. Pour l'essai d'arrachement direct, la charge ultime est toujours plus importante que celle obtenue pour les joncs de carbone scellés directement dans le béton quelle que soit la résistance du béton. Pour le mortier à base de ciment, la charge ultime est toujours environ égale à la moitié de celle obtenue avec la résine époxy ou avec les joncs de carbone scellés dans le béton directement.

Par conséquent, il semble que de nouvelles recherches dans ce domaine seraient très utiles afin de déterminer des alternatives moins chères aux résines époxy.

Jusqu'à présent, des études expérimentales d'une quantité importante ont été consacrées au comportement d'adhérence entre les barres de carbone insérées par le système NSM et le béton. Peu d'informations sont disponibles sur les méthodes d'ancrage des joncs composites insérés avec le système NSM pour les deux types de renforcement en flexion et au cisaillement.

De Lorenzis et al. (2001) ont proposé que la continuation des joncs composites insérés avec la technique NSM (pour renforcer une poutre en T au cisaillement) dans sa table et qui sont placés verticalement sur les côtés de l'âme, soit un moyen efficace d'ancrage, et pourrait être capable d'exclure la ruine par décollement des joncs composites à cause d'une rupture de l'époxy. Ils ont également trouvé que les barres composites inclinées 45° et suffisamment espacées contribuent également à éviter la rupture par le décollement dans le renforcement au cisaillement. En outre, il est intéressant d'examiner les moyens possibles d'ancrage des joncs composites insérés par NSM pour le renforcement au cisaillement dans les poutres rectangulaires parce que cette méthode (les barres d'ancrage dans la table), est applicable uniquement aux sections transversales en forme de T

La série expérimentale de De Lorenzis (2002) sur le comportement d'adhérence est une base solide pour la recherche dans l'adhérence et l'ancrage de barres composites (FRP) insérées par NSM, donnant des informations utiles sur leur comportement d'adhérence et sur leur efficacité d'utilisation. L'effet de nombreux paramètres importants tels que la longueur d'adhérence, les dimensions d'engravage, la configuration de la surface des barres et le matériau de scellement ont été examinés.

---

Une autre grande étude expérimentale sur l'adhérence des barres composites insérées par le système NSM est réalisée par Sena Cruz (2004) qui a étudié des paramètres variables tels que la longueur d'adhérence, la résistance du béton et l'histoire du chargement. Toutefois, dans ces deux études, les essais de type d'adhérence sur des poutres ont été réalisés en s'assurant qu'aucune fissuration ne se produit en flexion (donc en négligeant le renforcement interne en acier) avant la rupture d'adhérence de sorte que le comportement pur d'adhérence pourrait être étudié. Par conséquent, les modes de ruine observés dans ces études sont différents de ceux observés pour des poutres renforcées en flexion en utilisant des barres composites (FRP) insérées par NSM. Donc, les résultats tels que les courbes réalisées  $\tau$ -glissement dues à des essais d'adhérence dans ces études ne peuvent être directement transférées aux modèles prédictifs pour des poutres réelles où la présence de fissures de flexion et de cisaillement change la distribution d'adhérence de manière significative.

Un nombre limité des études expérimentales qui ont été consacrées sur l'effet du renforcement interne dans l'élément renforcé (De Lorenzis 2002; De Lorenzis et al. 2001; T. Hassan et al. 2001). Selon les résultats de ces études, il semble qu'il y a un effet considérable en raison de l'armature interne sur le comportement d'adhérence qui pourrait même changer le mode de ruine. Cependant, une relation claire entre l'armature interne et le comportement d'adhérence n'a pas encore été développée.

Dans la plupart des études citées dans le tableau I-1, la ruine par l'adhérence se produit avant la rupture des barres composites à la traction, ce qui conduit à une utilisation non optimale de ses barres. Dans les travaux expérimentaux de De Lorenzis et al. (2002), la charge ultime correspond seulement 33% de la résistance à la traction maximale des barres composites de carbone (CFRP) et 60% de celle des barres composites de verre (GFRP). Les travaux expérimentaux de T. Hassan et al. (2001) ont obtenu environ 40-45% de la résistance maximale des barres, alors que dans leur deuxième série des essais sur des bandes composites de carbone (CFRP), la ruine s'est produite par la rupture des bandes composites, indiquant l'utilisation à 100% de la résistance maximale à la traction des bandes. De Lorenzis (2002) a trouvé que les capacités d'adhérence est jusqu'à 60% de la résistance maximale à la traction des barres composites de carbone (CFRP), et jusqu'à 64% de celle en utilisant des barres composites de verre (GFRP). Blaschko (2003) a également signalé la ruine par une rupture à la traction des bandes de carbone (CFRP) insérées avec NSM. Kalpana et al. (2009) ont démontré que l'utilisation de la résistance maximale à la traction des barres composites de carbone (CFRP) dépend du rapport section transversale / périmètre. Et alors, les barres rectangulaires semblent être la forme la plus efficace en comparant avec les formes carrées et rondes.

#### **I.5.6.1. Mécanismes de ruine dans le système NSM – par essais d'arrachement direct**

Plusieurs mécanismes de rupture ont été signalés dans les essais d'adhérence qui sont effectués sur des barres composites avec la technique NSM (Blaschko 2003; De Lorenzis 2002; Sena Cruz 2004; Seracino, Saifulnaz, et al. 2007). Ils comprennent la rupture à l'interface barre composite-matériau de scellement, la rupture à l'interface matériau de scellement-béton, la rupture par le fendage (splitting) du matériau de scellement et la rupture par le fendage du béton en bord.

### I.5.6.1.1. Rupture à l'interface barre- matériau de scellement

La rupture à l'interface barre-matériau de scellement peut se produire comme l'un des deux modes (Figure I-15), soit une rupture à l'interface ou une rupture cohésive en cisaillement dans le matériau de scellement. En général, la rupture à l'interface se produit lorsque la surface de la barre ne peut pas donner une interaction mécanique suffisante afin que le mécanisme de l'adhérence compte seulement sur l'adhésion chimique initiale et puis sur le frottement après le début du glissement. Ce type de rupture peut être identifié en observant l'absence de la surface enrobée par le matériau de scellement de la barre, tandis que la rupture cohésive en cisaillement dans le matériau de scellement peut être identifiée par la présence du matériau de scellement sur la surface de la barre. Ce type de rupture se produit lorsque la résistance au cisaillement du matériau de scellement est dépassée, et a été observé pour l'utilisation des bandes de carbone (CFRP) avec la technique NSM (Blaschko 2003).

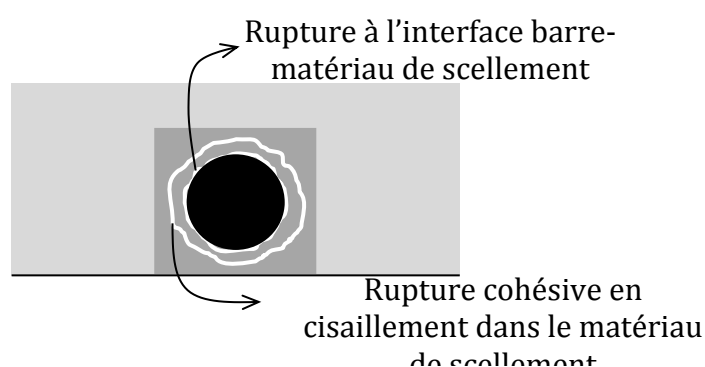


Figure I-15 : Rupture à l'interface barre-matériau de scellement.

### I.5.6.1.2. Rupture à l'interface matériau de scellement-béton

La rupture à l'interface matériau de scellement-béton peut également se produire en deux façons (Figure I-16), à savoir rupture à l'interface ou rupture cohésive en cisaillement dans le béton. La rupture à l'interface se produit lorsque résistance de l'adhérence est faible, par exemple, à cause de la surface lisse dans les engravures préfabriquées dans le béton frais lors de coulage, ou à cause des poussières restantes à l'interface, afin que l'interface matériau de scellement-béton devienne l'élément le plus faible ou critique parmi les plans ou les surfaces possibles de rupture. Cependant, il est possible que la rupture puisse prendre une autre forme, même avec des engravures préfabriquées, parce que la rupture dépend d'autres propriétés, telles que la surface de la barre et les dimensions d'engravure.

Pour les barres nervurées en spirale ou barres à haute adhérence avec des nervures basses, la rupture à l'interface matériau de scellement-béton est un mode de rupture critique indépendant des dimensions d'engravure, tandis que pour les barres à haute adhérence avec des nervures hautes, ce mode de rupture est critique seulement pour les dimensions de l'engravure. Pour des tailles basses de l'engravure, le mode de rupture se produit par le fendage du matériau de scellement (De Lorenzis et al. 2007). La rupture cohésive en cisaillement dans le béton a été observée dans les essais d'adhérence sur des bandes composites (FRP) avec la technique NSM (Seracino, Saifulnaz, et al. 2007). Ce mode de rupture se produit lorsque la résistance au cisaillement du béton est dépassée.

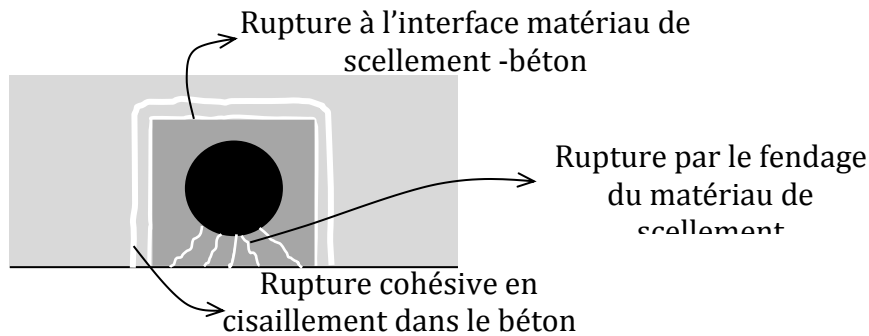


Figure I-16 : Rupture à l'interface résine-béton ou par le fendage du matériau de scellement.

#### I.5.6.1.3. Rupture par le fendage du matériau de scellement

La fissuration longitudinale du matériau de scellement et/ou la rupture du béton de l'engravure le long de plans inclinés est dénommé comme la rupture par le fendage du matériau de scellement d'enrobage (Figure I-16). Ceci a été trouvé comme un mode critique de rupture pour les barres rondes à haute adhérence (De Lorenzis et al. 2007).

La mécanique de la rupture par le fendage du matériau de scellement dans le système NSM est similaire à celle de la rupture d'adhérence de barres en acier à haute adhérence dans le béton, sur laquelle une bonne compréhension a été développée à partir des décennies de recherche (Tepfers 1973). Pour un jonc composite (FRP) inséré par NSM, la composante radiale des contraintes d'adhérence est équilibrée par les contraintes circonférentielles à la traction dans le matériau de scellement qui peut conduire à se former des fissures longitudinales. Le béton de l'engravure est également soumis à des contraintes à la traction et peut s'effondrer lorsque sa résistance à la traction est atteinte, en provoquant la rupture le long de plans inclinés. Que la rupture dans le béton se produit avant ou après l'apparition de fissures dans le matériau de scellement ou même après sa rupture complète, dépend de la taille de l'engravure et la résistance à la traction des deux matériaux.



Référence	(Blaschko et al. 1999)		(Blaschko 2003)	(Yan et al. 1999)	(Carolin et al. 2001)
	Série 1	Série 2			
Type de matériaux composites	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP
Type des essais	Essais d'adhérence	Essais en flexion	Essais d'adhérence	Essais d'adhérence	Essais en flexion
Dimensions de barre composite (mm)	Rectangulaire Profondeur : 25 Largeur : 1.2	Rectangulaire Profondeur : 25 Largeur : 1.2	Rectangulaire Profondeur : 20 Largeur : 1-2	Ronde ( $\Phi 11$ )	Carré (10×10)
Dimensions de l'engravure (mm)		Profondeur : 26 Largeur : 3		Profondeur : 19 Largeur : 14	
Configuration de la surface de barre composite				Sablé	
Paramètres examinés	Technique de renforcement	Technique de renforcement	Longueur de scellement, taille et propriétés des bandes, résistance du béton, texture superficielle, type de chargement, la distance de bord	Longueur de scellement, résistance du béton	Type de colle (époxy et coulis de ciment), longueur de de scellement, nombre de barres, haute résistance et haut module des barres composites (CFRP)
Mode de ruine		Rupture de CFRP, rupture à l'effort tranchant dans le béton	Rupture de composite à la traction, rupture par fendage de bord de béton, Rupture cohésive par cisaillement dans l'adhésive	Fracture du béton, rupture à l'interface barre composite-résine	Rupture de fibre à la traction, rupture de fibre combinée avec l'écrasement du béton, rupture d'adhérence
Matériau de scellement	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy
Type de chargement		Flexion 3 points	Arrachement direct	Arrachement direct	Flexion 4 points
Acier d'armature interne					Flexion / cisaillement
Commentaires	Bonne preuve pour améliorer la capacité d'ancrage et augmenter la ductilité dans la technique NSM en comparant avec la technique de collage sur la surface extérieure	Preuve pour la possibilité d'améliorer l'adhérence des bandes composites de carbone, l'augmentation de la résistance et de la ductilité des poutres renforcées avec la technique NSM en comparant avec celles renforcées par la technique du collage sur la surface extérieure	Montre que le développement complet d'adhérence est possible pour les bandes en CFRP, la preuve de rupture par splitting de béton au bord quand la distance de bord est insuffisante	Une étude préliminaire qui fournit des résultats mineurs	Toutes les poutres qui se sont effondrées par la rupture de FRP montrent une réponse ductile, premiers essais d'utilisation des NSM barres carrées, des résultats positifs sur l'utilisation de coulis de ciment comme un matériau de scellement

Référence	(T. Hassan et al. 2001)		(De Lorenzis et al. 2001)	(De Lorenzis 2002)		
	Série 1	Série 2				
Type de matériaux composites	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP/GFRP	CFRP/GFRP	CFRP/GFRP
Type d'essais	Essai en flexion	Essai en flexion	Essai au cisaillement	Essai d'adhérence	Essai en flexion	
Dimensions de barre composite (mm)	Ronde ( $\Phi 10$ )	Rectangulaire Profondeur : 25 Largeur : 1.2	Ronde ( $\Phi 9.8$ )	Ronde ( $\Phi 7.5/9.5$ )	Ronde ( $\Phi 9.5/13$ )	Ronde ( $\Phi 8$ )
Dimensions d'engravure (mm)	Profondeur	16	25	10, 12, 14, 15, 16, 18, 20, 24	19, 25, 4	16
	Largeur	30	5	10, 12, 14, 15, 16, 18, 20, 24	19, 25, 4	16
Configuration de la surface de barre	Usiné		Usiné	Enroulé en spirale, nervuré	Usiné, sablé	Enroulé en spirale, sablé
Paramètres examinés	Type d'époxy, longueur de scellement	Longueur de scellement	Espacement des barres, inclinaison des joncs, ancrage à la table, présence des cadres en acier	Longueur de scellement, taille d'engravure, texture superficielle, type d'époxy, surface d'engravure	Type et quantité de matériau composite	Le rapport de l'acier d'armature interne et de matériau composite
Mode de ruine	Rupture par fendage de béton d'enrobage ensuite par un décollement complet des barres composites	Rupture par fendage de béton d'enrobage, rupture des barres composites	Rupture par fendage de résine, rupture par splitting de béton d'enrobage	Rupture par fendage de résine, rupture à l'interface résine-béton, rupture à l'interface mortier-béton, rupture à l'interface barre composite-béton	Rupture par décollement après avoir plastifié l'acier	Rupture par écrasement du béton après la plastification de l'acier, décollement après la plastification de l'acier, l'écrasement du béton après la plastification de l'acier ensuite par un décollement secondaire
Matériau de scellement	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy, mortier	Résine époxy	Résine époxy
Type de chargement	Flexion 3 points	Flexion 3 points	Flexion 4 points	Arrachement direct	Flexion 4 points	
acier d'armature interne	Flexion / cisaillement		Flexion / cisaillement		Flexion / cisaillement	
Commentaires	Donne une preuve de l'effet du type de colle époxy sur la capacité ultime	Montre que la possibilité de développement complet d'adhérence pour les bandes de carbone pour les longueurs de liaison de 850 mm à 1200 mm	Une bonne étude initiale montre l'efficacité de la technique NSM dans le renforcement au cisaillement, étudier l'effet des orientations différentes de renfort	La premier programme expérimental au laboratoire sur la technique NSM impliquant un vaste gamme de paramètres critiques d'adhérence, révélant des résultats importants sur le comportement d'adhérence des barres de NSM FRP, ainsi que des essais sur le renforcement en flexion et au cisaillement avec la technique NSM, preuve de la rupture par la séparation du béton d'enrobage dans les essais de flexion		

Référence	(De Lorenzis & Nanni 2002)	(Sena Cruz 2004)	(Pickles 2004)	(Shield et al. 2005)		(Seracino, Saifulnaz, et al. 2007)
				Série 1	Série 2	Série 2
Type de matériaux composites	CFRP/GFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP	CFRP/GFRP
Type d'essais	Essai d'adhérence	Essai d'adhérence	Essai d'adhérence	Essai d'adhérence à petite échelle	Essai d'adhérence	Essai d'adhérence à grande échelle
Dimensions de barre composite (mm)	Ronde ( $\Phi 9.5/13$ )	Rectangulaire Profondeur : 10 Largeur : 1.4	Ronde ( $\Phi 8$ )	Rectangulaire Profondeur : 16 Largeur : 2	Rectangulaire Profondeur : 12-30 Largeur : 2-101	Rectangulaire Profondeur : 16 Largeur : 2
Dimensions d'engravure (mm)	13, 16, 19, 25 13, 16, 19, 25	15 3.3	12, 13, 16, 18.5, 20, 30 12, 13, 20		19 6.4	19 6.4
Configuration de la surface de barre	Usiné, sablé	CFRP	Enroulé en spirale, sablé	Usiné		Usiné, sablé
Paramètres examinés	Longueur de scellement, taille d'engravure, type de FRP, texture superficielle et diamètre des barres	Longueur de scellement, résistance du béton, type de chargement	longueur de scellement, taille d'engravure, forme d'engravure	Espacement des barres, inclinaison des joncs, ancrage à la table, présence des cadres en acier	Longueur de scellement, résistance du béton, type de chargement	Longueur de scellement, taille d'engravure, type de FRP, texture superficielle et diamètre des barres
Mode de ruine	Rupture par fendage de résine, fissuration de béton, rupture par pull-out	Rupture à l'interface barre composite- résine, rupture à l'interface résine-béton,	Rupture par fendage de résine époxy et le béton d'enrobage, rupture par pull-out	Rupture par fendage de résine, rupture par splitting de béton d'enrobage	Rupture à l'interface barre composite- résine, rupture à l'interface résine-béton	Rupture par fendage de résine, fissuration de béton, rupture par pull-out
Matériau de scellement	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy	Résine époxy
Type de chargement	Flexion 4 points	Flexion 4 points	Arrachement direct	Flexion 4 points	Flexion 4 points	Flexion 4 points
L'acier d'armature				Flexion / cisaillement		
Commentaires	Une étude approfondie examine plusieurs paramètres d'adhérence	Un autre grand programme expérimental sur le comportement d'adhérence des bandes de NSM CFRP	Première programme expérimental sur la forme d'engravure à part de la forme carrée ou rectangulaire comme des engravures trapézoïdales	Vaste étude sur l'effet du type de matériau de scellement considérant sept matériaux de scellement différents, révélant que, même pour les matériaux de scellement avec des résistances au cisaillement similaires, le comportement d'adhérence est différent considérablement		Preuve d'une rupture cohésive en cisaillement dans le béton

Référence		(Teng et al. 2006)		(Al-Mahmoud 2007)	(Kalpana et al. 2009)
Type de matériaux composites		CFRP/GFRP	CFRP/GFRP	CFRP	
Type d'essais		Essai d'adhérence	Essai en flexion	Essai d'adhérence (essai d'arrachement direct, essai tirant)	Essai d'adhérence (essai de poutre)
Dimensions de barre (mm)		Rectangulaire Profondeur : 16 Largeur : 4	Rectangulaire Profondeur : 16 Largeur : 4	Ronde ( $\Phi 12$ )	Ronde ( $\Phi 9/12$ ) Rectangulaire (2x16) Carré (10)
Dimensions d'engravure (mm)	Profondeur	22	22	20,30	6, 10, 13, 14, 16, 18
	Largeur	8	8	20, 30, 50	20, 24, 13, 14, 16, 18
Configuration de la surface de barre		Enroulé en spirale, nervuré	Usiné, sablé	Lisse, sablé, Usiné	Lisse, enroulé, Enroulé en spirale et sablé
Paramètres examinés		Longueur de scellement, taille d'engravure, texture superficielle, type d'époxy, surface d'engravure	Type et quantité de matériau composite	Longueur d'adhérence, taille d'engravure, texture superficielle de barre composite, type d'époxy, surface d'engravure en béton, type de béton	Longueur d'adhérence, taille d'engravure, forme de barre composite, dimensions des barres, texture superficielle de barre composite, résistance de béton, type de scellement, type de chargement, distance du bord
Mode de ruine		Rupture par fendage de résine, rupture à l'interface résine-béton, rupture à l'interface mortier-béton, rupture à l'interface barre composite-béton	Rupture par décollement après avoir plastifié l'acier	Pull-out pure, pull-out accompagné avec des fissures de cisaillement, rupture à l'interface béton-mortier	Rupture par fendage de résine
Matériau de scellement		Résine époxy, mortier	Résine époxy	Résine époxy, mortier	Résine époxy
Type de chargement		Arrachement direct	Flexion 4 points	Arrachement direct	Arrachement direct
L'acier d'armature			Flexion / cisaillement		Flexion / cisaillement
Commentaires		Importants résultats montrant une variation entre les modes de ruine observés dans les essais d'adhérence à ceux observés dans les poutres renforcées avec la technique NSM, preuve de la rupture par la séparation du béton d'enrobage dans les essais de flexion		Démontré que, la contrainte tangentielle moyenne ultime des joncs usinés et cloutés peut atteindre deux fois celle de l'acier HA, et que la résine a une meilleure performance que le mortier quelque soit la configuration de l'essai. Une étude expérimentale permis de trouver un rapport largeur d'engravure/diamètre nominal de jonc de carbone de 1.7 à 2.5 qui induit une meilleure performance.	Démontré que le comportement réel en flexion des poutres renforcées avec NSM FRP peut être qualitativement en corrélation avec les résultats des essais d'adhérence sur des poutres à petite échelle contenant des armatures internes parce que les mécanismes d'adhérence sont les mêmes.

Tableau I-1: Résumé des travaux expérimentaux existants sur le comportement d'adhérence des barres insérées avec la technique NSM et le béton.

### I.5.6.2. Mécanismes de ruine dans le système NSM – par essais en flexion

Les modes de ruine possibles des poutres renforcées en utilisant des barres composites insérées avec la technique NSM sont de deux modes :

- Le mode conventionnel de rupture des poutres en béton armé, y compris l'écrasement du béton comprimé ou la rupture des barres composites généralement après la plastification des aciers tendus où le matériau atteint sa résistance maximale à la traction ;
- Le mode de ruine par un décollement précoce qui se produit avant l'atteinte de sa résistance maximale à la traction. Bien que le système NSM en utilisant des barres composites (FRP) soit moins sensible au décollement que le système de renforcement par collage des matériaux composites sur la surface extérieure. Les poutres en béton armé renforcées par l'insertion des barres composites en utilisant le système NSM peuvent encore s'effondrer par plusieurs mécanismes de décollement.

La probabilité de la ruine d'une poutre renforcée avec la technique NSM dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels le coefficient de renforcement interne de l'acier, le coefficient de renforcement par les matériaux composites (FRP), la section transversale, la forme et la configuration de la surface du renforcement inséré par NSM, et les résistances à la traction de matériaux de scellement et du béton. Il a été trouvé que les différents mécanismes de décollement des poutres renforcées avec des tissus composites (FRP) collés sur la surface extérieure (Figure I-17), [décollement due à une fissure de flexion intermédiaire (Intermediate Crack debonding - IC), décollement à l'extrémité de tissu composite due à la courbure (Plate-End debonding - PE) et décollement due à une fissure critique diagonale (Critical Diagonal Crack induced debonding - CDC)] sont également applicables aux poutres renforcées par le système NSM (Oehlers et al. 2004).

Les interactions entre les principaux modes de ruine des poutres renforcées en flexion avec la technique NSM décrits ci-dessous et les modes secondaires de ruine, sont encore obscures et méritent des investigations plus poussées.

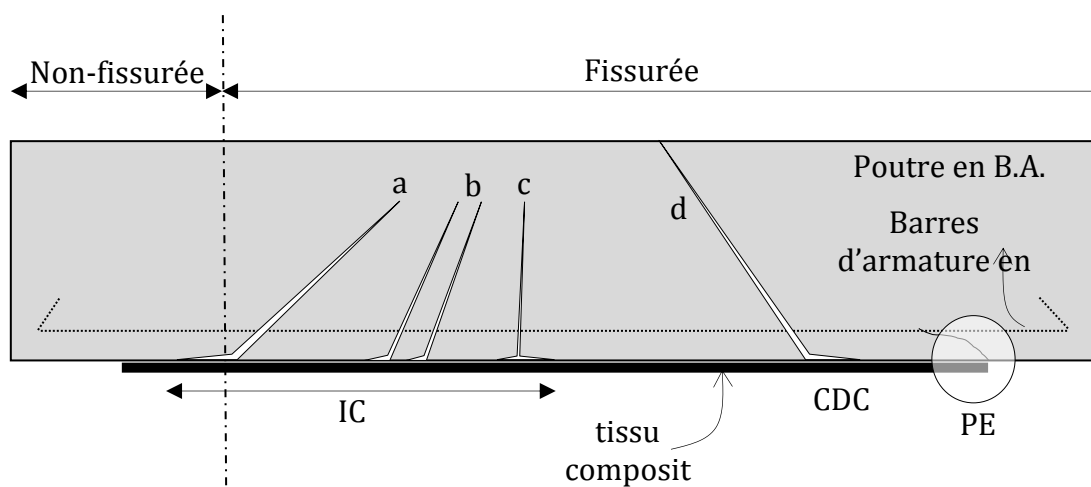


Figure I-17 : Mécanismes de ruine des poutres renforcées en flexion par le système de collage sur la surface extérieure.

#### 1.5.6.2.1. Rupture par la délamination de béton d'enrobage :

Des fissures commencent à apparaître sur la surface tendue de la poutre, et ces fissures sont inclinées approximativement à  $45^\circ$  par rapport à l'axe de la poutre. Arrivés aux bords de la surface tendue de la poutre, ces fissures peuvent se propager vers le haut, sur les côtés de la poutre faisant une inclinaison de  $45^\circ$  à l'intérieur de l'épaisseur du béton d'enrobage, et ensuite se propage horizontalement jusqu'au niveau des aciers tendus. Ce mode de rupture est l'un des modes de rupture les plus courants observés dans les systèmes de renforcement par collage extérieur (Smith et al. 2002). Ce mode de rupture a également été observée dans les poutres renforcées avec le système NSM (Corden, Ibell, et Darby, 2008; De Lorenzis, 2002; Soliman et al., 2008; Teng et al., 2006). La différence fondamentale est que ce mode de rupture n'est pas seulement une rupture locale, mais c'est une rupture structurelle qui consiste à une interaction entre les deux interfaces d'une part entre le système de NSM et le béton et d'autre part entre l'acier et le béton par la fissuration due en flexion ou au cisaillement (De Lorenzis 2002). La séparation de béton d'enrobage peut être se produire sous différentes formes, en fonction de l'évolution ultérieure de la forme de la fissure :

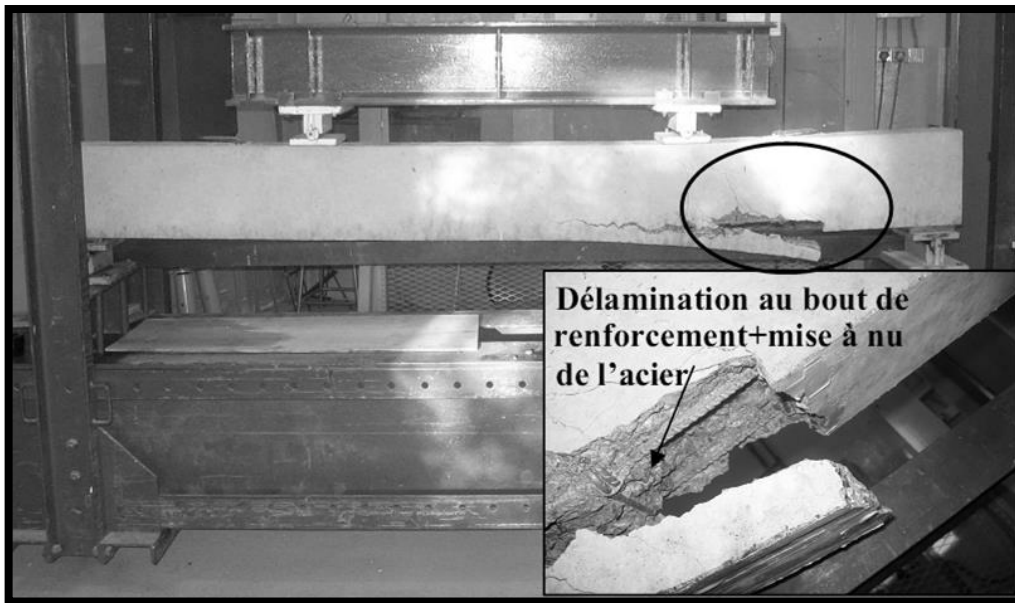
- a) La séparation d'enrobage à l'extrémité des barres (Peeling-off) : Si le renforcement de NSM est mis à une distance importante loin des appuis, la séparation du béton d'enrobage commence généralement par l'extrémité et se propage vers l'intérieur (Figure I-18a). Ce mode est similaire au mode de rupture par la séparation d'enrobage, observé dans les poutres renforcées par le collage des tissus composites sur la surface extérieure.
- b) La séparation localisée d'enrobage : Les fissures dedans ou à proximité de la zone du moment maximal, avec les fissures préexistantes de flexion et de l'effort tranchant, peuvent isoler des cales triangulaire ou trapézoïdale de béton, dont un ou plusieurs sont finalement séparés (Figure I-18b).
- c) La séparation d'enrobage induisant par une fissure de flexion intermédiaire (Figure I-18c). Ce mode a été observé par (De Lorenzis et al. 2007).
- d) La séparation d'enrobage le long des bords de la poutre : les barres composites insérées par le système NSM et situées près des bords peuvent générer un éclatement du béton d'enrobage le long des bords de la poutre (Figure I-18d).

#### 1.5.6.2.2. Décollement à l'interface de système NSM

Le décollement dans les essais en flexion (sur des poutres) est totalement différent de celui observé dans les essais d'adhérence en raison de la fissuration du béton d'enrobage, c'est-à-dire, la présence des fissures (flexion et cisaillement) peut conduire à une répartition non uniforme des contraintes d'adhérence. Par conséquent, les modèles analytiques obtenus lors des essais d'adhérence ne peuvent pas être transférées directement sur des modèles prédictifs pour les essais en flexion (Teng et al. 2006). Il y a encore une compréhension limitée du mécanisme de décollement dans les poutres renforcées avec les systèmes NSM, et l'interaction des contraintes d'adhérence avec la présence des fissures (flexion et cisaillement) dans un élément structurel doit encore être entièrement examinée. Il y a plusieurs modes de ruine qui interviennent par un décollement à l'interface d'une poutre renforcée avec la technique NSM qui sont présentés dans la Figure I-18. Autres mécanismes de décollement ont également été observés. Ils sont classés autant que des ruines secondaires. Il a été observé que l'ouverture des fissures inclinées a été empêché par la résistance au cisaillement des barres composites insérées par le système NSM (effet de goujon - dowel action), qui à son rôle tend à provoquer le éclatement du renforcement de NSM de la surface tendue de la poutre. Après la rupture, le prisme formé par la bande de carbone (CFRP) et l'époxy a conservé une couche mince de béton avec une épaisseur variable sur

ses côtés, indiquant qu'il y a une grande adhérence entre résine-béton (De Lorenzis et al. 2007; Merdas et al. 2008).

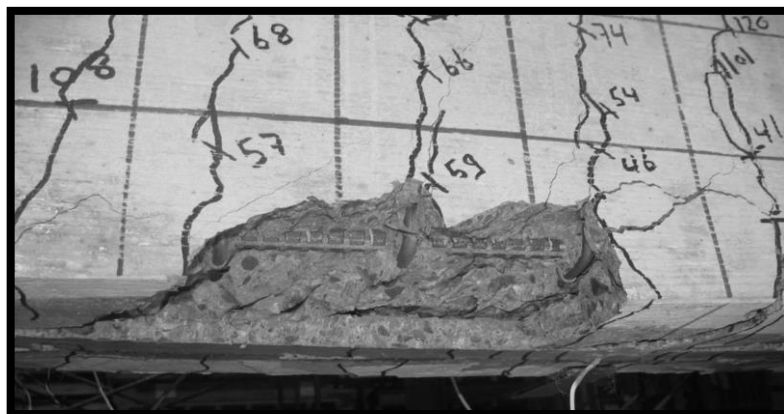
a) *Délamination du béton d'enrobage (peeling-off) par (Al-Mahmoud et al. 2010).*



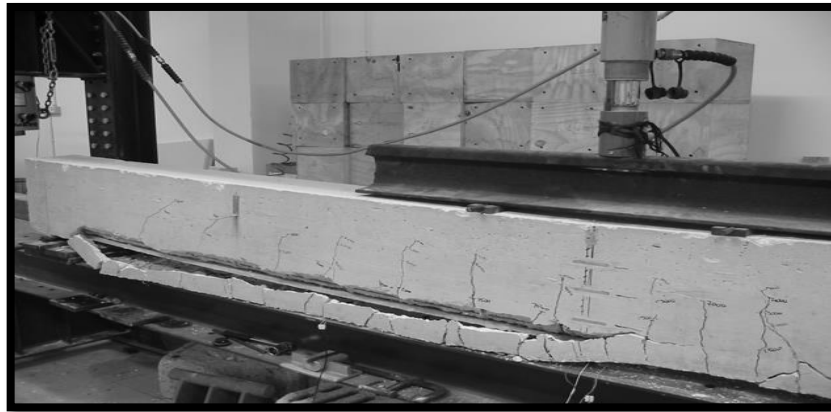
b) *Séparation localisée du béton d'enrobage.*



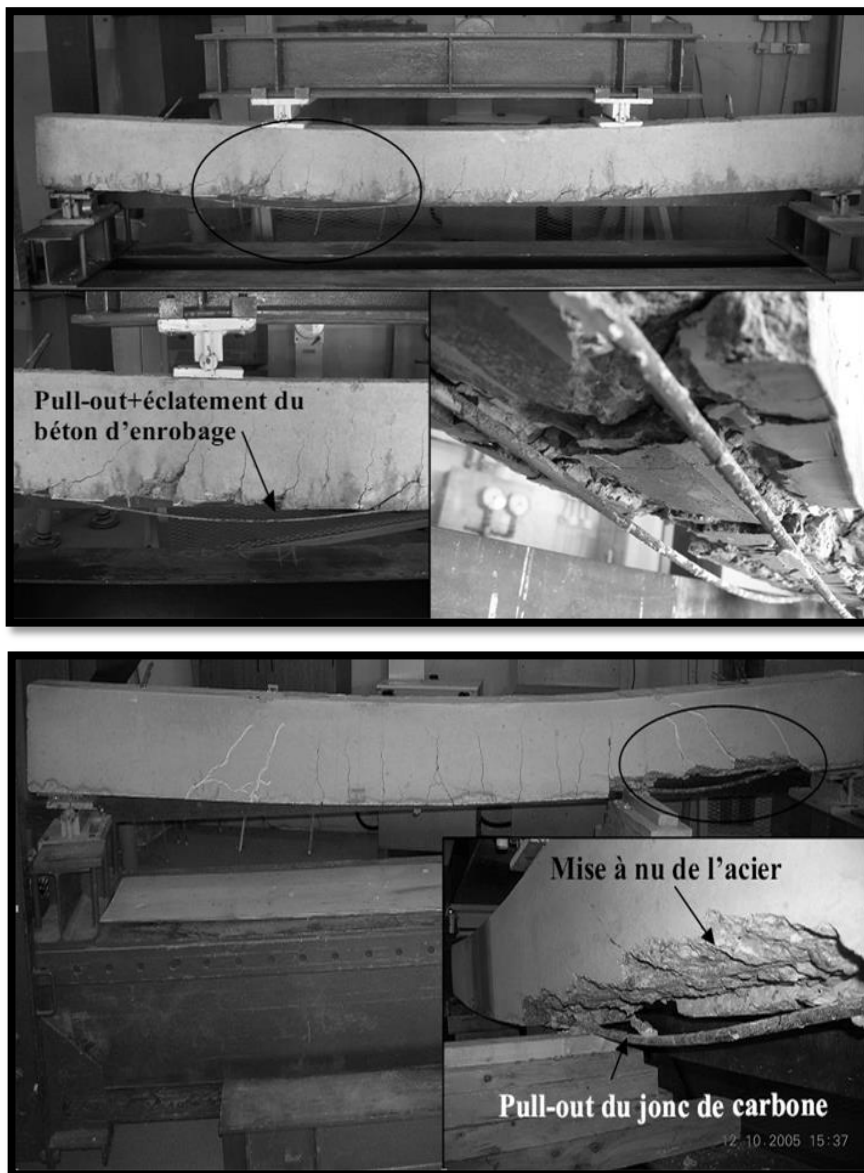
c) *Séparation du béton d'enrobage induisant par une fissure de flexion par (Soliman et al. 2010).*



d) Séparation du béton d'enrobage le long des bords de la poutre.

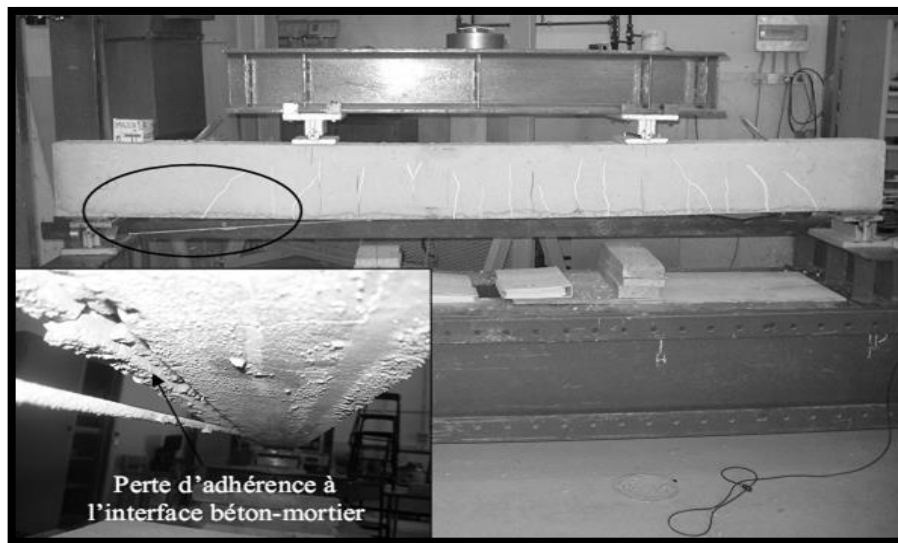


e) Rupture par le fendage de la résine (pull-out des joncs de carbone) par (Al-Mahmoud et al. 2012).





f) Décollement à l'interface béton-mortier par (Al-Mahmoud et al. 2009).



g) Délamination de béton d'enrobage à mi-portée d'une poutre renforcée par bandes composites de carbone insérées par NSM (Kotynia 2005).



Figure I-18 : Modes de ruine précoce du renforcement (FRP) en flexion inséré par NSM.

### I.5.7. Modèles analytiques existants applicables au renforcement avec la technique NSM

L'avancement de recherche dans la technique NSM en utilisant des barres composites a vu le développement de plusieurs modèles pour prédire la réponse d'un élément renforcé avec la technique NSM soit pour le renforcement en flexion ou bien soit au cisaillement. Les premiers modèles ont été faits pour des essais avec des configurations très spécifiques et utilisés par chaque étude de recherche, et sont donc peu pratique pour une utilisation plus large par la communauté de concepteurs.

#### I.5.7.1. Décollement au niveau d'une fissure intermédiaire IC

Récemment, un modèle plus largement flexible pour la technique du collage des tissus composites sur la surface extérieure a été développé par (Seracino et al. 2007a).

Le modèle prédit le mode de ruine qui s'est produit par une fissure intermédiaire (Intermediate Crack (IC)) en provoquant une des contraintes de décollement dans les barres composites insérées par NSM.

Le mode de ruine par décollement au niveau d'une fissure intermédiaire (représenté schématiquement à la Figure I-19) se produit quand une fissure de flexion atteint la barre composite insérée avec la technique NSM ou les tissus composites collés sur la surface extérieure, en provoquant un décollement local entre le renforcement par les matériaux composite et le béton d'enrobage, ce qui produit finalement une propagation de la rupture d'adhérence loin du point de décollement et vers l'extrémité (Seracino et al. 2007a). Ce mode de ruine est le plus important de principales formes de décollement dans les éléments en béton armé renforcés avec des tissus composites collés sur la surface extérieure (Oehlers et al. 2004). Le modèle proposé par (Seracino et al. 2007a), a été fait pour les deux techniques de renforcement (le collage sur la surface extérieure et l'insertion par NSM des bandes composites) avec des longueurs de scellement supérieures ou égales à la longueur de scellement critique.

Ce modèle est une fonction des propriétés des matériaux et des caractéristiques géométriques de la section analysée, et peut être appliqué sur les deux techniques de renforcement. Les paramètres utilisés dans le modèle de (Seracino et al. 2007a) sont représentés dans la Figure I-20. Le modèle est basé sur des résultats expérimentaux réalisés sur des essais de push-pull et est dérivé des lois de comportement de l'équilibre des contraintes et de la compatibilité des déformations d'un tissu composite collé sur la surface du béton. L'équation suivante peut être utilisée pour prévoir la charge à laquelle un décollement s'est produit par une fissure intermédiaire (Seracino et al. 2007a) :

$$P_{IC} = \alpha_p 0.85 \varphi_f^{0.25} f_c^{0.33} \sqrt{L_{per}(EA)_p} < \begin{cases} f_{ult} A_p & \text{pour des plaques composites} \\ f_y A_p & \text{pour des plaques métalliques} \end{cases} \quad (I - 1)$$

Avec :

$P_{IC}$  est la charge maximale dans les bandes avant le décollement (N),

$\alpha_p = 1.0$  pour la moyenne et 0.85 pour limite de confiance inférieure à 95%,

$\varphi_f = d_f/b_f$  est le rapport de longueur du plan à l'interface,

$t_p = t_d = 1.0$  mm est la profondeur à partir du matériau de scellement au plan de rupture dans le béton,

$d_g$  est la profondeur d'engravure (mm),

$b_g$  est la largeur d'engravure (mm),

$d_f = d_g + t_d$  est la profondeur de plan de rupture perpendiculaire à la surface du béton (mm)

$b_f = b_g + t_b$  est la largeur de plan de rupture parallèle à la surface du béton (mm),

$L_{per} = 2d_f + b_f$  est la longueur du périmètre de rupture (mm),

$f_c$  est la résistance maximale en compression du béton à 28 jours (MPa),

$E_p$  est le module élastique de matériau composite (MPa),

$f_{ult}$  est la résistance maximale de matériau composite à la traction (MPa),

$f_y$  est la contrainte de plastification de l'acier (MPa).

Dans ce modèle, le rapport de longueur est essentiellement une mesure de confinement qui est produit par le béton d'enrobage au niveau du plan de rupture. Dans le cas d'une petite valeur du rapport de longueur, telle qu'à la technique du collage des matériaux composites sur la surface extérieure, le béton d'enrobage offre une valeur du confinement très petite de. Au contraire, dans le cas d'une grande valeur du rapport de longueur, telle qu'à la technique NSM, le béton d'enrobage donne un excellent confinement en produisant une friction et un mécanisme d'emboîtement des granulats à travers le plan éventuel de rupture. Le rapport de longueur  $\phi_f$  donne un avantage à la technique NSM par rapport au collage sur la surface extérieure. Ce modèle ne prend pas en compte les propriétés du matériau de scellement. Parce qu'il propose que le matériau de scellement est suffisamment rigide et le plan de rupture par décollement va se propager dans le béton d'enrobage plutôt que dans le matériau de scellement. Il devrait être noté que cela n'a été vérifié que pour les matériaux de scellement polymères, et pas pour les matériaux de scellement à base de ciment ou de coulis. Un autre modèle a été également développé par (Seracino, Jones, et al. 2007) et conçu afin d'inclure le cas d'une longueur de scellement inférieure à celle critique et ainsi pour représenter la contrainte faible d'adhérence. Ce modèle détermine la charge de décollement à laquelle la ruine se produit par une fissure intermédiaire. Le modèle a été basé sur des résultats expérimentaux qui sont obtenus des essais de push-pull et en utilisant uniquement des bandes composites insérées avec la technique NSM. L'équation (I - 2) propose que la résistance du béton et les dimensions des bandes composites insérées par NSM jouent un rôle dominant dans ce mode de ruine.

$$P_{IC} = \alpha\beta 0.85\sqrt{f'_c}d_p^{1.36}b_p^{0.21} < f_{ult}d_p b_p \quad (I - 2)$$

Avec :  $\alpha = 0.19$  pour la moyenne et  $0.16$  pour la valeur caractéristique,

$\beta = 1.0$  pour  $L \geq 200$  mm et  $\beta/200$  pour  $L < 200$  mm,

$d_p$  est la dimension de tissu composite parallèle à la surface du béton (mm),

$b_p$  est la dimension de tissu composite perpendiculaire à la surface du béton (mm),

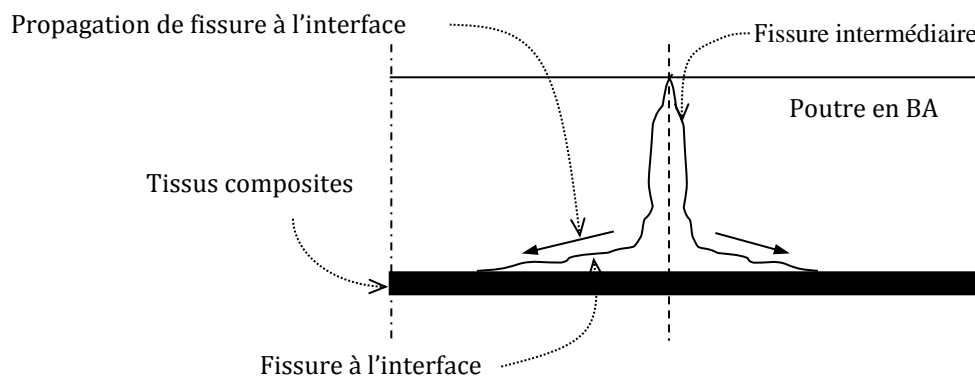


Figure I-19 : Schéma montrant la fissure intermédiaire (CI) induite par un mécanisme de décollement de matériaux composites collés sur la surface extérieure (Seracino, Saifulnaz, et al. 2007).

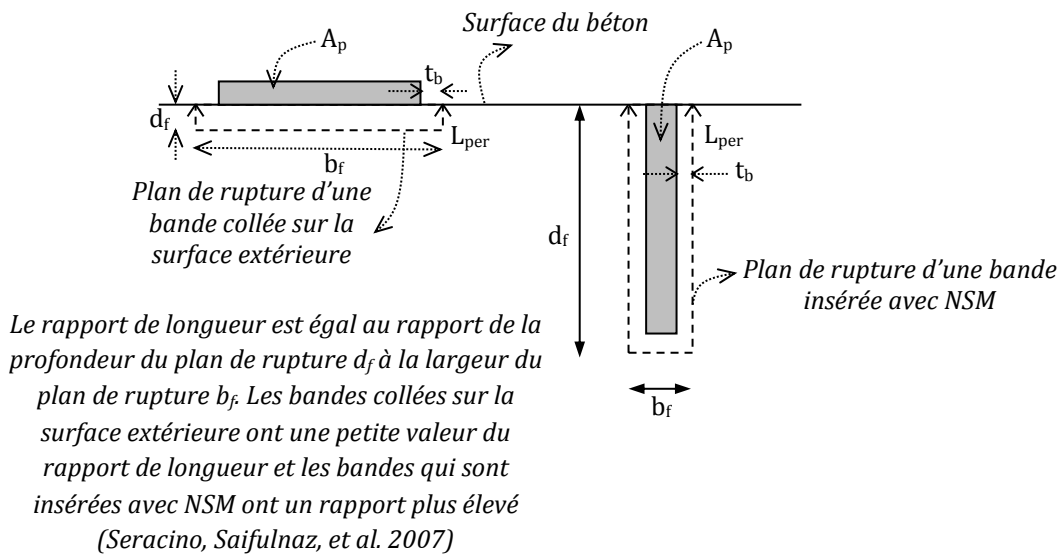


Figure I-20 : Paramètres et dimensions utilisés dans les modèles de (Seracino, Saifulnaz, et al. 2007) pour des bandes rectangulaires collées.

### I.5.7.2. Délamination de l'interface à l'extrémité de renforcement (Plate-End)

Un modèle analytique sur l'adhérence de la technique NSM a été développé par Hassan et al. (2003), basé sur la combinaison de cisaillement et de flexion. Ce modèle a été présenté par Malek et al. (1998) pour les tissus composites collés sur la surface extérieure. Le modèle d'Hassan et al. (2003) suppose qu'un décollement est dû aux contraintes élevées de cisaillement à l'extrémité de renforcement par les matériaux composites avec la technique NSM. De plus, il considère que la ruine ne s'est pas produite par des fissures intermédiaires de flexion ou par des fissures de cisaillement-flexion. Le modèle donne une contrainte de cisaillement pour une certaine charge, qui doit ensuite être comparée à une contrainte maximale admissible de cisaillement qui doit encore être précisément déterminée pour le système NSM. Les contraintes d'adhérence obtenues expérimentalement variaient entre 3.5 MPa et 20.7 MPa pour des barres composites (FRP) insérées avec le système NSM (T. Hassan et al. 2003; De Lorenzis et al. 2004).

L'application pratique de ce modèle est limitée aussi, car il a été calibré seulement pour certaines conditions des essais. Trois formes de ce modèle sont présentées ci-dessous, chacune pour un cas de chargement différents.

- Pour une condition d'appui simple et un chargement à mi-portée :

$$\tau = \frac{t_f}{2} \left( \frac{n_f P l_0 y_{eff}}{2 I_{eff}} \omega e^{-\omega x} + \frac{n P y_{eff}}{2 I_{eff}} \right) \quad (I - 3)$$

Avec :  $\tau$  est la contrainte au cisaillement (MPa),

$t_f$  est l'épaisseur de la bande composite (mm),

$n_f = E_f/E_c$  est le rapport modulaire,

$P$  est la charge ponctuelle appliquée (N),

$l_0$  est la longueur non-collée de la bande composite (mm),

$y_{eff}$  est la distance de la bande composite à l'axe neutre (mm),

$I_{eff}$  est le moment d'inertie de la section transversale (mm<sup>4</sup>),

$$\omega = \sqrt{\frac{2G_a}{t_a t_f E_f}}$$

$t_a$  est l'épaisseur de la couche du matériau de scellement (mm),

$G_a$  est le module de cisaillement du matériau de scellement (MPa),

$\chi$  est la coordonnée longitudinale à partir de l'extrémité de la bande composite,

- Pour une condition d'appui simple et un chargement uniformément distribué :

$$\tau = \frac{t_f}{2} (a\chi + b + c\omega e^{-\omega\chi}) \quad (I - 4)$$

Avec :

$$a = -\frac{qny_{eff}}{2I_{eff}}, \quad b = \frac{qny_{eff}}{2I_{eff}} (L' - 2l_0), \quad c = \frac{qny_{eff}}{\omega^2 I_{eff}} + \frac{qny_{eff}l_0}{2I_{eff}} (L' - l_0)$$

$q$  est la charge uniforme appliquée,

$L'$  est la mi-portée de la poutre,

- Pour une condition d'appui simple et un chargement de flexion 4-points :

$$\tau = \frac{t_f}{2} \left( \frac{n_f P y_{eff}}{I_{eff}} + \frac{n P y_{eff} l_0}{I_{eff}} \omega e^{-\omega\chi} \right) \quad (I - 5)$$

La limite de rupture pour les trois derniers formes est basé sur les propriétés du béton en tant que :

$$\tau_{max} = \frac{f'_c f_{ct}}{f'_c + f_{ct}} \quad (I - 6)$$

Avec :  $f'_c$  est la résistance maximale en compression du béton à 28 jours (MPa),

$f_{ct}$  est la résistance maximale à la traction du béton à 28 jours (MPa),

### 1.5.7.3. Délamination du béton d'enrobage à l'extrémité de renforcement (Peeling-off)

Un modèle analytique a été élaboré par Al-Mahmoud et al. (2010) afin d'estimer le moment ultime d'une poutre dont la ruine est due à la délamination du béton d'enrobage à l'extrémité de renforcement. Ce modèle basé à méthode de calcul qui s'inspire fortement du concept proposé par AFGC (2003) initialement développé pour les tissus collés. Le critère développé nécessite de connaître l'espacement entre les deux dernières fissures à l'extrémité des joncs de carbone (points E et W, Figure I-21). La zone de béton sous les aciers situés entre ces dernières fissures peut être modélisée comme une poutre cantilever qui se déforme sous l'action des joncs tendus au niveau de contrainte variant de  $\sigma_f$  à 0, qui génèrent un moment fléchissant  $M_w$  sur la surface de

béton au niveau des aciers. Al-Mahmoud et al. (2010) suppose un comportement élastique pour tous les matériaux, la contrainte à la traction au point W (point critique) peut être calculé par :

$$\sigma_W = \frac{M_W l}{I_W} \frac{1}{2} \quad (I - 7)$$

Où  $I_W$  est le moment d'inertie de la section, égal à :

$$I_W = \frac{bl^3}{12} \quad (I - 8)$$

Et  $M_W$  est le moment de la poutre cantilever, donné par :

$$M_W = \sigma_f A_f d_b \quad (I - 9)$$

$$\sigma_W = \frac{6A_f d_p}{bl^2} \sigma_f \quad (I - 10)$$

Avec :

$$\sigma_f = n_f \frac{d_f - y_c}{I_c} M_E \quad (I - 11)$$

Avec :

$A_f$  est la section des joncs de carbone ( $\text{mm}^2$ ),

$b$  est la largeur de la poutre (mm),

$l$  est la distance entre les deux dernières fissures (soit la hauteur de la section de poutre cantilever) (mm),

$d_b$  est l'épaisseur de la couche de béton située entre le centre de gravité des joncs de carbone et les aciers (soit la longueur de la poutre cantilever) (mm),

$y_c$  est la position de l'axe neutre après la fissuration (mm),

$I_c$  est l'inertie de la section fissurée ( $\text{mm}^4$ ),

$d_f$  est la distance entre le centre de gravité des joncs de carbone et la fibre supérieure (mm),

$M_E$  est le moment de flexion de la poutre atteint en E à la ruine (kN.m), (Voir Figure I-21).

$$\sigma_W = \sigma_{ct} = \frac{6n_f A_f d_p}{bl^2} \frac{d_f - y_c}{I_c} M_E \quad (I - 12)$$

Al-Mahmoud et al. (2010) propose que au moment de la ruine par la délamination, la contrainte à la traction au point W devrait atteindre sa valeur maximale, c'est-à-dire la résistance maximale du béton à la traction  $f_{ct}$ :

$$\sigma_W = \sigma_{ct} = f_{ct}$$

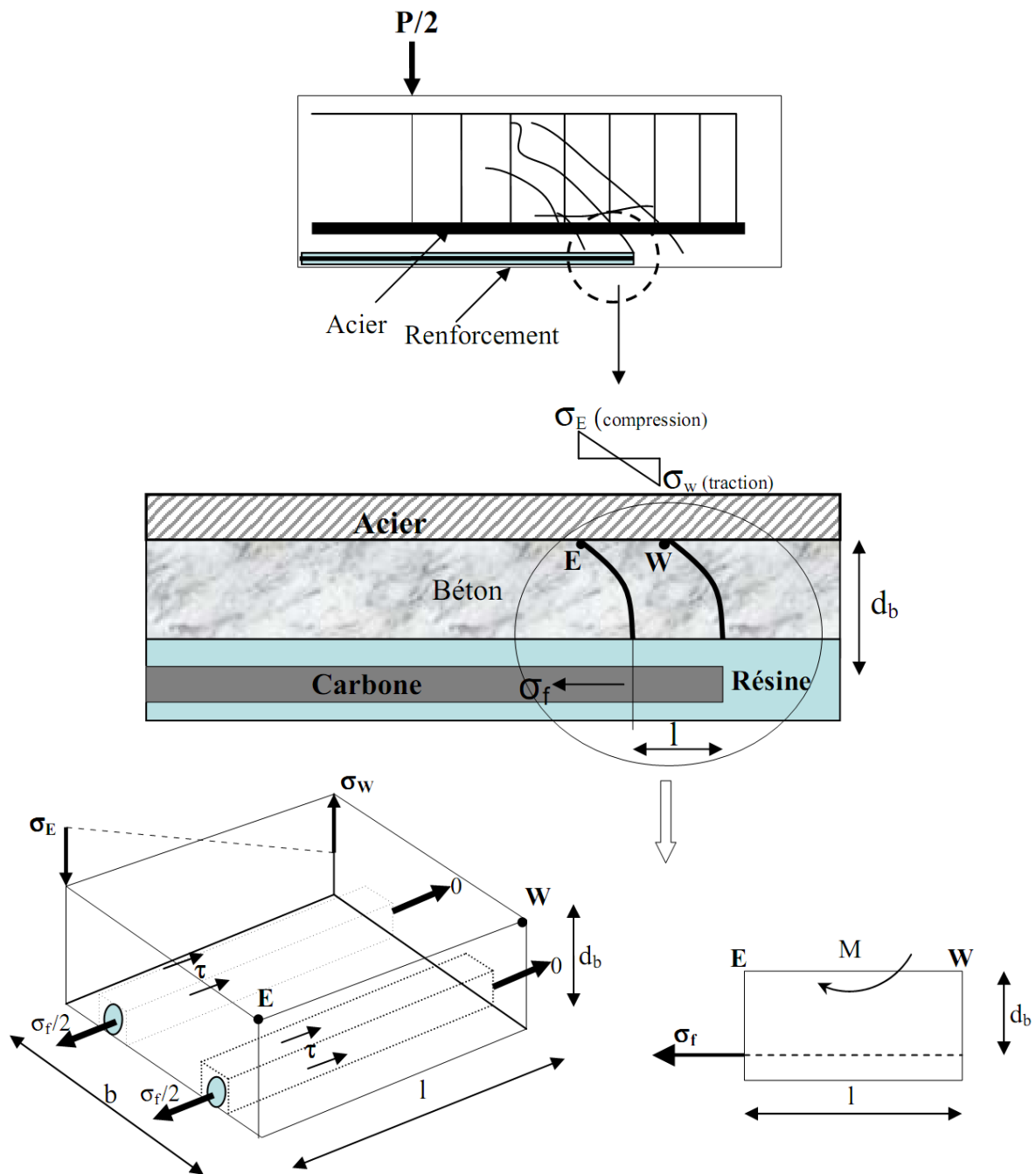


Figure I-21 : Répartition des contraintes dans le béton et les joncs de carbone entre les deux dernières fissures à l'extrémité des joncs de carbone.

Selon Al-Mahmoud et al. (2010), les résultats expérimentaux montrent que la contrainte  $\sigma_w$  calculée est systématiquement supérieure à la résistance à la traction du béton  $f_{ct}$ . Le modèle analytique sous-estime donc sensiblement la capacité portante des poutres. Les prédictions sont donc conservatives. Pour vérifier si ce modèle analytique simplifié n'était pas trop éloigné des phénomènes réels, un calcul par Élément Fini du morceau de poutre cantilever situé entre les deux dernières fissures et sous les armatures avait été mis en œuvre. Dans ce calcul, ils utilisent une formulation massive trois dimensions avec des lois de comportement élastique pour chaque matériau. Les prédictions du calcul Élément Fini (E.F.) étaient plus précises que celle du modèle analytique. La différence majeure entre le résultat des deux calculs est la répartition des

contraintes sur la hauteur  $l$  de la mini-poutre cantilever. En effet, le modèle analytique suppose un diagramme des déformations parfaitement linéaire sur la hauteur de poutre conformément à la théorie de la Résistance Des Matériaux. La Figure I-22 montre une distribution des contraintes différente pour le calcul E.F. qui conduit notamment à une valeur de  $\sigma_w$  sensiblement plus faible et donc à des résultats plus proches de l'expérimentation.

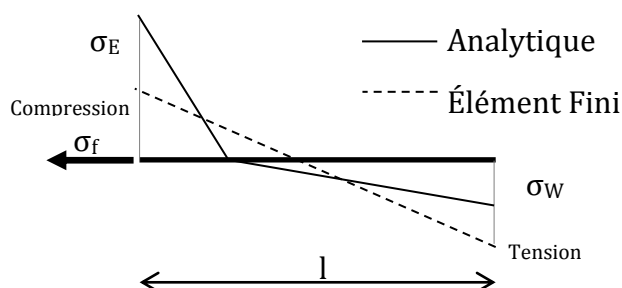


Figure I-22 : Comparaison entre le diagramme des contraintes du modèle analytique et du modèle E.F. sur la hauteur de la mini-poutre cantilever.

#### I.5.7.4. Calcul du moment ultime et de la contrainte maximale appliquée sur les joncs de carbone dont la ruine est due au pull-out de joncs de carbone

Un modèle élaboré à l'origine à partir des études réalisées sur les joncs composites en pleine masse de béton par Cosenza et al. (1997) et généralisé sur la technique de NSM par Al-Mahmoud et al. (2012), offre ainsi une bonne estimation du moment de flexion ultime.

Le critère développé par Al-Mahmoud et al. (2012) nécessite de connaître la distance entre la dernière fissure qui traverse la résine du renforcement près de l'appui, et l'extrémité des joncs de carbone. Ils ont considéré que

- La longueur qui ancre l'extrémité des joncs de carbone commence depuis cette fissure car seule la partie du renforcement situé au-delà de cette fissure contribue à résister à l'effort d'arrachement appliqué sur les joncs de carbone.
- La distance d'ancrage restante forme un morceau de renforcement bien isolé par rapport au reste du renforcement. Les fissures qui ne traversent pas la résine et qui sont normalement moins ouvertes ne sont pas considérées comme dernière fissure.
- La ruine des poutres intervient juste au moment où l'une des extrémités des joncs de carbone commence à glisser car il a observé, lors des essais, que la ruine des poutres était brusque et simultanée avec l'éclatement du béton d'enrobage dès que l'une des extrémités des joncs de carbone commence à glisser. Ce critère conduira à des calculs qui ne considèrent que la partie ascendante de la courbe  $\tau$ -glissement, autrement dit, la partie de la courbe  $\tau$ -glissement représentant le frottement ne sera pas intégrée dans notre calcul car celle-ci ne contribue pas à résister à l'effort d'arrachement puisque la ruine intervient avant cette phase.

Al-Mahmoud et al. (2012) ont donné la contrainte maximale  $\sigma_{\max}$  applicable sur les joncs de carbone résultant de son adhérence avec la résine pour  $s=s_m$  par l'équation (I-13).



$$\sigma_{\max} = \sqrt{2E_f \frac{\sum \tau_u s_m}{A_f(1 + \alpha)}} < \sigma_{fu \max} \quad (I - 13)$$

Avec :  $E_f$  est le module d'élasticité de jonc de carbone (MPa),

$\sum$  est le périmètre du jonc de carbone (mm),

$A_f$  est la surface de la section des joncs de carbone à la quelle s'applique l'effort à la traction (mm<sup>2</sup>),

$\tau_u$  est la contrainte tangentielle moyenne ultime (au pic) (MPa),

$s_m$  est le glissement correspondant à  $\tau_u$  (MPa),

$\alpha$  est un paramètre de précision influençant la forme de la courbe  $\tau$ -glissement dans la branche ascendante et obtenu en égalisant l'air sous la branche ascendante de la courbe expérimentale à la valeur  $\tau_u s_m / (1 + \alpha)$  (Figure I-23).

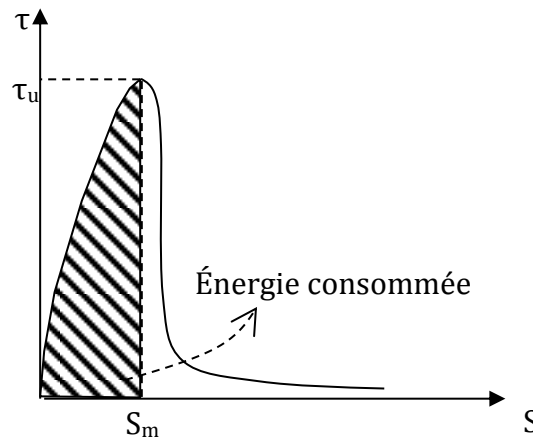


Figure I-23 : courbe contrainte d'adhérence ( $\tau$ )-glissement ( $s$ ) pour un jonc de carbone lors de l'essai d'arrachement direct.

Si  $\sigma_{\max}$  calculée par l'équation (I-13) est inférieure à la résistance maximale à la traction du jonc de carbone ( $\sigma_{fu \max}$ ), la rupture du jonc de carbone ne se produit pas avant la rupture de la liaison jonc de carbone-résine. Autrement dit, la résistance maximale à la traction ne peut pas être atteinte. A cette contrainte  $\sigma_{\max}$  correspond une longueur dite longueur effective  $L_{\text{effect}}$ , telle qu'au-delà de cette longueur, il n'est pas utile d'augmenter la longueur d'ancrage. Ce cas correspond à une valeur faible de l'énergie consommée.

Si  $\sigma_{\max}$  est égale ou supérieure à la résistance maximale à la traction du jonc de carbone  $\sigma_{fu \max}$ , la capacité maximale à la traction du jonc de carbone est atteinte. Ce cas correspond à une valeur très importante de l'énergie consommée.

Afin de calculer le moment de flexion ultime avant la ruine par le pull-out des joncs de carbone, il faut calculer la longueur effective  $L_{\text{effect}}$  correspondant à  $\sigma_{\max}$  pour la poutre renforcée par des joncs de carbone en utilisant l'équation (I-14), selon Al-Mahmoud et al. (2012):

$$L_{\text{effect}} = \frac{\sigma_{\text{max}} A_f}{\sum \tau_u} \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \quad (\text{I} - 14)$$

Si  $L_{\text{effect}} \leq L_{\text{anc}}$  (la distance entre la dernière fissure et l'extrémité des joncs de carbone), dans ce cas (Figure I-24A), le moment à la ruine  $M_R$  qui correspond à une contrainte  $\sigma_{\text{max}}$  dans une section où se situe la dernière fissure  $M_{\text{DF}}$  est le moment agissant au niveau de la dernière fissure calculé par l'équation (I - 15) :

$$M_{\text{DF}} = \frac{\sigma_{\text{max}} I_c}{n_f (d_f + y_c)} \quad (\text{I} - 15)$$

$M_R$  est déduit de  $M_{\text{DF}}$  à l'aide du diagramme du moment fléchissant.

Si  $L_{\text{effect}} > L_{\text{anc}}$  (Figure I-24B), dans ce cas-ci, la contrainte  $\sigma_{L_{\text{anc}}}$  est atteinte avant la rupture de la liaison joncs de carbone-résine et donc reste inférieure à la contrainte  $\sigma_{\text{max}}$  calculée par l'équation (I-13). Dans ce cas, la contrainte  $\sigma_{L_{\text{anc}}}$  correspondant à une longueur  $L_{\text{anc}}$  est calculée par :

$$\sigma_{L_{\text{anc}}} = \frac{L_{\text{anc}} \sum \tau_u}{E_f A_f} \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \quad (\text{I} - 16)$$

Le moment correspondant à la position de la dernière fissure  $M_{\text{DF}}$  est calculé par :

$$M_{\text{DF}} = \frac{\sigma_{L_{\text{anc}}} I_c}{n_f (d_f + y_c)} \quad (\text{I} - 17)$$

$M_R$  est donc déduit de  $M_{\text{DF}}$  de la même façon que dans le cas A.

Les valeurs des paramètres inconnus ont été calibrées par meilleur ajustement des résultats expérimentaux obtenus pour de trois éprouvettes réalisées du béton (BO30) avec un jonc clouté type 2 (Figure I-12) de 12 mm inséré dans une engravure carrée de 25x25 mm et scellé dans la résine pour les  $\tau_u$ ;  $s_m$ , et  $\alpha$  sont 12.3/0.4 MPa, 0.16/0.05 et 0.74/0.04 mm respectivement.

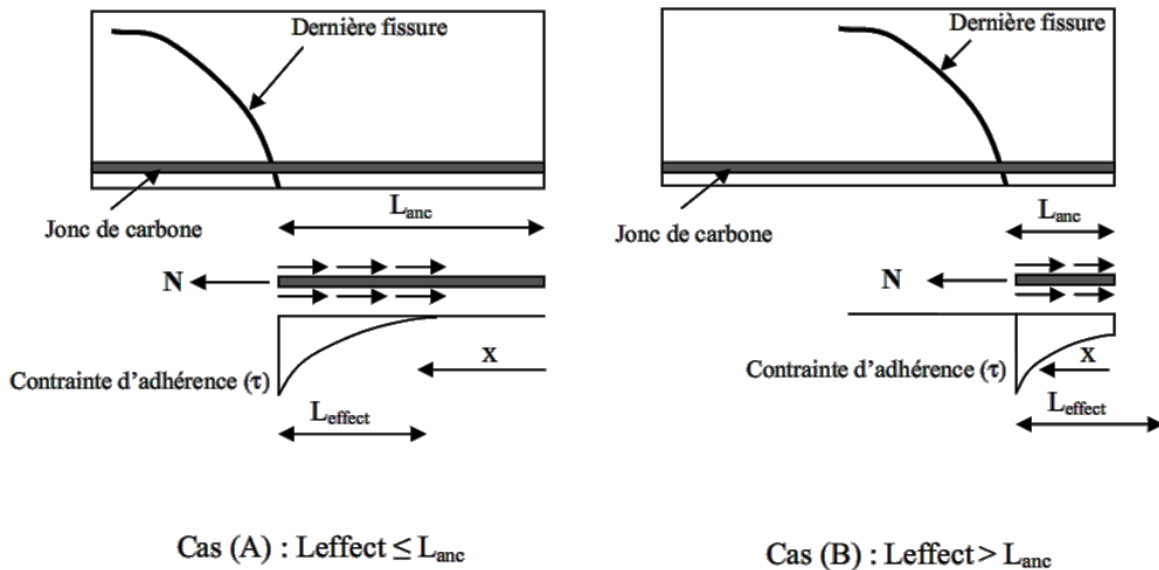


Figure I-24 : Longueur d'ancrage formée par la dernière fissure et la répartition de la contrainte d'adhérence sur cette longueur pour les cas A et B.

## I.6. LONGUEUR D'ANCRAGE

La longueur d'ancrage (dite aussi de scellement) est une longueur à laquelle la barre composite peut transférer les contraintes tangentielles d'adhérence pour résister une contrainte axiale à la traction égale à sa résistance maximale à la traction ou bien on peut dire qu'elle est la longueur de la barre qui peut développer sa pleine capacité avant la rupture d'ancrage. La conception d'ancrage de renforcement en matériaux composites (FRP) avec la technique NSM est différente de celle des barres d'acier, car en plus des paramètres communs qui influencent le comportement d'adhérence telle que la surface des barres et la résistance du béton, il y a d'autres facteurs qui affectent le comportement d'adhérence entre les barres composites et le béton. Par exemple, module d'élasticité transversale, les propriétés mécaniques et géométriques des barres composites et en plus les caractéristiques de matériau de scellement sont autant des paramètres supplémentaires.

Le comportement d'ancrage des barres composites semble être différent d'une technique de renforcement à l'autre. Dans le cas du collage sur la surface extérieure de renforcement, il existe une longueur effective de scellement, au-delà de laquelle l'augmentation de la longueur de de scellement n'a pas d'influence sur la résistance maximale (Neubauer et al. 1999; De Lorenzis et al. 2001; Lu et al. 2005; Ueda et al. 2005). En outre, il existe aussi une longueur effective de scellement pour les barres insérées par le système NSM, pour laquelle la longueur minimale de scellement doit transférer les contraintes tangentielles maximales.

La contrainte normale maximale dans les barres composites qui peut être transféré entre les barres insérées avec la technique NSM et le béton d'enrobage avec une longueur effective de scellement (De Lorenzis & Nanni 2002) est donnée par :

$$\sigma_{max} = \sqrt{2E \frac{\Sigma}{A} G_f} \quad (I - 18)$$

Avec :

$$G_f = \int_0^{\infty} \tau(s) ds \quad (I - 19)$$

Où  $G_f$ , est la zone située sous la courbe  $\tau$ -glissement, est l'énergie de rupture du joint collé,  $\Sigma$  est le périmètre sur lequel la contrainte d'adhérence agit,  $A$  est la section transversale sur laquelle la contrainte à la traction est agit, et  $E$  est le module d'élasticité du matériau sur lequel la contrainte à la traction est appliquée.

De Lorenzis et al. (2002) ont trouvé que généralement, la pleine capacité de renforcement en matériaux composites peut être atteinte, et la valeur correspondante de la longueur de scellement est appelée la longueur effective ou bien de développement si la contrainte normale maximale dans les barres composites  $\sigma_{max}$  (calculé par l'équation. I-18) est égale ou supérieure à la résistance à la traction de la barre composite, et en particulier dans la courbe  $\tau$ -glissement avec des valeurs infinies de l'énergie de rupture. Lorsque la contrainte  $\sigma_{max}$  est inférieure à la résistance à la traction de la barre composite, sa capacité portante ne peut pas être atteinte, quelque soit la longueur de

scellement est-elle et il existe une longueur effective de scellement au-delà de laquelle la augmentation dans la longueur de scellement n'a pas d'effet.

Cosenza et al. (2002) ont examiné les formules disponibles pour évaluer la longueur effective de scellement dans plusieurs normes, telles que celles trouvées dans les normes de conception du Japon Society of Civil Engineers (JSCE, 1997) et le guide de la conception de structures en béton armé en utilisant des barres composites (ACI, 2003). Cosenza et al. (2002) ont conclu que toutes les formules existantes dans ces documents semblent être peu convenables pour les barres composites (FRP) puisqu'elles ont été dérivées sous l'hypothèse d'une relation linéaire entre la résistance d'adhérence et la racine carrée de la résistance en compression du béton, et en supposant une distribution uniforme de la contrainte d'adhérence le long de la longueur d'ancrage.

L'ACI 440 (2008) donne la longueur de scellement du renforcement inséré par le système NSM par :

$$l_{df} = \begin{cases} \frac{d_f}{4\tau_b} f_{fd} & \text{pour les barres rondes (Joncs)} \\ \frac{a_b b_b}{2(a_b + b_b)\tau_b} f_{fd} & \text{pour les barres rectangulaires} \end{cases} \quad (I - 20)$$

Avec :  $d_f$  est le diamètre de barre composite (FRP) (mm),

$f_{fd}$  est la résistance de conception du renforcement (FRP) (MPa),

$\tau_b$  est la contrainte tangentielle moyenne pour les barres composites (FRP) insérées par NSM, ACI 440.2R (2008) recommande l'utilisation de 6.9 MPa pour  $\tau_b$  (MPa),

$a_b$ ,  $b_b$  sont les dimensions de la section transversale des barres composites (FRP) rectangulaire (mm).

## I.7. CONCLUSION

Dans les dernières années, comme la technique de renforcement par insertion des barres composites (FRP) dans le béton d'enrobage des éléments structuraux a bien émergé, beaucoup de recherches ont été réalisées pour caractériser le comportement d'adhérence entre les barres composites (FRP) insérées avec la technique NSM et le béton d'enrobage où le comportement d'adhérence a été notablement différent de celui observé pour le cas d'adhérence entre les barres en acier et le béton. Une revue complète extraite de la littérature sur le comportement d'adhérence des armatures insérées avec la technique NSM a été présentée, y compris les études expérimentales, les modes de ruine, la modélisation d'adhérence et les écarts des résultats expérimentaux obtenus.

## *Chapitre II*

*Réparation d'une poutre en béton armé endommagée par corrosion avec la technique NSM*



## **II.1. INTRODUCTION**

La corrosion de l'acier d'armature est un problème majeur dans les infrastructures en béton armé. Les coûts supplémentaires causés par ce mécanisme de détérioration s'élèvent à plusieurs dizaines de milliards d'euros par an. La corrosion d'acier dans le béton armé conduit à plusieurs défauts majeurs. Tout d'abord, une réduction de la section transversale de l'acier d'armature et de la ductilité conduit à une rupture précoce de la barre (Almusallam 2001; Andrade et al. 1990). Deuxièmement, l'expansion des produits de corrosion conduit à une fissuration du béton d'enrobage et à une détérioration d'adhérence acier-béton, affectant la rigidité en flexion des éléments en béton armé.

Des études réalisées à travers le monde montrent que la corrosion de l'armature est responsable de la dégradation de 75% des ouvrages en béton armé et absorbe la plus grande partie des ressources financières destinées aux activités d'entretien et de renouvellement des ouvrages de génie civil; ceci est la preuve que ce phénomène doit être pris très au sérieux. Du fait que de nombreux ouvrages en béton armé dégradés par corrosion de l'armature exigent de nouvelles interventions peu de temps seulement après qu'ils ont été réparés pour la même raison, a attiré notre attention et nous a amené à penser que la corrosion qui fait tant de mal à nos ouvrages en béton armé n'est pas traitée avec tout le sérieux qui doit lui être dû. Cela peut provoquer du fait que beaucoup d'ingénieurs et de techniciens, ne procèdent pas au préalable à des investigations sérieuses pour évaluer l'ampleur des dégâts dans la structure avant d'engager des travaux de réparation, soit par leur méconnaissance du phénomène de la corrosion et de la démarche à suivre pour résoudre les problèmes de corrosion, soit alors qu'ils ne se fient uniquement qu'à l'apparition des dégradations visuelles sur l'ouvrage telles que : les tâches de rouille, les infiltrations d'eau, l'éclatement du béton, les fissures. Les conséquences qui en découlent sont : la non-détection des dégradations cachées qui vont se propager avec le temps, le risque de baser les travaux sur un concept erroné, la mauvaise évaluation du coût des réparations.

Il existe actuellement plusieurs méthodes de protection ou de réparation des éléments en béton armé endommagés par corrosion. Celles-ci agissent directement au niveau de l'acier (revêtements organiques ou métalliques des armatures, inhibiteurs de corrosion, protection cathodique à courant imposé) ou au niveau du béton, soit en empêchant la pénétration d'éléments agressifs (revêtement du béton par des peintures spéciales), soit par ajout de matières (béton projeté, armatures collées).

Depuis les années 1980 - 1990, des techniques de renforcement à l'aide des matériaux composites collés sur la surface extérieure ont été développés. En général, les matériaux composites ont de meilleures propriétés mécaniques, physiques et chimiques que l'acier. Les applications des matériaux composites pour la réparation ou le renforcement des structures en béton armé ont augmenté rapidement dans le monde entier (U. Meier et al. 1992; Steiner 1996; Nanni 1997; Katsumata et al. 2001; Grace et al. 2003; Al-Mahmoud et al. 2009).

L'utilisation des matériaux composites pour renforcer et/ou réparer les infrastructures endommagées par corrosion des aciers est très récente. Des études sont disponibles dans la littérature à ce sujet (Sherwood et al. 1999; Soudki et al. 2000; Kreit et al. 2010). La plupart de ces études ont adapté une technique du collage des tissus composites sur la surface extérieure afin de réparer les éléments endommagés par corrosion. Cependant,

l'utilisation des matériaux composites collés sur la surface extérieure peut être difficile dans certains cas. Premièrement, toutes les applications des matériaux composites stratifiés sur la surface extérieure nécessitent une préparation, par exemple remplissage des fissures longitudinales dues à la corrosion en utilisant une colle époxy. Deuxièmement, l'application des matériaux composites stratifiés collés sur la surface extérieure peut être impossible ou difficile à réaliser pour certaines structures, par exemple la partie d'une poutre console dont la surface peut être soumise à des contraintes spécifiques (haute température), sous-dimensionnement des aciers tendus dans les dalles en console et les structures endommagées où il n'est pas possible de coller des matériaux composites stratifiés sur la surface extérieure à cause d'un risque de délamination. L'utilisation des barres composites insérées avec la technique NSM afin de réparer ou renforcer des structures en béton armé est en train d'émerger comme une nouvelle technologie pour augmenter la résistance au cisaillement ou en flexion des éléments endommagés. L'utilisation de la technologie de NSM avec les matériaux composites (FRP) pourrait être particulièrement intéressante pour réparer en flexion des zones soumises aux dommages mécaniques ou aux attaques de l'environnement. Le système NSM par rapport à la technique du collage des tissus composites sur la surface extérieure, a un certain nombre d'avantages (Voir § I.3.2).

Certaines études sur la technologie de réparation par système NSM en utilisant les matériaux composites (FRP) sont déjà disponibles, y compris le renforcement au cisaillement et en flexion (De Lorenzis et al. 2000; T. Hassan et al. 2003; T. Hassan et al. 2004; Yost et al. 2007), en comprenant les paramètres suivants : la longueur d'ancrage, l'adhérence et les modes de ruine (Al-Mahmoud et al. 2006; Cruz et al. 2004; De Lorenzis et al. 2004; De Lorenzis & Nanni 2002).

## **II.2. REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LA REPARATION DES ELEMENTS EN BETON ARME ENDOMMAGES PAR CORROSION EN UTILISANT LES MATERIAUX COMPOSITES**

Les réparations des éléments en béton armé sont appliquées lorsque ce matériau est visiblement dégradé. Les normes Européennes EN 1504 définissent les méthodes de réparations du béton. Les réhabilitations d'un élément en béton armé concernent un matériau qui semble sain, mais dans lequel les aciers sont corrodés. Différentes méthodes de réparations peuvent être associées sur le même ouvrage à traiter. D'une façon générale, les phases d'une réparation d'armatures dégradées par corrosion, dépendent de la forme de dégradation observée.

Parmi les techniques de réparation des structures en béton armé endommagées par corrosion trouvées dans la littérature ainsi que dans la pratique, la technologie du collage des tissus composites sur la surface extérieure est étudié dans l'état de l'art de la technique la réparation (ACI 440.2R 2008; Bakis et al. 2002; Balaguru et al. 2009; Taljsten 2002). C'est principalement parce que les matériaux composites ont des avantages supérieurs par rapport aux méthodes classiques. Les travaux sur la réparation des structures en béton armé endommagées par corrosion avec des tissus collés sur la surface extérieure ont souvent exclus les procédures de patch de réparation qui consiste à enlever le béton endommagé et ensuite à appliquer un mortier de réparation approprié, (Al-Saidy et al. 2010; Badawi et al. 2005; El Maaddawy et al. 2005; Gadve et al. 2009; Soudki et al. 2000). En termes de la capacité portante, Badawi & Soudki (2005), El Maaddawy & Soudki (2005a), Soudki & Sherwood (2000b), et Al-Saidy et al. (2010) ont montré que la réparation des structures en



béton armé endommagées par corrosion en utilisant les matériaux composites sans patch est capable d'améliorer la capacité portante initiale de ces structures. Avec l'augmentation de la capacité portante après la réparation par matériaux composites, la charge de service de la structure réparée est généralement augmentée (Balaguru et al. 2009; Taljsten 2002).

Plusieurs études expérimentales sont présentées ci-après sur l'utilisation des matériaux composites afin de réparer des éléments en béton armé endommagés par corrosion.

### **II.2.1. Soudki, (2006)**

Soudki (2006) ont réalisé un programme expérimental de plusieurs phases à l'Université de Waterloo pour étudier la viabilité de l'utilisation des matériaux composites (FRP) collés sur la surface extérieure afin de réparation des poutres en béton armé endommagées par corrosion. Plusieurs poutres en béton armé avec des niveaux variables de chlorure de 0 à 3% ont été construites. Les aciers tendus des éprouvettes ont été soumis à une corrosion accélérée au moyen d'un courant imposé ( $140 \text{ mA/cm}^2$ ) jusqu'à la perte de masse de 5, 10 et 15%. Après la phase de corrosion, des poutres ont été réparées par collage des tissus composites de carbone sur la surface extérieure. Les éprouvettes ont été testées en flexion de quatre points. Les résultats des essais ont montré que les tissus composites (FRP) collés sur la surface extérieure ont limité avec succès la fissuration due à la corrosion et l'éclatement dû à l'expansion des produits de corrosion. Toutes les poutres corrodées et réparées ont montré une rigidité accrue et une augmentation du moment de plastification (21%) et de la capacité portante (28%) par rapport aux poutres corrodées non-réparées. Les effets de la corrosion sur le comportement en flexion des poutres réparées ont été :

- Le moment de plastification des poutres corrodées et réparées a été réduit de 1% et 3% pour 5.5% et 10.5% de perte de masse, respectivement, par rapport à la poutre témoins (non-corrodée renforcée).
- La capacité portante a été réduite de 2.1% et 4.2% pour 5.5% et 10.5% de perte de masse, respectivement, par rapport à la poutre témoins.

D'après Soudki (2006), la technique de réparation avec des tissus composites de carbone (CFRP) a été capable de restaurer la capacité portante des poutres endommagées par corrosion jusqu'à une perte de masse des aciers tendus de 15%.

### **II.2.2. Bonacci et Maalej (2000)**

Bonacci & Maalej (2000) ont réalisé un programme expérimental afin d'évaluer d'une manière réaliste l'utilisation des matériaux composites (FRP) pour réparer en flexion des éléments de béton armé endommagés par corrosion. Le programme expérimental comprenait sept poutres en béton armé de  $270 \times 400$  mm de section transversale et de 4350 mm de longueur. Quatre des sept poutres ont été renforcées par technique du collage des tissus composites de carbone (CFRP) sur la surface extérieure. Les paramètres variables considérés incluaient l'état d'endommagement (endommagé versus non-endommagé) et l'état de chargement lors de réparation (sous charge maintenue versus sans charge).

L'endommagement a été réalisé sur quatre poutres en béton armé en utilisant une technique de corrosion accélérée développée à l'Université de Toronto. Les résultats expérimentaux ont montré que la technique de collage sur la surface extérieure a augmenté la capacité portante des poutres réparées de 10% à 35% et réduite la flèche ultime de 10 à 32% par rapport à la poutre témoin. Les résultats ont également montré que l'utilisation des tissus composites de carbone (CFRP) pour la réparation des poutres en béton armé corrodées est une technique efficace qui peut maintenir l'état structural et améliorer son comportement.

### **II.2.3. Lee et al (2000)**

Lee et al. (2000) ont réalisé un programme expérimental pour étudier l'efficacité de la réparation des colonnes en béton armé à grande échelle endommagées par la corrosion en utilisant des tissus de carbone collés sur la surface extérieure. Les colonnes ont été soumises à un système d'accélération de la corrosion avant la réparation. La corrosion accélérée a été réalisée par l'addition de chlorure de sodium dans l'eau de gâchage, l'application d'un courant à la cage d'acier d'armature, et la soumission des éprouvettes à un cycle d'humidification et de séchage. Les résultats expérimentaux ont montré que les réparations par la technique du collage des tissus composites sur la surface extérieure ont amélioré la résistance des éléments réparés de manière significative et ont retardé le taux de corrosion après réparation. De plus, la sujette d'une colonne réparée à une corrosion intensive après la réparation n'a causé aucune perte de capacité portante ou de rigidité, et n'a résulté qu'en une faible réduction de la ductilité de l'élément réparé.

### **II.2.4. El Maaddawy et Soudki (2005)**

El Maaddawy et al. (2005) ont étudié la faisabilité et la viabilité de l'utilisation la technique du collage sur la surface extérieure des tissus de carbone afin de prolonger la durée de vie des poutres en béton armé endommagées par la corrosion. Des poutres de dimensions  $152 \times 254 \times 3200$  mm ont été soumises à différents niveaux de corrosion jusqu'à une perte de masse de 31% en utilisant un courant imposé de  $150 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  pour accélérer la corrosion. Toutes les poutres ont été testées jusqu'à la ruine en flexion 4-points. El Maaddawy et al. (2005) ont trouvé que la corrosion de l'acier d'armature réduit fortement la capacité portante de poutres en béton armé. De plus, la réparation par la technique du collage des tissus de carbone sur la surface extérieure a augmenté la capacité portante des poutres corrodées jusqu'à des niveaux supérieurs que celle d'une poutre témoin (non-corrodée non-réparée), et pour tous les niveaux de corrosion étudiés. Par exemple : la capacité portante d'une poutre corrodée avec une perte de masse de 31% et puis réparée était de 73% plus élevée que celle d'une poutre similaire corrodée non-réparée et de 31% plus élevée que celle de la poutre témoin, mais il y avait une réduction significative de la flèche ultime d'environ 46% inférieur à celle d'une poutre corrodée non-réparée.

### **II.2.5. Kutarba et al. (2007)**

Kutarba et al. (2007) ont réalisé un programme expérimental afin d'évaluer la réparation des poutres en béton armé endommagées par la corrosion en utilisant un patch de réparation (rapiécage) et la technique du collage des tissus composites de carbone sur la surface extérieure (CFRP). Les poutres en béton armé de dimensions de  $205 \times 300 \times 2920$  mm, ont

d'abord été soumises à une charge de flexion suffisante (largeur des fissures minimum de 0.33 mm à mi-portée) afin d'avoir des poutres pré-fissurées. La solution saline de 5% en poids de NaCl est ensuite a été continuellement coulé sur les surfaces latérales et en bas de la poutre dans la zone fissurée avec des cycles d'une semaine de humidification-séchage. Un potentiel électrique de 5 volts a été également imposé pour accélérer la corrosion. Le processus de la corrosion a été achevé après 28 semaines d'exposition et ces poutres ont abouti à un endommagement sévère dans le béton d'enrobage. Le béton endommagé a été alors enlevé autour des aciers tendus corrodés qui ont été ensuite nettoyés. Un patch de réparation « Patching material » en béton ordinaire a été utilisé pour restaurer chaque poutre à ses dimensions d'origine. Le renforcement par les matériaux composites (CFRP) des poutres réparées a été appliqué à certaines poutres afin de compléter le processus de réhabilitation. La moitié des éprouvettes a été testée jusqu'à la ruine par un chargement en flexion de 4 points pour évaluer la capacité portante des poutres réparées et renforcées. Kutarba et al. (2007) ont trouvé les résultats suivants :

- Les poutres réparées en utilisant un patch de réparation (Patching material) ont perdu 8% de sa capacité portante par rapport à la poutre témoin.
- La poutre renforcée par les matériaux composites sans patch de réparation a perdu de 9% de sa capacité portante par rapport à celle réparée par patch et renforcée ensuite par les matériaux composites.
- Les poutres réparées par patch (Patching material) et ensuite renforcées par les matériaux composites (CFRP) ont une augmentation de la capacité portante par rapport à celle témoin entre 14% et 47% selon le type de renforcement appliqué.
- La corrosion a provoqué une perte de rigidité des éprouvettes, celle qui peut être compensée par la technique du collage de tissus de carbone à la surface extérieure.
- Le collage sur la surface extérieure des tissus de carbone a diminué les taux de corrosion après le stage de la réparation en réduisant au minimum la diffusion des ions chlorures dans le béton fissuré.

### **II.2.6. Parish (2009)**

Une étude expérimentale a été réalisée par Parish (2009) afin de déterminer l'efficacité de la réparation des poutres corrodées avec la technique du collage des tissus de carbone (CFRP) sur la surface extérieure à court et à long terme. Cette étude en deux parties se composait de 35 poutres en béton armé à grande échelle. La 1<sup>ère</sup> partie se composait de 14 poutres de dimensions 150 × 200 × 2750 mm et la 2<sup>ème</sup> partie se composait de 21 poutres de dimensions 150 × 200 × 2000 mm. Les poutres ont été coulées en utilisant un béton contaminé au chlorure (5% de NaCl en poids de ciment), d'une résistance du béton en compression faible ( $f'_{c28} = 16.5 - 24$  MPa), et très poreux. Ces poutres étaient vieilles par l'imposition d'un courant électrique d'une densité de 178 et 316 mA/cm<sup>2</sup> pour le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> type des poutres respectivement), la perte de section d'acier était entre 5.6% et 15.6% pour les poutres de 1<sup>ère</sup> partie et 22.5% pour les poutres de 2<sup>ème</sup> partie.

Dans la 1<sup>ère</sup> partie, deux méthodes de réparation ont été comparées, l'injection de fissures à l'époxy et le remplacement complet du béton d'enrobage endommagé en utilisant un patch de réparation en béton modifié avec des polymères et ensuite les poutres sont renforcées par collage des tissus de carbone sur la surface extérieure. La durabilité à long terme a été étudiée aussi en provoquant une corrosion supplémentaire après la réparation. Dans la 2<sup>ème</sup> partie expérimentale, les poutres endommagées ont été réparées par un patch en béton modifié avec des polymères, ensuite ces poutres

réparées sont renforcées par la technique du collage de tissus de carbone sur la surface extérieure et avec trois systèmes d'ancrage. Le premier schéma ne comptait que de renforcement en flexion sans ancrage, le deuxième schéma se composait seulement de deux ancrages placés sur chaque poutre, et le troisième schéma se composait de huit ancrages espacés uniformément le long de chaque poutre. Dans la 1<sup>ère</sup> partie, il a été trouvé que toutes les poutres ont retrouvé une nouvelle détérioration et une réduction de la capacité portante à la corrosion supplémentaire après le renforcement, par contre la réparation par un patch en béton modifié avec des polymères et avec des inhibiteurs de corrosion était la méthode la plus durable. Dans la 2<sup>ème</sup> partie, il n'y avait pas de différence significative de la capacité portante, la déformation, ou la rigidité entre les trois systèmes d'ancrage. Les systèmes d'ancrage ne semblent pas aboutir à des différences dans le comportement global et il a conclu que plus d'ancrage transversal en forme de U offrirait une réparation à long terme plus sécurisée

### **II.2.7. Malumbela et al. (2011)**

Malumbela et al. (2011) ont effectué un programme expérimental afin d'évaluer l'efficacité de l'utilisation d'un patch de réparation et de la technique de collage de tissus de carbone sur la surface extérieure pour restaurer la capacité portante de poutres en béton armé (153 × 254 × 3000 mm) qui ont été corrodées et réparées sous de charges maintenues (8% et 12% de la charge ultime d'une poutre témoin non-corrodée). La corrosion de l'acier a été induite en utilisant deux procédures séquentielles de la corrosion, premièrement une corrosion accélérée en impliquant un courant anodique (200  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) suivie d'une corrosion naturelle. Ils ont été trouvés que :

- Le collage des tissus de carbone sur la surface de béton fissurée due à la corrosion peut réduire l'ouverture des fissures de corrosion si les tissus composites sont collés directement sur les fissures de corrosion et en direction de leur propagation.
- Le renforcement avec la technique du collage des tissus de carbone sur la surface extérieure sans l'application d'un patch de réparation a augmenté la capacité portante des poutres endommagées, mais réduit la durabilité en termes d'ouverture des fissures. Par contre, l'application d'un patch de réparation seulement ne peut pas prolonger la durée de vie de poutres endommagées par la corrosion, mais seulement la maintenir.
- Pour des niveaux élevés de corrosion, les fissures dues à la corrosion dans la poutre peuvent provoquer un éclatement du béton d'enrobage, en se produisant une ruine précoce par décollement des tissus composites.
- Afin de restaurer entièrement les propriétés d'un élément en béton armé endommagé par la corrosion en termes d'ouverture de fissures et de capacité portante, le béton endommagé devrait être remplacé par un patch de réparation et la perte de section de l'acier d'armature devrait être compensée par un renforcement de matériaux composites.

### **II.2.8. Al-Saidy et al. (2011)**

Al-Saidy et al. (2011) ont réalisé un programme expérimental sur de poutres en béton armé d'une section transversale 100 × 150 mm et de 2 700 mm de longueur et exposées à une corrosion accélérée. La perte de section transversale de l'acier tendu due à la corrosion a varié

de 5% à 15%. La moitié des poutres endommagées ont été réparées par la technique du collage des tissus de carbone (CFRP) sur la surface tendue extérieure pour récupérer la perte de la capacité portante due à la corrosion. L'autre moitié des poutres a été nettoyé en enlevant le béton éclaté et en nettoyant soigneusement les aciers rouillés. Un patch de réparation en béton a été coulé pour remplacer le béton enlevé. Ensuite, des tissus de carbone (CFRP) étaient collés sur le patch de réparation.

Al-Saidy et al. (2011) ont conclu que :

- La réparation des poutres endommagées par la corrosion avec des tissus de carbone (CFRP) collés sur la surface extérieure est efficace et toutes les poutres corrodées et réparées ont montré une capacité portante plus élevée que celle des poutres endommagées non-réparées.
- L'application d'un patch de réparation avant le renforcement par collage des tissus de carbone sur la surface extérieure est plus efficace pour le mécanisme de transfert de charge entre les matériaux composites et le béton que le collage du renforcement de façon directe sur la surface extérieure du béton dégradé dans la poutre corrodée.
- Les poutres réparées avec des tissus de carbone CFRP sans remplacer le béton dégradé ont montré une perte de la capacité portante en moyenne de 13% par rapport à celles réparées en remplaçant le béton dégradé et ont besoin d'un ancrage transversal en forme de U des tissus composites (CFRP) pour améliorer la performance structurelle.
- La flèche ultime à mi-portée des poutres réparées par collage sur la surface extérieure des tissus de carbone (CFRP) était inférieure à celle ultime des poutres non-réparées (Al-Saidy et al. 2010).

En conclusion, les essais expérimentaux qui sont effectués sur des poutres endommagées par la corrosion et réparées avec le système du collage sur la surface extérieure ont montré une rigidité et une capacité portante plus importantes que celles des poutres corrodées non-réparées. Ils ont également été montrés que la technique de réparation par le collage des tissus composite sur la surface extérieure réduit les taux de corrosion dans l'acier d'armature en réduisant au minimum la diffusion des chlorures dans le béton. Cependant, jusqu'à présent très peu de littérature est disponible sur la réparation des éléments en béton armé endommagés par la corrosion et puis réparés en utilisant des barres composites insérées avec la technique NSM.

### **II.3. CONTEXTE EXPERIMENTAL**

Un programme à long terme expérimental a été lancé au L.M.D.C. de Toulouse (François et al. 1994) en 1984. L'objectif était d'étudier l'évolution du processus de corrosion d'acier d'armature dans le béton armé, ceci en se rapprochant au maximum des conditions réelles de fonctionnement de la structure. Pour cela, des poutres de dimensions représentatives des éléments de béton armé mis en œuvre dans la construction ont été conservées dans une ambiance saline. Celle-ci est générée par un brouillard dont le taux de salinité est équivalent à celui de l'eau de mer. De plus, durant toute la durée de leur conservation en brouillard salin, les poutres (section 150 × 280 mm et longueur 3 000 mm) ont été maintenues sous différents niveaux de chargement en flexion 3 points, permettant ainsi de reconstituer un réseau fissuré correspondant à celui des structures réelles. Ces poutres, initialement au nombre de 68, sont séparées en deux groupes distincts qui se différencient par leurs cages d'armatures. La

Figure II-1 donne le plan de ferrailage de poutre de type B, car l'étude réalisée dans ce travail n'a porté que sur les poutres en béton armé de type B.

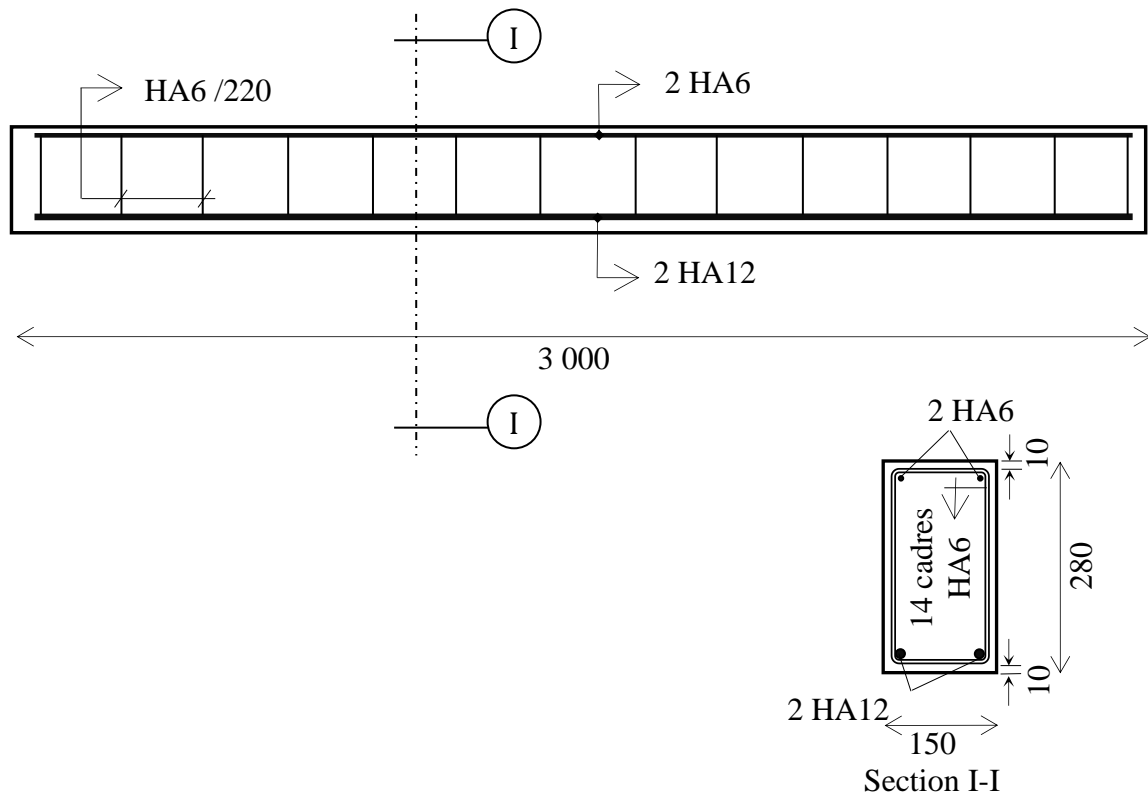


Figure II-1 : Plan de ferrailage des poutres de type B (toutes les dimensions en mm).

Le premier groupe comprend les poutres de type A : Ces poutres étaient conformes à la réglementation française en vigueur au moment de la fabrication (B.A.E.L. 83) vis à vis des états limites de service en fissuration très préjudiciable. Les principaux critères étaient :  $\Phi$  armatures  $\geq 8$  mm, enrobage  $\geq 4$  cm, contrainte de l'acier  $< \min 0.5f_e$  ou  $110\eta$  ( $f_e$  étant la limite élastique de l'acier et  $\eta$  le coefficient d'adhérence). L'enrobage requis (4 cm) était la valeur maximale imposable par le règlement français.

Le second groupe comprend les poutres de type B : Ces poutres étaient conformes à la réglementation française vis à vis des états limites de service en fissuration non préjudiciable. Les principaux critères étaient :  $\Phi$  armatures  $\geq 6$  mm et enrobage  $\geq 1$  cm. L'enrobage requis (1 cm) était la valeur minimale imposable par le règlement français.

L'étude entreprise se plaçait donc volontairement aux deux bornes des prescriptions réglementaires concernant les problèmes de durabilité liés à la corrosion d'acier d'armature. Les poutres de béton armé sont maintenues sous chargement en flexion 3-points, en associant une poutre de type A à une poutre de type B (Figure II-2). La poutre de type A se retrouve ainsi "à l'envers" par rapport à une utilisation normale. La surface par laquelle est mis en place le béton (surface supérieure) correspond à la fibre la plus tendue pour les poutres A et à la fibre la plus comprimée pour les poutres B.

Deux intensités de chargement ont été appliquées :

➤ la sollicitation 1 correspond pour les poutres de type A à la charge de service déterminée par un dimensionnement aux ELS fissuration très préjudiciable, soit en même temps pour les poutres de type B, à la charge de service déterminée par un

dimensionnement aux ELU. On obtient  $M_{ser1} = 13.5$  kN.m (type B1 et A1). Elle est égale à 50% de la charge de rupture à 28 jours pour les poutres B1.

➤ la sollicitation 2 correspond pour les poutres de type A à la charge de service déterminée par un dimensionnement aux ELU. On peut alors caractériser cette charge pour les poutres de type B comme imposant aux aciers tendus une contrainte normale double de celle autorisée aux ELS fissuration très préjudiciable. On obtient  $M_{ser2} = 21.2$  kN.m (type B2 et A2). Elle est égale à 80% de la charge de rupture à 28 jours pour les poutres B2.

Le dispositif de mise en charge est constitué de deux tiges  $\Phi 16$  mm en Fe40 et de deux profilés UAP 80 renforcés en Fe24 (Figure II-2). Chaque système est instrumenté à l'aide de quatre jauges extenso-métriques, l'ensemble constitue ainsi un capteur de force permettant de charger les poutres de béton armé mais aussi de contrôler et de réajuster la charge appliquée au cours du temps.

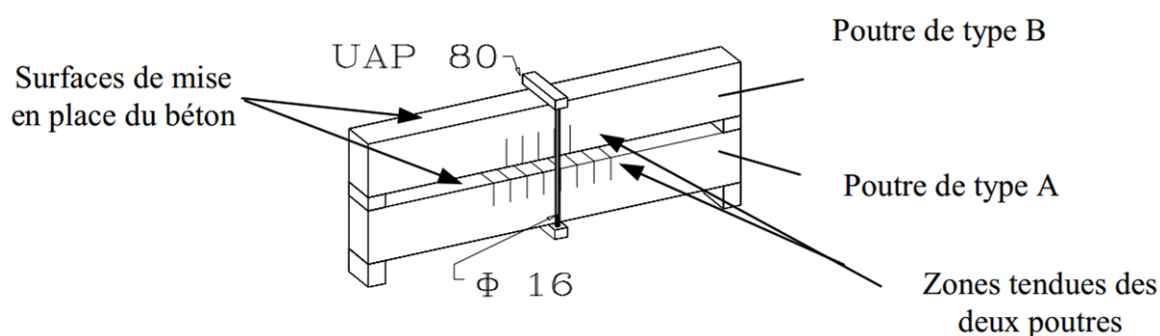


Figure II-2 : Dispositif de mise en charge.

L'étude des poutres corrodées a été réalisée en comparaison avec le comportement mécanique de poutres témoins. La seule différence entre les deux ensembles de corps d'épreuve réside en leur mode de conservation depuis 1984.

Les **poutres corrodées** ont été exposées pendant 19 ans à une ambiance saline. Le brouillard salin est généré par quatre pulvérisateurs en Plexiglas (Figure II-3) alimentés en air comprimé à 0.1 MPa et en eau salée à 35 g de NaCl par litre, cette concentration en sel étant équivalente en masse à celle de l'eau de mer. La surface supérieure correspondant à la face de coulage, c'est la zone de béton comprimé qui est la plus exposée à la pulvérisation.

Historique des pulvérisations depuis 1984 :

- de 0 à 6 ans : pulvérisation continue, la température étant quasi constante et égale à celle du laboratoire ( $\approx 20^\circ\text{C}$ ),
- de 6 à 9 ans : pulvérisation par cycles (1 semaine de pulvérisation et 1 semaine de séchage), la température étant quasi constante et égale à celle du laboratoire ( $\approx 20^\circ\text{C}$ , HR  $\approx 50\%$ ),
- de 9 à 19 ans : pulvérisation par cycles (1 semaine de pulvérisation et 1 semaine de séchage), les poutres ayant été déménagées dans une enceinte située à l'extérieur du laboratoire, la température de conservation est variable et correspond à celle du climat Toulousain.
- De 19 à 23 ans : cycles ont été arrêtés, les poutres étaient encore stockées dans le local confiné et exposés à la température extérieure.

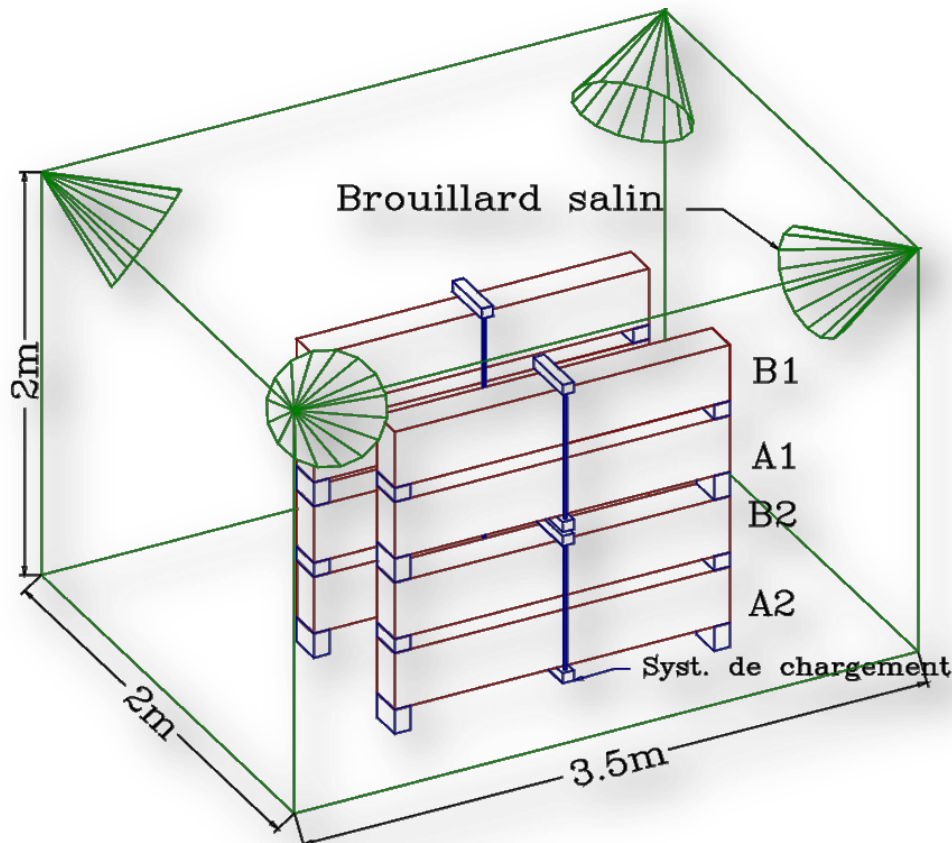


Figure II-3 : Schéma de la première enceinte de conservation en ambiance saline.

Les **poutres témoins** ont été conservées dans une enceinte confinée, à la température du laboratoire ( $T \approx 20^\circ\text{C}$ ) des cycles d'humidification ont été réalisés.

Historiques des cycles d'humidification :

- de 0 à 6 ans : cycles de 15 jours de séchage et 7 jours d'humidification à 100% d'humidité relative, ceci afin de pouvoir réaliser des mesures de potentiel,
- de 6 à 23 ans : arrêt des cycles d'humidification, l'humidité relative est alors égale à celle du laboratoire.

Bien que ce soit une version d'accélération du processus réel, la corrosion obtenue était beaucoup plus proche de celle observée dans des conditions naturelles, en ce qui concerne la distribution de corrosion, le type de corrosion et les oxydes produits, que ceux résultant de l'utilisation d'un courant imposé ou un mélange de  $\text{CaCl}_2$  dans le béton.

À différentes étapes, des études expérimentales ont été réalisées sur des poutres afin d'évaluer le développement de corrosion sous contrainte, en mesurant la teneur en chlorure et d'analyser la variation du comportement mécanique (Hamdan 1993; François et al. 1994; Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b; Vidal et al. 2007; R. Zhang et al. 2009).

Le programme expérimental rapporté dans ce chapitre a étudié quatre poutres de type B, deux poutres corrodées et deux poutres témoins. Parmi les deux poutres corrodées, une a été conservée sous une charge correspondant à la sollicitation 1. Elle sera notée par la suite B1CL1. L'autre a été conservée sous une charge correspondant à



la sollicitation 2. Elle sera notée par la suite B2CL1. Enfin, les poutres témoins utilisées correspondent à une B1 et une B2. Elles seront notées B1T et B2T.

## II.4. PROPRIETES DES MATERIAUX

### II.4.1. Béton

La composition du béton est donnée dans le Tableau II-1. Les granulats utilisés provenaient de la chaîne des Pyrénées et étaient constitués de gneiss, de schistes, de granites et de calcite. La mise en place du béton dans le coffrage s'est effectuée par vibration à l'aiguille vibrante. Des essais à la traction par fendage et de compression sur les éprouvettes de contrôle, âgées de 28 jours, ont fourni les résultats suivants :

- La résistance à la traction par fendage à 28 jours est  $f_{t28} = 4.7$  MPa,
- La moyenne de la contrainte de rupture en compression à 28 jours, calculée sur 3 essais, est 45.4 MPa avec un écart type 2.4 MPa. Où la contrainte caractéristique :  $f_{c28} = 45.4 - 1.28 \times 2.4 = 42.3$  MPa qui a été la valeur utilisée pour la mise en œuvre des calculs réglementaires de béton armé. Le module élastique du béton est d'environ 32 000 MPa.

*Le rapport eau/ciment est de 0.5 mais la teneur en eau a été ajusté, c'est à dire à 0.49 ou 0.48 pour obtenir une maniabilité constante de 7 cm dans l'essai d'affaissement. Les résistances du béton en compression et à la traction ont été mesurées en 1998 et 2007 (valeurs moyennes sur trois carottes cylindriques) se sont significativement améliorée par rapport à la performance à 28 jours. Pour mesurer les caractéristiques du béton en 2007, trois carottes cylindriques de 70 × 140 mm, ont été forées à partir de chaque poutre et ont été testées en compression et à la traction (voir la*

Figure II-4 et Tableau II-2).



Figure II-4 : Dispositif d'essais de fendage sur des éprouvettes de la poutre témoin B2T.

### II.4.2. Acier d'armature

Les armatures sont constituées d'aciers naturellement mi-durs de type Fe40 de limite élastique théorique de 400 MPa. La réalisation des cages des armatures a été

confiée à la société de préfabrication SODAFER, afin notamment d'augmenter la crédibilité des corps d'épreuve vis-à-vis des éléments utilisés dans le bâtiment.

Deux échantillons de l'acier d'armature de 700 mm de longueur et de 12 mm de diamètre qui sont retirées après avoir cassé les poutres, ont été testées à la traction pure pour déterminer la limite d'élasticité, la résistance ultime, le module élastique, et la rigidité de post-plastification. Le Tableau II-3 donne les valeurs moyennes pour les échantillons qui ont été testés. Une relation typique de contrainte-déformation pour l'acier d'armature est illustrée à la Figure II-3.

Composition du béton							
Granulats roulés silico-calcaires (5/15mm)						1093 kg/m <sup>3</sup>	
Sable (0/5mm)						734 kg/m <sup>3</sup>	
Ciment CPA 55R (1984)						358 kg/m <sup>3</sup>	
Eau						179 kg/m <sup>3</sup>	
Composition chimique du ciment							
%	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O
Poids	21.4	6.0	2.3	63.0	1.4	3.0	0.5

Tableau II-1 : Composition du béton et composition chimique du ciment.

Mechanical characteristics	Après 28 jours	Après 23 ans Kreit et al. 2010		Après 14 ans Castel et al. 2000a	
		B2CL1	B2T	B1T	B1CL1
Résistances en compression (MPa)	45	52.7	51.2	65.3	63.4
Résistance à la traction (MPa)	4.7	4.4	5.1	6.8	6.5
Module élastique (MPa)	32 000	36 930	35 850	36 300	35 000

Tableau II-2: Caractéristiques mécaniques du béton.

Acier d'armature		Limite élastique (MPa)	Résistance ultime (MPa)	Module d'élasticité (MPa)	Post-plastification (MPa)	Déformation plastique (%)	Déformation ultime (%)
Acier de la poutre corrodée	No. 1	565	641	209 309	2 300	0.28	3.4
	No. 2	571	630	209 345	1 460	0.27	3.4
	No. 3	576	621	209 375	1 400	0.27	3.5
	<b>Moyenne</b>	<b>570</b>	<b>631</b>	<b>209 342</b>	<b>1 850</b>	<b>0.275</b>	<b>3.45</b>
Acier de la poutre témoin		600	641	212 794	4 300	0.28	3.4

Tableau II-3 : Caractéristiques mécaniques des barres d'armature d'acier.

### II.4.3. Jonc de carbone

Les joncs de carbone ont été fabriqués en France par la société « Soficar », voir l'Annexe 1. Al-Mahmoud et al. (2007) a testé à la traction simple trois joncs de carbone

lisse de 100 cm de longueur et de 12 mm de diamètre. Le jonc de carbone a été ancré à ces deux extrémités dans des cylindres en acier rempli préalablement de résine époxy. Les essais ont consisté à enregistrer la charge à la traction appliquée aux extrémités du jonc et les déformations mesurées par l'intermédiaire de deux jauges extenso-métriques de 30 mm de longueur collées symétriquement sur chaque côté de jonc. Ainsi, la valeur de déformation utilisée pour calculer le module d'élasticité correspond à la valeur moyenne. La Figure I-5 montre le mode de rupture du jonc de carbone soumis à la traction directe. La rupture des trois éprouvettes était brutale. Elle a commencé par la désolidarisation des fibres et a fini par la rupture du jonc (Figure I-9). Les joncs se sont coupés longitudinalement en différents morceaux.



Figure II-5 : Mode de rupture à la traction des joncs de carbone par Al-Mahmoud et al. (2007).

Comme représenté sur la Figure II-6, la courbe de contrainte-déformation des joncs de carbone est linéaire jusqu'au point de rupture. Cette courbe ne montre pas de palier de plastification comme celui observé pour les barres d'acier. Le Tableau II-4 récapitule la moyenne de la contrainte maximale à la traction directe et le module d'élasticité obtenus par Al-Mahmoud et al. (2007) et les caractéristiques mécaniques du jonc de carbone fournies par la société Soficar. Nous notons que le module d'élasticité des joncs de carbone est inférieur à celui de l'acier (d'environ 30%) et que la charge maximale est d'environ quatre fois celle de l'acier.

Les joncs de carbones initialement lisses présentaient une mauvaise adhérence avec le béton ou le mortier de scellement, ceci du fait de la très faible rugosité des fibres de carbone constituant la surface extérieure. Plusieurs méthodes avaient été testées afin d'améliorer la surface des joncs de carbone (Al-Mahmoud et al. 2007) : cloutage par collage de sable de différentes granulométries, usinage extérieur sur le jonc de carbone. La meilleure adhérence avec les matériaux cimentaires avait été obtenue pour la configuration en utilisant le sable de granulométrie intermédiaire (0.2/0.3 mm). Ce type de cloutage consiste dans un premier temps à appliquer une couche mince de résine époxy Eponal 380 (Voir l'Annexe 2) sur la surface de jonc de carbone puis, de répandre une couche de grains de sable sur le jonc, d'après Al-Mahmoud et al. (2007), ce type de jonc clouté présente une contrainte ultime d'adhérence environ 50% plus élevée que celle mesurée sur la barre d'acier HA.

Jonc de carbone	Résistance ultime MPa	Module d'élasticité MPa
Essai par fabricant	2 300	150 000
Essai au LMDC par Al-Mahmoud 2007	1 875	145 900

Tableau II-4 : Caractéristiques mécaniques de jonc de carbone.

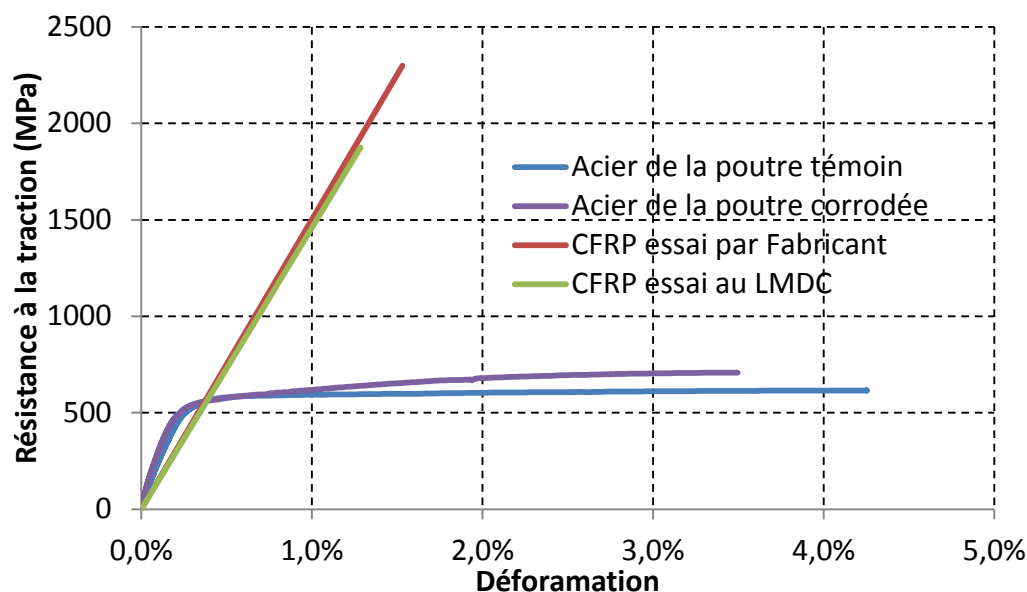


Figure II-6 : Courbes contrainte-déformation à la traction typique des aciers d'armature et de jonc de carbone.

#### II.4.4. Matériau de scellement

La résine utilisée pour le scellement de jonc est une résine époxyde sans solvant à deux composants (Eponal 336, voir l'Annexe 3). D'après Al-Mahmoud et al. (2007), la résine époxyde a montré une meilleure performance que le mortier quel que soit la configuration de l'essai (arrachement direct et tirant). La préparation de la résine époxyde consiste à ajouter le durcisseur à la résine et mélanger soigneusement pendant 2 à 3 min jusqu'à obtenir l'uniformité de la teinte avec un agitateur à hélice, à vitesse de rotation lente (300 t/min maximum) pour éviter l'inclusion de bulles d'air. Les mélanges sont immédiatement utilisés après leur préparation. Les caractéristiques de la résine après 7 jours de durcissement à 20°C sont présentées au Tableau II-5.

<b>Dureté</b>	Dureté Shore D 24 heures	80
	2 jours	82
	7 jours	83
<b>Traction (1 mm/min)</b>	Résistance à la rupture	29.5 ± 1.0 MPa
	Allongement à la rupture	0.65% ± 0.10%
	Module E (0.2%)	4940 ± 170 MPa
<b>Compression (1 mm/min)</b>	Résistance en compression	83.0 ± 1.6 MPa
	Compression en%	4.3% ± 0.3%
	Module E (0.2%)	4200 ± 150 MPa
<b>Flexion (2 mm/min)</b>	Résistance à la flèche	48 ± 4 MPa
	Flèche maxi	2.5 ± 0.1 mm
	Module E	5050 ± 450 MPa

Tableau II-5 : Caractéristiques mécaniques de la résine Eponal 380 après durcissement 7 jours à 20°C (par la société Bostik).

---

## II.5. CARACTERISATION DE LA PERFORMANCE MECANIQUE RESIDUELLE DES POUTRES CORRODEES (B2CL1 & B1CL1)

### II.5.1. Carte de fissuration

Les poutres corrodées présentent une importante fissuration longitudinale résultant de la corrosion des aciers tendus ou comprimés (fissuration secondaire). Cependant, elles possèdent des faciès de corrosion tout à fait différents. En effet, les poutres B1CL1 et B2CL1 présentent une fissuration longitudinale plus développée le long des armatures tendues et moins développée dans la zone comprimée.

L'élaboration de la carte de fissuration est réalisée en relevant la position précise des fissures de flexion et des fissures longitudinales dues à la corrosion. Les ouvertures des fissures provoquées par l'expansion des produits de corrosion sont ensuite mesurées à l'aide d'une binoculaire avec une précision de l'ordre de 0.02 mm. N'étant pas engendrées par la corrosion de l'acier d'armature, les ouvertures des fissures transversales de flexion ne sont pas reportées sur la carte.

Les cartes de fissuration de chaque surface des poutres corrodées B2CL1 et B1CL1 sont présentées dans les Figures II-7 et II-8 respectivement après 14 ans d'exposition. Les Figures II-9 et II-10 présentent les cartes de fissuration de la poutre B2CL1 dans ce cas, après 19 et 23 années respectivement dans un environnement salin.

Pour B1CL1 à 14 ans (Figure II-7), seulement quatre fissures de corrosion réparties aléatoirement le long de renforcement ont été localisées dans la zone de compression. Leurs largeurs sont inférieures à 0.5 mm. Au contraire, les fissures de corrosion dans la zone tendue étaient plus concentrées dans la partie centrale. Elles sont surtout localisées à mi-portée de la surface arrière, la largeur de fissures avait atteint 1.4 mm. Pour la poutre B2CL1 à 14 ans (Figure II-8), même si elle est également plus corrodée dans la zone tendue avec une largeur des fissures de corrosion maximale atteignant 2 mm, la plus large fissure n'était pas dans la zone de moment de flexion maximal comme la poutre B1CL1. Dans la zone de compression, toutes les fissures ont une ouverture inférieure à 0.4 mm et réparties aléatoirement comme la poutre B1CL1. Il devrait être noté que les distributions de fissuration autour des deux aciers tendus dans la même poutre sont clairement différentes même si elles ont été exposées aux mêmes conditions.

Après 19 ans d'exposition pour la poutre B2CL1, la propagation de la corrosion a été importante pour les aciers tendus et comprimés (Figure II-9). Des fissures de corrosion sont apparues sur toutes les surfaces de la poutre. Plus de fissures ont été observées dans la zone tendue que dans la zone comprimée. Sur la surface tendue, les fissures de corrosion se sont élargies et reliées entre elles et la largeur de fissure maximale était de 3 mm à la mi-portée. Dans la zone comprimée, deux larges fissures de 1 mm ont été localisées à la mi-portée et sur un côté de la poutre (R. Zhang et al. 2009).

La poutre B2CL1 à 23 ans (Figure II-10), les fissures dans la zone de comprimée étaient plus longues et plus larges avec une largeur maximale des fissures atteignant 2.8 mm. La zone tendue est également plus corrodée avec des fissures de corrosion dépassant 3 mm d'ouverture à mi-portée.

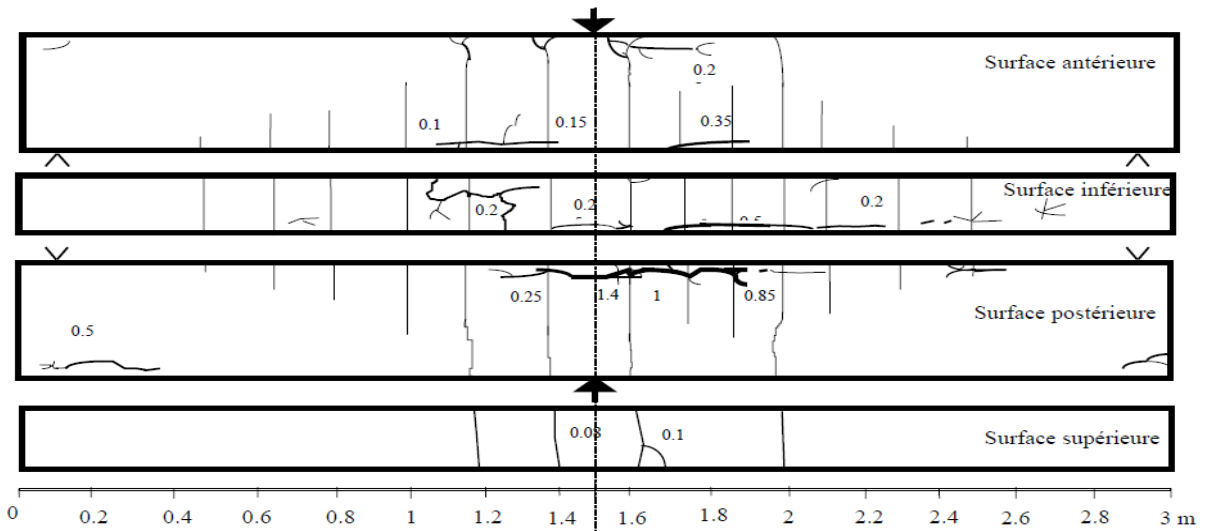


Figure II-7 : Carte de fissuration de la poutre B1CL1 (ouverture des fissures en mm) après 14 ans (Vidal et al. 2007).

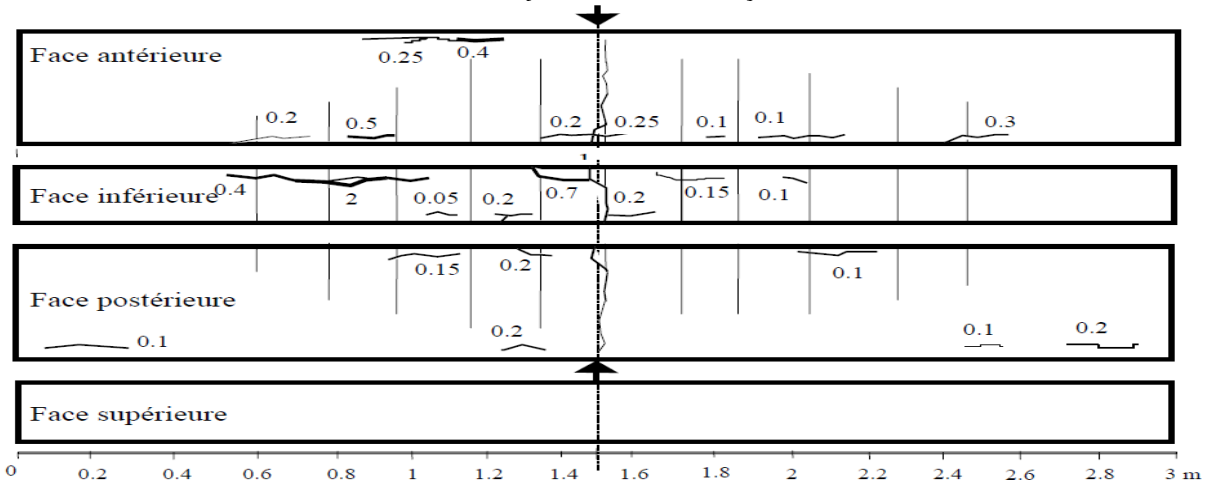


Figure II-8 : Carte de fissuration de la poutre B2CL1 (ouverture des fissures en mm) après 14 ans (Vidal et al. 2007).

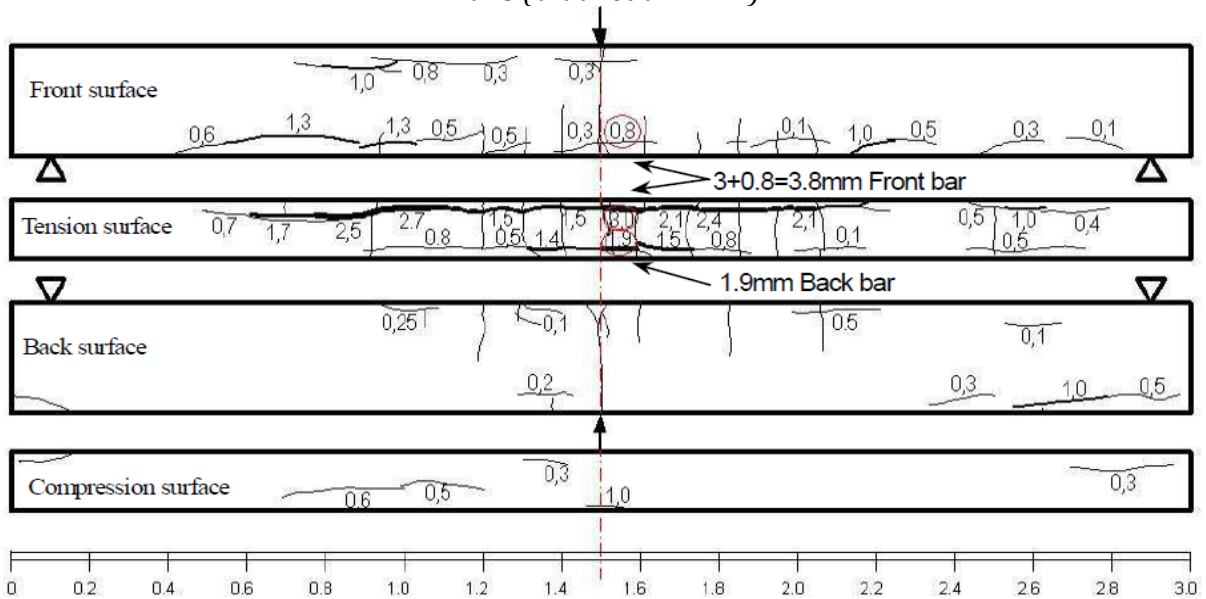


Figure II-9 : Carte de fissuration de la poutre B2CL1 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm après 19 ans (R. Zhang et al. 2009).

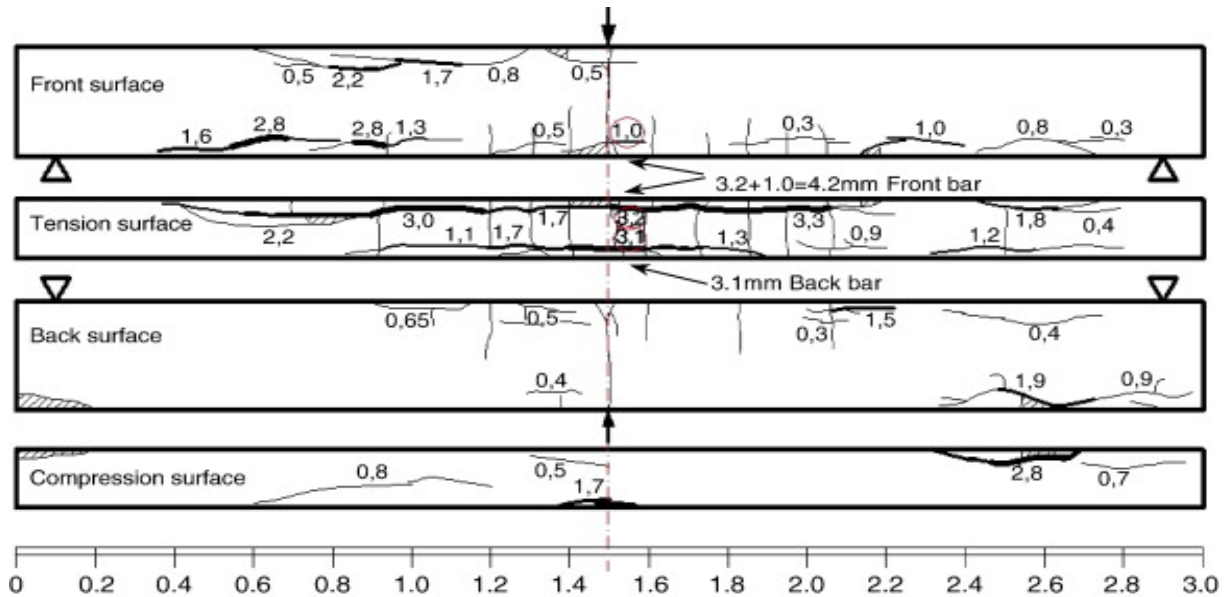


Figure II-10 : Carte de fissuration de la poutre B2CL1 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm après 23 ans (R. Zhang et al. 2009).

### II.5.2. Comportement en service

Le comportement en service a été évalué en termes de rigidité (kN/mm). La rigidité a été mesurée pour la poutre B2CL1 après 14 ans, 19 ans, et 23 ans (Figure II-11). Au cours de la première étape de la phase de propagation de la corrosion (R. Zhang et al. 2009), ce qui correspondait à la corrosion localisée (principalement caractérisé par macro-cellules), la réduction de la rigidité est principalement due à la perte d'adhérence acier-béton induite par la propagation des fissures de corrosion le long de l'acier d'armature tendue.

Dans une deuxième étape de la phase de propagation de la corrosion liée au développement des fissures de corrosion le long des armatures tendues (Figure II-7), la corrosion se généralise. A ce stade, la perte d'adhérence acier-béton est presque complète, et donc l'incrément de réduction de la rigidité est dû à la perte uniforme de la section d'acier. En termes d'État Limite de Service (ELS), la flèche était toujours inférieure à la valeur limitée qui est indiquée dans la norme (EC2), qui est égale à 1/250 de la portée pour les poutres (Figure II-11).

### II.6. CAPACITÉ PORTANTE

La Figure II-12 montre le chargement ultime de poutres corrodées B1CL1 & B2CL1 après 14 et 23 ans respectivement en comparaison avec la capacité ultime de poutres témoins (B1T & B2T). La ruine de la poutre témoin a toujours lieu par la rupture de l'acier tendu, puis l'écrasement du béton comprimé, c'est le même mode de ruine pour les poutres corrodées avec une rupture des aciers tendus.

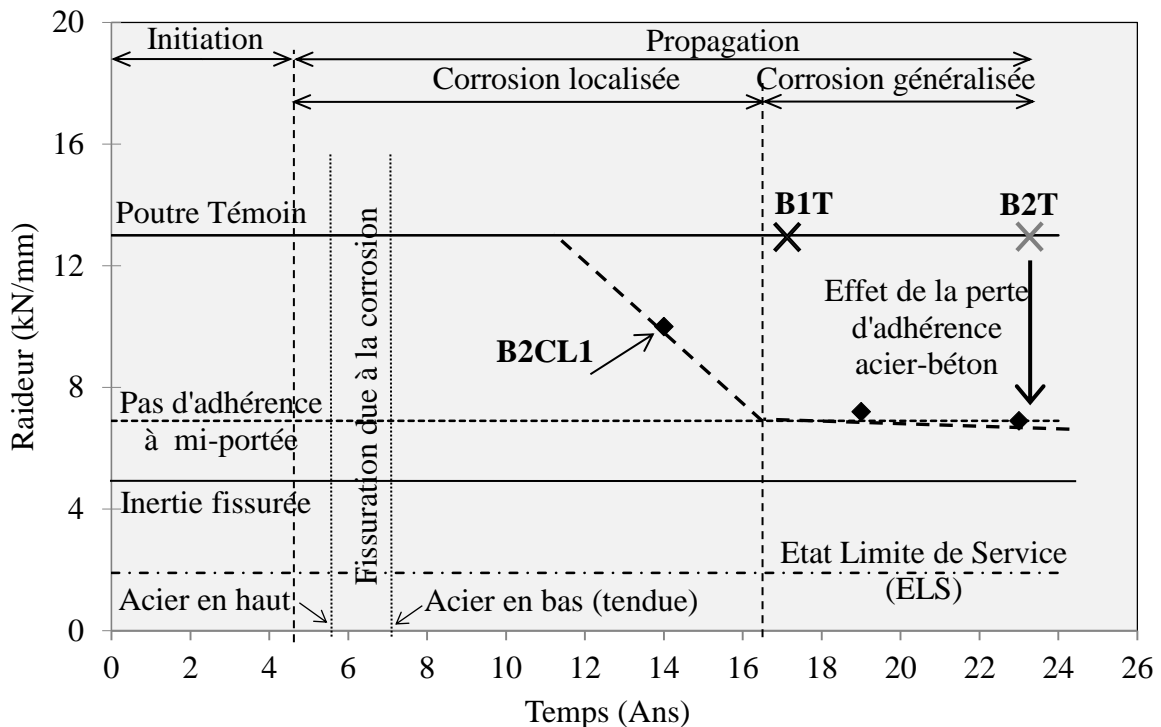
Dans le cas de la poutre B2CL1, le moment de plastification de la poutre corrodée et supposée non-réparée peut être calculé a posteriori à l'aide de la section transversale



résiduelle d'acier tendu au point de rupture et mesurées en utilisant le calcul classique de béton armé et est indiqué dans la Figure II-13.

Les résultats expérimentaux obtenus pour la poutre B1CL1 valident cette approche. La Figure II-13 montre une réduction du moment de plastification de 19% pour la poutre B1CL1 résultant de 19% de perte de la section transversale d'acier tendue due à la corrosion, donc une poutre virtuelle B1CL1 avec une perte de 36% dans la section transversale de l'acier tendue (c'est-à-dire la perte de masse de l'acier tendue dans la poutre B2CL1) conduirait à une réduction de moment de plastification de 36%. La valeur obtenue est en accord avec les calculs du moment de plastification pour la poutre virtuelle B2CL1 non-réparée (Figure II-13).

Malgré les importantes fissures dues à la corrosion et l'éclatement de béton dans la zone tendue, la capacité ultime de la poutre B2CL1 était toujours plus élevée que le moment de service selon le dimensionnement à l'état limite ultime (ELU) (Figure II-12).



En ce qui concerne le critère de rigidité, à la section fissurée et à la perte d'adhérence dans la zone centrale où le plus grand moment de flexion a été appliquée -  $t_1$ ,  $t_2$  sont les temps de la première fissuration du béton par corrosion pour les barres d'armature en haut et à la traction.

Figure II-11 : Variation de la rigidité en fonction du temps pour les poutres de type B.



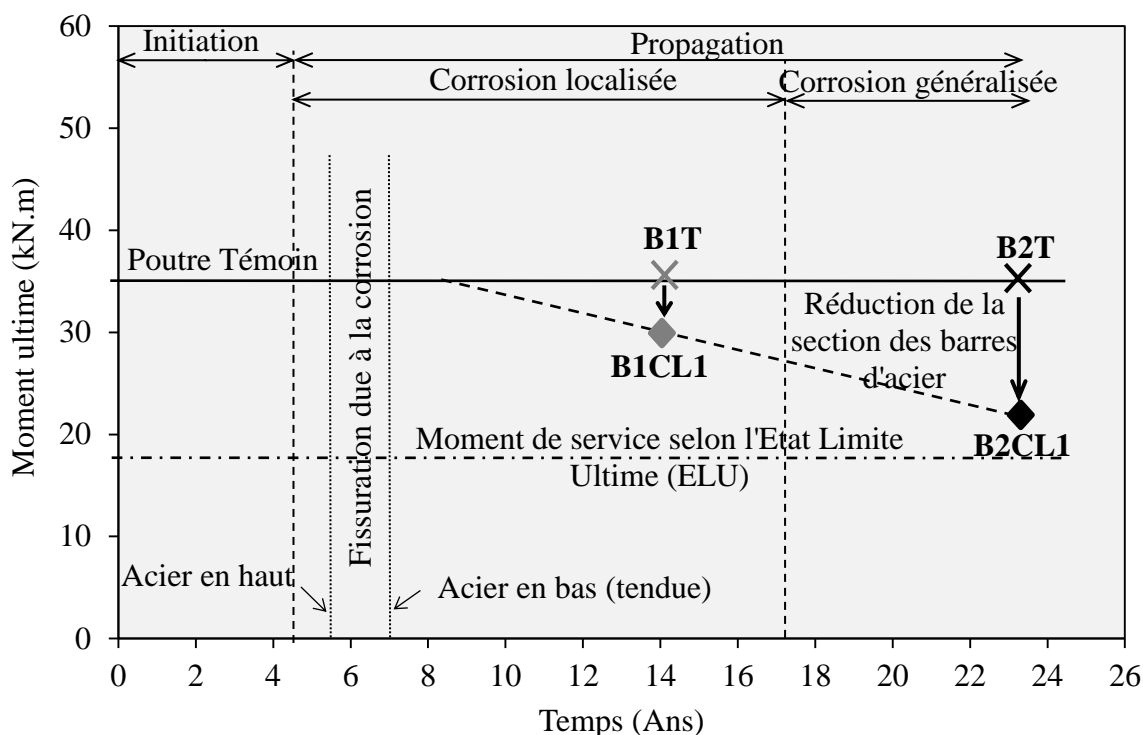


Figure II-12 : Variation de la capacité ultime en fonction du temps pour les poutres de type B, B1CL1 et B1T ont été testés jusqu'à la rupture après 14 ans (Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b).

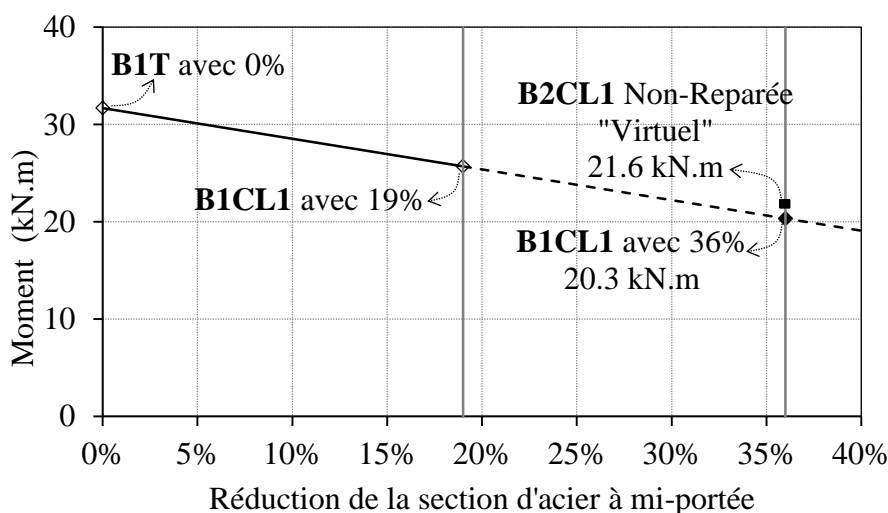


Figure II-13 : Moment de plastification des poutres B1T, B1CL1 en fonction de la réduction de la section des aciers à l'endroit de la rupture des barres tendues.

## II.7. CARACTERISATION DE LA PERFORMANCE MECANIQUE RESIDUELLE DES POUTRES TEMOINS (B2T & B1T)

La rigidité a été mesurée après 17 ans pour la poutre B1T et après 23 ans pour la poutre B2T. Les résultats sont présentés dans la Figure II-11. Dans le cas virtuel de la poutre B2T, non-réparée, sa capacité portante a été estimée à partir du moment de plastification obtenu lors de l'essai de flexion après la réparation (Figure II-12).

En comparant les rigidités des poutres B2T et B2CL1, une réduction dans la rigidité due à la corrosion a été environ 23%, 45% et 47% après 14, 19, et 23 ans respectivement (Figure II-11). Ainsi, la flèche de la poutre B2CL1 était presque la même après 19 ans et 23 ans en dépit d'une augmentation significative de la corrosion de l'acier ce qui conduit à une grande réduction de la capacité ultime pendant la même période. Comme l'adhérence acier-béton était déjà perdue après 19 ans d'exposition, l'augmentation de flèche a été très faible entre 19 et 23 ans et est due à la perte uniforme de la section d'acier tendu.

## II.8. ÉVOLUTION DE LA PERTE DE SECTION DES ACIERS D'ARMATURE TENDUES DES POUTRES CORRODEES

### II.8.1. Mesure des pertes de section d'armatures dues à la corrosion

Nous avons choisi de caractériser l'état de corrosion par le paramètre de perte de section locale due à la corrosion à l'aide de R. Zhang en 2008. Cette réduction de section a été déduite des mesures de pertes de masse le long de chaque armature de la poutre.

Nous avons, dans un premier temps, désossé la poutre et pu ainsi récupérer l'ensemble de la cage d'armature. Pour chaque type d'armature, une zone non-corrodée a permis de calculer la masse d'acier de référence par unité de longueur. Les différentes zones corrodées d'armatures ont ensuite été découpées. Lorsqu'il s'agissait d'une piqûre de corrosion, le tronçon était sectionné au ras de celle-ci de manière à déterminer la perte de masse locale. Dans le cas d'une zone corrodée uniforme, la longueur du tronçon était plus importante, et on définissait une valeur moyenne de la perte de masse. Avant de mesurer les pertes de masses de chaque tronçon, nous les avons nettoyés de leurs produits de corrosion à l'aide d'une solution de Clarke (ANSI/ASTM G1-72). Cette solution est composée de 20 g de trioxyde d'antimoine ( $Sb_2O_3$ ) et de 50 g de chlorure d'étain ( $SnCl_2$ ) dissous dans un litre d'acide chlorhydrique (HCl). Les échantillons sont maintenus dans la solution durant environ 30 mn, puis sont brossés afin d'évacuer les restes d'oxydes.

Le tronçon corrodé considéré est ensuite mesuré et pesé afin de déterminer sa masse résiduelle. On calcule dès lors la perte de section d'armature locale  $\Delta A_s$  grâce à la relation suivante :

$$\Delta A_s = A_s \left( \frac{m - m'}{m} \right) \quad (II - 1)$$

Avec :

$A_s$  est la section d'armature initiale non-corrodée en ( $mm^2$ ),

$\Delta A_s$  est la perte de section en ( $mm^2$ ),

$m'$  est la masse résiduelle du tronçon par unité de longueur en (g/ml),

$m$  est la masse référence de l'armature non-corrodée par unité de longueur en (g/ml).

## II.8.2. Distribution de la corrosion le long des armatures tendues

La Figure II-14 illustre la distribution de la perte de section due à la corrosion le long des deux armatures tendues de la poutre B1CL1. La perte moyenne maximale de section pour les deux armatures tendues était d'environ 19% (en pourcentage du total de la section initiale  $226 \text{ mm}^2$ ) à la mi-portée, ce qui correspond à la zone maximale de moment de flexion. Dans la zone centrale, une corrosion généralisée pouvait être plus ou moins observée le long des fissures de corrosion, tandis que plusieurs piqûres de corrosion isolées et localisées ont été détectées sur la surface extérieure de la zone centrale. Autour de ces piqûres provoquant des fissures de corrosion inférieures à 0.5 mm, aucune corrosion générale évidente n'a été trouvée.

Contrairement aux barres d'armature tendue, la corrosion sur les barres d'armature comprimée est distribuée de façon aléatoire correspondant à l'emplacement des fissures de corrosion sur la surface (comme indiqué dans la Figure II-15). Les fissures de corrosion d'une largeur de 0.5 mm à une extrémité de la poutre correspondent à la perte maximale de section ( $18 \text{ mm}^2$ ) d'armature. Une autre fissure de 0.2 mm située sur la surface postérieure dans la partie centrale, correspond à une corrosion d'environ  $15 \text{ mm}^2$ . Sur d'autres parties aucune fissure de corrosion n'est observée, mais de nombreuses petites piqûres ont été trouvées sur l'acier.

Les distributions de corrosion des armatures tendues et comprimées de la poutre B2CL1 sont présentées dans les figures II-16 et II-17 respectivement. En comparant avec la poutre B1CL1, la corrosion des barres d'armature tendue est distribué plus largement (Figure II-16) et une corrosion généralisée a été observée clairement. Sur la barre d'armature tendue postérieure, la perte maximale locale (piqûre) de la section est d'environ  $46 \text{ mm}^2$  situé à 20 cm loin de la mi-portée, et la corrosion généralisée maximale est de  $40 \text{ mm}^2$ , ce qui correspond à la fissure longitudinale avec une largeur cumulée de 4.2 mm. La perte moyenne maximale de section pour les deux armatures tendues était d'environ 36% (en pourcentage du total de la section initiale  $226 \text{ mm}^2$ ) à 20 cm à mi-portée, presque où le moment de flexion était le maximum.

En conséquence, une réduction d'environ 36% de la capacité portante de la poutre B2CL1 pourrait être attendue par rapport à la poutre B1T. En effet, selon des études précédentes (Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b), la perte de la capacité portante est équivalente à la réduction de la section d'acier si elle est située dans la zone de moment de flexion maximal. Sur les barres d'armature comprimée de la poutre B2CL1 (Figure II-17), la distribution de la corrosion est comparable à la poutre B1CL1 mais avec des pertes de section et des largeurs des fissures de corrosion plus importantes. Sur la zone non-fissurée, plusieurs piqûres et un peu de la corrosion généralisée ont été trouvés. Il est intéressant de constater que les aciers d'armature tendue aux alentours des cadres sont moins corrodés que les parties adjacentes sur la même barre d'armature (Figure II-17).

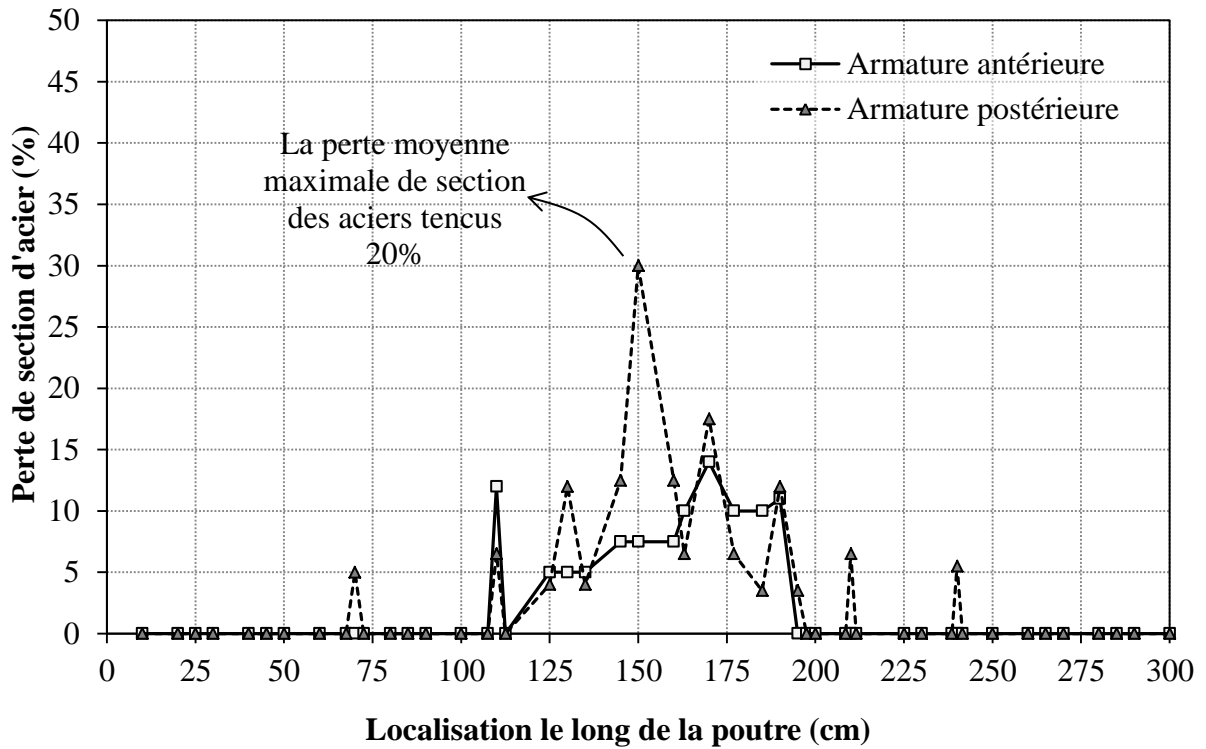


Figure II-14 : Distribution de la corrosion le long des armatures **tendues** de B1CL1 après 14 ans.

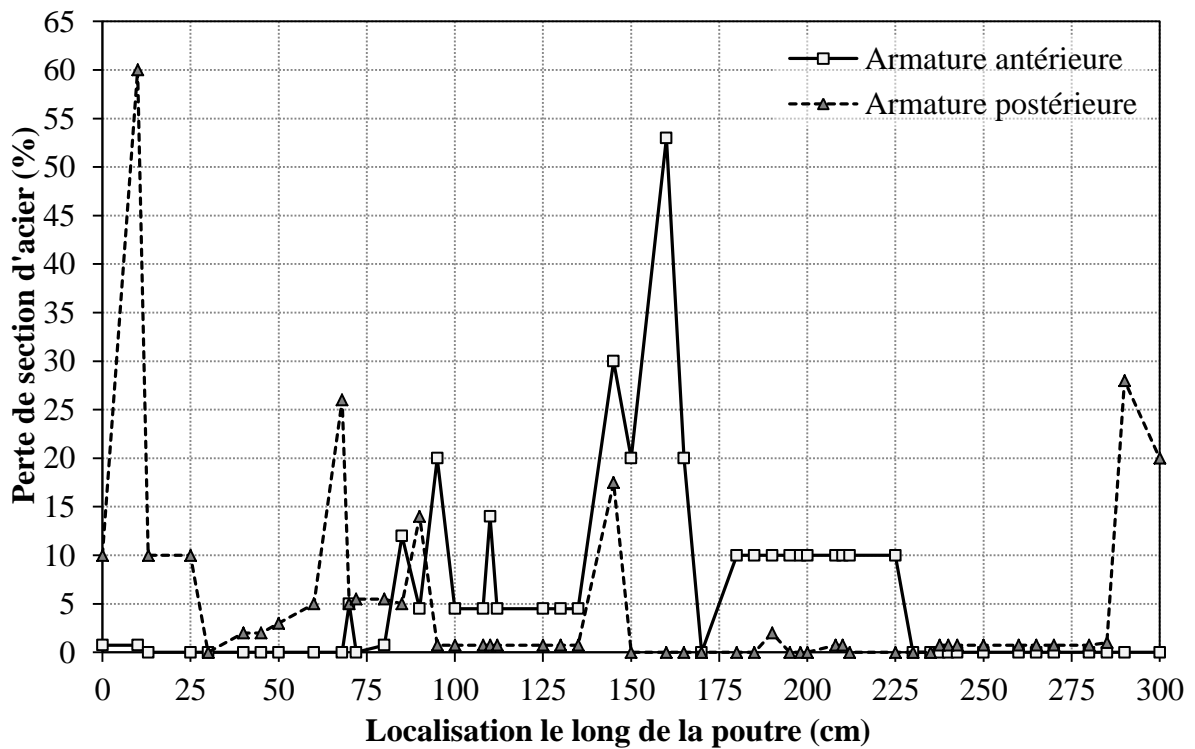


Figure II-15 : Distribution de la corrosion le long des armatures **comprimées** de B1CL1 après 14 ans.

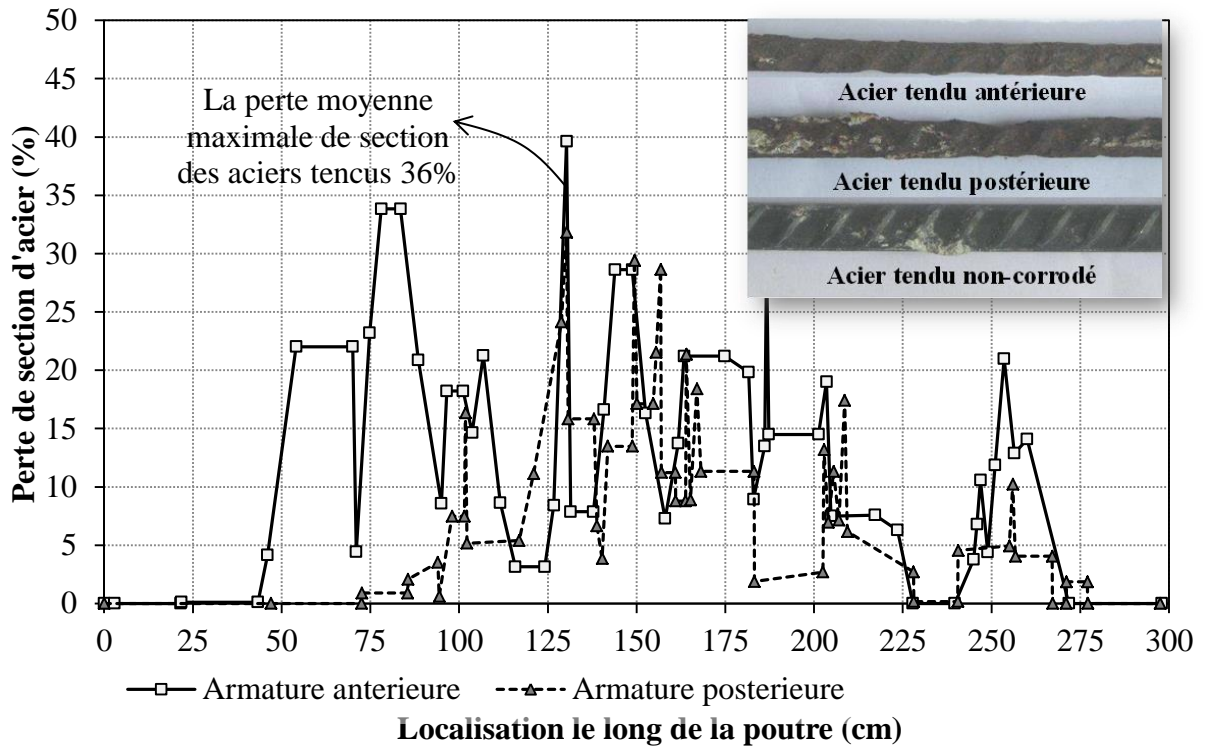


Figure II-16 : Distribution de la corrosion le long des armatures **tendues** de B2CL1 après 23 ans.

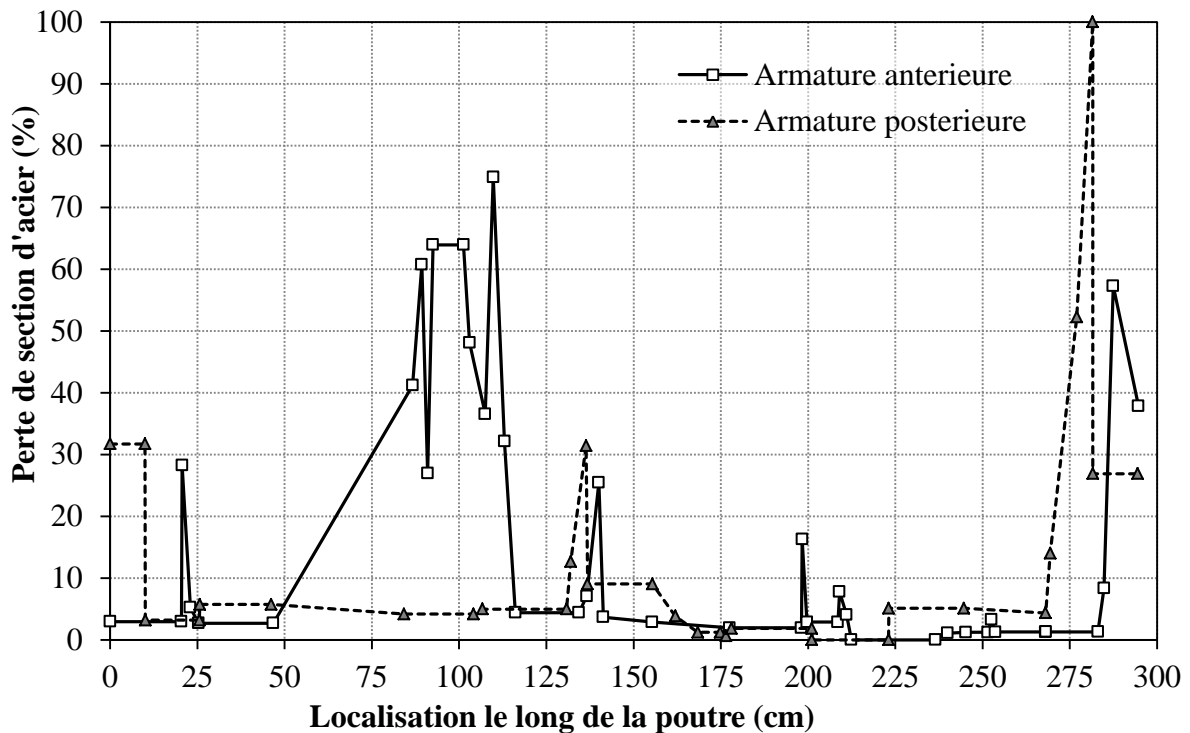


Figure II-17 : Distribution de la corrosion le long des armatures **comprimées** de B2CL1 après 23 ans.

---

## II.9. TECHNIQUE DE REPARATION DES POUTRES B2CL1 & B2T

Les poutres ont été engravées longitudinalement au milieu de la surface inférieure. L'engravure a été créée au moyen d'une rainureuse spéciale avec une lame diamant de 4 mm d'épaisseur, (Voir l'Annexe 4). Les poutres ont été entaillées sur sa partie tendue, deux fois pour réaliser une engravure de 15 mm de largeur (environ deux fois le diamètre du jonc) (Al-Mahmoud et al. 2006) et de 10 mm de profondeur (seulement 10 mm de béton d'enrobage pour les poutres de type B) afin d'utiliser un jonc de 6 mm de diamètre (Figure II-18a). Le relief de béton restant a été enlevé avec un marteau et un burin, ce qui rend rugueuse la surface inférieure de l'engravure (Figure II-18b). L'engravure a été nettoyée par un jet d'air comprimé à haute pression afin d'enlever les débris et les particules fines pour assurer une bonne liaison entre le matériau de scellement (résine époxy Eponal 336) et l'ancien béton. L'engravure a été remplie à moitié de matériau de scellement et le jonc de carbone a été alors placé au milieu et légèrement tassé ce qui permet au matériau de scellement de couler autour du jonc de carbone. Du matériau de scellement a été ajouté pour remplir totalement l'engravure et la surface a été nivelée (Figure II-18c). Les poutres ont été laissées pendant une semaine pour assurer la résistance du matériau de scellement.

La Figure II-18 montre le béton endommagé d'une section transversale de la poutre corrodée B2CL1 due à l'expansion des produits de corrosion. La corrosion est principalement caractérisée par la fissuration du béton qui s'est propagée le long des barres d'armature longitudinale. Le béton situé à chaque coin de la section transversale a été souvent complètement fendu ou, au moins, endommagé fortement. En revanche, le béton situé loin des aciers d'armature n'a pas été significativement affectés par la corrosion des aciers (Figure II-19).

Par conséquent, en supposant que le béton était encore de bonne qualité, le jonc de carbone a été placé au milieu de la section transversale sur la surface tendue, comme le montre la Figure I-23. La longueur totale du jonc de carbone était de 2 700 mm, ce qui signifie que la réparation a été arrêtée juste avant les appuis.

Pratiquement, il peut être impossible d'accéder à la partie située au-dessus des appuis. Afin de comparer l'efficacité de la technique NSM avec ou sans la corrosion, la poutre témoin B2T, non-corrodée, a été renforcé en utilisant exactement la même procédure que celle adoptée pour la poutre B2CL1. Enfin, la poutre initiale B1T a été une poutre non-corrodée et non-renforcée.

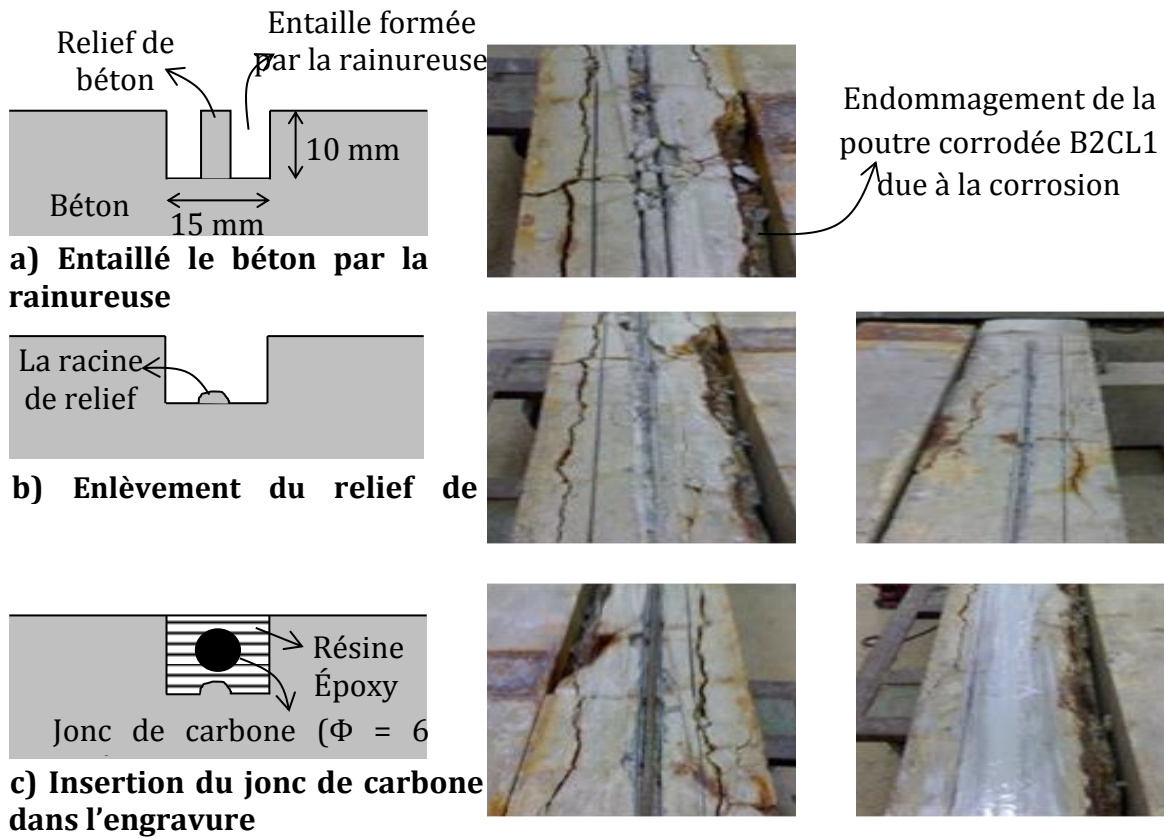
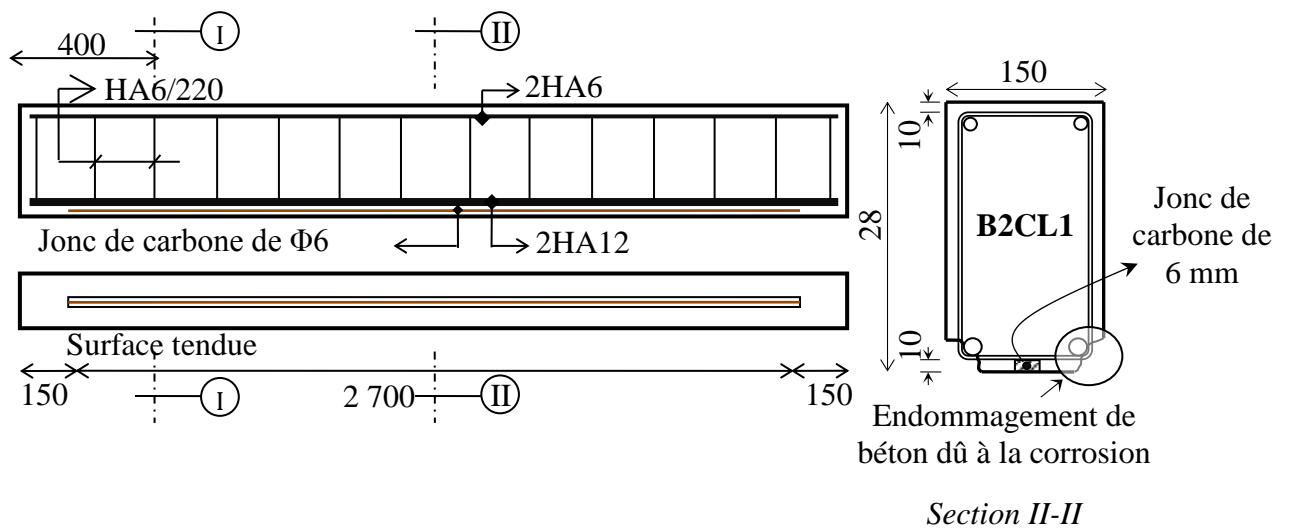


Figure II-18 : Installation du jonc de carbone avec la technique NSM sur la surface tendue de la poutre.



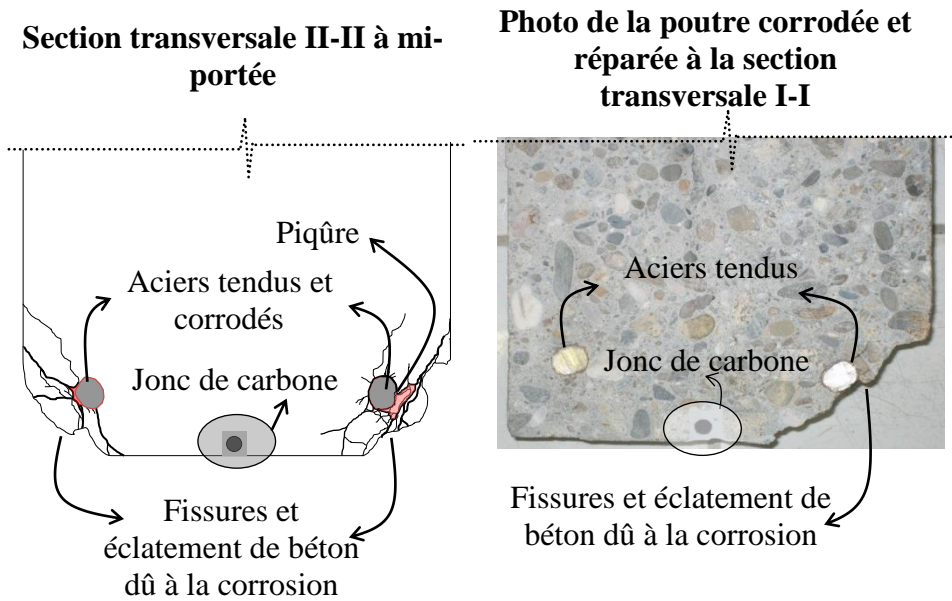


Figure II-19 : Position du jonc de carbone sur la surface tendue de la poutre B2CL1 (toutes les dimensions en mm).

## II.10. CONFIGURATION D'ESSAIS EN FLEXION

Les quatre poutres ont été testées jusqu'à la ruine sous une charge monotone croissante en flexion 3-points par un banc de flexion avec une capacité de 200 kN.

Le déplacement vertical de chaque poutre a été mesuré à mi-portée par un capteur LVDT de capacité 100 mm (Capteur de Déplacement Linéaire) et avec une incertitude de 1% pour un déplacement de 1 mm, et enregistré en fonction de l'évolution de l'intensité de la charge appliquée.

## II.11. RESULTATS EXPERIMENTAUX

### II.11.1. Moment de plastification et Résistance ultime

La Figure II-20 présente la flèche à mi-portée versus le moment de flexion pour toutes les poutres. Les quatre poutres étaient pré-fissurées en raison de leur vieillissement sous charge maintenue depuis 1984. Les moments de plastification des aciers tendus ont été de 25.7 kN.m, 24.5 kN.m, 35.5 et 31.7 kN.m pour la poutre corrodée non-réparée B1CL1, la poutre corrodée réparée B2CL1 et la poutre témoin non-corrodée renforcée B2T et la poutre témoin non-corrodée non-renforcée B1T respectivement. Le moment ultime était de 29.7 kN.m pour la poutre B1CL1, de 37 kN.m pour la poutre B2CL1, de 48 kN.m pour la poutre B2T et de 35 kN.m pour la poutre B1T.

### II.11.2. Modes de ruine

Les modes de ruine observés sur la poutre réparée ou renforcée par un jonc de carbone inséré avec la technique NSM étaient différents de ceux observés dans les poutres en béton



armé non-renforcée « l'écrasement du béton comprimé, la rupture des armatures tendues », tels que le mode de ruine de la poutre témoin B1T, qui a eu lieu par écrasement du béton comprimé après la plastification des aciers tendus. D'autre part, la ruine de la poutre corrodée B1CL1 eu lieu par la rupture des aciers tendus au niveau de piqûres de corrosion après la plastification des aciers tendus (Figure II-22).

La ruine de la poutre corrodée réparée B2CL1 a été principalement due à la séparation (délamination) du béton d'enrobage dans la zone tendue au niveau de l'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM, qui a commencé à partir d'une fissure principale en flexion dans la zone centrale et s'est propagé vers l'appui. Le plan de rupture dans le béton d'enrobage est présenté sur la Figure II-23.

Aucun glissement n'a été observé entre le jonc de carbone et la résine, ce mode de ruine a été observé expérimentalement par Soliman et al. (2010). Dans le cas de la poutre témoin (non-corrodée et renforcée) B2T, la ruine s'est produite par décollement à l'interface entre le jonc de carbone et la résine (pull-out du jonc de carbone), suivie d'un écrasement du béton comprimé (Figure II-24). Ce mode de ruine a été observé par Al-Mahmoud et al. (2012).

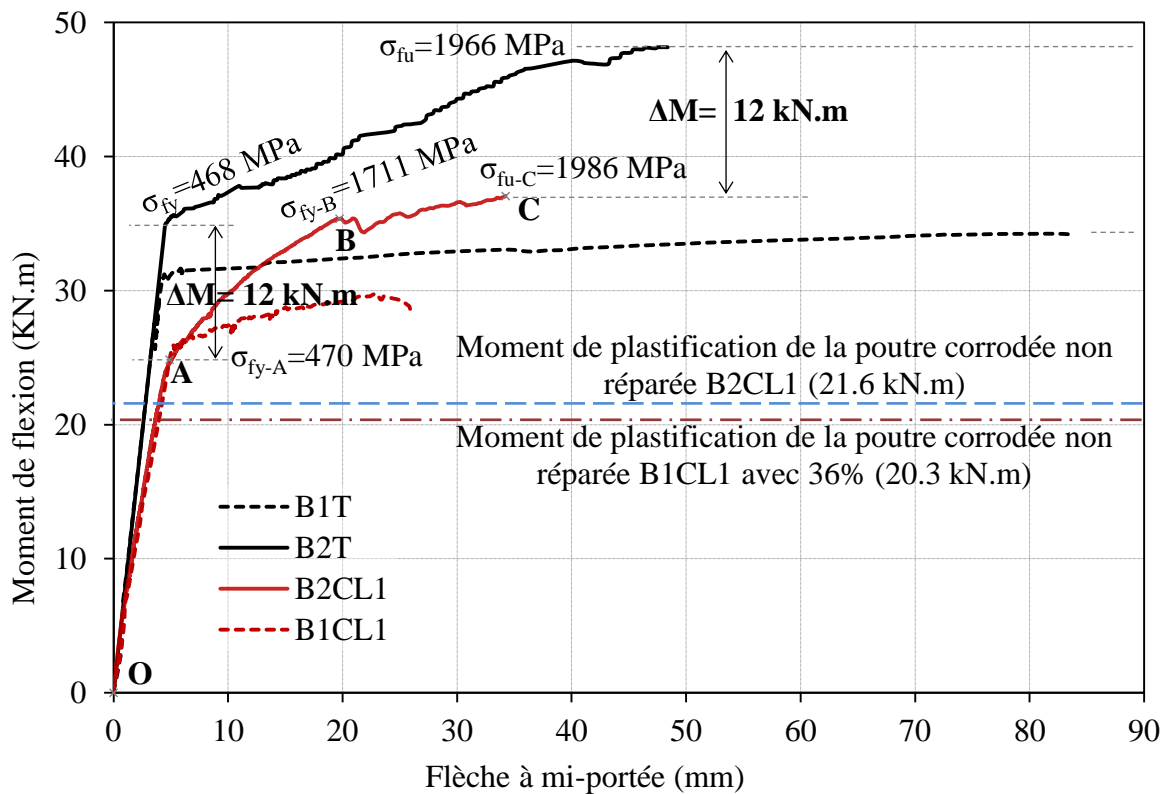


Figure II 19a : Courbes "moment-flèche" pour toutes les poutres étudiées.

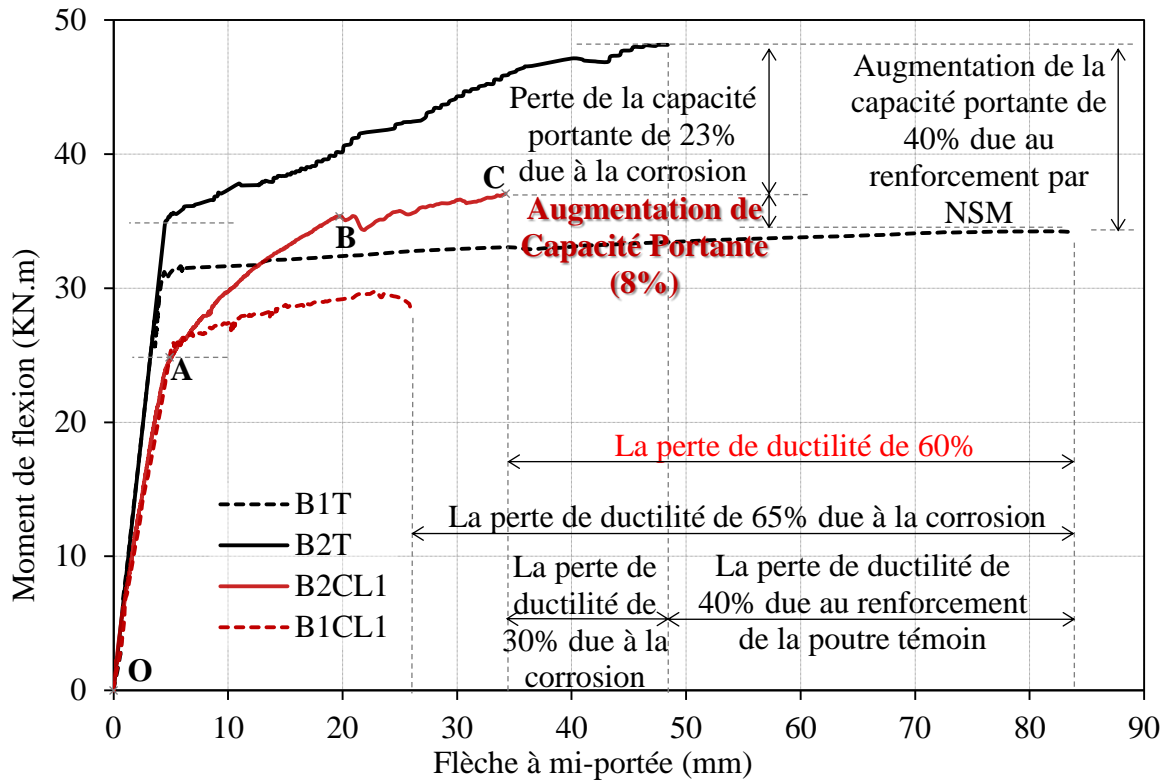


Figure II-20b : Courbes "moment -flèche" pour toutes les poutres étudiées – comparaison les capacités portantes et les ductilités.

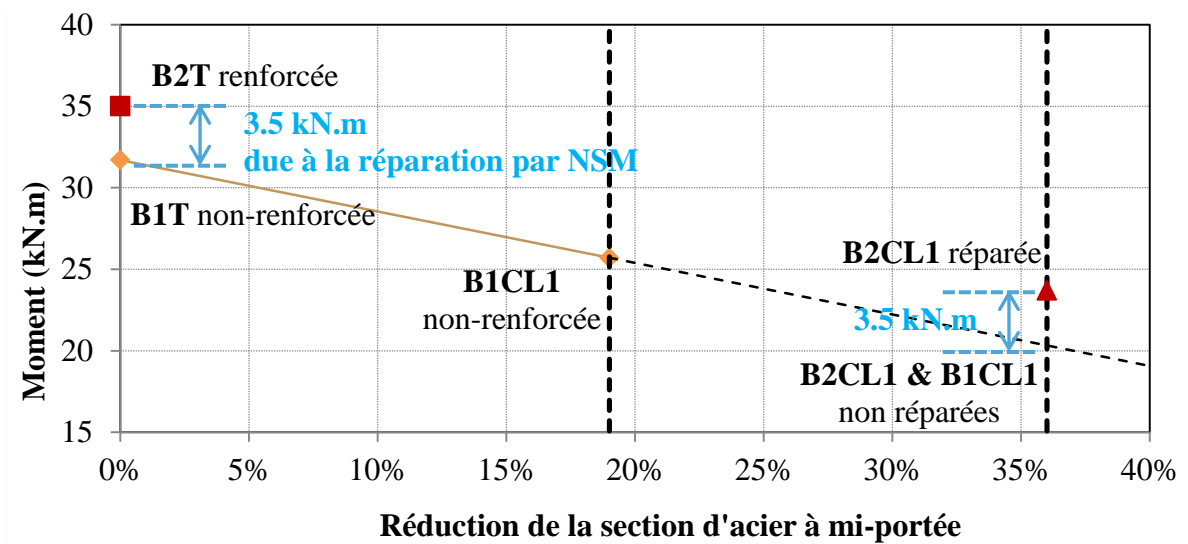
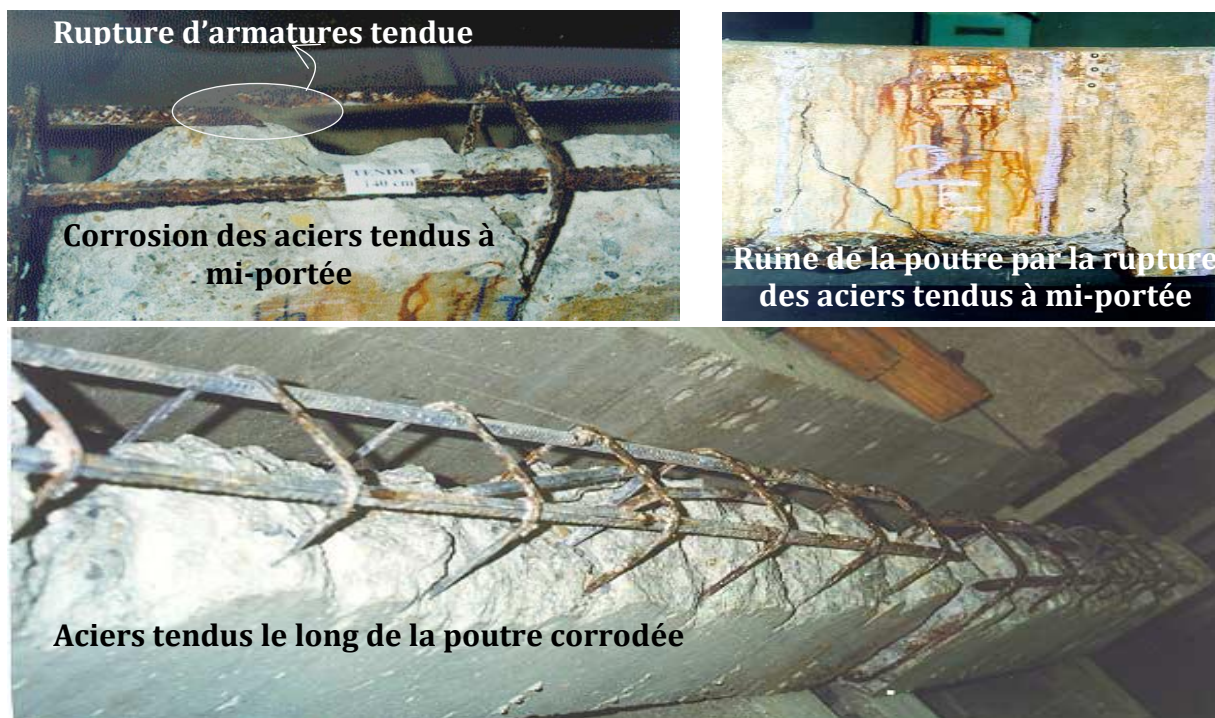


Figure II-21 : Effet de la corrosion et de la réparation avec la technique NSM sur le moment de plastification des poutres étudiées.



*Figure II-22 : Mode de ruine de la poutre corrodée et non-réparée B1CL1 (Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b).*

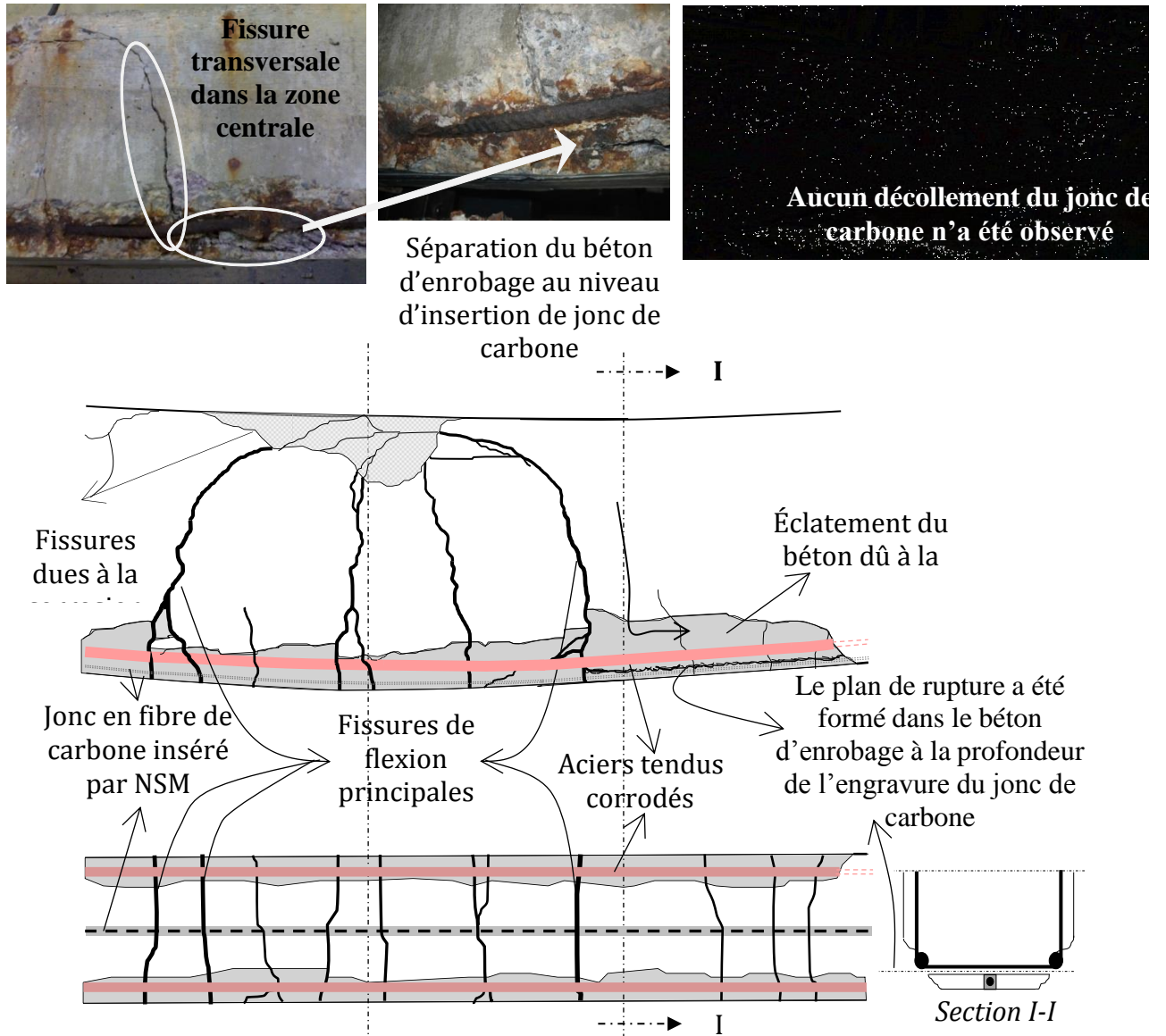


Figure II-23 : Mode de ruine de la poutre corrodée et réparée B2CL1 avec la technique NSM.

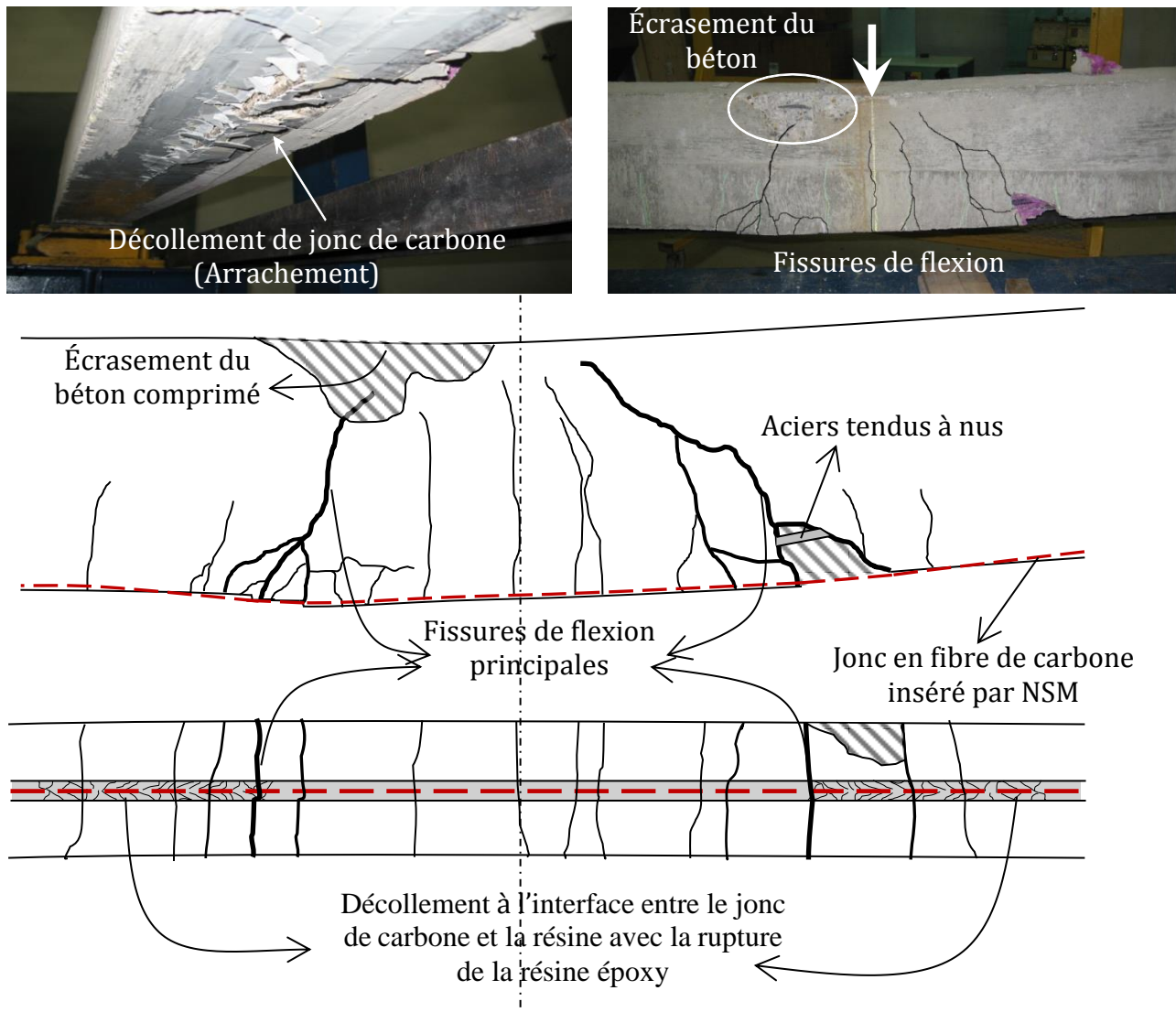


Figure II-24 : Mode de ruine de la poutre témoin et renforcée B2T par la technique NSM.

## II.12. DISCUSSION LES RESULTATS

### II.12.1. Comportement global

Le comportement de la poutre corrodée et réparée B2CL1 était similaire à celui de la poutre témoin renforcée B2T. En effet, le comportement global de la poutre B2CL1 peut être divisé en trois principales phases (Figure II-20). Dans la première phase (du point O au point A), la courbe de moment-flèche est linéaire, le point A correspond à la plastification des aciers tendus. Comme les poutres étaient pré-fissurées en raison d'un niveau élevé de la charge maintenue ( $M_{ser2} = 21 \text{ kN.m}$ ), aucune fissures de flexion supplémentaires ne se sont produites. Au cours de cette première étape, les aciers tendus et le jonc de carbone inséré avec la technique NSM supportent l'ensemble des contraintes appliquées. Au cours de la deuxième étape (du point A au point B), les aciers tendus sont plastifiés et ne participent plus à reprendre de la charge supplémentaire. Seulement le jonc de carbone permet d'accroître le chargement. Le module faible du jonc de carbone conduit à un changement de pente



de la courbe globale. Le point de rupture est le C, dans la troisième phase, la courbe n'est plus linéaire entre le point B et le C et la pente moyenne de la courbe devient très faible, probablement en raison du début de la ruine par séparation du béton d'enrobage à la profondeur de l'engravure du jonc de carbone. Le comportement global de la poutre témoin non-renforcée B1T correspond à un comportement typique d'une poutre en béton armé pré-fissurée.

### II.12.2. Rigidité des poutres

Une petite augmentation de la rigidité (<10%) est due à la réparation par un jonc de carbone inséré avec la technique NSM. Ce n'est pas suffisant pour récupérer la rigidité initiale de la poutre non-corrodée. Néanmoins, la rigidité est toujours au-dessus de la valeur ELS.

La technique NSM en utilisant un seul jonc de carbone de 6 mm proposée pour la réparation d'une poutre en béton armé corrodée semble être efficace pour augmenter sa capacité portante. Cette méthode ne permet pas d'augmenter la rigidité des poutres corrodées de manière significative, comme le montre la Figure II-20, mais la rigidité à l'état limite de service (ELS) et selon les normes (EC2), qui est égale à la portée maximale de la poutre /250 est significativement plus faible que la rigidité minimale observée sur la poutre corrodée après 23 ans. Comme la rigidité ne diminue pas de manière significative dans la phase de propagation généralisée (Voir Figure II-11), le niveau à l'état limite de service (ELS) ne sera pas atteint avant longtemps.

La perte de l'adhérence acier-béton due à la corrosion dans la zone tendue est le principal facteur qui affecte la rigidité globale des poutres en béton armé à cause de la diminution de l'effet raidissant du béton tendu. Le renforcement avec la technique NSM permet de récupérer une partie de l'effet raidissant à la traction grâce à l'adhérence entre le jonc de carbone inséré avec la technique NSM et le béton. Les résultats expérimentaux ont montré que l'augmentation de rigidité de la poutre réparée avec la technique NSM est très faible. Ceci peut s'expliquer soit par la section du jonc de carbone qui est très petite, soit par le module d'élasticité de matériau de scellement (résine époxy) entre le jonc de carbone et le béton qui est faible, ce qui conduit à une augmentation de la longueur de transfert. Ce point devra être vérifié en réalisant des travaux expérimentaux supplémentaires.

### II.12.3. Moment de plastification des aciers tendus

Le moment de flexion qui a conduit à la plastification des aciers tendus pour la poutre témoin renforcée B2T a été de 10% (3.5 kN.m) supérieure à celui de la poutre témoin non-renforcée B1T. Le jonc de carbone inséré avec la technique NSM a supporté une partie du moment de flexion et donc augmenté légèrement le moment de plastification des aciers tendus. La section transversale du jonc de carbone est faible (de 6 mm), mais sa hauteur effective est supérieure à celle des aciers tendus, ce qui explique l'influence du jonc de carbone sur le moment de plastification.

Le moment de plastification de la poutre corrodée et réparée B2CL1 a été de 34% inférieure à celui de la poutre témoin renforcée B2T ( $\Delta M_y = 12$  kN.m). Cette réduction dans le cas de la poutre B2CL1 est évidemment due à la perte de section des aciers tendus due à la corrosion. En outre, cette réduction du moment de plastification a été corrélée avec la perte de

---

section des aciers mesurés expérimentalement de 36% dans la zone centrale de la poutre corrodée B2CL1 (Figure II-16)

Enfin, même après la réparation avec un jonc de carbone inséré avec la technique NSM, le moment de plastification de la poutre corrodée était inférieur à celui de la poutre B1T de 25% à cause de la perte de section des aciers tendus due à la corrosion. En effet, la section du jonc de carbone inséré n'était pas suffisante pour compenser totalement la perte de section des aciers tendus à mi-portée due à la corrosion. Par contre, la comparaison entre les deux poutres corrodées réparée B2CL1 et la poutre corrodée non-réparée B1CL1 est très compliqué puisque la perte de section des aciers n'est pas la même, pour cela nous avons estimé la valeur analytique du moment de plastification d'une poutre corrodée non-réparée avec une perte de section des aciers de 36% qui correspond à une valeur de 21.6 kN.m. Et donc nous avons trouvé que l'écart d'augmentation de moment de plastification due à la réparation avec la technique NSM (de 3.5 kN.m) est le même dans les deux cas poutres témoins et poutres corrodées avec 36% de perte de section des aciers tendus (Figure II-21).

#### II.12.4. Capacité portante

La poutre témoin renforcée B2T et la poutre corrodée réparée B2CL1 montrent le même écart d'augmentation en termes de moment de flexion ultime ( $\Delta M_u = 12$  kN.m) par rapport à celle de moment de plastification en raison d'insertion un jonc de carbone de 6 mm avec la technique NSM (Figure II-20). Cela signifie que, malgré l'endommagement de béton dans la zone corrodée (fissures avec ouverture large et éclatement de béton), la réparation avec la technique NSM a été efficace.

Le moment ultime obtenu pour la poutre B2CL1 est légèrement plus élevée que celui de la poutre B1T avec une augmentation de 8%. Ce résultat montre l'efficacité de la technique NSM pour réparer des poutres corrodées et soumises à une flexion, puisque la capacité portante obtenue est similaire à celle de la poutre témoin non-renforcée malgré la réduction de 36% de la section transversale des aciers tendus à mi-portée due à la corrosion.

La Figure II-20 montre que le moment ultime de la poutre renforcée B2T est d'environ 30% plus que celui de la poutre réparée B2CL1 ( $\Delta M_u = 12$  kN.m). Cette différence dans les moments ultimes est la même que celle obtenue pour les moments de plastification, qui est due à la perte de section des aciers tendus due à la corrosion. La Figure II-20 montre que la flèche ultime de la poutre réparée B2CL1 était plus faible de manière significative que celle de la poutre renforcée B2T d'environ 30%. Ceci peut être expliqué par la ruine précoce de la poutre réparée B2CL1 *due à la séparation de béton d'enrobage dans la zone tendue au niveau d'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM*. En raison de l'éclatement du béton à l'angle de la section transversale due à la corrosion de l'acier (Figure II-24), la largeur de la surface tendue de béton où le jonc de carbone a été mis en place, n'est plus égal à 150 mm, comme à la poutre renforcée B2T, mais était inférieur à 75 mm. Ceci a réduit considérablement la résistance du béton à la traction dans cette zone (Figures II-18 et II-19) et donc le moment et la flèche ultime. C'est pourquoi, aucun écrasement du béton comprimé n'a été observé dans la poutre corrodée et réparée B2CL1 puisque une ruine précoce s'est produite dans la réparation.

Pour les deux poutres réparées B2CL1 et renforcée B2T, la flèche ultime mesurée était significativement plus faible d'environ 60% et 43% respectivement par rapport à celle mesurée de la poutre témoin non-renforcée B1T. Cette réduction de la ductilité de la poutre témoin renforcée était due à la réparation avec la technique NSM, qui, d'une part, a augmenté la capacité portante et, d'autre part, limité les déformations des aciers et du béton, puisque le comportement du jonc de carbone a été élastique linéaire jusqu'à la rupture (Figure II-6).

Une réduction de la ductilité de la poutre corrodée non-réparée B1CL1 de 65% par rapport à la poutre témoin non-renforcée B1T est due à la perte de section des aciers tendus de 19% due à la corrosion. Par contre, cette réduction était de 60% dans le cas de la poutre corrodée et réparée B2CL1 ce qui signifie que la réparation avec la technique NSM peut réduire la perte de ductilité due à la corrosion.

### II.13. ÉTUDES ANALYTIQUES

Dans un premier temps, nous allons réaliser les calculs standards (BAEL) et ceux correspondant aux recommandations de l'Association Française de Génie Civil pour les structures renforcées par matériaux composites (AFGC, 2003), le moment de plastification des aciers tendus et le moment ultime d'une poutre renforcée par l'insertion des joncs de carbone avec la technique NSM. Cette dernière sera calculée premièrement en considérant que le mode de ruine est un mode conventionnel par écrasement du béton comprimé, ce qui permettra de quantifier la perte de résistance résultant de modes de ruine non conventionnels, et deuxièmement en considérant que le mode de ruine de la poutre renforcée s'est produite par la rupture à la traction des joncs de carbone afin d'évaluer l'efficacité de la technique du renforcement par l'insertion d'un seul jonc de carbone de 6 mm. Dans cette étude, les contraintes et les déformations dans les joncs de carbone et dans les aciers tendus seraient également calculés.

La deuxième partie s'intéresse au calcul des contraintes et des déformations au niveau de moment de plastification et ultime d'une poutre renforcée. Un calcul analytique a été développé par Al-Mahmoud et al. (2012) afin de prédire le moment ultime d'une poutre dont la ruine est due au pull-out des joncs de carbone après la plastification des aciers tendus en se basant sur la notion de longueur d'ancrage au-delà de la dernière fissure, sera également présenté dans cette partie.

Le but est de comparer les différentes prédictions analytiques et les résultats expérimentaux pour une meilleure compréhension du comportement réel d'une poutre renforcée. Les moments de flexion, les contraintes et les déformations dans les aciers tendus et le jonc de carbone sont calculées. Pour ces calculs, en plus des hypothèses conventionnelles du béton armé, on suppose :

- une adhérence parfaite des joncs de carbone avec le matériau de scellement.
- une adhérence parfaite du matériau de scellement avec le béton.

Cela veut dire qu'il n'y a aucun glissement relatif des joncs de carbone par rapport au matériau de scellement ou de ce dernier par rapport au béton.

On suppose également :



- un comportement élastique linéaire des joncs de carbone (Figure II-6).
- que la réduction de la section du béton causée par l'engravure est négligée.

### II.13.1. Calcul de moment de flexion, de déformation, et de contrainte correspondants au début de plastification de l'acier d'une poutre réparée par des joncs de carbone

Soit la section rectangulaire (Figure II-25), de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ , comportant des aciers tendus de section  $A_s$ , des joncs de carbone de section  $A_f$  et sans acier comprimé, dont les centres de gravité sont à une distance respective  $d_s$  et  $d_f$  de la fibre supérieure du béton ; Dans le cas d'une section fissurée, on considère la section homogénéisée sans tenir compte du béton tendu (calcul classique de béton armé).

Le calcul du moment de flexion au moment où l'acier commence à se plastifier dans une poutre renforcée  $M_y$  se fait en considérant que l'acier a atteint sa limite d'élasticité  $f_y$

$$\sigma_s = f_y \quad d'o\grave{u} \quad M_y = \frac{f_y I_c}{n_s (d_s - y_c)} \quad (\text{II} - 2)$$

Où  $y_c$  est la position de l'axe neutre en section fissurée qui correspond distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité de la section d'acier tendu après la fissuration du béton.

$$y_c = \frac{\sqrt{(n_s A_s + n_f A_f)^2 + 2b(n_s A_s d + n_f A_f d_f)} - (n_s A_s + n_f A_f)}{b} \quad (\text{II} - 3)$$

$$\text{Avec } n_s = \frac{E_s}{E_c} ; n_f = \frac{E_f}{E_c}$$

$E_c$ ,  $E_s$ ,  $E_f$  sont les modules d'élasticité du béton, de l'acier et du jonc de carbone respectivement.

$I_c$  est l'inertie de la section fissurée :

$$I_c = n_s A_s (d - y_c)^2 + n_f A_f (d_f - y_c)^2 + b \frac{y_c^3}{3} \quad (\text{II} - 4)$$

Les contraintes dans les joncs de carbone  $\sigma_{fy}$  et le béton comprimé  $\sigma_{cy}$  lorsque  $M_y$  est atteint sont calculées dans le cas général par :

$$\sigma_{fy} = \frac{n_f M_y}{I_c} (d_f - y_c) \quad (\text{II} - 5)$$

$$\sigma_{cy} = \frac{n_s M_y}{I_c} (h - y_c) \quad (\text{II} - 6)$$

Où  $I_c$  est l'inertie de la section fissurée, peut être calculée en utilisant l'équation (II-4).

Les déformations dans les joncs de carbone  $\varepsilon_{fy}$  et le béton en fibre la plus comprimée  $\varepsilon_{cy}$  sont données par :

$$\varepsilon_{fy} = \frac{d_f - y_c}{d - y_c} \varepsilon_{sy} \quad (\text{II} - 7)$$

$$\varepsilon_{cy} = \frac{y_c}{d - y_c} \varepsilon_{sy} \quad (\text{II} - 8)$$

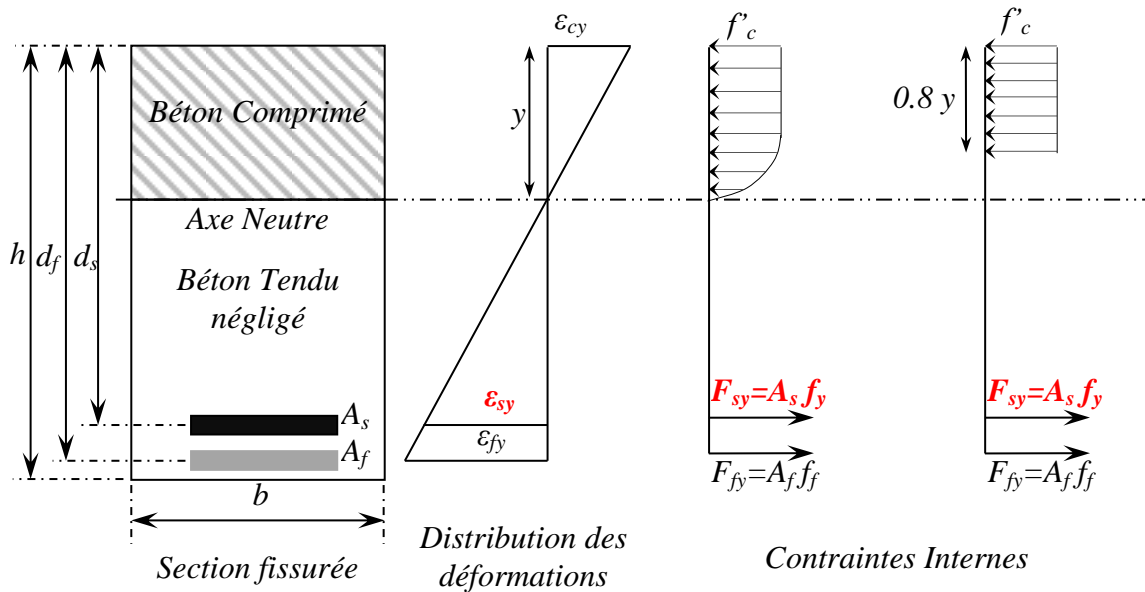


Figure II-25 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la plastification des aciers tendus.

### II.13.2. Calculs de moment en flexion, de déformation, et de contrainte ultime d'une poutre renforcée

La capacité en flexion a été évaluée en utilisant les équations d'équilibre. A la rupture, les trois efforts normaux  $F_s$ ,  $F_f$ , et  $F'_c$  s'expriment alors de la manière suivante :

- L'effort dans le béton comprimé est donné par :

$$F'_c = 0.8 y_u b f'_c \quad (\text{II} - 9)$$

Où  $f'_c$  est la résistance en compression du béton à 28 jours :

- L'effort dans les aciers tendus est donné par :

$$F_s = E_s A_s \varepsilon_{su} = f_y E_s \quad (\text{II} - 10)$$

Où  $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier (dans tous les cas, l'acier est plastifié à la rupture) ;

$\varepsilon_{su}$  est la déformation ultime dans les aciers tendus et donnée par (selon la compatibilité des déformations):

$$\varepsilon_{su} = \frac{d - y_u}{y_u} \varepsilon_{cu} \quad (\text{II} - 11)$$

- L'effort dans les joncs tendus de carbone est donnée par :

$$F_f = E_f A_f \varepsilon_f \quad (\text{II} - 12)$$

Où  $\varepsilon_f$  est la déformation dans les joncs de carbone donnée par :

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_c}{y_u} (d_f - y_u) \leq \varepsilon_{fu \max} = \frac{\sigma_{fu \max}}{E_f} = 1.53\% \quad (\text{II} - 13)$$

Où  $\sigma_{fu \max} = 2\ 300$  MPa est la résistance maximale admissible à la traction des joncs de carbone.

L'équilibre de la section vis à vis de l'effort normal conduit à l'équation suivante :

$$F_s + F_f = F'_c \quad (\text{II} - 14)$$

En substituant les équations des efforts normaux à la rupture dans l'équation d'équilibre des efforts :

$$f_y A_s + E_f A_f \varepsilon_{fu} = 0.8 y_u b f'_c \quad (\text{II} - 15)$$

L'équilibre de la section vis à vis du moment conduit à l'équation suivante :

$$M_u = f_y A_s (d - 0.4 y_u) + E_f \varepsilon_{fu} A_f (d_f - 0.4 y_u) \quad (\text{II} - 16)$$

### II.13.2.1. Ruine de la poutre réparée par écrasement du béton comprimé

En supposant que la ruine de la poutre réparée s'est produite par écrasement du béton comprimé après la plastification des aciers tendus, donc la déformation maximale du béton comprimé est limitée par  $\varepsilon_{cu \max} = 3.5\%$  (Figure II-26) (comportement ductile supposé de la poutre), et la déformation maximale dans les joncs de carbone et dans les aciers tendus sont calculées par :

$$\varepsilon_{fu} = \frac{d_f - y_u}{y_u} \varepsilon_{cu \max} \quad (\text{II} - 17)$$

$$\varepsilon_{su} = \frac{d - y_u}{y_u} \varepsilon_{cu \max} \quad (\text{II} - 18)$$

En substituant l'équation (II - 17) dans l'équation d'équilibre des efforts (II - 15) :

$$f_y A_s + E_f A_f \frac{d_f - y_u}{y_u} \varepsilon_{cu \max} = 0.8 y_u b f'_c \quad (\text{II} - 19)$$

Ou

$$A y_u^2 + B y_u + C = 0 \quad (\text{II} - 20)$$

Où :

$$A = 0.8 b f'_c \quad (\text{II} - 21)$$

$$B = \varepsilon_{cu \max} E_f A_f - f_y A_s \quad (\text{II} - 22)$$

$$C = - \varepsilon_{cu \max} E_f A_f d_f \quad (\text{II} - 23)$$

$$y_u = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad (\text{II} - 24)$$

En substituant les équations (II - 21), (II - 22), et (II - 23) dans (II - 24), la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée du béton ( $y_u$ ) peut être obtenue.

Le moment ultime  $M_u$  peut donc être calculé par l'équation (II - 25) :

$$M_u = f_y A_s (d - 0.4 y_u) + E_f A_f \epsilon_{cu \max} \frac{(d_f - y_u)}{y_u} (d_f - 0.4 y_u) \quad (\text{II} - 25)$$

Ce résultat permet de prédire le moment ultime de la poutre réparée par l'insertion des joncs de carbone dont la ruine est due à l'écrasement du béton comprimé.

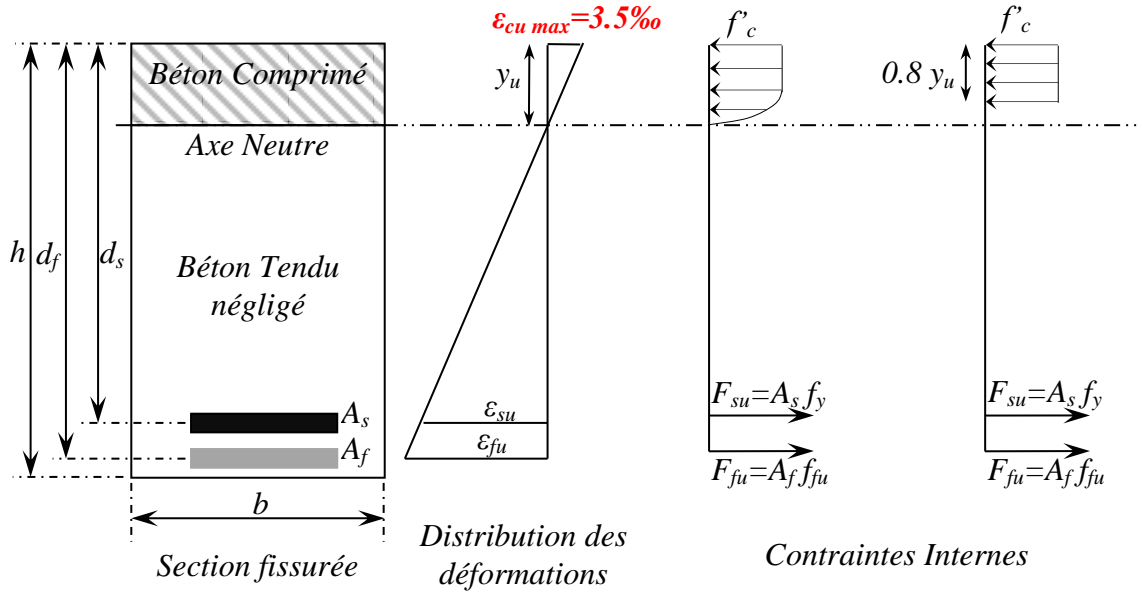


Figure II-26 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la ruine de poutre par écrasement du béton comprimé.

### II.13.2.2. Ruine due à la rupture à la traction des joncs de carbone

En supposant que la ruine de la poutre réparée s'est produite par la rupture à la traction des joncs de carbone après la plastification des aciers tendus (comportement ductile), alors la déformation limite des joncs de carbone est limitée par  $\epsilon_{fu \max} = 1.53\%$  (Figure II-27) et les déformations ultimes dans les aciers tendus et dans le béton comprimé sont calculées selon la compatibilité des déformations par les équations suivantes:

$$\epsilon_{su} = \frac{d - y_u}{d_f - y_u} \epsilon_{fu \max} \quad (\text{II} - 26)$$

$$\epsilon_{cu} = \frac{y_u}{d_f - y_u} \epsilon_{fu \max} \quad (\text{II} - 27)$$

La position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée du béton peut être calculée en substituant  $\epsilon_{fu} = \epsilon_{fu \max} = 1.53\%$  dans l'équation d'équilibre des efforts normaux (II - 15) :

$$y_u = \frac{f_y A_s + E_f A_f \epsilon_{fu \max}}{0.8 b f'_c} \quad (\text{II} - 28)$$

Le moment ultime dû à la rupture à la traction des joncs de carbone après la plastification des aciers tendus ( $M_u$ ) peut être calculé par l'équation (II - 29) :

$$M_u = f_y A_s (d - 0.4y_u) + E_f \varepsilon_{fu \max} A_f (d_f - 0.4y_u) \quad (\text{II} - 29)$$

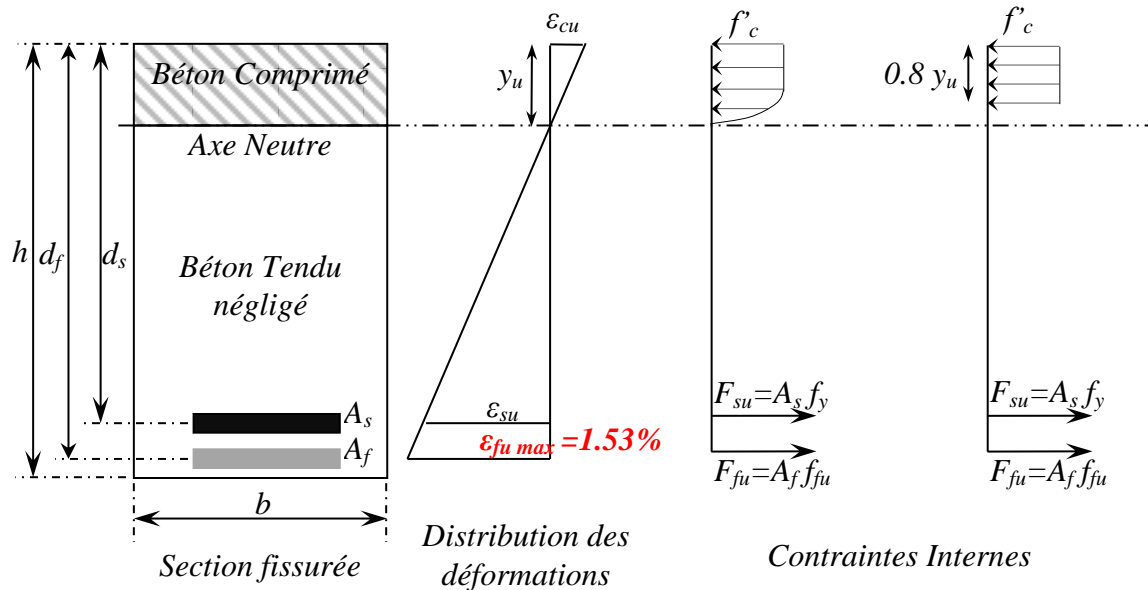


Figure II-27 : Diagramme de déformations dans la section fissurée à la ruine de poutre par la rupture à la traction des joncs de carbone.

### II.13.3. Calculs des contraintes et des déformations d'une poutre renforcée par des joncs de carbone au niveau de plastification des aciers tendus

La contrainte dans les joncs de carbone au niveau de plastification des aciers tendus peut être calculée par les équations suivantes :

$$\sigma_{fy \text{ exp}} = \frac{n_f M_{y \text{ exp}}}{I_c} (d_f - y_c) \quad (\text{II} - 30)$$

$$\varepsilon_{fy \text{ exp}} = \frac{d_f - y_c}{d - y_c} \varepsilon_{sy} \quad (\text{II} - 31)$$

Avec :  $y_c$  est la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée du béton pour un moment de plastification expérimental ( $M_{y \text{ exp}}$ ) et peut être calculée par l'équation (II - 3).  $\varepsilon_{sy}$  est la déformation de l'acier correspondante au début de seuil de plastification et peut être calculée par  $\varepsilon_{sy} = f_y/E_s$

### II.13.4. Calculs des contraintes et des déformations d'une poutre réparée par des joncs de carbone à partir de une valeur du moment appliqué

Afin de calculer la contrainte dans les joncs de carbone à partir du moment appliqué pour la poutre renforcée B2T, la rigidité de post-plastification de l'acier a été déterminé expérimentalement (Figure II-6), donc l'effort dans les aciers tendus n'est pas égal à  $f_y A_s$ .

$$F_{su} = 0.8bf'_c y_{u\ exp} - \sigma_{fu\ exp} A_f \quad (II - 32)$$

La contrainte dans les joncs de carbone au moment appliqué de la poutre renforcée peut être calculée par :

$$\sigma_{fu\ exp} = n_f * \frac{\Delta M_{exp}}{I_{u\ exp}} (d_f - y_{u\ exp}) + \sigma_{fy\ exp} < 2\ 300\ MPa \quad (II - 33)$$

Où  $y_{u\ exp}$  est la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée du béton pour un moment appliqué ( $M_{u\ exp}$ ) et peut être calculée comme suivante :

$$M_{u\ exp} = F_{su}(d - 0.4y_{u\ exp}) + \sigma_{fu\ exp} A_f (d_f - 0.4y_{u\ exp}) \quad (II - 34)$$

$F_{su}$  est l'effort dans les aciers tendus dû au moment appliqué dans le stage post-plastification

Et  $I_{u\ exp}$  est l'inertie de la section fissurée au moment de la rupture de poutre renforcée et peut être calculée à partir de l'équation (II - 4) et en supposant que la module d'élasticité de l'acier dans le stage de post-plastification des aciers tendus est égale à  $k = 1.85\ GPa$  :

$$I_{u\ exp} = \frac{k}{E_c} A_s (d - y_{u\ exp})^2 + n_f A_f (d_f - y_{u\ exp})^2 + b \frac{y_{u\ exp}^3}{3} \quad (II - 35)$$

La déformation dans les joncs de carbone peut être calculée en utilisant loi de Hooke, puisque le comportement des joncs de carbone est linéaire jusqu'à la ruine :

$$\varepsilon_{fu\ exp} = \frac{\sigma_{fu\ exp}}{E_f} \quad (II - 36)$$

Les mêmes calculs sont effectués pour le cas de la poutre corrodée et réparée B2CL1 mais la perte maximale dans la section transversale de l'acier est utilisée «  $A_s = 149\ mm^2$  ». Pour la poutre témoin non-renforcée B1T, nous ne considérons que «  $A_f = 0$  » pour toutes les équations ci-dessus.

### **II.13.5. Calcul du moment ultime et de la contrainte maximale d'une poutre réparée en flexion par les joncs de carbone dont la ruine est due au pull-out de joncs de carbone**

Un modèle élaboré à l'origine à partir des études réalisées sur les joncs composites en pleine masse de béton par Cosenza et al. (1997) et généralisé sur la technique de NSM par Al-Mahmoud et al. (2012), offre ainsi une bonne estimation du moment de flexion ultime.

Le calcul du moment de flexion ultime avant la ruine par le pull-out des joncs de carbone va passer par les étapes suivantes :

- détermination de la distance  $L_{anc}$  entre la dernière fissure et l'extrémité des joncs de carbone ;
- calcul de la contrainte maximale  $\sigma_{max}$  applicable sur les joncs de carbone résultant de son adhérence avec la résine par l'équation (II - 37). Nous aurons une seule

valeur :  $\sigma_{\max (1x6)}$  correspondant au cas des poutres renforcées par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre :

$$\sigma_{\max} = \sqrt{2E_f \frac{\sum \tau_u s_m}{A(1 + \alpha)}} \quad (\text{II} - 37)$$

Avec :

$E_f$  est le module d'élasticité de jonc de carbone (MPa).

$\sum$  est le périmètre du jonc de carbone (mm).

$A$  est la surface de la section à la quelle s'applique l'effort à la traction (mm<sup>2</sup>).

$\tau_u$  est la contrainte tangentielle moyenne ultime (au pic) (MPa).

$s_m$  est le glissement correspondant à  $\tau_u$  (mm).

$\alpha$  est un paramètre de précision influençant la forme de la courbe t-glissement dans la branche ascendante et obtenu en égalisant l'air sous la branche ascendante de la courbe expérimentale à la valeur  $\tau_u s_m / (1 + \alpha)$ .

- comparaison entre  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{fu \max}$ . Dans tous les cas,  $\sigma_{\max}$  est inférieure à  $\sigma_{fu \max}$ , car la rupture des joncs de carbone n'a jamais été atteinte ;
- calcul des longueurs effectives  $L_{\text{effect}(1x6)}$  pour le cas des poutres renforcées par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre par l'équation (II - 38) ;

$$L_{\text{effect}} = \frac{\sigma_{\max} A}{\sum \tau_u} \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \quad (\text{II} - 38)$$

- type de ruine :

Si  $L_{\text{effect}} \leq L_{\text{anc}}$ , (Figure II-28A), dans ce cas, nous passons au calcul du moment à la ruine  $M_R$  qui correspond à une contrainte  $\sigma_{\max}$  dans une section où se situe la dernière fissure  $M_{DF}$  est le moment agissant au niveau de la dernière fissure calculé par l'équation (II - 39) :

$$M_{DF} = \frac{\sigma_{\max} I_c}{n_f (d_f + y_c)} \quad (\text{II} - 39)$$

$M_R$  est déduit de  $M_{DF}$  à l'aide du diagramme du moment fléchissant.

Si  $L_{\text{effect}} > L_{\text{anc}}$  (Figure II-28B), dans ce cas-ci, la contrainte  $\sigma_{Lanc}$  est atteinte avant la rupture de la liaison joncs de carbone-résine et donc reste inférieure à la contrainte  $\sigma_{\max}$  calculée par l'équation (II-37).

Dans ce cas, la contrainte  $\sigma_{Lanc}$  correspondant à une longueur  $L_{\text{anc}}$  est calculée par :

$$\sigma_{Lanc} = \frac{L_{\text{anc}} \sum \tau_u}{E_f A} \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \quad (\text{II} - 40)$$

Nous calculons le moment correspondant à la position de la dernière fissure  $M_{DF}$  par :

$$M_{DF} = \frac{\sigma_{Lanc} I_c}{n_f (d_f + y_c)} \quad (\text{II} - 41)$$

$M_R$  est donc déduit de  $M_{DF}$  de la même façon que dans le cas A.

Nous allons appliquer les étapes précédentes sur les cas des poutres B2CL1 et B2T. Les valeurs de paramètres  $\tau_u$ ,  $s_m$  et  $\alpha$  sont 14.3 MPa, 0.14 mm et 0.74 respectivement (Al-Mahmoud et al. 2012).

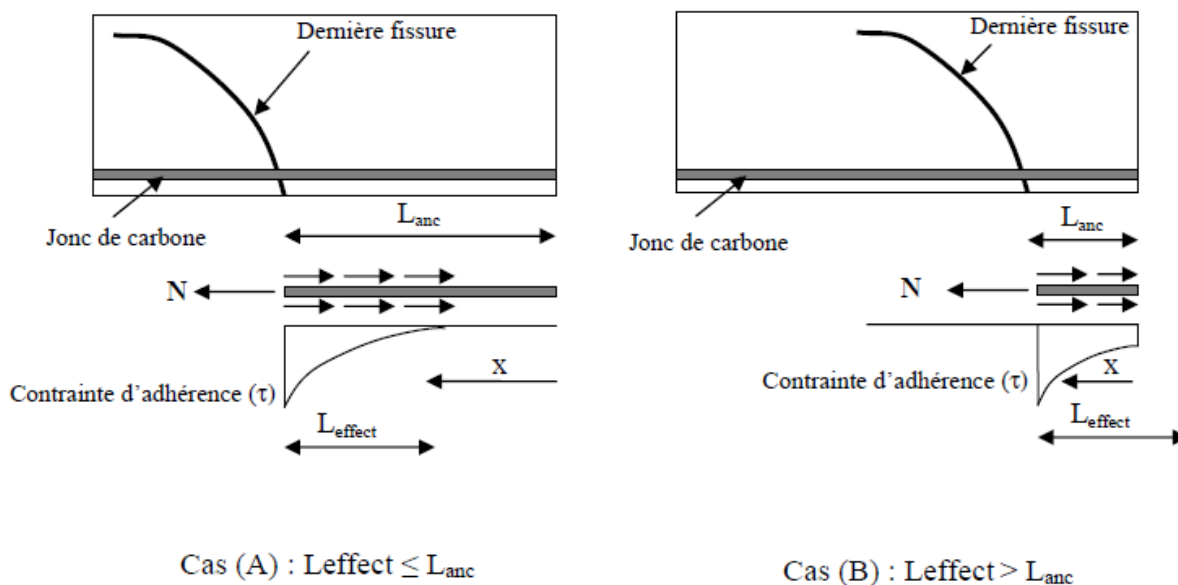


Figure II-28 : Longueur d'ancrage formée par la dernière fissure et la répartition de la contrainte d'adhérence sur cette longueur pour les cas A et B.

### II.13.6. Calcul du moment ultime des poutres réparées dont la ruine est due à la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes de flexion

Deux modes de ruine par un décollement ont été observés expérimentalement sur les poutres renforcées avec la technique NSM. La ruine des poutres renforcées en utilisant des barres composites sablées due à la rupture de liaison à l'interface barre composite-résine (De Lorenzis et al. 2000), tandis que celle des poutres renforcées en utilisant des barres composites déformées, enroulées en spirale ou parfois sablées due à la séparation du béton d'enrobage (De Lorenzis et al. 2000; Rizkalla et al. 2001; De Lorenzis, Micelli, et al. 2002). Ce dernier mécanisme de ruine est commun aux poutres renforcées par des plaques en acier ou en matériaux composites collés sur la surface extérieure (Smith et Teng, 2002). Ce mode de ruine a été également observée dans le cas des poutres renforcées par le système NSM (Corden et al. 2008; De Lorenzis 2002; Soliman et al. 2008; Teng et al. 2006).

Un modèle appelé « *Concrete Tooth Models* », basé sur le concept d'une partie du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes où ont été développées. Cette partie du béton se comporte comme une poutre console sous l'action des contraintes de cisaillement horizontales agissant à l'interface entre le béton et les tissus composites. En particulier, le modèle a été développé par Raof et Hassanen, (2000) pour donner des estimations raisonnablement précises de la résistance de séparation du béton d'enrobage dans le cas de renforcement par des tissus composites collés sur la surface extérieure. Ensuite, le modèle a été modifié pour le cas de renforcement avec la technique NSM par De Lorenzis et Nanni, (2003). Ce modèle



suppose que la rupture du béton entre deux fissures adjacentes, intervienne lorsque la contrainte à la traction au point A (point critique) excède la résistance maximale à la traction du béton (Figure II-29). Une telle contrainte peut être déterminée comme suit :

L'espace stabilisé minimal des fissures est calculé par :

$$l_{min} = \frac{A_e f_{ct}}{u_s \Sigma_s + u_f \Sigma_f} \quad (\text{II} - 42)$$

$$A_e = h_1 b_0 \quad (\text{II} - 43)$$

Il est supposé, dans le modèle d'origine, que :

$$u_s = 0.28 \sqrt{f_{cu}} \quad (\text{II} - 44)$$

$$f_{ct} = 0.36 \sqrt{f_{cu}} \quad (\text{II} - 45)$$

Avec :

$A_e$  est la surface de la zone tendue du béton (mm<sup>2</sup>).

$b_0$  est la largeur de la poutre au centre des aciers (mm).

$h_1$  est la hauteur du béton tendu (mm).

$f_{cu}$  est la résistance maximale cubique en compression du béton (MPa).

$f_{ct}$  est la résistance maximale à la traction du béton (MPa).

$u_s$  est la contrainte d'adhérence moyenne entre le béton et les aciers (MPa).

$\Sigma_s$  est le périmètre total des barres en acier (mm).

$u_f$  est la résistance d'adhérence moyenne entre les barres composites et le matériau de scellement (mm).

$\Sigma_f$  est le périmètre total des barres composites (mm),

L'équation II - 42 est déduite de l'expression classique de l'espace minimal des fissures en béton armé, sur la base de l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes d'adhérence aux interfaces acier-béton et jonc composite-béton.

L'espace stabilisé maximal des fissures est le double du minimal :

$$l_{max} = 2l_{min} \quad (\text{II} - 47)$$

Le modèle suppose que la ruine par la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes se produise lorsque la contrainte dépasse la résistance maximale du béton à la traction au point A (Figure II-29).

$$\sigma_A = \frac{M_A l}{I_A 2} \quad (\text{II} - 48)$$

Avec :

$$M_A = \tau n \pi \phi_f l h' \quad (\text{II} - 49)$$

$$I_A = \frac{b_0 l^3}{12} \quad (\text{II} - 50)$$

Avec :

$I_A$  est le moment d'inertie de la partie en béton (N.mm).

$M_A$  est le moment à la base de la dent (N.mm).

$l$  est l'espacement des fissures (minimal ou maximal) (mm).

$h'$  est la distance entre la base de l'armature tendue et le centre des joncs composites insérés par NSM (mm).

$\tau$  est la contrainte de cisaillement à l'interface entre les joncs composites insérés avec NSM et les matériaux de scellement (MPa).

$n$  est le nombre des joncs composites insérés par NSM.

$\Phi_f$  est le diamètre de jonc composite (mm).

$b_0$  est la largeur de la poutre au centre des aciers (mm).

En substituant ( $M_A$ ) et ( $I_A$ ) dans l'équation (II - 48) et en supposant que au moment de séparation du béton, la contrainte ( $\sigma_A$ ) atteint ( $f_{ct}$ ). Ainsi, la valeur de ( $\tau$ ) où la séparation « délamination » du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes s'est produite, est donnée par :

$$\tau_{sep} = \frac{f_{ct} l b}{6 h' n \pi \Phi_f^2} \quad (\text{II} - 51)$$

Sur la portée de cisaillement de la poutre, la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) est équilibrée par la contrainte axiale dans les joncs composites ( $\sigma_f$ ) par l'équation suivante (Tepfers 1973) :

$$\sigma_{f sep} = \frac{4}{\Phi_f} L_{eff} \tau_{sep} = \frac{2 l b_0 L_{eff}}{3 h' n \pi \Phi_f^2} f_{ct} \leq \sigma_{fu} \quad (\text{II} - 52)$$

Avec :

$b_0 = 65$  mm (due à la perte de section de béton due à la corrosion),

$h' = 7.5$  mm,  $f_{ct} = 4.4$  MPa,  $A_f = 28.3$  mm<sup>2</sup> (un jonc de carbone de 6 mm),

$A_s = 1.48$  mm<sup>2</sup> (en raison de la perte de section des aciers tendus de 36% due à la corrosion),

$h_1 = 2d' = 4.4$  cm (Raouf et al. 1995).

La valeur de ( $u_f$ ) peut être obtenue expérimentalement en réalisant des essais d'adhérence avec le même type du jonc de carbone utilisé, de la résistance du béton, du rapport profondeur d'engravure / diamètre de jonc de carbone et du matériau de scellement. Les valeurs de  $u_f$  et  $u_s$  est égale à 14.3 et 9.7 MPa respectivement d'après Al-Mahmoud et al. (2012). Nous avons calculé la longueur effective ( $L_{effect}$ ) pour le cas de la poutre réparée par un jonc de carbone de 6 mm avec l'équation (II - 38).  $L_{effect(1 \times 6)} = 336.75$  mm. L'espacement minimal stabilisé des fissures  $l_{min} = 26.3$  mm, selon l'équation (II -

42). La contrainte minimale axiale dans le jonc de carbone ( $\sigma_{f\text{ sep}}$ ) dont la ruine est due à la séparation du béton d'enrobage est égale à 1 992 MPa selon l'équation (II - 52).

Pour calculer le moment ultime de la poutre, nous avons supposé que la ruine s'est produite pour une résistance maximale du jonc de carbone égale à  $\sigma_{f\text{ sep}} = 2\,173\text{ MPa} < \sigma_{fu} = 2\,300\text{ MPa}$  (Ceci et al. 2012).

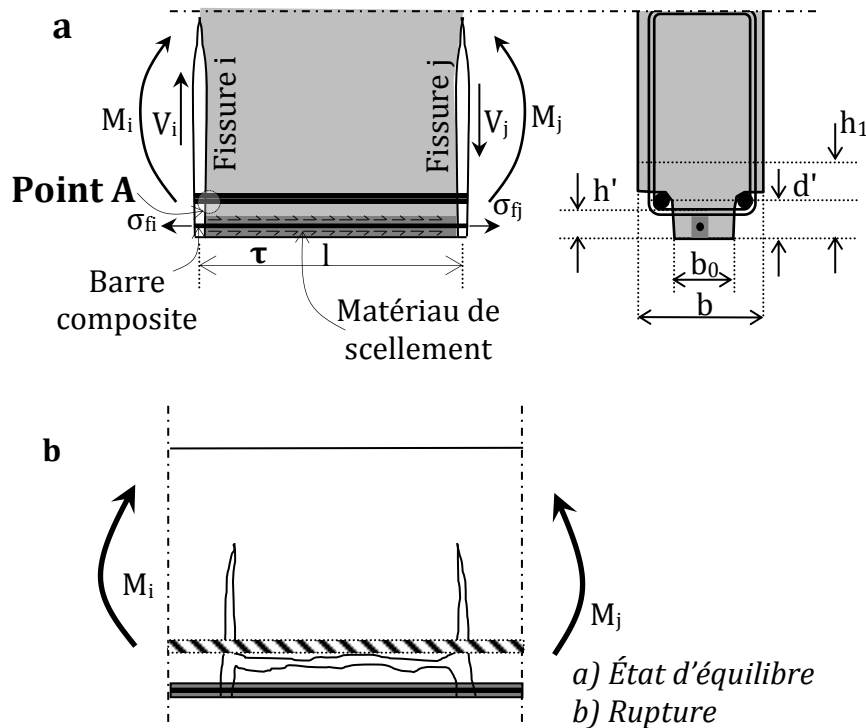


Figure II-29 : Efforts dans un élément entre deux fissures adjacentes en flexion  $ij$ .

## II.14. DIFFERENCE ENTRE LES VALEURS ANALYTIQUES ET RESULTATS EXPERIMENTAUX

Les valeurs utilisées dans les calculs des moments ultimes des poutres étudiées B2CL1, B2T, B1CL1, et B1T sont :

$b = 150\text{ mm}$ ,  $h = 280\text{ mm}$ ,  $d = 258\text{ mm}$ ,  $E_s = 208\,000\text{ MPa}$ ,  $k = 1\,850\text{ MPa}$ ,  $E_f = 150\,000\text{ MPa}$ ,  $\sigma_{fu} = 2\,300\text{ MPa}$ ,  $f_y = 581.5\text{ MPa}$ ,  $\sigma_{su} = 655.5\text{ MPa}$ .

Les deux poutres B2CL1 et B2T sont renforcées par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre :  $A_f = 28.3\text{ mm}^2$ ,  $d_f = 275\text{ mm}$ .

Le Tableau II-6 récapitule les résultats expérimentaux du moment ultime (Figure II-30), comparés à ceux analytiques des poutres dont les ruines sont dues :

- à l'écrasement du béton comprimé après la plastification des aciers tendus.
- à la rupture à la traction des joncs de carbone dans le cas des poutres réparées.
- à la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes dans le cas des poutres réparées
- au pull-out du jonc de carbone dans le cas des poutres réparées.

Poutre	B2CL1 Non-réparée	B2CL1	B2T	B1T	B1CL1	Mode de ruine
$M_{y(exp)}$ (kN.m)	-	24.5	35.0	32.5	25.9	-
$M_{y(cal)}$ (kN.m)	20.4	23.5	33.8	-	-	-
$M_{u(exp)}$ (kN.m)	-	37.0 <sup>(1)</sup>	<u>48.0</u> <sup>(2)</sup>	35.0 <sup>(3)</sup>	30.1 <sup>(4)</sup>	-
$M_{u(cal)}$ (kN.m)	21.3	50.9	56.5	-	-	Écrasement du béton comprimé
	-	38.7	50.5	-	-	Rupture à la traction du jonc de carbone
	-	37.2 $b_0=6.5$ cm	100 $b_0=15$ cm	-	-	Séparation du béton d'enrobage
	-	42.1 $L_{ang}=0.8$ m	<u>48.8</u> $L_{ang}=1$ m	-	-	Pull-out du jonc de carbone

- (1) Séparation du béton d'enrobage.  
 (2) Pull-out du jonc de carbone.  
 (3) Écrasement du béton comprimé.  
 (4) Rupture des aciers tendus.

Tableau II-6 : Moments de flexion de la plastification des aciers longitudinaux et ultimes calculés et expérimentaux des poutres.

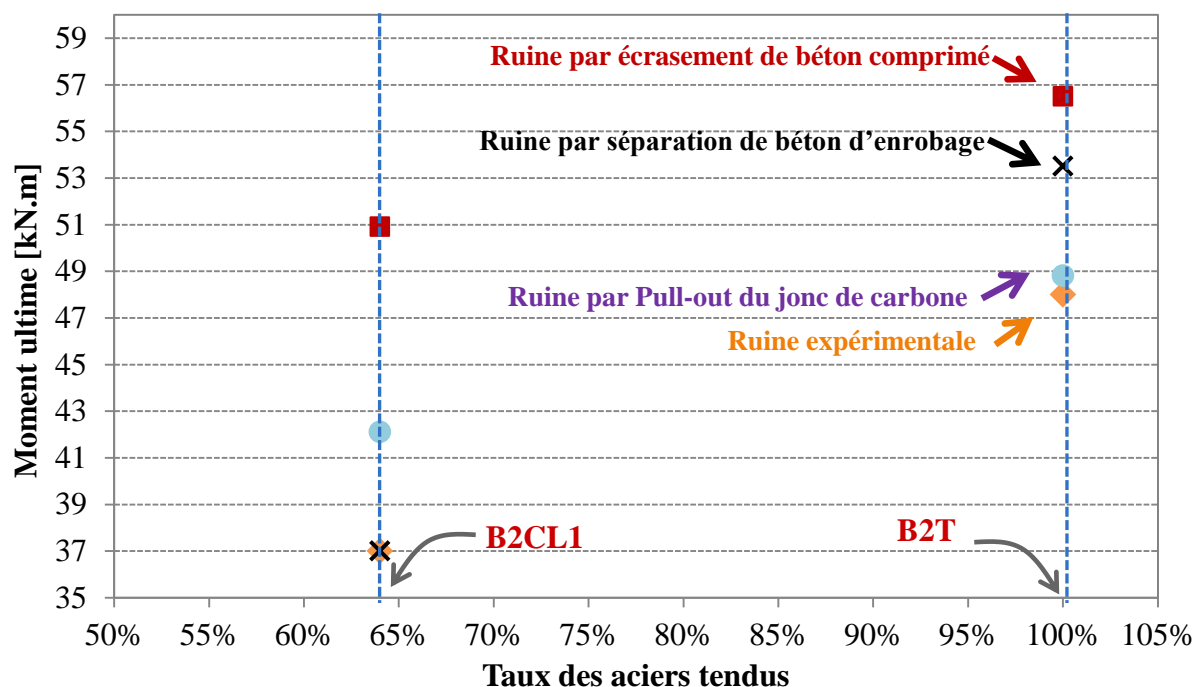


Figure II-30 : Moments ultimes analytiques calculés et expérimentaux des poutres étudiées.

Le Tableau II-7 présente les valeurs analytiques des contraintes normales dans les jons de carbone à partir des moments expérimentaux des poutres réparées avec la

technique NSM au seuil de plastification des aciers tendus et à la ruine des poutres réparées.

Poutres	B2CL1	B2T
$\sigma_{fy(exp)}$ (MPa)	470	468
$\sigma_{fu(exp)}$ (MPa)	1986	1966

Tableau II-7 : Contraintes dans le jonc de carbone dues aux moments expérimentaux des poutres.

Le Tableau II-7 montre une bonne corrélation entre les valeurs expérimentales et celles analytiques calculées de moment de plastification pour toutes les poutres étudiées. La valeur expérimentale du moment ultime de la poutre témoin non-renforcée B1T est aussi bien corrélée aux calculs conventionnels dans le béton armé.

Les calculs conventionnels dont la ruine est due à l'écrasement du béton comprimé montrent des valeurs analytiques du moment ultime supérieures que celle expérimentales de 18% et 37% pour les poutres B2T et B2CL1 respectivement. Par contre, le modèle analytique dont la ruine est due à la rupture du jonc de carbone à la traction montre des valeurs légèrement supérieures que celles expérimentales de l'ordre de 5.2% et de 4.6% pour les poutres B2T et B2CL1 respectivement. En outre, le modèle analytique dont la ruine est due au pull-out du jonc de carbone donne une valeur bien corrélée avec celle expérimentale dans le cas de la poutre témoin renforcée (1.6%), et une valeur bien supérieure que celle expérimentale de 14% dans le cas de la poutre corrodée et réparée B2CL1, ce qui explique pourquoi la ruine de la poutre ne s'est pas produite par Pull-out du jonc de carbone.

Dans le cas de la poutre corrodée réparée B2CL1, nous trouvons que les valeurs analytiques du moment ultime sont surestimées que celles expérimentales pour les deux modèles analytiques dont les ruines sont dues à l'écrasement du béton comprimé (37%) et au pull-out du jonc de carbone (14%). L'explication est liée au mode de ruine réelle de la poutre réparée qui est intervenue par la séparation de béton d'enrobage due à l'éclatement du béton d'enrobage due à la corrosion et aucun signe d'écrasement du béton comprimé ou de glissement du jonc de carbone aux extrémités n'a été observé. Par ailleurs, nous trouvons que la valeur analytique du moment ultime dont la ruine est due à la rupture du jonc de carbone à la traction est légèrement supérieure à celle expérimental dans le cas de la poutre corrodée réparée de 4.6%.

Dans le cas de la poutre témoin renforcée B2T, la valeur analytique du moment ultime dont la ruine est due à l'écrasement du béton comprimé, est supérieure à celle expérimentale de 18%. Par contre, la valeur analytique dont la ruine est due au pull-out du jonc du carbone est bien corrélée avec celle expérimentale (1.6%), l'explication est liée au mode de ruine réelle de la poutre témoin renforcée qui s'est produit par pull-out du jonc de carbone suivi de l'écrasement du béton comprimé qui s'est produit dû à la ruine du renforcement NSM. Cependant, nous trouvons que le moment ultime expérimental de la poutre témoin renforcée est légèrement supérieur de 5.2% à la valeur analytique calculée dont la ruine est due à la rupture du jonc de carbone à la traction.

Par conséquent, en se basant sur l'hypothèse de la rupture du jonc de carbone à la traction, le moment ultime calculé est très proche, mais supérieur au celui ultime expérimental, ce qui signifie une bonne optimisation de la section transversale du jonc de carbone inséré avec la technique NSM.

De plus, nous observons que le moment ultime analytique calculé de la poutre corrodée réparée B2CL1 dont la ruine s'est produite par la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes en flexion ( $M_{sep} = 37.12 \text{ kN.m}$ ), est bien corrélé avec celui expérimental ( $M_{exp} = 37 \text{ kN.m}$ ). Par contre, la valeur analytique du moment ultime de la poutre témoin renforcée B2T est supérieure à celle expérimentale de manière significative. Ceci est essentiellement dû à la largeur endommagée du béton d'enrobage dans la zone tendue de la poutre corrodée réparée B2CL1 au contraire dans le cas de la poutre témoin renforcée B2T où la largeur est saine.

Pour conclure, les calculs conventionnels des moments ultimes dont la ruine est due à l'écrasement du béton comprimé, ne sont pas appropriés pour estimer le moment ultime des poutres renforcées ou réparées, et donnent une surestimation significative de la capacité portante.

## II.15. CONCLUSION

Le programme expérimental effectué dans cette partie nous a permis de conclure que la technique NSM augmente de manière significative la capacité portante d'une poutre endommagée due à la corrosion. La poutre corrodée avec une perte de section des aciers tendus de 36% et puis réparée par un jonc de carbone inséré avec la technique NSM montre la même capacité portante que celle d'une poutre témoin (non-corrodée) avec une augmentation de 8%. Toutefois, la possibilité d'insérer des joncs de carbone avec la technique NSM dépend de la qualité du béton d'enrobage non-endommagé. D'autre part, la poutre corrodée réparée montre une réduction de la ductilité par rapport aux deux poutres non-corrodée renforcée et témoin non-renforcée. La réduction de ductilité de la poutre corrodée réparée par rapport à la poutre témoin (non-corrodée) et renforcée est due uniquement à la corrosion des aciers tendus. La réduction de ductilité de la poutre corrodée et réparée par rapport à la poutre témoin non-renforcée est due à la corrosion des aciers tendus et à la présence du jonc de carbone. Néanmoins, la réduction de ductilité est du même ordre que celle obtenue entre la poutre corrodée et la poutre témoin non-renforcée (Castel et al. 2000a; Castel et al. 2000b).

Dans le prochain chapitre, nous allons tenter de simuler expérimentalement les effets de la corrosion sur la réparation des poutres en béton armé, d'une part, pour retrouver le même mode de ruine de la poutre corrodée et réparée B2CL1 par la séparation du béton d'enrobage et, d'autre part, étudier séparément les effets de la corrosion sur la réparation des poutres avec la technique NSM.

## *Chapitre III*

*Simulation expérimentale des effets  
de la corrosion sur la réparation des  
poutres avec la technique NSM*





---

### III.1. INTRODUCTION

Une des causes majeures de dégradation des structures en béton armé est la corrosion. Elle peut se développer suivant deux processus essentiels. Le premier est la carbonatation du béton, qui est suivie d'une corrosion relativement uniforme et généralisée. Dans le second cas, une forte concentration de chlorures au niveau de l'armature d'acier, va générer des piqûres de corrosion sur une petite zone impliquant une corrosion fortement localisée. Quand la corrosion devient active, les caractéristiques mécaniques des éléments en béton armé s'en trouvent modifiées. Principalement, la section d'acier est diminuée avec l'augmentation de la corrosion. L'apparition d'une fine couche de produits de corrosion (la rouille) va avoir un effet sur le béton d'enrobage. En effet, la rouille occupera un volume de deux à six fois supérieur à celui du métal sain, ce qui fissurera le béton d'enrobage et favorisera à nouveau l'acheminement des agents agressifs jusqu'à l'armature. Cette fissuration longitudinale provoquera la diminution de l'adhérence entre l'acier et le béton. Après avoir étudié la possibilité de réparer une poutre en béton armé corrodée naturellement depuis 1984 au Laboratoire des Matériaux et Durabilité de la Construction (L.M.D.C) par l'insertion un jonc de carbone avec la technique NSM dans le chapitre II. Nous avons réalisé des simulations expérimentales en faisant varier les paramètres relatifs aux conséquences de la corrosion (Perte généralisée de la section d'acier tendu, éclatement de béton d'enrobage et détérioration de l'adhérence acier-béton), afin d'étudier la performance et le mode de ruine de poutres en béton armé endommagées et réparées par l'insertion d'un jonc de carbone avec la technique NSM.

Dans un premier temps, nous avons choisi d'analyser séparément les effets de la corrosion : la perte de section d'acier tendu et l'éclatement du béton d'enrobage sur le comportement global de poutres en béton armé réparées. La détérioration d'adhérence acier-béton a été réalisée à en enlevant le béton d'enrobage autour de l'armature tendue dans la zone centrale d'une poutre en béton armé. Ce type d'essai correspond à une annulation de l'adhérence équivalente à un taux de corrosion très élevé. Cependant, les armatures secondaires ainsi que les cadres ne sont pas concernés par le processus de perte d'adhérence car ce sont surtout les armatures tendues qui jouent un rôle important dans le phénomène. La perte de section d'acier tendu a été réalisée par l'utilisation des barres d'armature avec une section réduite par rapport à la poutre témoin (non-endommagée), ce type d'essai correspond à une perte de la section d'acier due à la corrosion généralisée, car il est en effet difficile de réaliser expérimentalement une corrosion variable en position et en intensité telle que dans la poutre corrodée B2CL1. L'éclatement du béton d'enrobage a été réalisé en enlevant le béton d'enrobage le long de la poutre et au-dessous des armatures tendues sur la moitié de la largeur de la poutre.

Dans un second temps, le comportement mécanique est étudié en analysant la rigidité et la ductilité de l'ensemble des poutres. De plus, le développement des cartes de la fissuration et l'ouverture des fissures avant et après réparation, sont discutés. Des calculs de type réglementaire pour estimer les moments de plastification et ultime des poutres endommagées réparées et les contraintes ultimes du jonc de carbone en supposant que la ruine de poutre intervient par pull-out du jonc de carbone, par rupture du jonc de carbone à la traction et par écrasement de béton comprimé, sont réalisés. Les

valeurs expérimentales des essais en flexion des poutres testées sont comparées avec celles analytiques.

## III.2. ÉTUDE EXPERIMENTALE

### III.2.1. Corps d'épreuve

Toutes les poutres réalisées pour faire une simulation de la poutre corrodée B2CL1, ont une section identique de  $150 \times 200$  mm et une longueur de 2000 mm. Six poutres sont armées de deux barres d'acier à haute adhérence, trois de ces poutres avec deux barres de 12 mm de diamètre et les trois autres poutres avec deux barres de 10 mm de diamètre, Quatorze cadres HA6 espacés de 150 mm ont été utilisés pour le renforcement à l'effort tranchant. Les détails du ferrailage sont portés sur les Figures III-1, III-2, III-3 et III-4.

Les corps d'épreuve ont été classés de la manière suivante :

- Une poutre témoin avec des armatures de renforcement 2 HA12 (B12-0) (Voir la Figure III-1),
- Une poutre avec des armatures de renforcement HA12 a été réparée par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM (B12-1) (Voir la Figure III-1),
- Une poutre avec des armatures de renforcement 2 HA12 a été endommagée en enlevant une section de  $20 \times 33$  mm du béton d'enrobage le long de la poutre jusqu'au niveau des appuis sur chaque coté (Perte de section du béton de 4.5%) afin de simuler l'éclatement du béton d'enrobage et ensuite a été réparée par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre (B12-1EB) (Voir la Figure III-2).
- Une poutre avec des armatures de renforcement 2 HA10 afin de simuler une perte de la section d'acier de 30% due à la corrosion généralisée (B10-0) (Voir la Figure III-3),
- Une poutre avec des armatures de renforcement 2 HA10 afin de simuler une perte de la section d'acier de 30% due à la corrosion généralisée et réparée par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre (B10-1) (Voir la Figure III-3),
- Une poutre avec des armatures de renforcement HA10 afin de simuler une perte de la section d'acier de 30% due à la corrosion généralisée a été endommagée par la suppression de l'adhérence des armatures en partie centrale sur une longueur de 800 mm (Perte de section du béton de 8%) et ensuite a été réparée par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre (B10-1PA) (Voir la Figure III-4),

Les deux poutres B12-1EB et B10-1PA ont été fait afin d'avoir le même mode de ruine de la poutre corrodée B2CL1 qui se produit par la séparation « délamination » du béton d'enrobage entre deux fissures en flexion.

Les six poutres ont été pré-fissurées par une pré-charge de 30 kN (moment de 13.5 kN.m) avant la réparation et nous avons tracé la carte de fissuration pour chaque poutre, les deux poutres non-réparées (B12-0 et B10-0) sont déchargées et ensuite rechargées jusqu'à la ruine de la poutre, les poutres (B12-1, B10-1, B12-1EB et B10-1PA) sont déchargées et réparées par l'insertion d'un jonc de carbone avec la technique NSM. Les poutres réparées ont été soumises à un cycle de chargement/déchargement jusqu'au niveau de 30 kN et ensuite rechargées jusqu'à la ruine. Le Tableau III-1 présente un résumé des caractéristiques de ces éprouvettes.

Poutre	Taux d'acier tendu	Type de l'endommagement	Réparation <sup>(1)</sup>	Pré-chargement <sup>(2)</sup>
B12-0	1.28% 2 H12	Non-endommagée	Non	30 kN (54%)
B12-1	1.28% 2 H12	Non-endommagée	Oui	30 kN (54%)
B12-1EB	1.38% 2 H12	Éclatement du béton d'enrobage (4.5%)	Oui	30 kN (54%)
B10-0	0.88% 2 H10	Perte généralisée de section d'acier	Non	30 kN (68%)
B10-1	0.88% 2 H10	Perte généralisée de section d'acier	Oui	30 kN (68%)
B10-1PA	0.98% 2 H10	Perte de section d'acier + suppression de l'adhérence acier-béton + perte de section du béton (8%)	Oui	30 kN (68%)

(1) Réparation par l'insertion d'un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM.  
 (2) Pourcentage de la capacité portante des poutres non-réparées.

Tableau III-1 : Description des poutres B.

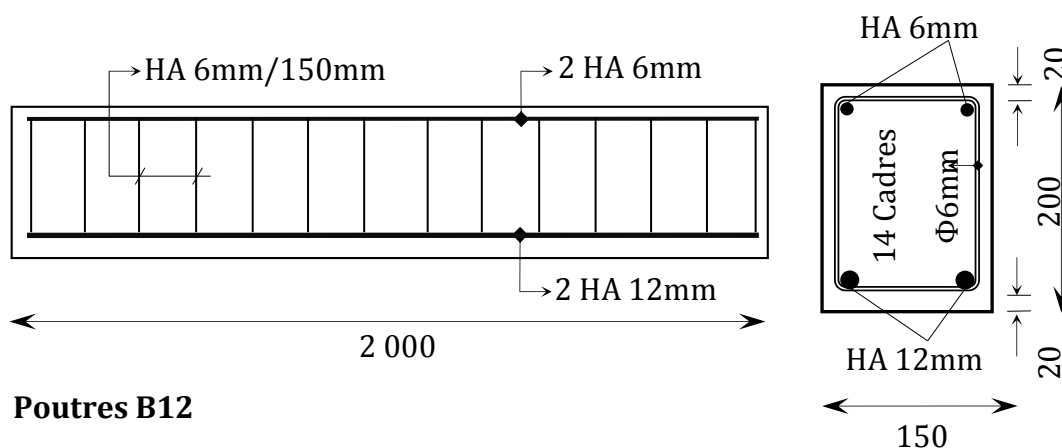
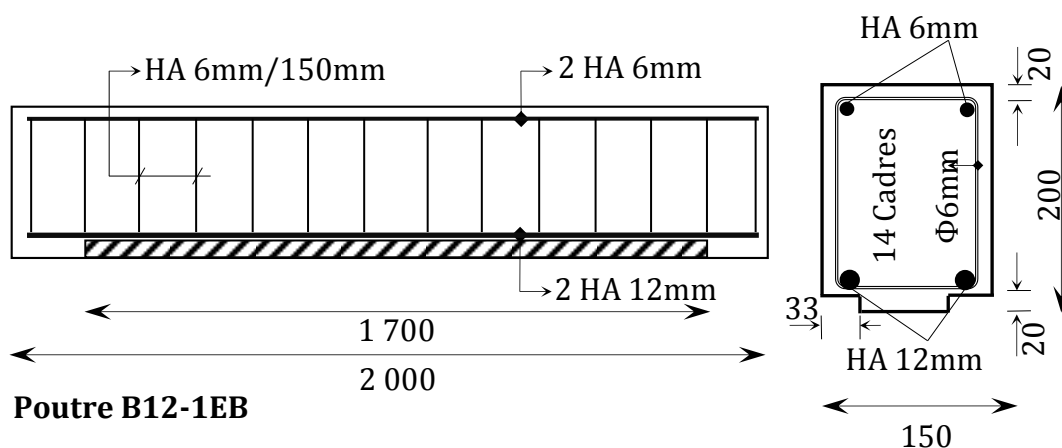


Figure III-1 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres B12. (Toutes les dimensions en mm).



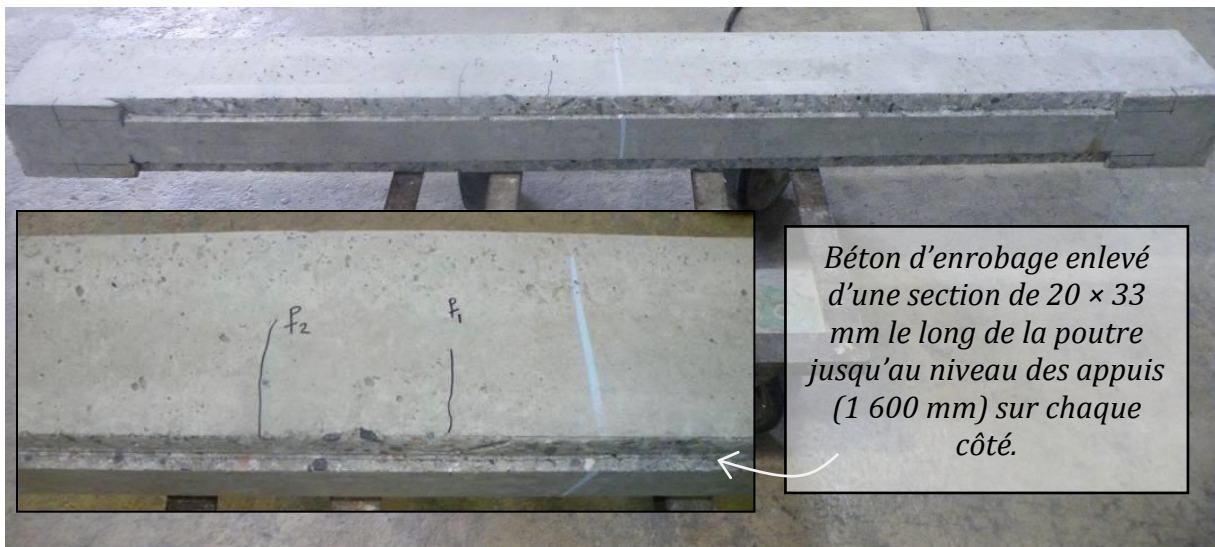


Figure III-2 : Caractéristiques géométriques et ferrailage de la poutre B12-1EB. (Toutes les dimensions en mm).

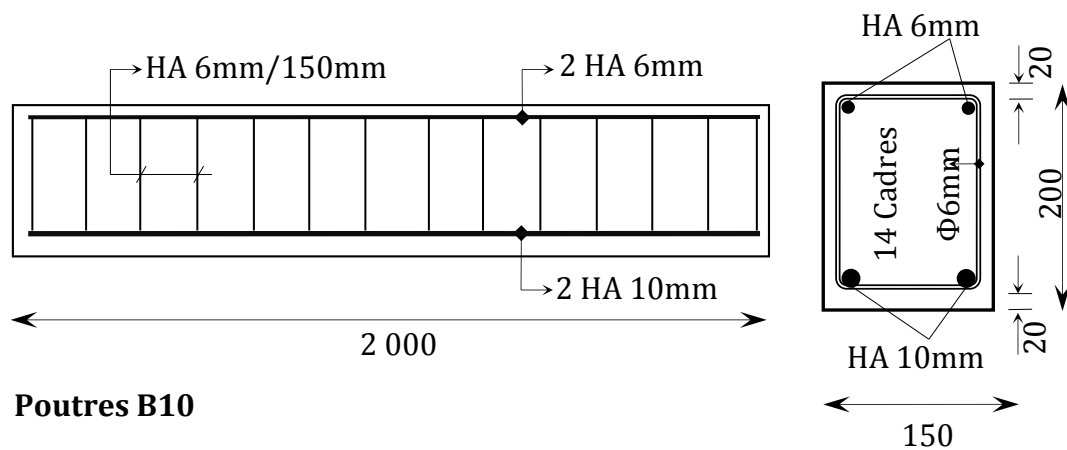
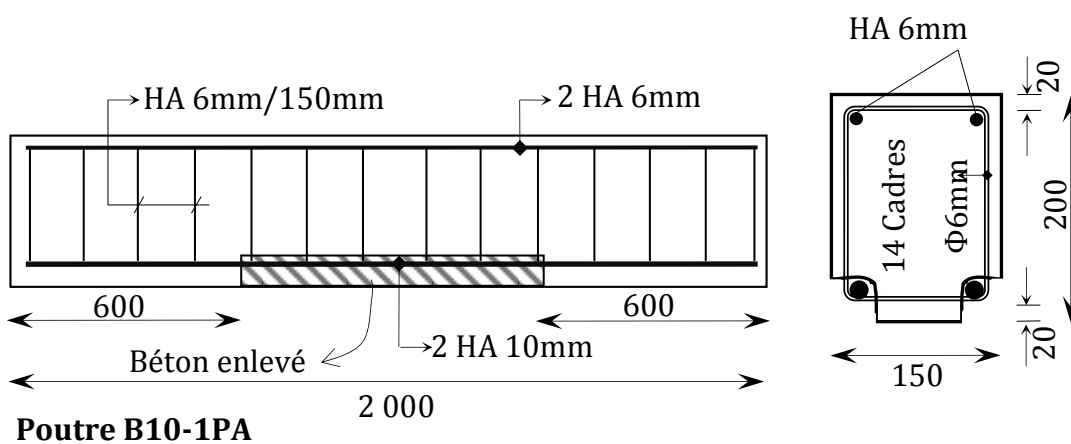


Figure III-3 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres B10. (Toutes les dimensions en mm).



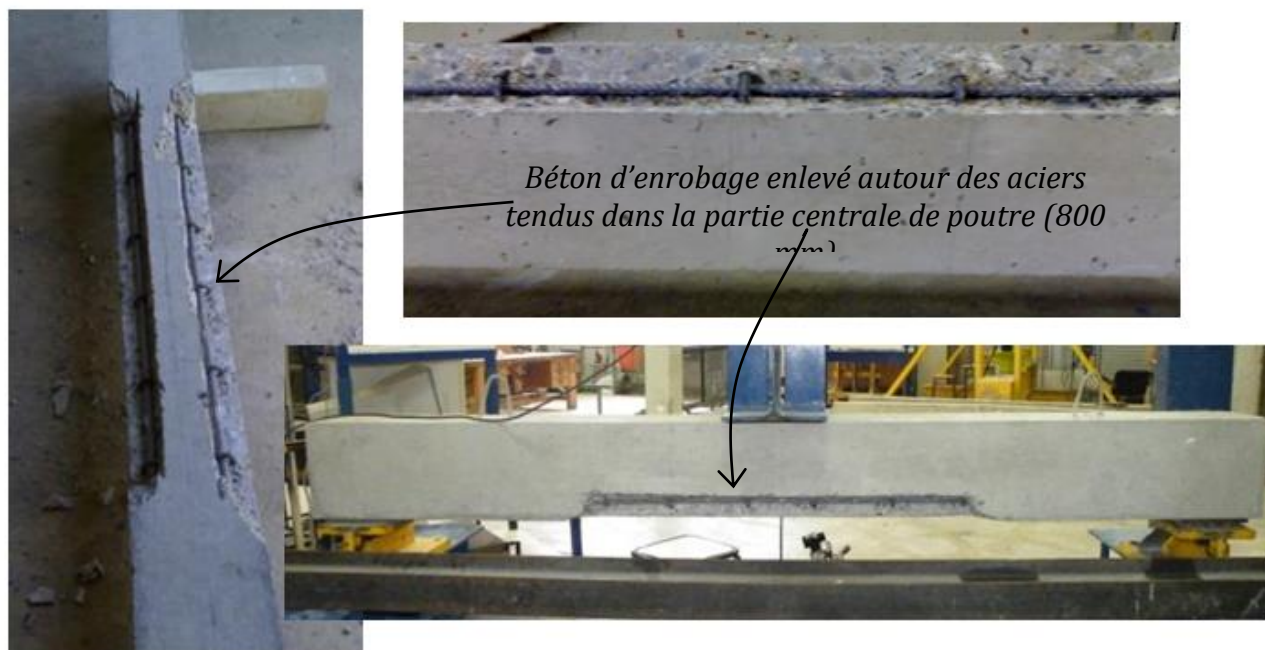


Figure III-4 : Caractéristiques géométriques et ferrailage de la poutre B10-1PA. (Toutes les dimensions en mm).

## III.2.2. Propriétés des matériaux

### III.2.2.1. Béton

Le Béton Ordinaire « BO » est le béton utilisé dans le cadre de notre programme expérimental. De nombreuses données expérimentales sont disponibles à son sujet, il a notamment été étudié dans le cadre des thèses de (Zhang, 2008; Al-Mahmoud, 2007). Les proportions des matériaux utilisées pour fabriquer le béton qui a servi au coulage des poutres, sont données dans le Tableau III-2. Le ciment Portland est du type CEM I /52.5 R fourni par le groupe Lafarge. Les granulats proviennent de la région Toulousaine : un sable (0-4 mm), un gravillon (4-10 mm) siliceux et roulés de Garonne, ainsi qu'un gravillon (10-14 mm) siliceux du type concassé (Tableau III-2).

Constituants	BO40
Granulats roulés silico-calcaires de Garonne 4/10 mm	535.5 kg /m <sup>3</sup>
Granulats concassé silico-calcaires de Garonne 10/14 mm	535.5 kg /m <sup>3</sup>
Sable roulé de Garonne 0/4 mm	710 kg /m <sup>3</sup>
Ciment Portland CEM I 52.5 R	400 kg /m <sup>3</sup>
Eau totale	190 kg /m <sup>3</sup>
Rapport E/C	0.475

Tableau III-2 : Compositions du béton des poutres.

Caractéristiques mécaniques du béton

Chaque mesure des caractéristiques mécaniques du béton a donné lieu à trois essais sur éprouvettes cylindriques 120 × 240 mm âgées à 28 jours conformément à la norme NFP 186 – 406, conservées dans les mêmes conditions que les poutres, c'est-à-dire, dans le laboratoire à une température d'environ 20°C et de taux d'humidité relative de 60%. La rectification des éprouvettes est effectuée à l'aide d'une rectifieuse par disque diamanté Twin-MATIC pour avoir des sections planes aux éprouvettes.

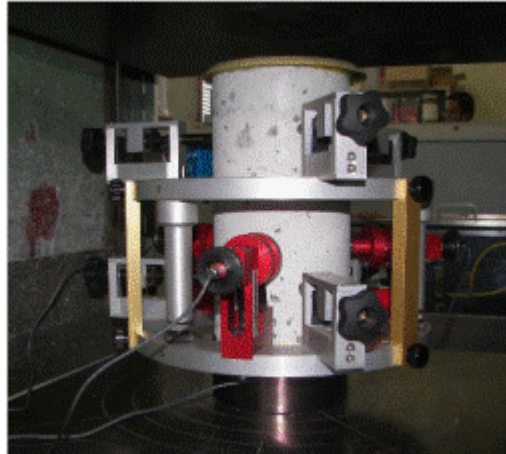


Figure III-5 : Cage Extensométrique utilisée pour la détermination du module d'élasticité.

La presse utilisée afin de déterminer la résistance mécanique en compression uniaxiale du béton est d'une capacité maximale de 3 000 kN, asservie en force à pilotage automatique. La résistance en compression a été évaluée en suivant la norme (AFNOR 2003): les essais ont été réalisés avec une vitesse de chargement de 0.5 MPa/s.

Pour évaluer le module d'élasticité en compression, les essais ont été conduits selon les (Recommandations RILEM CPC8 1972), applicables à tout type de bétons (légers, normaux ou lourds). Ces recommandations préconisent d'effectuer dix cycles de charge et décharge d'une amplitude égale à 1/3 de la charge de rupture et de déterminer le module à la fin de ces cycles. Dans notre cas, compte tenu de l'absence d'hystérésis, nous avons effectué le calcul du module lors du cinquième cycle.

Pour mesurer la déformation longitudinale et transversale, on utilise la cage Extensométrique (Figure III-5), Trois pointeaux de base de mesure de 120 mm sont attachés sur la surface latérale de l'éprouvette à 120°, les déformations moyennes (longitudinale et transversale) des éprouvettes servent à calculer le module élastique et le coefficient Poisson. Le chargement mécanique a été effectué de manière continue avec une vitesse de 0.5 MPa/s. Le module d'élasticité est calculé sur la dernière montée en charge à 1/3 de la charge de rupture suivant la formule (Figure III-6) :

$$E = \Delta\varepsilon / \Delta\sigma = (\sigma_a - \sigma_b) / (\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n}) \quad (\text{III} - 1)$$

Avec :  $\sigma_a$  est la résistance moyenne égale à 1/3 (MPa),

$\sigma_b$  est la contrainte de base = 0.5 MPa,

$\varepsilon_{a,n}$  est la déformation mesurée pour la contrainte  $\sigma_a$  pour le cycle n (n = 5),

$\varepsilon_{b,n}$  est la déformation mesurée pour la contrainte  $\sigma_b$  pour le cycle n (n = 5).

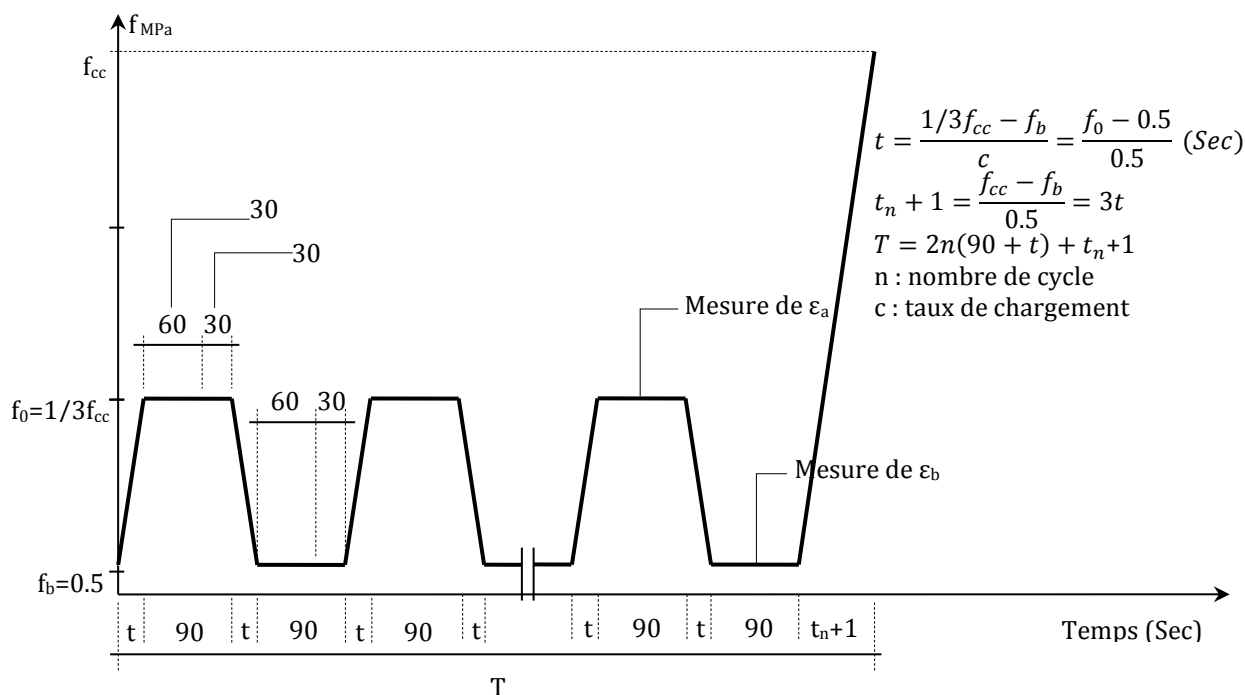


Figure III-6 : Paramètres de l'essai de détermination du module d'élasticité [RILEM 72].

La résistance à la traction du béton a été déterminée par le fendage à 28 jours dit brésilien sur des éprouvettes cylindriques de 120 × 240 mm. La mesure de la résistance à la traction donne la valeur moyenne suivante 3.8 MPa. Cette valeur est proche de la valeur calculée (3.45 MPa) selon la formule du BAEL ( $f_{t28} = 0.6 + 0.06.f_{c28}$ ) d'après la valeur de la résistance en compression de même béton utilisé à 28 jours (Tableau III-3).

<b>Caractéristiques mécaniques du béton « B040 » à 28 jours</b>	
Résistance en compression $f_{c28}$ (MPa)	47.5
Résistance à la traction $f_{t28}$ (MPa)	3.8
Module d'élasticité (MPa)	38 000

Tableau III-3 : Propriétés mécaniques et caractéristiques des matériaux.

### III.2.2.2. Acier d'armature

Des barres d'armature en acier Fe 500 à haute adhérence « HA » de diamètre 12 mm ont été utilisées. Pour déterminer les propriétés mécaniques de l'acier d'armature, des essais à la traction ont été effectués sur deux barres en acier HA et avec un diamètre nominal de 12 mm et 6 mm et une longueur de 700 mm avec une limite d'élasticité spécifiée de 500 MPa. Les échantillons présentaient un seuil de plastification avec une limite d'élasticité expérimentale supérieure de 500 MPa (Voir la Figure IV-1 et § IV.3.1.1). La déformation a été mesurée à l'aide de deux jauges (CEA-13-125UW-350 Vishay Measurements Group, Inc.) collées au centre d'échantillon.

### III.2.2.3. Jonc de carbone

Les caractéristiques du jonc en fibre de carbone sont données par le fabricant « Soficar » (Voir l'Annexe 1) Transition vitreuse :  $> 100^{\circ}\text{C}$ , Contrainte à rupture : 2 300 MPa, Densité : 1.59, Elongation : 2.0%, Module d'élasticité : 150 GPa (Voir § II.4.3).

### III.2.2.4. Matériaux de scellement

Les caractéristiques mécaniques des matériaux de scellement (Résine époxy Eponal 380) sont celles énoncées dans la fiche technique du fabricant (Voir § II.4.4 et l'Annexe 2).

### III.2.3. Chargement

Les poutres, isostatiques, reposent sur un appui simple et une rotule. Elles ont été soumises à un chargement en flexion 3-points comme présenté sur la Figure III-7. La distance  $L_a$  entre les appuis est de 2.8 m. Le moment de flexion  $M_z$  est calculé en fonction de l'abscisse  $x$  pour une charge  $P$  appliquée à mi-portée par l'intermédiaire de la formule suivante :

$$M_z(x) = \frac{P}{2}x \quad \text{pour } 0 \leq x \leq \frac{L_a}{2}$$

$$M_z(x) = \frac{P}{2}(L_a - x) \quad \text{pour } \frac{L_a}{2} \leq x \leq L_a$$

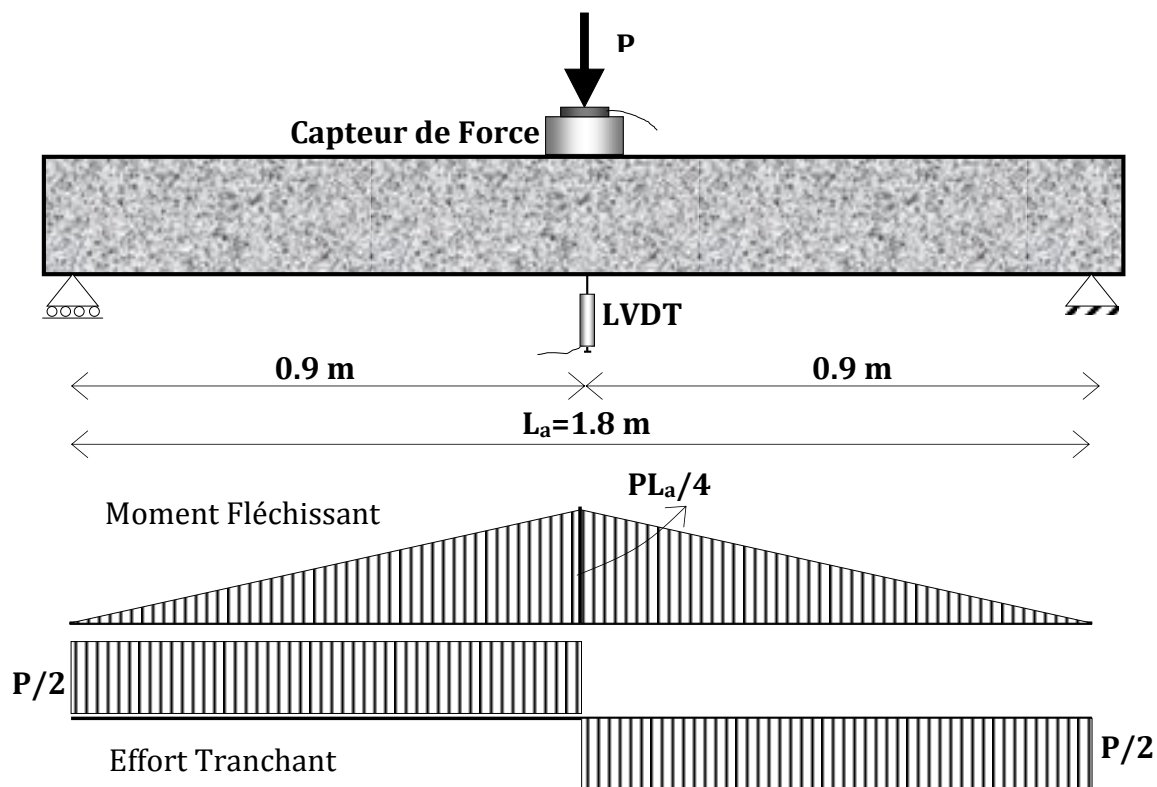


Figure III-7 : Configuration de chargement des poutres, diagrammes des efforts internes dans une poutre sollicitée en flexion 3-points.



### III.2.4. Dispositif expérimental

Nous avons effectué la mesure de la flèche au milieu de la poutre à l'aide d'un capteur de déplacement LVDT fixé à mi-portée (Figure III-7) et un autre capteur a été placé à l'une des extrémités d'un jonc de carbone des poutres afin de mesurer l'éventuel glissement du jonc pendant l'application de la charge. L'acquisition des mesures est automatique. Le bâti de flexion est équipé d'une cellule de charge d'une capacité maximale de 200 kN.

### III.2.5. Pré-chargement des poutres en béton armé

Pendant leur durée de vie, les structures en béton peuvent être soumises à différents types de chargement et des différentes conditions environnementales. Les fissures produites les conditions de pré-chargement sont des dommages initiaux qui peuvent affecter le comportement structurel. Plus précisément, cette pré-fissuration est représentative d'un événement antérieur ayant déjà sollicité l'ouvrage durant sa construction ou durant son exploitation, et l'étude de l'effet de la pré-fissuration sur le comportement structurel est nécessaire pour l'évaluation des structures existantes.

C'est pourquoi, un cycle de chargement/déchargement jusqu'à 13.5 kN.m (54% du moment ultime théorique de la poutre témoin B12-0) a été appliqué afin de fissurer la poutre. Pendant l'essai pour chacune des poutres, nous avons mesuré l'ouverture de certaines fissures en utilisant un Vidéo-microscope pour des paliers de charge de 5 kN.

Toutes les poutres sont pré-chargées ayant la réparation par matériaux composites. Ce premier chargement a pour objectif de générer des fissures dans la poutre et de simuler ainsi l'endommagement des poutres existantes. Lorsqu'on insère le jonc de carbone avec la technique NSM dans la surface tendue de la poutre, on effectue bien une réparation puisque la poutre est déjà fissurée. L'ouverture des fissures a été mesurée en utilisant un vidéo-microscope offrant des outils graphiques pour effectuer des mesures géométriques à partir d'images vidéo à très haute résolution. L'ouverture d'une fissure est la moyenne de 5 mesures réparties sur une face latérale de chacune des poutres. Ensuite la poutre est déchargée. Nous avons choisi seulement deux fissures dans la zone centrale de chaque poutre. Les Figures III-24 & III-26 présente les cartes de fissuration des poutres non-réparées avec la position des fissures mesurées. Après le déchargement, deux poutres ont été utilisées comme des poutres en béton armé de référence (B12-0 & B10-0) et elles ont été chargées à nouveau sans réparation jusqu'à la rupture.

Nous avons choisi deux poutres de type B12 et B10 afin d'effectuer un enlèvement du béton d'enrobage selon les Figures III-1, III-2 et III-4. Ensuite, les quatre poutres ont été réparées avec un jonc de carbone inséré avec la technique NSM sur la surface tendue des poutres. Ces poutres réparées sont chargées en flexion jusqu'à 13.5 kN.m par la même manière de chargement-déchargement avant la réparation afin de mesurer l'ouverture de deux fissures indiquées dans chacune des poutres réparées.

### III.2.6. Technique de réparation des poutres

Les quatre poutres ont été réparées par la même manière que la poutre B2CL1 dans la première partie de ce chapitre (Voir § II.9). Le diamètre du jonc de carbone, la position et les

dimensions de l'engravure ont été choisies par la même manière que ceux dans la poutre corrodée et réparée B2CL1, c'est-à-dire, une seule engravure de profondeur de 10 mm et de largeur de 15 mm a été réalisée à mi-largeur de la poutre sur la surface tendue, comme le montre la Figure III-8. La longueur totale du jonc de carbone était de 160 cm, ce qui signifie que la réparation a été arrêtée juste avant les appuis pour éviter la ruine précoce par délamination du béton d'enrobage « peeling-off » (Al-Mahmoud et al., 2010).

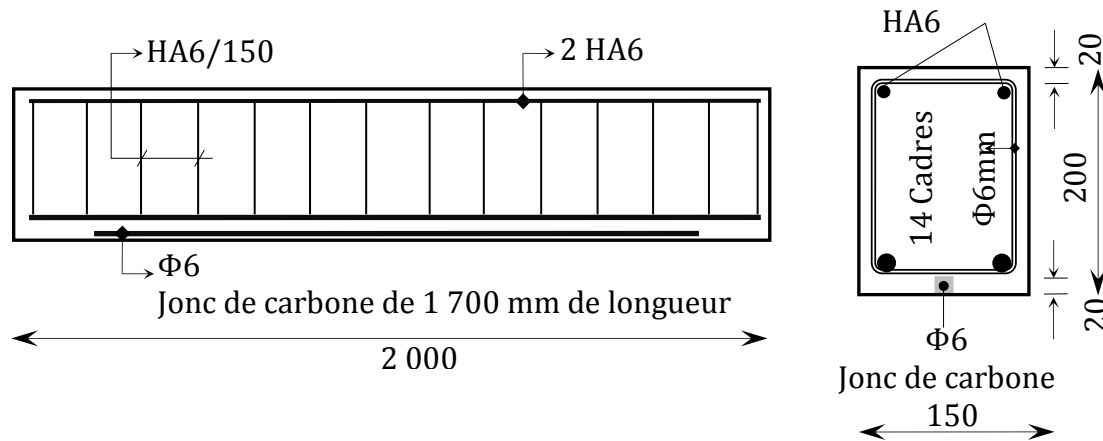


Figure III-8 : Installation du jonc de carbone (Toutes les dimensions en mm).

### III.3. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS

Dans ce paragraphe, nous allons étudier la réponse des poutres en béton armé fissurées par un pré-chargement de 13.5 kN.m (54% de la capacité portante de la poutre témoin B12-0) et non-réparées sous chargement monotone, tant du point de vue du comportement global, de la rigidité des poutres avant et après la réparation au-delà du seuil de fissuration du béton et du mode de ruine. Cette étude servira de référence pour étudier la différence avec le comportement global des poutres en béton armé fissurées par le même niveau de pré-chargement et ensuite réparées en utilisant un jonc de carbone inséré avec la technique NSM.

#### III.3.1.1. Courbe moment de flexion-flèche des poutres non-réparées

Lorsqu'une poutre en béton armé pré-chargée après le seuil de fissuration du béton, est soumise à un moment fléchissant positif croissant (Figure III-9), nous distinguons trois phases principales :

Dans la première phase (du point O au point P), on peut considérer que le comportement la poutre est généralement élastique, aucune fissure supplémentaire n'apparaît. Comme la poutre était fissurée par un pré-chargement de 13.5 kN.m, le moment de fissuration est de 6.5 kN.m. À partir de point P, La rigidité diminue au fur et à mesure avec le développement des fissures verticales de flexion au centre de la poutre. Cette phase s'achève en A, lorsque le moment atteint la valeur pour laquelle les aciers tendus commencent à se plastifier. Le moment de plastification est de 19 kN.m. Au cours de la troisième étape (du point A au point B), les barres d'acier sont plastifiées. Elles s'allongent considérablement sans plus pouvoir s'opposer efficacement à l'ouverture des fissures. Avec l'augmentation de la charge, des fissures de cisaillement apparaissent plus près des appuis, et les fissures verticales au milieu de la poutre s'inclinent devenant des fissures

diagonales vers le point de chargement. Le béton comprimé de la section la plus sollicitée s'en domage et le raccourcissement du béton continue à augmenter jusqu'à atteindre sa valeur limite de rupture (valeur conventionnelle = 3.5‰). La poutre reprend encore le moment fléchissant mais la plastification des aciers conduit à des déplacements très importants.

### III.3.1.2. Courbe moment de flexion-flèche des poutres réparées

Nous rappelons que les poutres réparées sont des poutres en béton armé, fissurées par un pré-chargement de 13.5 kN.m et ensuite réparées par un seul jonc de carbone clouté type 2 de 6 mm de diamètre avec la technique NSM. Nous étudions ces poutres sous chargement monotone.

Lorsqu'une poutre fissurée et réparée par un jonc de carbone inséré dans sa partie tendue, est soumise au moment fléchissant positif croissant, nous distinguons plusieurs phases, (Figure III-10) :

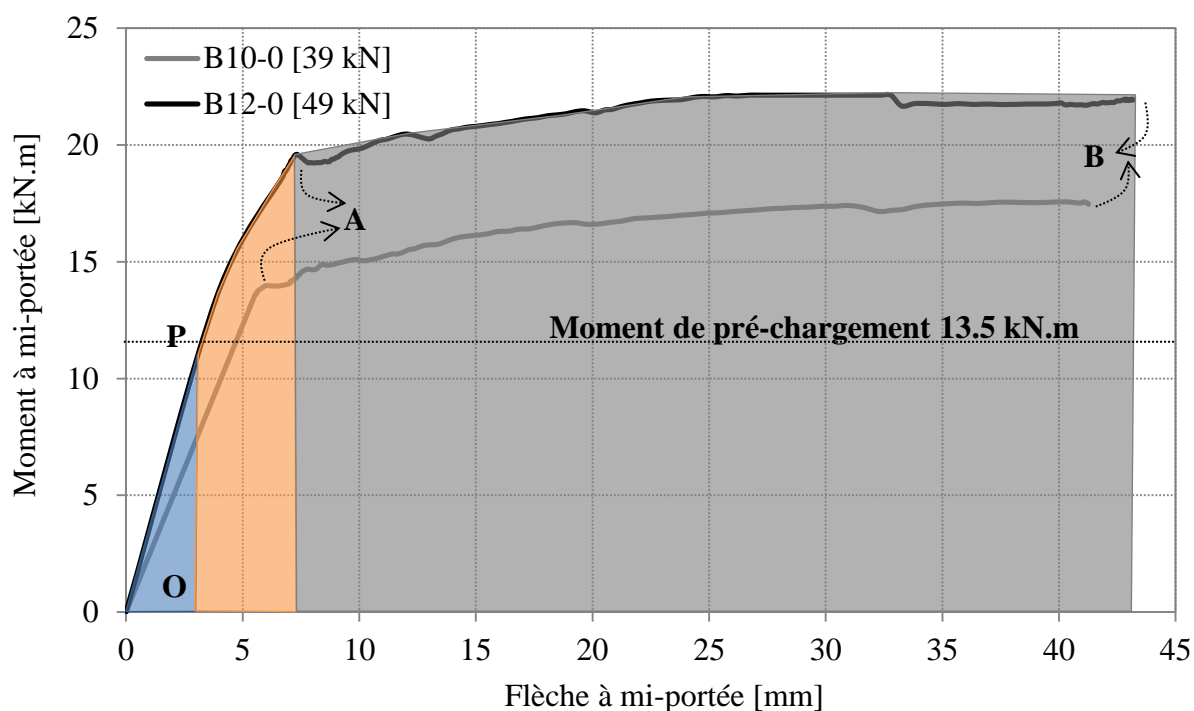


Figure III-9 : Comportement global des poutres non-réparées B12-0 & B10-0.

#### **Phase jusqu'à moment de pré-fissuration (OP) :**

Dans cette première phase OA, les poutres sont fissurées et les valeurs de moment fléchissant sont inférieures à celles du moment de pré-chargement (avant environ 13.5 kN.m) qui n'entraînent pas d'apparaitre des fissures supplémentaires dans le béton tendu et ainsi les poutres se comportent de manière linéaire.

#### **Phase jusqu'au début de la plastification des aciers tendus (PA) :**

Au début de cette phase, le niveau de chargement a dépassé le pré-chargement. Des fissures supplémentaires apparaissent dans la zone tendue lorsque la valeur de la

résistance à la traction du béton est dépassée. Il s'ensuit une réduction progressive de la rigidité. Les fissures ne traversent pas le matériau de scellement (ici la résine époxy) en raison de son faible module d'élasticité. Sous un accroissement de la charge, les fissures deviennent plus larges et de nouvelles fissures s'initient. La fissuration se développe en fonction du moment de flexion appliqué et beaucoup de fissures uniformément réparties de faible ouverture sont observées le long de la poutre. La fissuration due au moment de flexion se stabilise avant de finir en A, quand la charge atteint la valeur de plastification de l'acier.

***Phase de la reprise du jonc de carbone jusqu'à la ruine (AB) :***

Les aciers sont plastifiés et ne participent presque plus à reprendre de la charge supplémentaire. Seul le jonc de carbone permet d'accroître le chargement. Le module le plus faible de jonc de carbone conduit à un changement de pente de la courbe globale. Dans cette phase, la fissuration est contenue par le jonc de carbone qui est encore dans leur domaine élastique. Cependant, les fissures de flexion commencent à traverser la résine. De nouvelles fissures d'effort tranchant sont visibles, elles se développent en fonction de la charge appliquée. La ruine de poutre intervient en B, par l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone de la résine à cause des fissures longitudinales développées dans la résine qui conduisent à la perte d'adhérence entre le jonc de carbone et le matériau de scellement.

Les courbes de la Figure III-11 montrent le comportement global pour toutes les poutres testées (poutres réparées B12-1, B12-1EB, B10-1 et B10-1PA et poutres non-réparées B12-0 et B10-0).

**III.3.1.3. Influence de la réparation sur la rigidité des poutres**

Pour chacune des poutres, fissurées et réparées, la rigidité de flexion (ou la raideur) a été déterminée expérimentalement au même niveau de pré-charge (13.5 kN.m) ce qui représente la pente de la partie linéaire de la courbe charge-flèche. Un exemple de la détermination expérimentalement de la rigidité est représenté sur la Figure III-13 pour la poutre fissurée B12-1 avant et après la réparation. Les résultats expérimentaux des rigidités des poutres testées avant et après la réparation, sont présentés dans la Figure III-12 et le Tableau III-4.

Les résultats montrent une diminution de la rigidité de flexion de 2.6% et 25.3% dans la phase linéaire avant la plastification des aciers tendus pour les poutres non-réparées B12-1EB et B10-1PA respectivement par rapport aux poutres B12-0 et B10-0. Il a été également observé une augmentation de la rigidité de flexion de 5.6%, 7.4% et 7.8% des poutres B12-1EB, B10-1, B12-1 respectivement, due à la réparation par l'insertion d'un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM. De plus, cette augmentation de la rigidité de flexion a été plus importante de 19.4% pour la poutre B10-1PA.

Nous observons que cette réparation avec la technique NSM peut augmenter la rigidité des poutres non-endommagées de 5 à 8% et jusqu'à 20% pour celles endommagées par la perte d'adhérence béton-acier. Par contre, pour les poutres endommagées par l'éclatement de béton d'enrobage (perte de la section transversale du béton de 4.5%), il n'a pas d'effet significatif sur la perte de la rigidité de flexion due à

l'endommagement (2.6%) (Voir la Figure III-12). Alors, la perte d'adhérence peut donc être compensée par la réparation par le jonc de carbone.

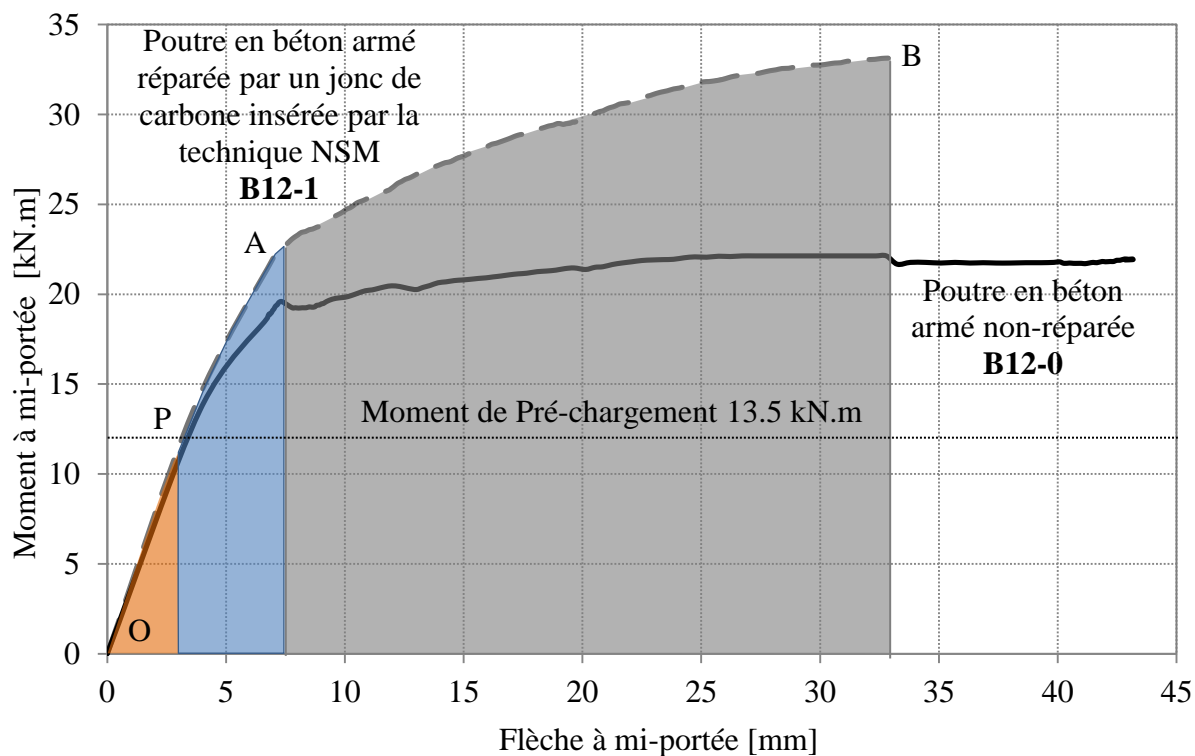


Figure III-10 : Comparaison du comportement global des poutres réparée B12-1 et non-réparée B10-0.

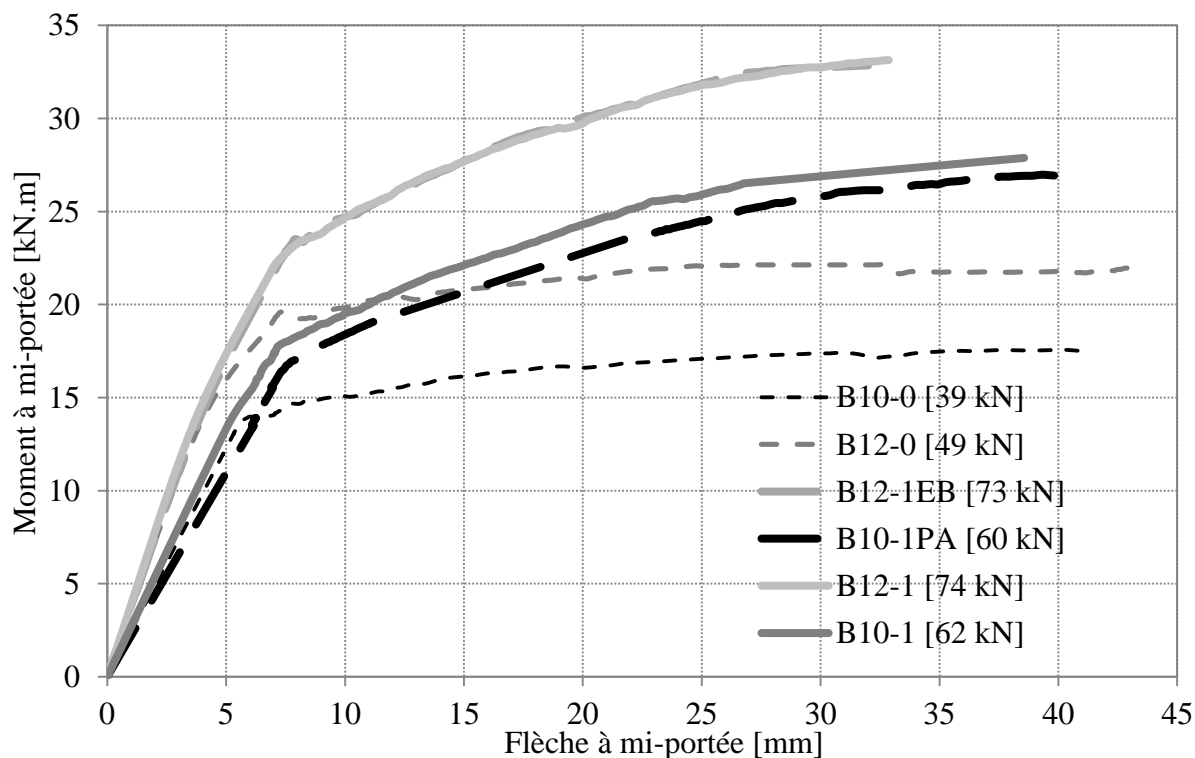


Figure III-11 : Comportement global des poutres B.

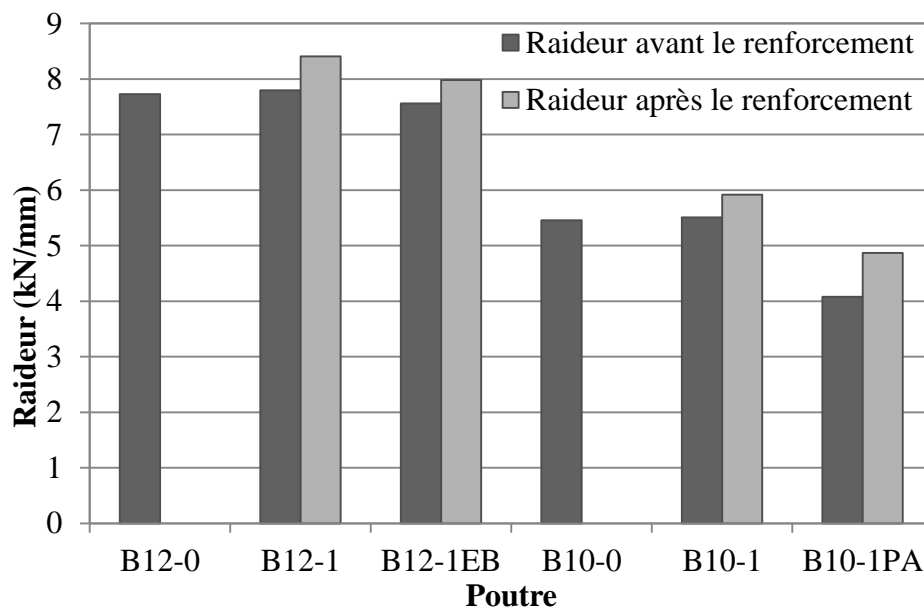


Figure III-12 : Raideur des poutres testées B.

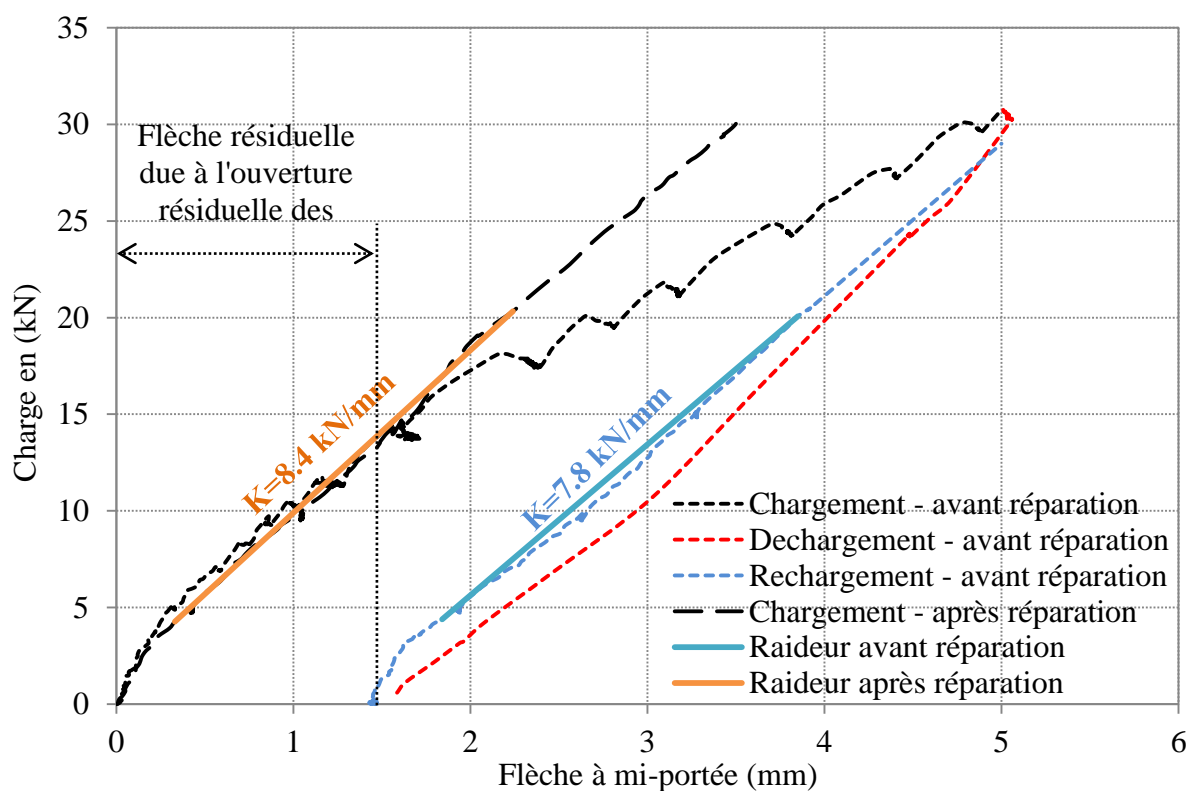


Figure III-13 : Courbe charge-flèche de la poutre B12-1 avant et après la réparation.

### III.3.1.4. Comportement de la ductilité

La ductilité est la capacité de l'élément à subir un comportement inélastique et absorber l'énergie sans risque de ruine précoce. La ductilité est une propriété importante dans le dimensionnement des structures. Plusieurs formes de ductilité sont disponibles. Il s'agit notamment des déformations des matériaux, ou de grands déplacements de la structure. Dans

ce programme expérimental, la ductilité en déplacement est étudiée. La ductilité en déplacement est exprimée par le rapport du déplacement ultime de la structure et le déplacement à la fin de la phase élastique. Pour les poutres réparées, Thomson H et al. (2004) ainsi que de nombreux auteurs préfèrent utiliser la notion de ductilité basée sur l'énergie, ils définissent la ductilité comme étant le rapport entre l'énergie ultime à la ruine et l'énergie à la limite élastique, sachant que l'énergie est calculée comme la surface sous la courbe de déplacement.

Le Tableau III-4 montre la ductilité en déplacement des poutres testées. Il a également été observé que les poutres réparées B12-1 et B10-1 ont montré une réduction de ductilité de 32% par rapport à celles non-réparées B12-0 et B10-0. Il a également été observé que la poutre endommagée par la perte d'adhérence béton acier et réparée B10-1PA a montré une ductilité de 14.3% supérieure à celle non-endommagée réparée B10-1. Par contre, la réduction de la section transversale (4.5%) de la poutre réparée B12-1EB n'est pas significative sur la ductilité en déplacement (Voir la Figure III-14).

De cette étude, il a également été observé qu'une augmentation du taux d'acier tendu de 0.4% provoque une réduction de la ductilité en déplacement de 12.5%. De plus, l'insertion d'un jonc de carbone de 1.25% sur la surface tendue a diminué la ductilité en déplacement des poutres réparées de 32%.

Poutre	Section de béton considérée (b*d) (mm <sup>2</sup> )	Taux de l'acier tendu (%)	Flèche de plastification (mm)	Flèche à la ruine (mm)	Ductilité en déplacement
B12-0	17700	1.28	6.8	42.8	6.3
B12-1	17700	1.28	7.75	33.1	4.3
B12-1EB	16380	1.38	7.75	33.0	4.3
B10-0	17850	0.88	5.8	41.5	7.2
B10-1	17850	0.88	7.8	38.2	4.9
B10-1PA	16001	0.98	7.1	39.9	5.6

Tableau III-4 : Ductilité en déplacement des poutres.

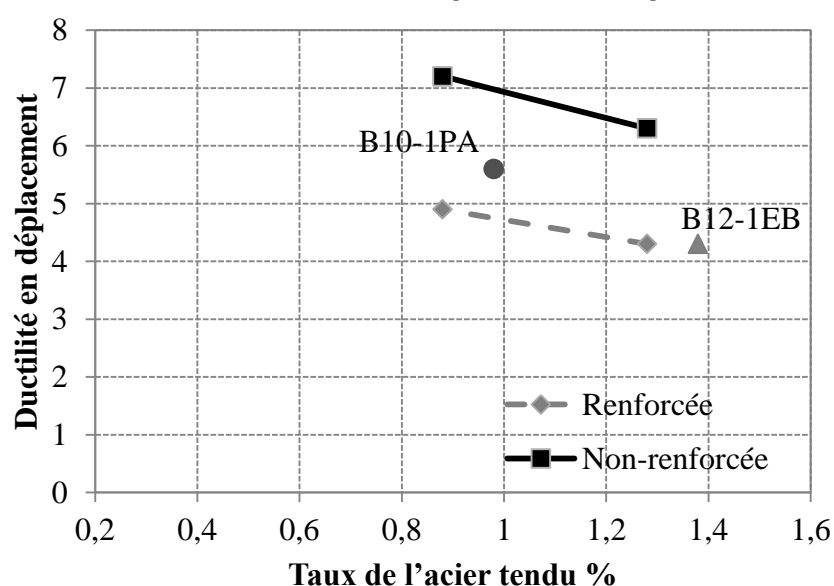


Figure III-14 : Ductilité en déplacement en fonction du taux de l'acier tendu.

### III.3.1.5. Moment de plastification - Résistances ultimes - Modes de ruine

Le moment de plastification, ce qui correspond au changement de pente de la courbe, a notablement augmenté après réparation. Après la phase de plastification des aciers tendus, les poutres non-réparées ont une courbe de moment de flexion-flèche plate, tandis que dans les poutres réparées, la plastification des aciers provoque une réduction de la pente, mais le jonc de carbone inséré par NSM a permis à la poutre de reprendre de la charge supplémentaire.

Les moments de plastification des poutres non-réparées B12-0 et B10-0 se produisent à 19.4 et 14.4 kN.m respectivement et pour des flèches correspondantes à mi-portée à 7.1 et 5.8 mm respectivement. Lorsque ces poutres ont été réparées avec un jonc de carbone de 6 mm de diamètre, une augmentation de 19.6% et 21.5% dans le moment de plastification et de 11.3% et 26.8% dans la flèche correspondante à mi-portée a été observée respectivement.

Le mode de ruine des poutres non-réparées se produisent par écrasement du béton comprimé après plastification d'acier et les moments ultimes correspondants de 22.1 et 17.6 kN.m pour les poutres B12-0 et B10-0 respectivement (Voir les Figures III-11, III-17 et III-18).

Les moments ultimes des poutres réparées B12-1 et B10-1 interviennent à 33.3 et 27.9 kN.m respectivement (Voir la Figure III-11), avec une augmentation de 50.7% et 58.5% par rapport à ceux des poutres non-réparées B12-0 et B10-0 respectivement et avec une augmentation de la capacité portante de 50.7% et 26% respectivement par rapport à la poutre témoin B12-0 (Figure III-15). La ruine des poutres réparées B12-1 & B10-1 intervient par l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone de la résine et par l'éclatement simultané de quelques triangles en béton dans la zone de béton d'enrobage (Figures III-21 et III-22). La différence des moments de ruine de 25% entre B12-1 et B10-1 est due à la réduction de la section des aciers tendus de 30.5%.

Les moments de plastification et ultime de la poutre endommagée par enlèvement une partie du béton d'enrobage et puis réparée B12-1EB est de 23.2 et 32.9 kN.m respectivement et la flèche au niveau de plastification et ultime étaient de 7.7 et 32 mm respectivement (Figure III-11). Lorsque cette poutre endommagée a été réparée avec un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM, une augmentation de 19.6% dans le moment de plastification et 48.9% dans le moment ultime a été observée. Une augmentation de la flèche de 8.5% au niveau de plastification d'acier et une réduction de la flèche de 25.6% au niveau de la ruine ont été observées par rapport à la poutre non-réparée B12-0 (Figures III-15 et III-16). En outre, il convient de noter que le comportement de la poutre réparée et endommagée B12 1EB est très similaire au comportement de celle réparée non-endommagée B12-1.

Pour la poutre réparée endommagée B10-1PA, les moments de plastification et ultime étaient de 16,7 et 27 kN.m respectivement et la flèche correspondante à mi-portée a été de 7.5 mm à la plastification des aciers tendus et de 39.6 mm à la ruine (Figure III-11). Lorsque cette poutre endommagée a été réparée avec un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM, une réduction de 18.5% dans le moment de plastification et de 7.9% dans le moment ultime a été observée par rapport à la poutre témoin B12-0. De plus, une augmentation dans le moment de plastification et dans la



flèche de 16% et 33.9% respectivement et une réduction dans la flèche de 4.1% à la ruine n'ont été observées par rapport à la poutre non-réparée B10-0.

Les deux poutres, B12-1EB & B10-1PA, ont le même mode de ruine par l'arrachement du jonc de carbone de la résine, suivi d'écrasement du béton comprimé. Ces poutres ont une augmentation de la capacité portante de 49% et 22.5% respectivement par rapport à la poutre témoin B12-0.

La différence des moments ultimes de 26% et 22.5% pour les deux poutres B10-1 & B10-1PA respectivement par rapport à la poutre témoin B12-0 est due à la perte d'adhérence acier-béton et à la perte de section transversale du béton de 8% dans la zone centrale de la poutre B10-1PA.

Nous observons qu'une perte de section transversale du béton de 4.5% a une influence négligeable sur la capacité portante de la poutre réparée puisque le taux d'augmentation du moment ultime de la poutre B12-1 (réparée et non-endommagée) était de 51%, tandis que cette augmentation était de 49% pour la poutre B12-1EB (réparée et endommagée par une perte de section transversale du béton de 4.5%). De plus, une réduction de 44% de la largeur de poutre au niveau du béton d'enrobage (le cas de la poutre B12-1EB) (Figure III-2) n'a aucune d'influence sur le mode de ruine de la poutre réparée. Les résultats obtenus expérimentalement pour chaque poutre sont présentés dans le Tableau III-5 et dans les Figures III-15 et III-16.

Poutre	Moment de plastification (kN.m)	Moment de ruine (kN.m)	Raideur avant la réparation (kN/mm)	Raideur après la réparation (kN/mm)	Mode de ruine expérimental
B12-0	19	22.1	7.7	-	Écrasement du béton comprimé
B12-1	23	33.3	7.8	8.4	
B12-1EB	23	32.9	7.5	8.0	
B10-0	14.4	17.6	5.5	-	
B10-1	16.7	28	5.5	5.9	
B10-1PA	18	27	4.1	4.9	

Tableau III-5 : Principales caractéristiques du comportement de poutres en flexion – Détermination expérimentale.

### III.3.1.6. Influence de l'endommagement

Dans cette étude, la simulation des endommagements dus à la corrosion ont été séparément réalisées sur des poutres en béton armé endommagées puis réparées par un seul jonc de carbone inséré avec la technique NSM. Ceci est dans le but, d'une part, de retrouver le même mode de ruine par la séparation « délamination » du béton d'enrobage entre deux fissures adjacents et, d'autre part, de clarifier le rôle de chaque effet d'endommagement de corrosion qui comprennent la perte de section transversale des aciers tendus (30.5%), l'enlèvement du béton d'enrobage (4.5%) et la perte d'adhérence acier-béton (8%) sur les performances structurelles.

Pour le premier cas des simulations, l'effet de la perte de section transversale des aciers tendus de 30.5% qui simule la corrosion généralisée a été étudié. Nous pouvons

observer que, la réparation de cette poutre par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM (qui correspondent le cas de la poutre B10-1), est capable d'augmenter la capacité portante de 27% par rapport à celle témoin B12-0. En comparant avec le cas de la réparation de la poutre corrodée B2CL1 et de la poutre témoin renforcée B2T (Kreit et al., 2010), la réparation a été capable de restaurer complètement la capacité portante pour une perte de section transversale des aciers tendus de 36% due à la corrosion localisée (piqûres) à mi-portée. Cette différence du gain (27%) est peut-être due, d'une part, à la différence des dimensions géométriques entre les poutres réparées et, d'autre part, à la différence de mode de ruine entre les deux poutres.

Pour le second cas des simulations, dans la poutre B12-1EB, le mode de ruine est observé par pull-out du jonc de carbone suivie par écrasement du béton d'enrobage dont une réduction dans la section transversale du béton de 4.5% n'a pas d'effet significatif sur la performance structurale. En revanche, pour le cas de la simulation de la poutre endommagée et réparée B10-1PA, une réduction d'adhérence béton-acier de 45% dans la partie centrale peut provoquer une diminution de moment de plastification de 4.6%, de la capacité portante de 3.2% et une augmentation de la flèche ultime à mi-portée de 2.6% par rapport à la poutre non-endommagée et réparée B10-1. En comparant avec la poutre témoin B12-0, la réparation avec la technique NSM a également permis d'augmenter le moment ultime de 22% (Figures III-15 et III-16).

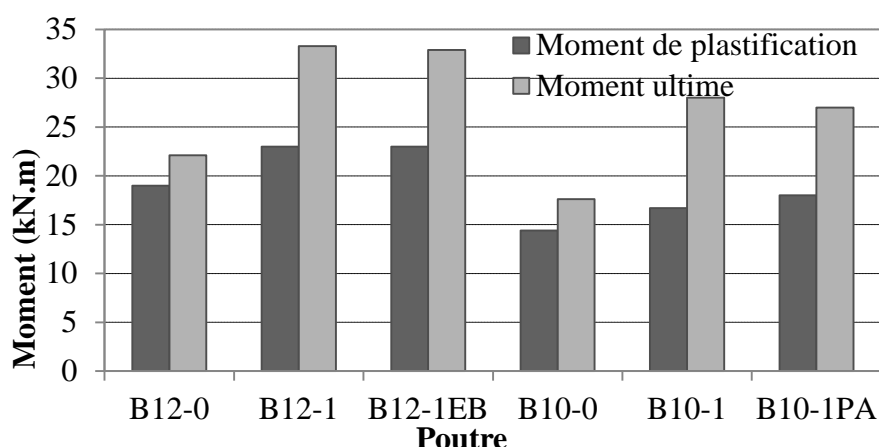


Figure III-15 : Moments expérimentaux des poutres.

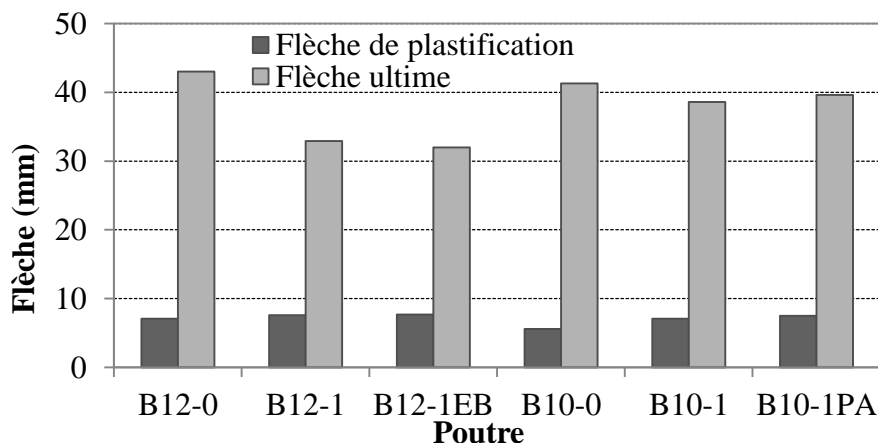


Figure III-16 : Flèches expérimentales des poutres.

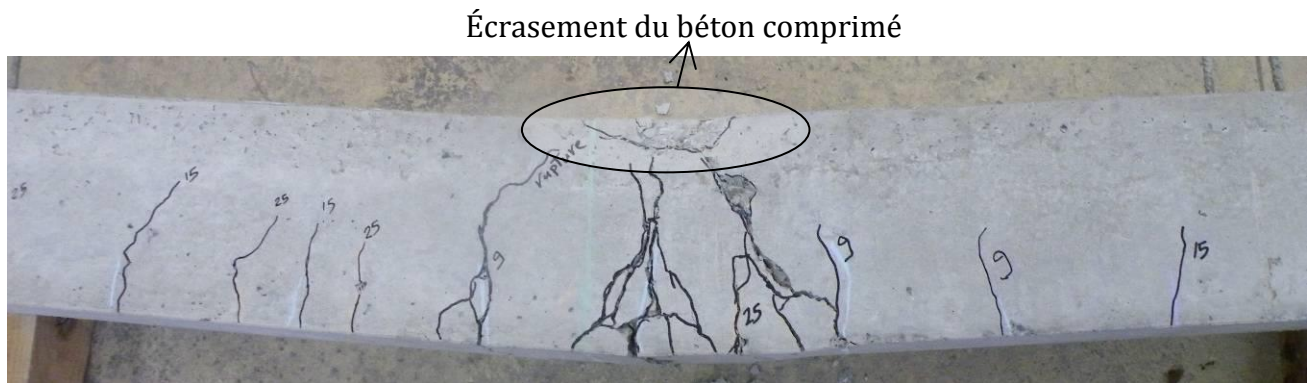


Figure III-17 : Mode de ruine de la poutre non-réparée B12-0.

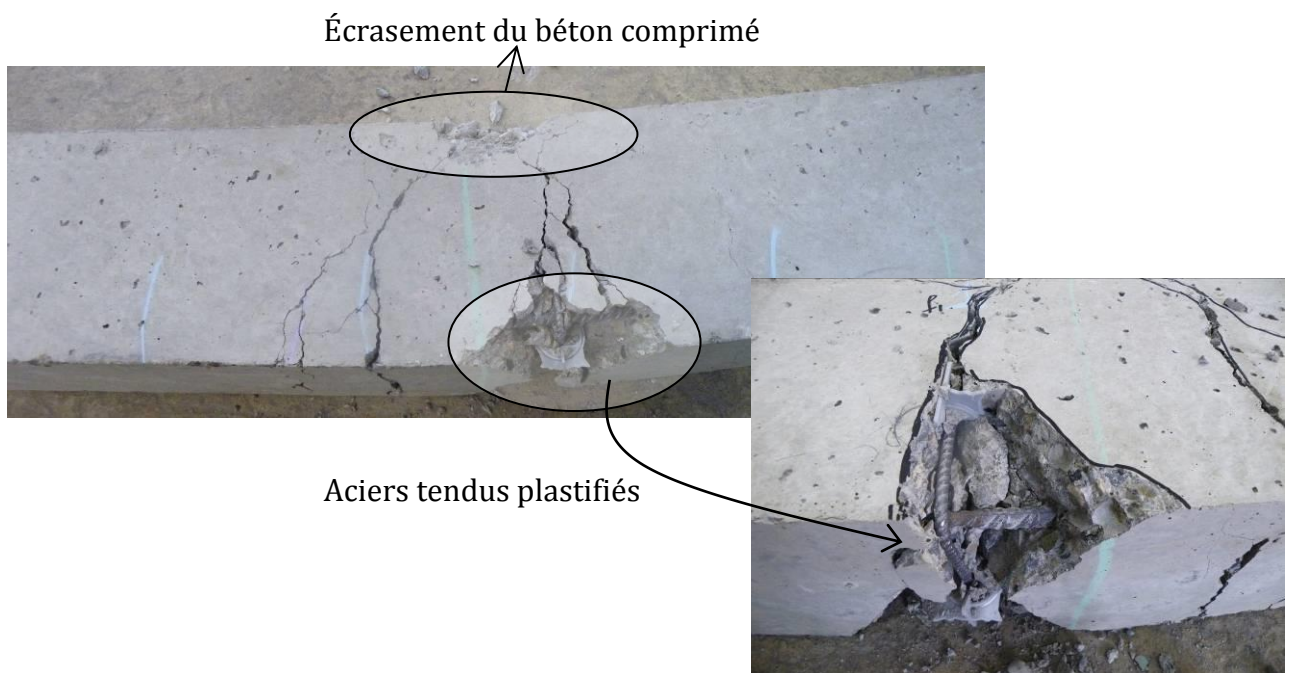


Figure III-18 : Mode de ruine de la poutre non-réparée B10-0.

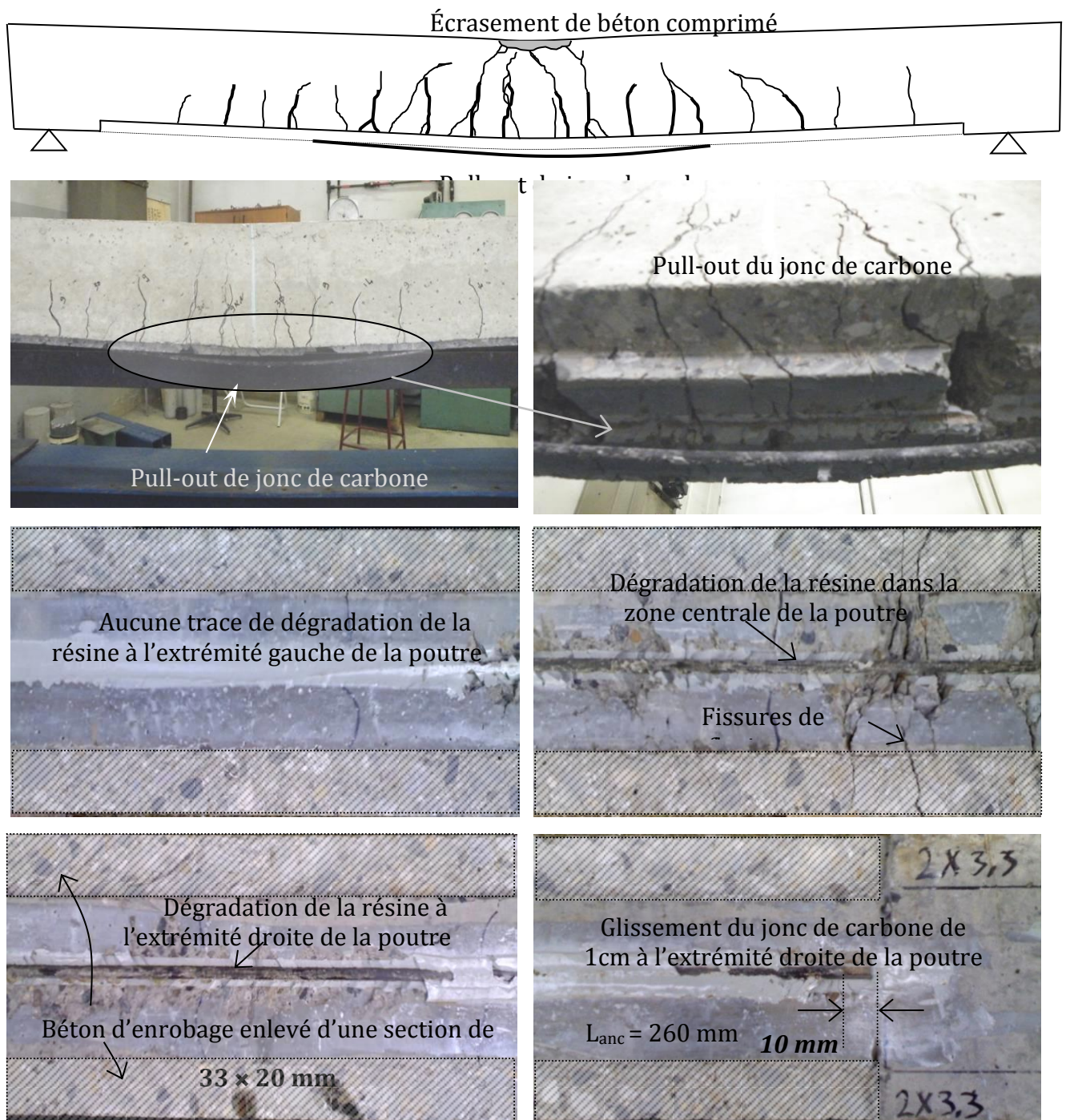


Figure III-19 : Mode de ruine de la Poutre B12-1EB (Pull-out du jonc de carbone avec écrasement du béton comprimé).



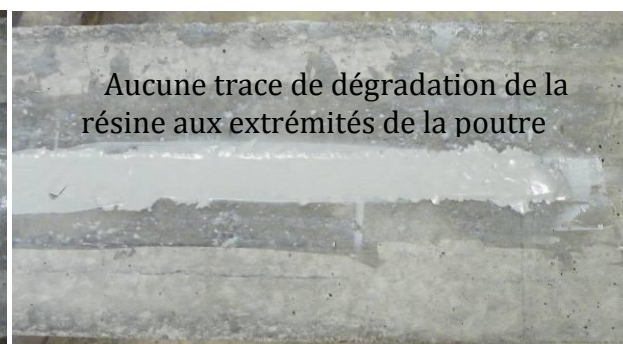
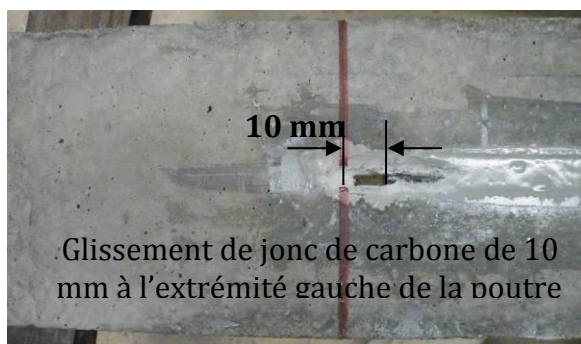
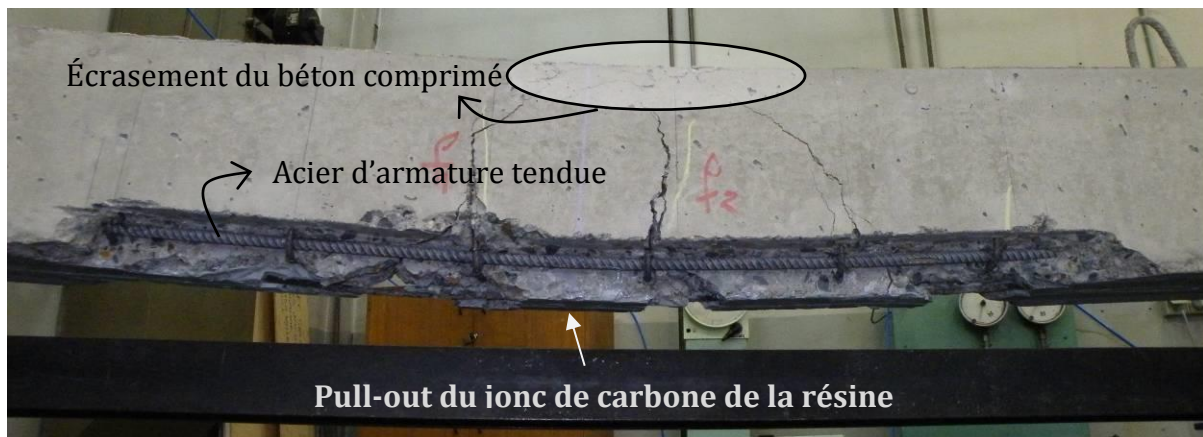
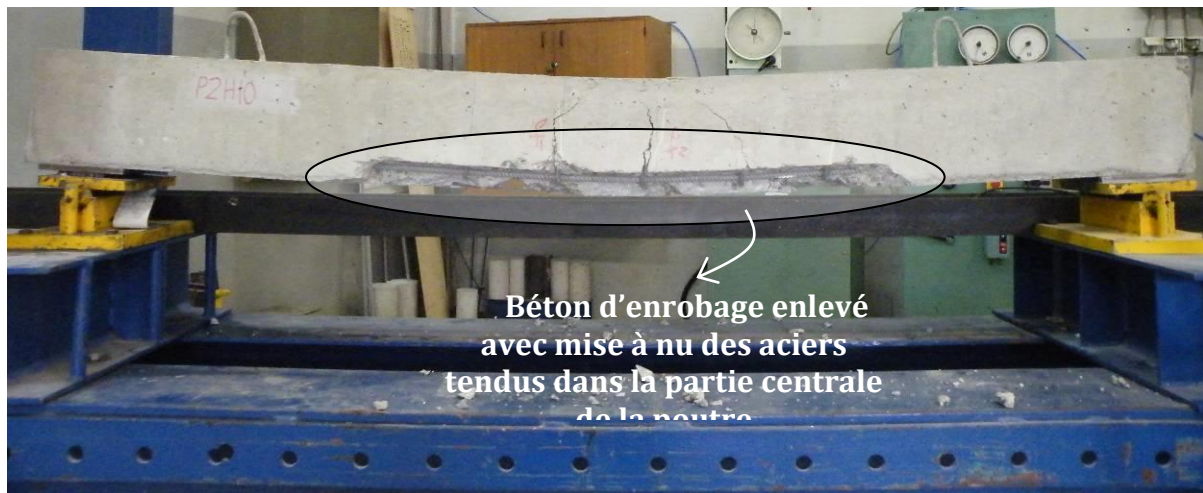


Figure III-20 : Mode de ruine de la Poutre B10-1PA (Pull-out du jonc de carbone avec écrasement du béton comprimé).

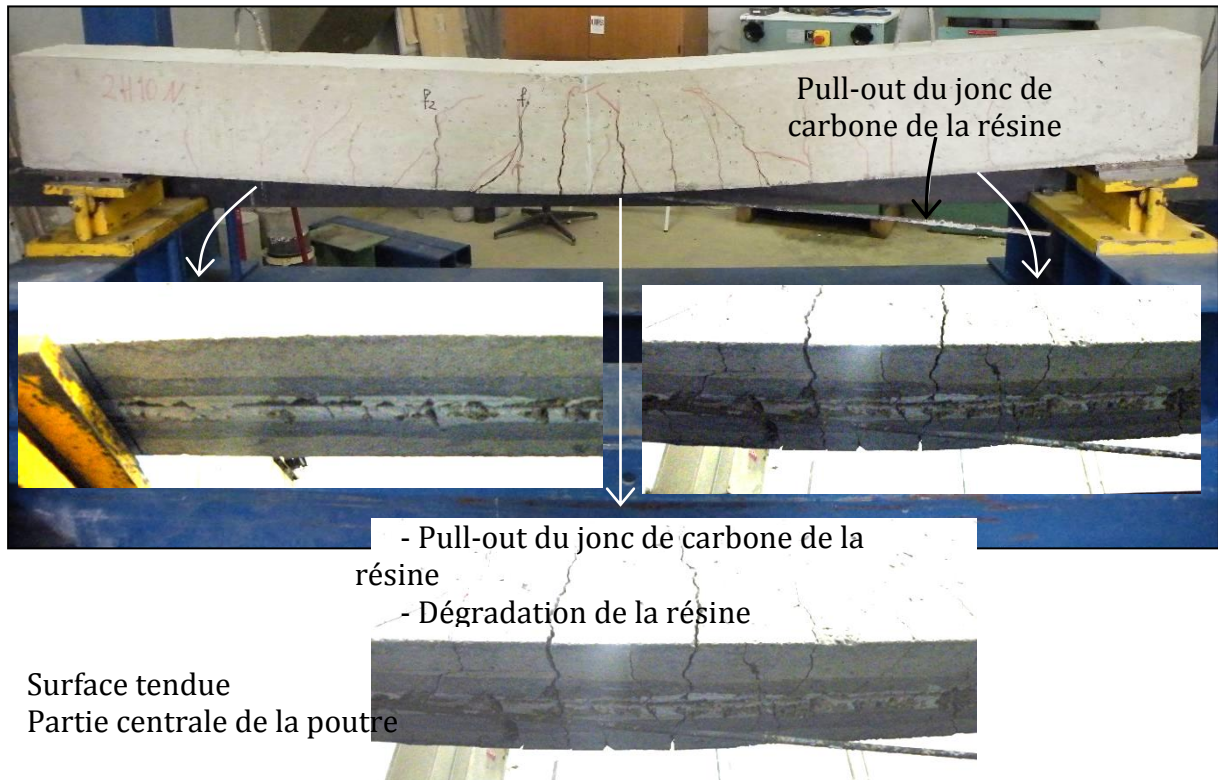


Figure III-21 : Mode de ruine de la Poutre B10-1 (Pull-out du jonc de carbone).



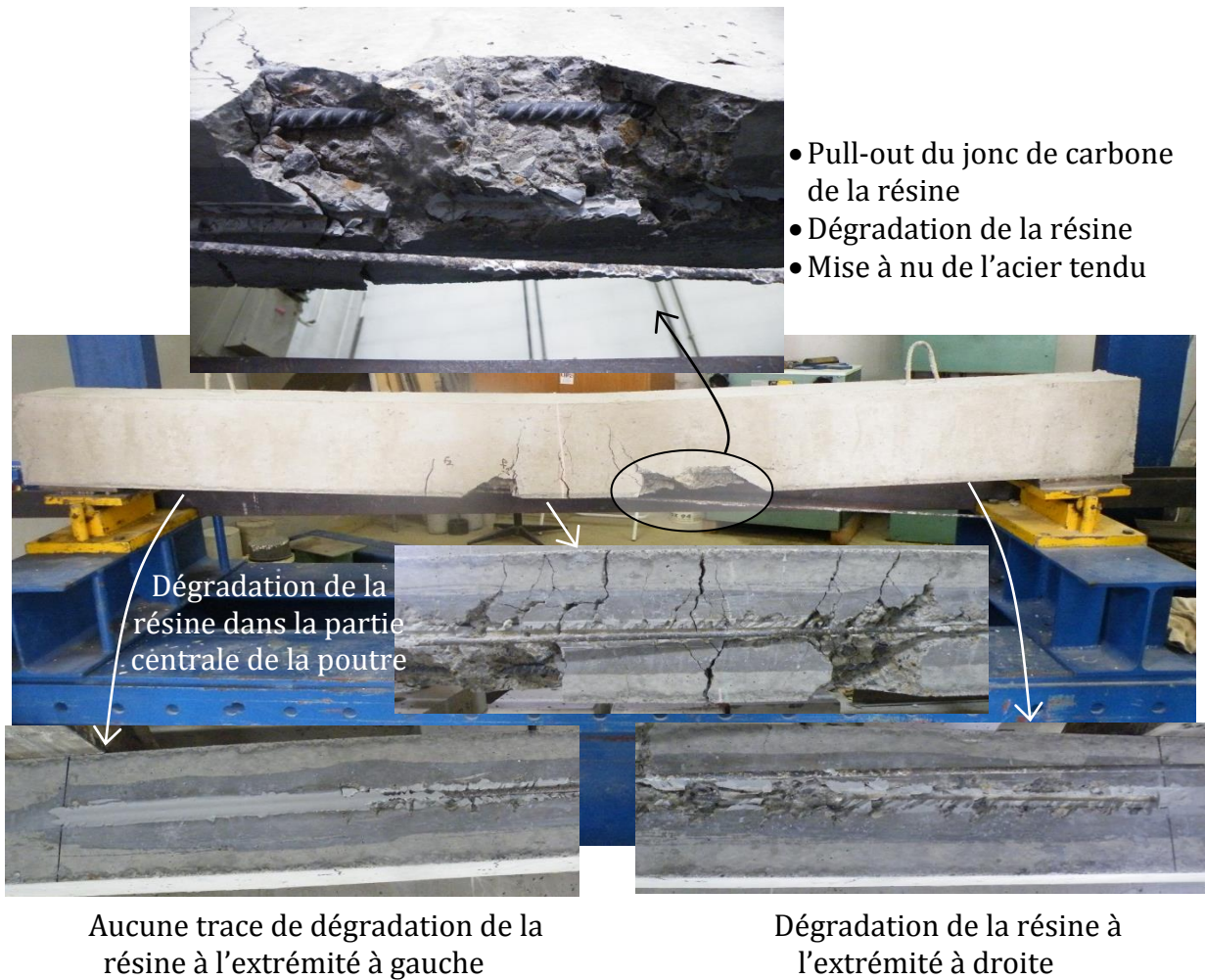


Figure III-22 : Mode de ruine de la poutre B12-1 (Pull-out du jonc de carbone).

#### III.4. COMPARAISON DES VALEURS EXPERIMENTALES ET THEORIQUES

Le Tableau III-7 récapitule les résultats du calcul théorique du moment de plastification des aciers tendus et du moment de flexion ultime en supposant que le mode de ruine des poutres réparées intervient par écrasement de béton comprimé, par la rupture du jonc de carbone et par pull-out du jonc de carbone, en comparaison avec les résultats expérimentaux des poutres. Le Tableau III-6 récapitule les résultats du calcul théorique du moment de flexion ultime supposant que le mode de ruine des poutres réparées intervient par l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone (Voir § II.13.5), en comparaison avec les résultats expérimentaux des poutres dont la ruine est due au pull-out des joncs de carbone.

Afin de calculer le moment de ruine dû à l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone de la résine en utilisant le modèle proposé par Al-Mahmoud et al. (2012), les valeurs de  $\tau_u$ ,  $s_m$  et  $\alpha$  sont 14.3 MPa, 0.14 mm et 0.74 respectivement.

Les valeurs utilisées pour le calcul sont :

$$b = 150 \text{ mm}, h = 200 \text{ mm}, d_s = 175 \text{ mm}, E_s = 210\,000 \text{ MPa}, A_s = 226 \text{ mm}^2,$$

Dans le cas des poutres réparées par un jonc de carbone de 6 mm :

$$E_f = 150\,000 \text{ MPa}, \sigma_{fu} = 2\,300 \text{ MPa}, A_f = 28.3 \text{ mm}^2, d_f = 195 \text{ mm}.$$

Le Tableau III-7 montre que les valeurs théoriques et expérimentales du moment de plastification de l'acier sont généralement bien corrélées. Le Tableau III-6 montre que les moments ultimes calculés par le modèle analytique de pull-out de jonc de carbone (Al-Mahmoud et al. 2012) sont en bonne corrélation avec les résultats expérimentaux. En revanche, les valeurs des moments ultimes calculés par le modèle analytique en supposant la rupture de jonc de carbone à la traction, sont supérieures à ceux expérimentaux de 18% pour les poutres B12 et sont proches de ceux expérimentaux (3%) pour les poutres B10. Ensuite, nous observons également que les valeurs des moments ultimes obtenus en considérant une ruine par écrasement du béton comprimé sont également proches de ceux expérimentaux (3%) pour les poutres réparées, (Voir le Tableau III-7). Malgré la ruine précoce des poutres par pull-out du jonc de carbone.

Poutre	L <sub>anc</sub> mm	L <sub>effect</sub> mm	Cas A/B	État d'acier à la DF	$\sigma_{\max}$ MPa	$\sigma_{f \text{ cal}}$ MPa	M <sub>(DF)</sub> kN.m	M <sub>R Cal</sub> kN.m	M <sub>R Exp</sub> kN.m
B12-1	510	337	A	Non-Plastifié	480	470	23	34	33
B12-1EB	530	337	A	Non-Plastifié	480	467	22	33	33
B10-1	430	337	A	Non-Plastifié	480	1369	16	29	29
B10-1PA	450	337	A	Non-Plastifié	480	1369	16	29	28

Tableau III-6 : Moments de flexion ultimes calculés et expérimentaux des poutres dont la ruine est due au pull-out des joncs de carbone.

Poutres	Moment de plastification kN.m		Moment de Ruine kN.m			Mode de ruine expérimental
	Exp	Cal	Exp	Cal Écrasement de béton comprimé	Cal Rupture de composite	
B12-0	19	20.6	22.1	21.4	-	Écrasement de béton comprimé
B12-1	23	22.9	33.3	34	39	Pull-out de jonc de carbone
B12-1EB	23	22.9	32.9	34	39	Pull-out de jonc de carbone suivi d'Écrasement de béton comprimé
B10-0	14.4	14.5	17.6	15.1	-	Écrasement de béton comprimé
B10-1	16.7	16.8	28	30	30.5	Pull-out de jonc de carbone
B10-1PA	18	16.8	27	30	30.5	Pull-out de jonc de carbone suivi d'Écrasement de béton comprimé

Tableau III-7 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des moments de plastification des aciers tendus et des moments ultimes.



### III.5. COMPORTEMENT DE LA FISSURATION

La fissuration du béton est un processus hasardeux, hautement variable et influencé par plusieurs facteurs. Cette fissuration est due au fait que le comportement du béton est très fragile à la traction. Quelques mégas pascals suffisent pour qu'il se fissure, même pour le béton à haute performance. Ces niveaux de résistance peuvent être atteints par les contraintes de retrait et celles des variations thermiques climatiques et donc le béton peut se fissurer même dans l'absence de charges externes. Dans ce sens, il est utile de noter que malgré la présence des aciers de renforcement pour reprendre les contraintes à la traction dans les éléments en béton armé, les fissures ne sont pas éliminées. En effet, les fissures formées par les charges en flexion sont non seulement inévitables, mais réellement nécessaires pour que les armatures puissent être utilisées efficacement tel que montré par la figure ci-dessous.

On peut ainsi classer la fissuration du béton en deux catégories :

- 1<sup>ère</sup> catégorie : les fissures causées par les charges externes appliquées à la structure telles que celles dues aux charges de flexion ou celles inclinées induites par l'effort tranchant.
- 2<sup>ème</sup> catégorie : les fissures causées par le retrait et celles causées par les effets thermiques.

Ainsi, les charges externes conduisent à des fissures en flexion verticales, à des fissures inclinées d'effort tranchant ou à des fissures d'adhérences le long des barres de renforcement. Quand la contrainte à la traction dans le béton atteint sa résistance à la traction, des microfissures se forment. Rapidement, ces microfissures se développent en macro-fissures qui se propagent dans la section de béton. Après développement complet de la première fissure dans un élément en béton armé, la contrainte dans le béton de la zone fissurée se réduit à zéro et est transmise aux aciers ; le schéma ci-dessous illustre ce principe (Figure III-23).

Dans ce paragraphe, nous allons présenter les résultats du programme expérimental concernant l'évolution de la fissuration des poutres testées. Les cartes de fissuration des poutres, l'ouverture des fissures principales en flexion avant et après la réparation, sont discutés.

#### III.5.1. Cartes de fissuration au niveau du pré-chargement 13.5 kN.m

Les poutres sont d'abord chargées jusqu'à 13.5 kN.m. Les cartes de fissuration ont été tracées pour l'ensemble des poutres testées en relevant la position précise des fissures repérées initialement à l'œil nu. Les cartes de fissuration montrant le réseau de fissures obtenues à 13.5 kN.m sont présentées sur les Figures III-24, III-25, III-26, III-27, III-28 et III-29 pour toutes les poutres.

##### Fissuration au niveau de pré-chargement.

Le Tableau III-8 synthétise les observations concernant le nombre de fissures, la largeur de la zone fissurée (distance entre les fissures extrêmes les plus éloignées), l'espacement entre les deux fissures étudiées  $f_1$  et  $f_2$  et leurs positions, ainsi que la

position et la charge pour lesquels une nouvelle fissure se propage entre celles étudiées  $f_1$  et  $f_2$ .

Nous observons que pendant la phase de formation de fissures, des fissures se forment à des positions aléatoires et sont principalement verticales, à partir de la zone centrale de poutre lorsque la contrainte principale à la traction atteint la résistance du béton à la traction. En augmentant la charge, les fissures verticales dans la portée de cisaillement commencent à s'incliner en raison de la combinaison des effets de flexion et de cisaillement. Nous distinguons deux formes des fissures à ce stage de chargement/déchargement pour une poutre en béton armé soumise au moment fléchissant positif croissant :

- Des fissures verticales (perpendiculaires à l'axe de la poutre) qui sont observées au milieu de la poutre à l'endroit des cadres des efforts tranchants.
- Quelques nouvelles fissures sont verticales et apparaissent à mi-distance entre deux fissures principales au cours de dernier étape de pré-chargement (25~30 kN).

Compte tenu des taux d'armature tendue et de l'état d'endommagement de certaines poutres, les fissures principales en flexion détectables à l'œil nu apparaissent pour une valeur de force comprise entre 9 et 14 kN et les petites fissures secondaires apparaissent entre les fissures principales pour une valeur entre 25 et 30 kN.

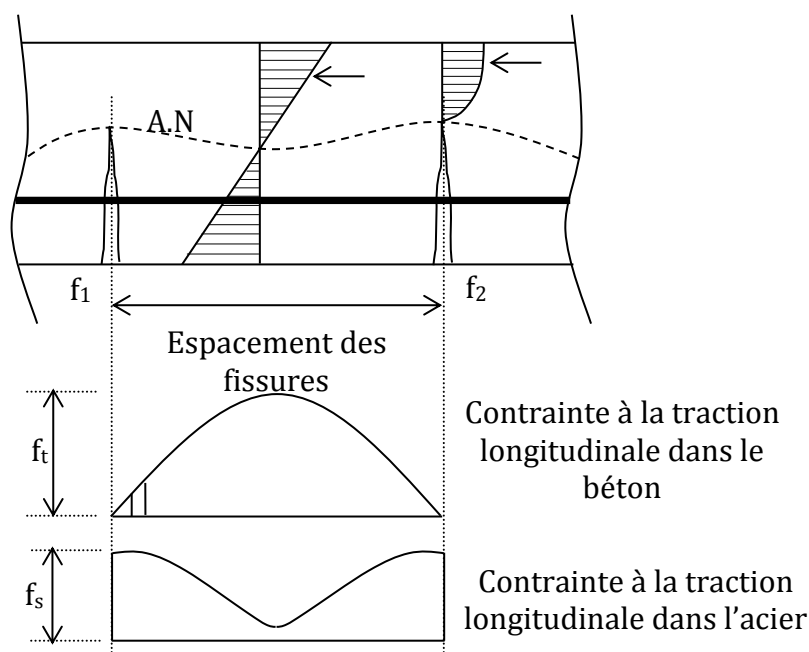


Figure III-23 : Distribution des contraintes à la traction entre deux fissures de flexion dans le béton et l'acier.

Pour le cas de la poutre B10-1PA, la carte de fissuration était différente de manière significative (Figure III-28). Nous observons que pendant la phase de formation des fissures, deux fissures principales se forment dans la zone centrale de la poutre pour une valeur de 14 kN et sont à peu près verticales. Avec l'augmentation de la charge jusqu'au niveau de pré-chargement, il n'y a pas d'apparition de nouvelles fissures et mais élargissement des existantes. Après le déchargement, on note l'existence d'une flèche résiduelle résultant de l'ouverture résiduelle des fissures. Ce phénomène est dû à l'adhérence

des barres d'acier sur le béton. Nous observons que aucune nouvelle fissure n'apparaît pas dans le stage de rechargement-déchargement des poutres après la réparation et jusqu'au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

### III.5.1.1. Fissuration à la ruine

Dans les poutres fissurées et non-réparées, la ruine a eu lieu par écrasement du béton comprimé, commençant par de grandes ouvertures des fissures verticales dans la zone centrale de la poutre et par la progression de ces fissures vers le haut en remontant vers l'axe neutre et réduisant la zone de compression jusqu'à ce que la déformation du béton en compression atteigne sa valeur ultime (3.5‰) induisant l'écrasement du béton. C'est un comportement typique d'une section faiblement armée.

Par rapport aux poutres fissurées puis réparées par matériaux composites et avec l'augmentation de chargement jusqu'à la ruine, nous remarquons que les fissures verticales formées (perpendiculaires à l'axe de la poutre) qui sont observées dans la zone centrale de la poutre se développent en largeur et en longueur avec la création de nouvelles fissures secondaires. Après la plastification de l'acier où le jonc de carbone reprend toute la charge supplémentaire appliquée. Les fissures de flexion dans le béton traversent la résine de scellement. Le développement de ces fissures est suivi de l'initiation de fissures horizontales dans le béton au niveau de la jonction de l'engravure avec les fissures d'effort tranchant. Peu à peu avec l'augmentation de la charge appliquée, ces fissures commencent à interagir avec les fissures d'effort tranchant en délimitant des zones fragiles triangulaires en béton et les fissures en flexion verticales s'inclinent devenant diagonales dues à l'effet combiné du moment fléchissant et de l'effort tranchant qui se développent et se propagent vers le point de chargement. Simultanément, des fissures inclinées à 45° par rapport à l'axe du jonc de carbone dues à la forte traction dans la résine sont observées (Voir les Figures III-19, III-20, III-21 et III-22).

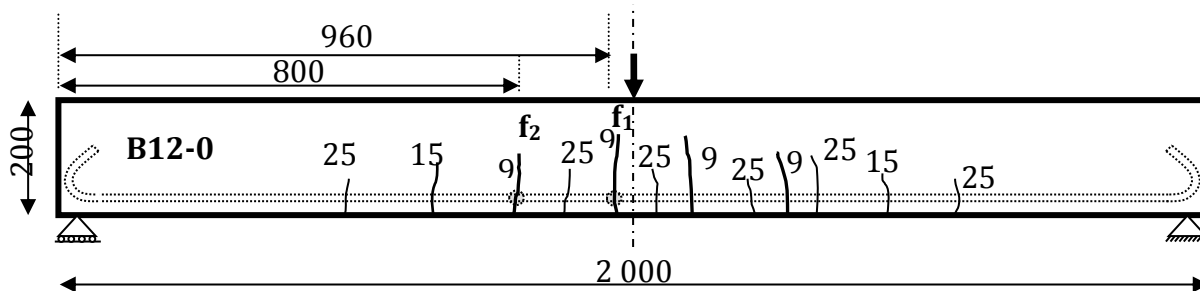


Figure III-24 : Cartes des fissurations de la poutre B12-0 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

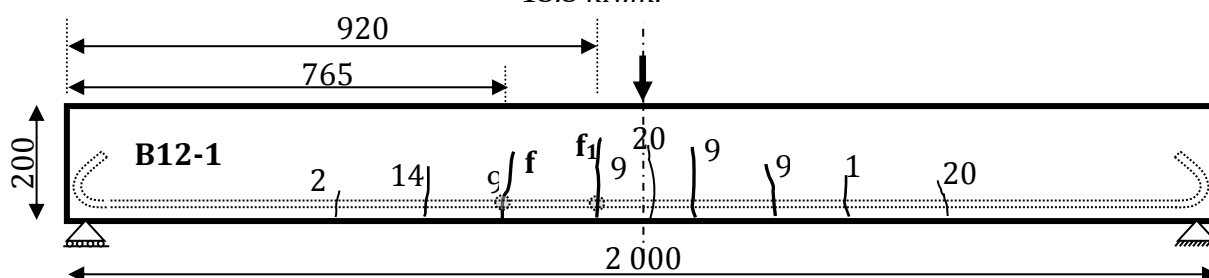


Figure III-25 : Cartes des fissurations de la poutre B12-1 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

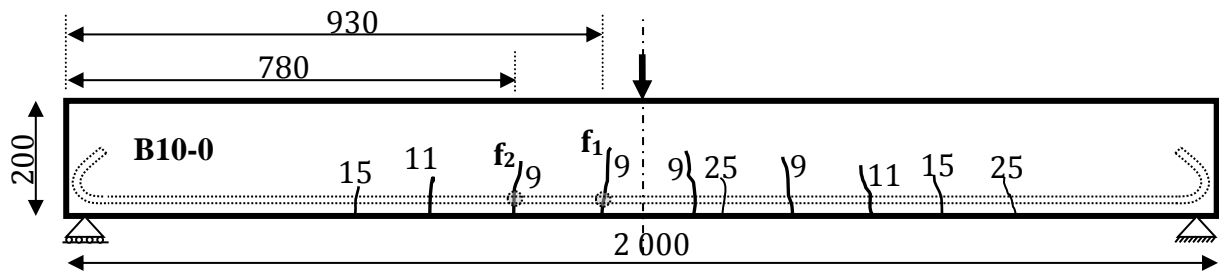


Figure III-26 : Cartes des fissurations de la poutre B10-0 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

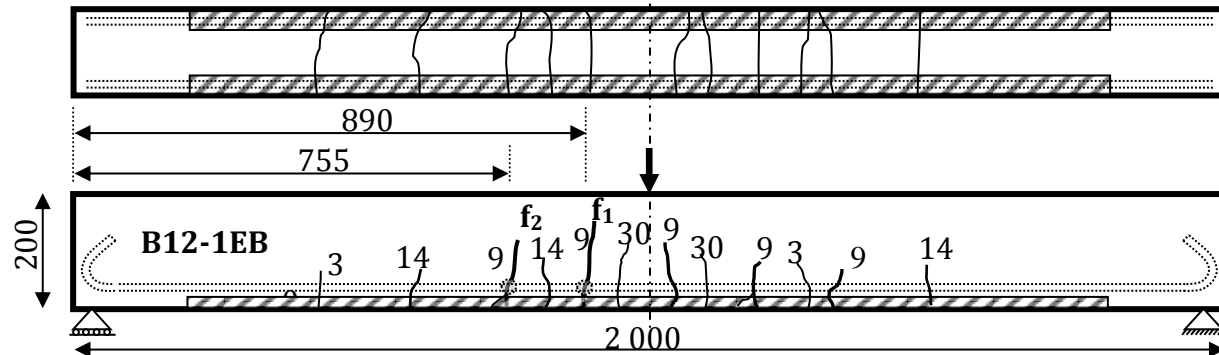


Figure III-27 : Cartes des fissurations de la poutre B12-1EB au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

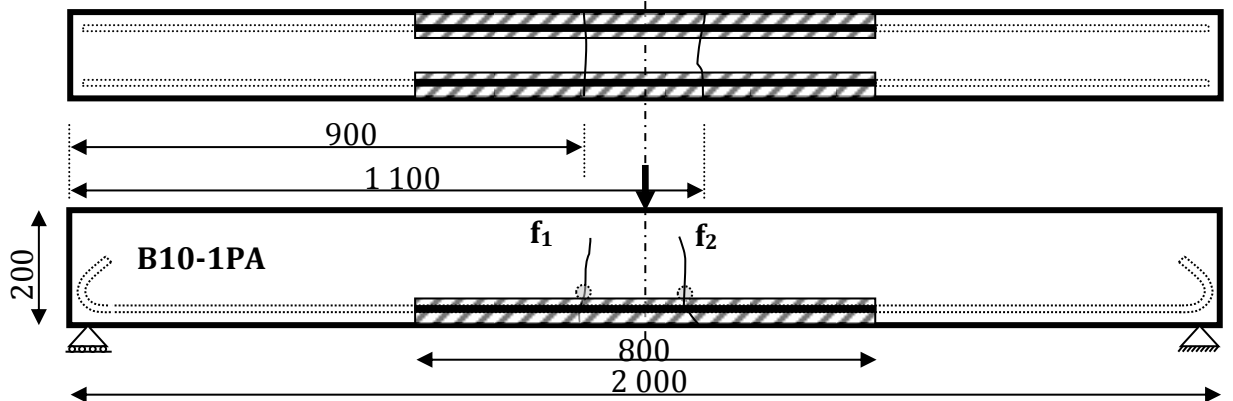


Figure III-28 : Cartes des fissurations de la poutre B10-1PA au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

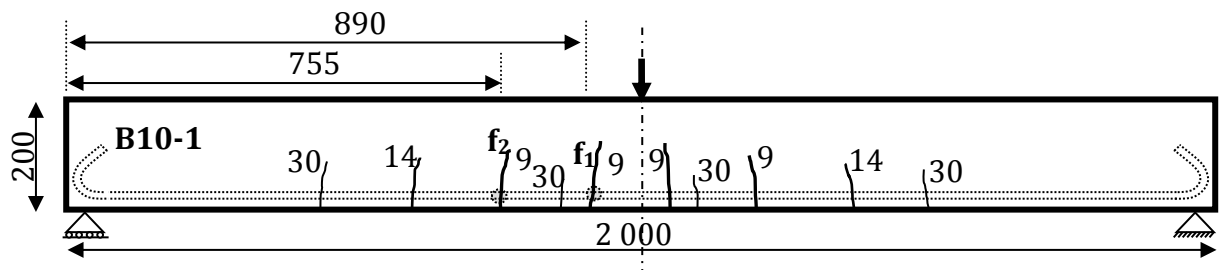


Figure III-29 : Cartes des fissurations de la poutre B10-1 au niveau de pré-chargement de 13.5 kN.m.

### III.5.2. Ouverture de fissure de flexion

Afin d'étudier l'ouverture des fissures de flexion dans les poutres testées, ces poutres sont soumises à un cycle de déchargement/rechargement jusqu'au niveau de 30 kN pour

mesurer l'ouverture de deux fissures principales  $f_1$  et  $f_2$  (Figures III-24, III-25, III-26, III-27, III-28 et III-29) à différents paliers de chargement en utilisant un Vidéo-microscope portable. Le Vidéo-microscope est un microscope optique CONTROLAB dont l'objectif est équipé d'une caméra. Le logiciel Videomet permet l'acquisition des images et notamment la mesure des éléments observés après étalonnage. Le grossissement  $\times 100$  a été choisi pour déterminer l'ouverture moyenne des fissures. Les photographies ont été prises, au niveau des aciers tendus à chaque palier de chargement. L'ouverture de la fissure finale correspond à la valeur moyenne de 5 mesures prises sur une face latérale au niveau des aciers tendus (Voir les Figures III-30 et III-31). Quatre poutres B12-1, B12-1EB, B10-1 et B10-1PA sont réparées avec la technique NSM en utilisant un jonc de carbone de 6 mm de diamètre. Nous avons rechargé par la suite ces poutres réparées jusqu'à 30 kN en mesurant l'ouverture des fissures  $f_1$  et  $f_2$  à la même position.

Nous allons étudier l'ouverture de deux fissures de flexion  $f_1$  et  $f_2$  pour différents niveaux de chargement, avant et après la réparation avec la technique NSM à la hauteur des barres d'acier tendu, c'est-à-dire 25 mm. A titre d'illustration, la Figure III-31 présente des photographies, prises à la hauteur des barres d'acier tendu, montrant l'évolution de la fissure de flexion  $f_1$  de la poutre B12-1 avant et après la réparation en utilisant un jonc de carbone de 6 mm de diamètre inséré avec la technique NSM. Les Figures III-32, III-33, III-34, III-35, III-36 et III-37 présentent également l'évolution des ouvertures des fissures  $f_1$  et  $f_2$  en fonction du moment fléchissant à mi-portée des poutres testées B12-1, B12-1EB, B10-1 et B10-1PA avant et après la réparation. Les Figures III-40 et III-41 présentent les taux de réduction d'ouverture des fissures  $f_1$  et  $f_2$  des poutres du fait de la réparation. Nous rappelons que le frottement acier-béton empêche la fermeture totale des fissures et se traduit par l'existence d'une ouverture résiduelle à charge nulle, mais cette ouverture a été réduite d'environ 5% lors de la réparation avec la technique NSM car les poutres sont retournées pour placer le jonc de carbone.

#### III.5.2.1. Comparaison avant et après la réparation pour la poutre B12-1 :

Si l'on compare les ouvertures de fissure à moment égal (Figure III-37) dans le cas de la poutre B12-1, on constate que le rapport de variation de moment fléchissant à mi-portée en fonction de l'ouverture des fissures  $\Delta M/\Delta W$ , est augmenté après la réparation de 11% et de 25% pour les fissures  $f_1$  et  $f_2$  respectivement. **De même, la rigidité de la poutre a été augmentée aussi pendant la phase linéaire du comportement de 8% due à la réparation.**

Ainsi, la réduction de l'ouverture moyenne des fissures due à la réparation peut être considérée en première approximation comme une fonction affine du chargement. Nous observons que le taux de la réduction d'ouverture des fissures dû à la réparation a été de 13.5% et de 21.1% pour les fissures  $f_1$  et  $f_2$  respectivement, sans prendre en compte la réduction de l'ouverture des fissures due au retournement de la poutre au moment de la réparation (Figures III-40 et III-41).

#### III.5.2.2. Comparaison avant et après la réparation pour B10-1 :

Nous avons observé l'apparition d'une fissure à mi-distance entre les deux fissures principales de flexion dans le cas de la poutre B10-1. En général, dès l'apparition de nouvelles fissures, la répartition des ouvertures de fissure est modifiée mais la somme reste globalement la même. Par contre, dans ce cas, l'effet de la fissure à mi-distance a été négligé, car la fissure apparaît plus tardivement à 30 kN et a une ouverture beaucoup

plus faible. De la même manière, le rapport de variation de moment fléchissant à mi-portée en fonction de l'ouverture de fissure, a augmenté après la réparation de 5% et 14% pour les fissures  $f_1$  et  $f_2$  respectivement. Nous rappelons que la rigidité de la poutre a été augmentée de 7.3% due à la réparation. Le taux de la réduction d'ouverture de fissure dû à la réparation a été de 10.5% et 15.7% pour les fissures  $f_1$  et  $f_2$  respectivement, sans prendre en compte la réduction de l'ouverture des fissures due au retournement de la poutre au moment de la réparation (Figures III-40 et III-41).



Figure III-30 : Contrôle de l'ouverture de fissure sur une face au niveau des aciers tendus.

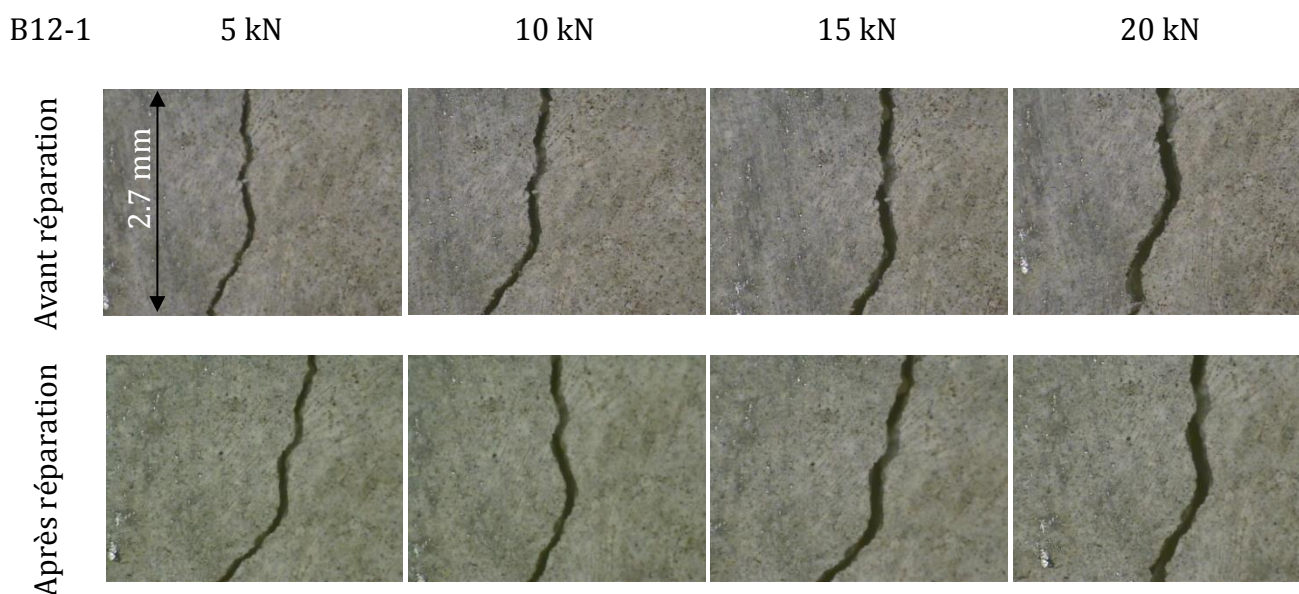


Figure III-31 : Exemple du suivi de l'évolution de la fissure  $f_1$  pour la poutre B12-1.

Poutres	Distance entre les deux fissures (mm)	Position des fissures (mm)			Nombre de fissures	Largeur de la zone fissurée (mm)
		Fissures principales		Fissure secondaire		
		$f_1$	$f_2$			
B12-0	160	960	800	882	12	1066
B12-1	155	920	765	-	9	1064
B12-1EB	135	890	755	824	10	1053
B10-0	150	930	780	-	12	1151
B10-1	135	890	755	862	11	1053
B10-1PA	200	900	1100	-	2	158

Tableau III-8 : Détails sur la fissuration des poutres au niveau de pré-chargeement.

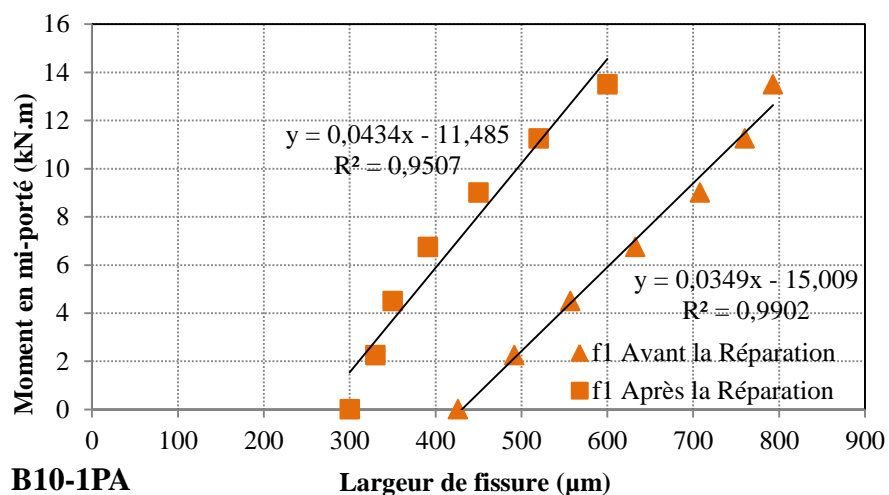


Figure III-32 : Évolution de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B10-1PA.

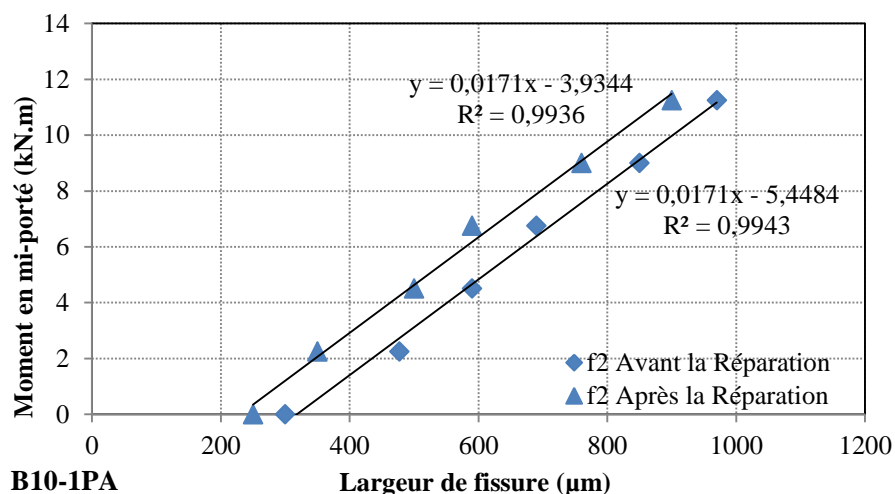


Figure III-33 : Évolution de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B10-1PA.

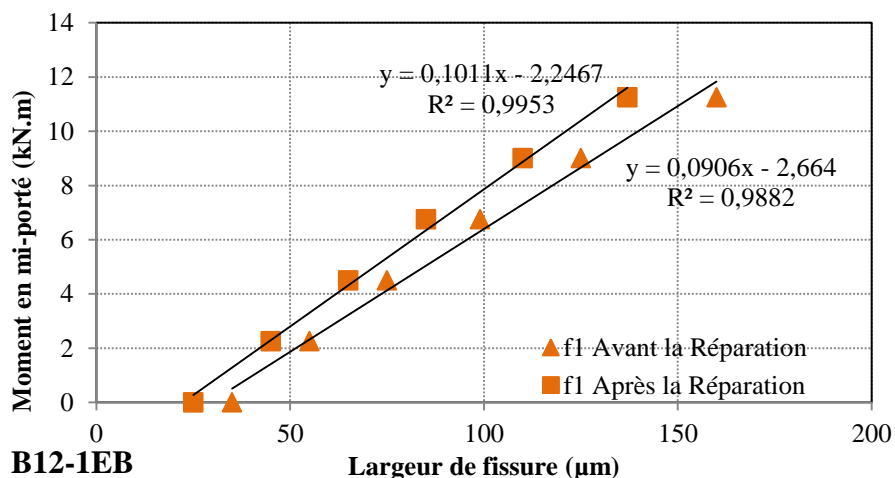


Figure III-34 : Évolution de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-1EB.

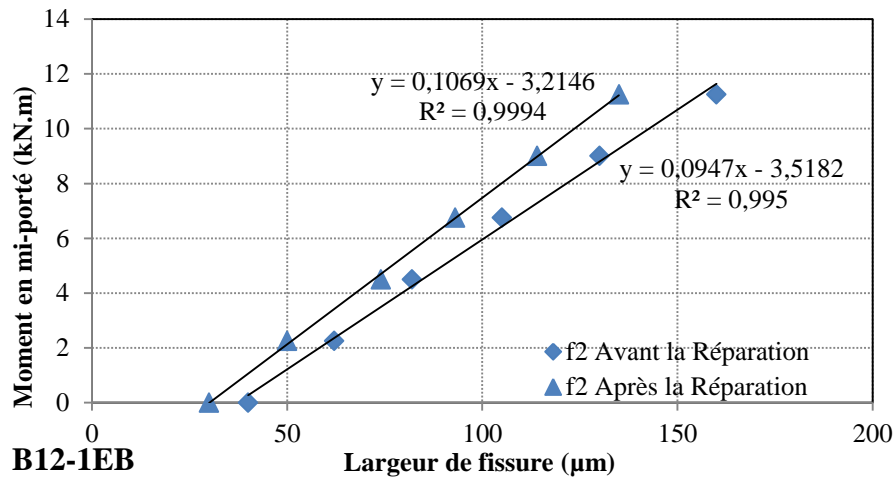


Figure III-35 : Évolution de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-1EB.

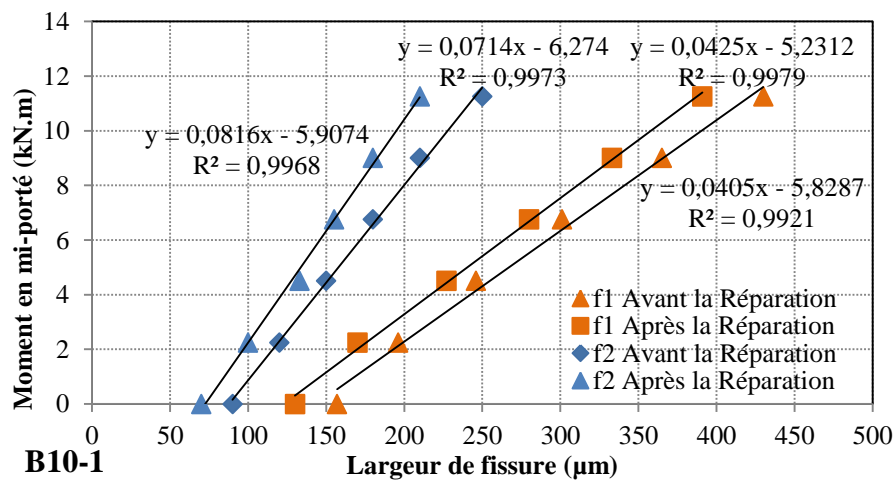


Figure III-36 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B10-1.

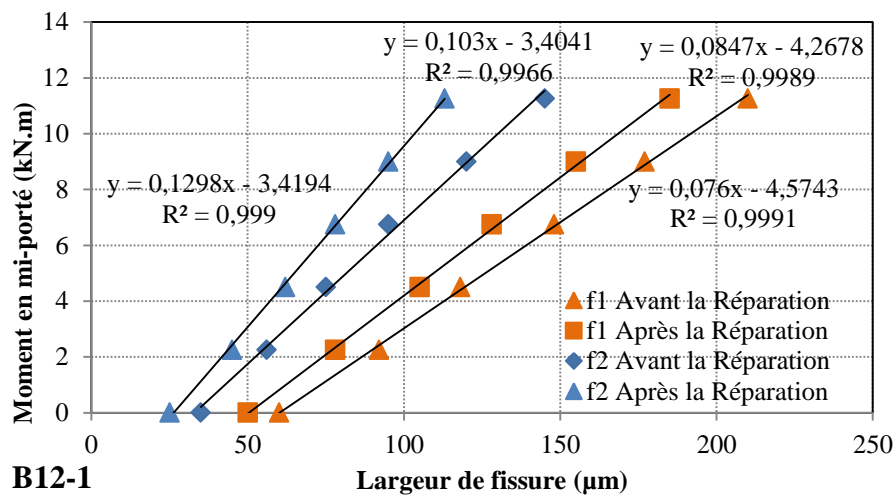


Figure III-37 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-1.



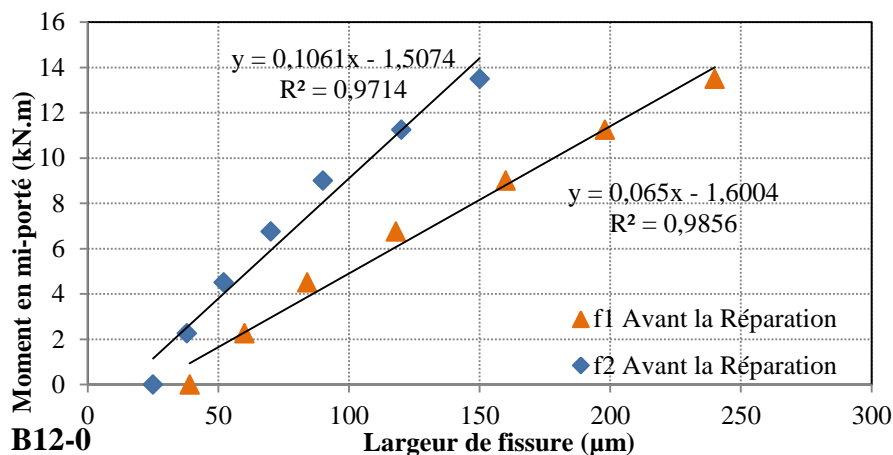


Figure III-38 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-0.

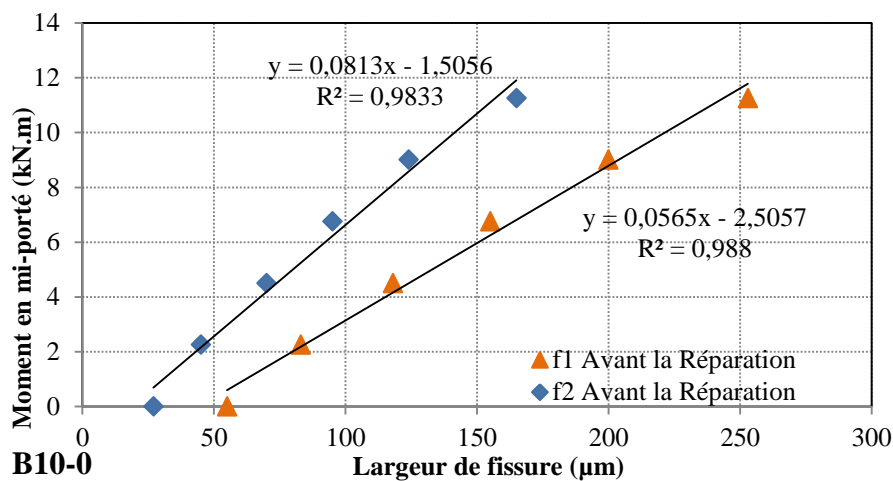


Figure III-39 : Évolution de l'ouverture des fissures f1 et f2 en fonction de moment à mi-portée de la poutre B12-0.

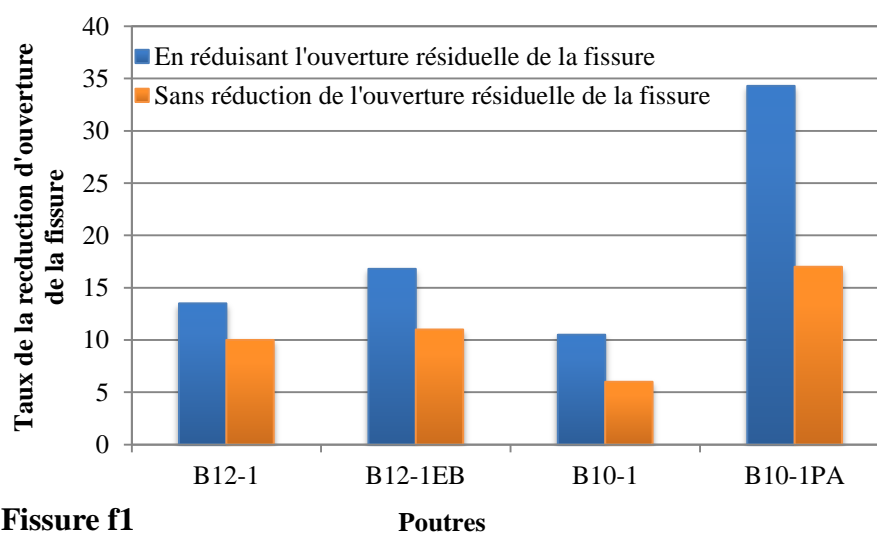


Figure III-40 : Taux de réduction de l'ouverture de la fissure f1 des poutres dû à la réparation avec la technique NSM.

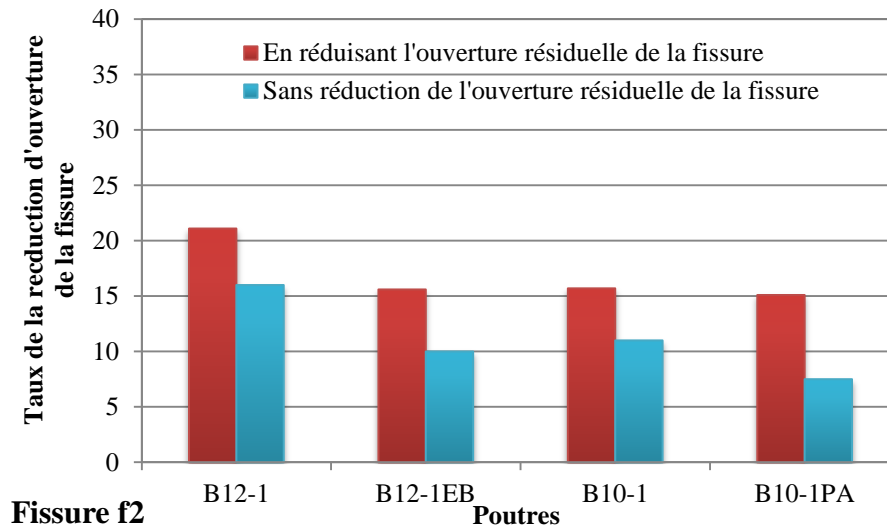


Figure III-41 : Taux de réduction de l'ouverture de la fissure  $f_2$  des poutres dû à la réparation avec la technique NSM.

### III.5.2.3. Modèles de prévision d'ouverture de la fissure de flexion et de l'espacement des fissures

En raison de la complexité du phénomène de fissuration, les méthodes actuelles qui permettent de calculer les ouvertures de fissures sont basées essentiellement sur des constatations expérimentales. Dans ce sens, les modèles mathématiques les plus appliqués à travers le monde, ce sont les modèles Américain et Européen, prennent pratiquement en considération les mêmes paramètres influents de manières plus ou moins différentes. L'enrobage des aciers à la traction et leur contrainte (ou déformation) sont les deux paramètres reconnus comme étant les plus influents. La distance entre le point considéré pour évaluer l'ouverture de la fissure et la barre la plus proche est aussi importante ; plus la barre est éloignée de la fissure, plus celle-ci est ouverte. Ce paramètre est considéré différemment d'un règlement à l'autre. La contrainte des aciers est calculée en se basant sur l'analyse élastique d'une section fissurée. Les fissures de flexion sont ouvertes au maximum à la surface du béton et se rétrécissent en profondeur jusqu'à un minimum au niveau de l'interface acier-béton. Ceci justifie l'hypothèse de non-glissement acier-béton et soutient la relation entre la fissure et la distance de la barre la plus proche. Cette hypothèse de non glissement se trouve plus confortée par les aciers à haute adhérence.

Certains codes ont fourni des formules pour calculer l'ouverture des fissures des éléments en béton armé dans les conditions de service (CEB-FIB, 1990, Eurocode 2, 1992, Eurocode 2, 2004, ACI 318-95, 1996) qui sont basées sur des paramètres numériques validées par des essais expérimentaux. Les formulations de l'EC2 et du CEB sont très voisines, l'EC2 donnant des longueurs de glissement de l'ordre de 25% supérieures dans le cas de la traction pure. Le code modèle CEB-FIB (1990) est depuis longtemps le document le plus détaillé en termes de prévision d'ouverture de fissure. Il propose une formulation en fonction des déformations dans les aciers au droit des fissures.

$$w_k = l_{s,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sh}) \quad (\text{III} - 2)$$

Avec :

$\varepsilon_{sh}$  est la déformation du béton dues au retrait,

$\varepsilon_{sm}$  et  $\varepsilon_{cm}$  sont les déformations moyennes des aciers tendus et du béton respectivement, dans la longueur sur laquelle glissement se produit  $l_{s,max}$ ;

$$l_{s,max} = \frac{\Phi_s}{3.6 \mu_s} \quad (\text{III} - 3)$$

$\Phi_s$  est le diamètre de barre d'acier tendu (mm),

$\mu_s$  est le taux effectif de renforcement,

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (\text{III} - 4)$$

$A_s$  est la section transversale des aciers tendus (mm<sup>2</sup>),

$A_{c,eff}$  est la section effective du béton tendu (mm<sup>2</sup>),

$$A_{c,eff} = 2.5b(h - d_s) \quad (\text{III} - 5)$$

$b$  est la largeur de la poutre dans la zone tendu (mm),

$h$  est la hauteur de la section transversale (mm),

$d_s$  est la hauteur utile des aciers tendus (mm),

Afin d'appliquer l'équation de CEB-FIB (1990) à une poutre en béton armé renforcée par matériau composite, un tronçon du béton tendu de la poutre entre deux fissures de flexion avec l'armature tendue équivalente est considéré. En supposant que la contrainte moyenne d'adhérence acier-béton, est égale à  $1.8f_{ctm}$  selon CEB-FIB (1990), où  $f_{ctm}$  est la résistance moyenne du béton à la traction, et que, la contrainte d'adhérence moyenne matériau composite-béton est égale à 14.3 MPa pour un jonc de carbone de 6 mm de diamètre clouté de type 2 inséré avec la technique NSM selon Al-Mahmoud et al., (2007). Les valeurs des déformations  $\varepsilon_{sm}$  et  $\varepsilon_{cm}$  peut être évaluées en considérant le mécanisme de transfert de charges dans le tronçon tendu.

Autrement dit, la charge résultante apportée par les barres d'acier et le matériau composite à la position de la fissure est partiellement transférée à l'intérieur du tronçon du béton tendu. En considérant l'équilibre des forces à la position de la fissure et à mi-longueur du tronçon, et en imposant une relation linéaire entre les déformations et les contraintes dans le béton, l'acier et le matériau composite, les valeurs de déformation à mi-longueur sont calculées, et  $\varepsilon_{sm}$  et  $\varepsilon_{cm}$  sont considérés comme des déformations moyennes entre la position de la fissure et la mi-longueur du tronçon.

La version précédente de l'Eurocode 2 (1992), en négligeant la contribution de la déformation du béton à la traction, a proposé des formules pour calculer la déformation moyenne en acier,  $\varepsilon_{sm}$ , et l'espacement moyen des fissures,  $s_{rm}$ , d'un élément tendu en

béton armé, afin d'évaluer la valeur caractéristique de l'ouverture des fissures,  $w_k$ , selon la relation suivante:

$$w_k = \beta \cdot \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm} \quad (\text{III} - 6)$$

$$s_{rm} = 50 + 0.25k_1k_2 \frac{\Phi}{\mu_s} \text{ (mm)} \quad (\text{III} - 7)$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \left[ 1 - \beta_1\beta_2 \left( \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (\text{III} - 8)$$

Avec :

$\beta$  est un facteur (égale à 1.7) relative à la valeur moyenne du plan à un,

$\beta_1$  est un facteur qui prend en compte les caractéristiques d'adhérence des barres en acier (égale à 1 pour des barres à HA et à 0.5 pour barres lisses),

$\beta_2$  est un facteur qui prend en compte le type de chargement (1 à court terme et à 0.5 pour à long terme de chargement),

$\sigma_{cr}$  est la contrainte à la traction dans la barre d'acier à la charge de fissuration,

$\sigma_s$  et  $\varepsilon_s$  sont contraintes et déformations dans les barres d'acier à la section fissurée à la charge de service.

Selon l'Eurocode 2, l'ouverture des fissures est dérivée de la différence des déformations entre le renforcement et le béton, et de l'espacement des fissures. Dans le cas de l'Eurocode 2, espacement des fissures est affecté par le comportement d'adhérence entre le béton et les barres d'armature.

Dans la version publiée de l'Eurocode 2 (2004), la valeur de l'ouverture des fissures est directement calculée comme suit :

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (\text{III} - 9)$$

Avec :

$s_{r,max}$  espacement maximale des fissures en mm,

$$s_{r,max} = 3.4d' + 0.425k_1k_2 \frac{\Phi}{\mu_s} \text{ mm} \quad (\text{III} - 10)$$

$k_1$  est un coefficient d'adhérence (égale à 0.8 pour des barres d'acier à HA et 1.6 pour des barres d'acier lisses).

$k_2$  est un coefficient qui prend en compte le type de chargement (0.5 pour le chargement en flexion et 1 pour le chargement à la traction),

$\varepsilon_{sm}$  est la déformation moyen des armatures, sous la combinaison d'actions considérée, tenant compte de la contribution du béton tendu,

$\varepsilon_{cm}$  est la déformation moyen du béton entre les fissures,

Dans le terme de raidissement à la traction ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ), la résistance à la traction du béton et le type de surface des barres d'acier sont négligés en Eurocode 2 (2004). Le terme de raidissement à la traction  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  peut être alors calculé l'expression suivante :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \left[ \frac{f_{ctm} A_{c,eff}}{E_s A_s} + \frac{f_{ctm}}{E_c} \right] \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{III} - 11)$$

Avec :

$\sigma_s$  est la contrainte des armatures tendues, calculée en supposant la section fissurée,

$k_t$  est un coefficient tenant compte de la durée du chargement : (0.6 pour un chargement de courte durée, 0.4 pour un chargement de longue durée),

$A_{c,eff}$  est la section de béton entourant l'armature tendue sur une hauteur  $h_{c,ef}$  (

Figure III-42). Et la section est donnée par :

$$h_{c,ef} = \text{Min} \begin{cases} 2.5(h - d_s) \\ \frac{h - y}{3} \\ \frac{h}{2} \end{cases} \quad (\text{III} - 12)$$

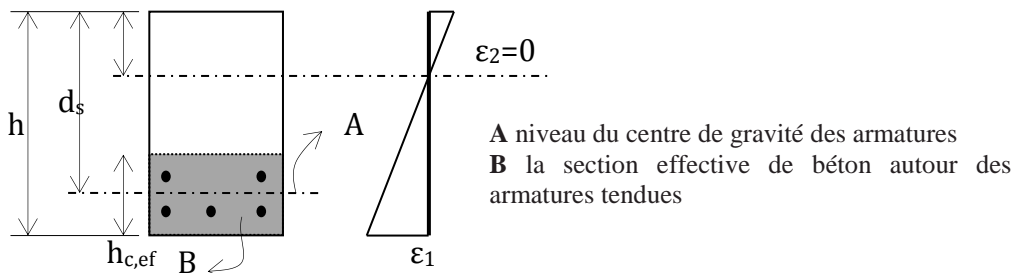


Figure III-42 : Section effective de béton selon EC2.

Pour toutes les formules introduites précédemment, les coefficients ont été définis sur la base des essais expérimentaux dans des conditions de service, c'est-à-dire dans un petit domaine de variabilité de contrainte des aciers permettant un état stabilisé de la carte de fissuration à supposer (commentaire EC2). En effet, aucune des expressions d'espacement des fissures dans EC2 ne dépend du niveau de contrainte en acier qui est présenté dans le terme ( $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ) ou  $\varepsilon_{sm}$ . Lorsque les éléments en béton armé sont renforcés par les matériaux composites, les conditions de service peuvent être améliorées pour un domaine plus grand de la variabilité de contrainte des aciers. Par conséquent, étant donné que dans chaque condition de chargement, la contrainte des aciers varie en fonction de la quantité de renforcement par les matériaux composites, l'état stable de la fissuration ne peut pas être défini basant seulement sur les valeurs fixes de contrainte des aciers ; en outre, les facteurs obtenus par des essais expérimentaux ne peuvent plus être pertinentes. Une formule spécifique pour calculer l'espacement maximale des fissures des éléments en béton armé renforcés par les

matériaux composites, indépendamment du niveau de contrainte d'acier est proposé dans FIB Bulletin 14 (2001).

$$s_{rm} = \frac{2f_{ctm}A_{c,eff}}{\tau_{fm}u_f + \tau_{sm}u_s} \text{ où } \tau_{sm} = 1.8f_{ctm} \quad (\text{III} - 13)$$

Avec :

$f_{ctm}$  est le résistance moyenne à la traction du béton (MPa),

$u_s$  et  $u_f$  sont le périmètre de la barre d'acier et du matériau composite (mm),

$\tau_{sm}$  et  $\tau_{fm}$  sont les contraintes d'adhérence (MPa) le long de l'acier-béton et à l'interface matériau composite-béton, supposée constante dans  $s_{rm}$ .

Dans cette section, les ouvertures expérimentales des fissures des poutres réparées B12-1 et B10-1 sont comparées aux valeurs théoriques calculées par Eurocode 2 (2004). L'évolution de l'ouverture des fissures, à la fois théorique et expérimentale, est montrée à un niveau de charge de 25 kN (50% de la charge ultime de la poutre témoin non-renforcée B12-0).

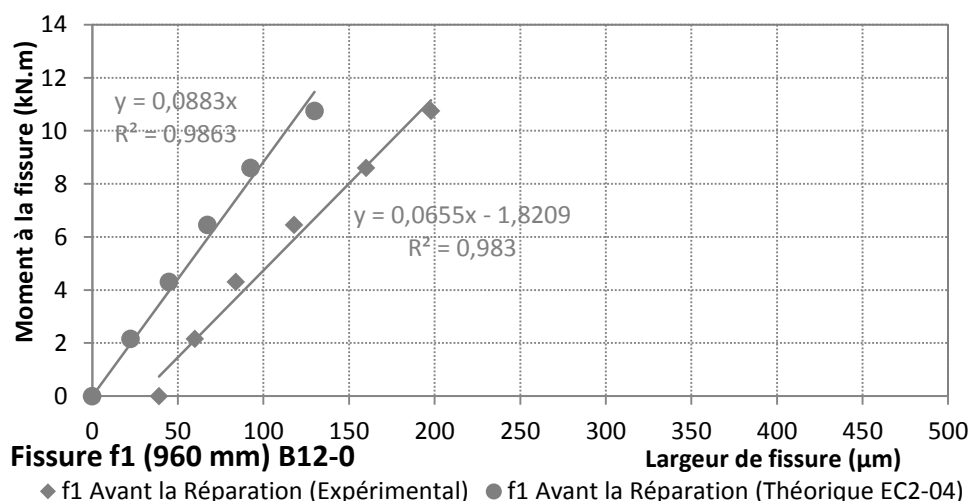


Figure III-43 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-0.

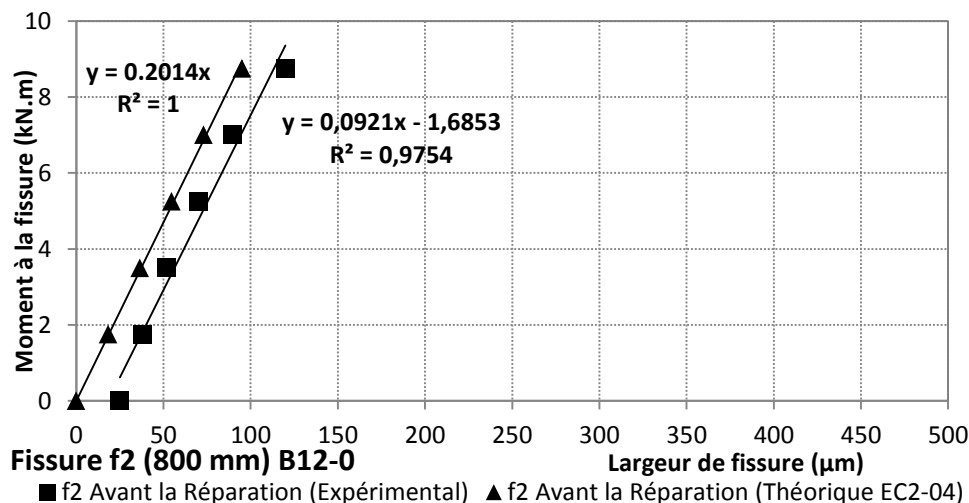


Figure III-44 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-0.

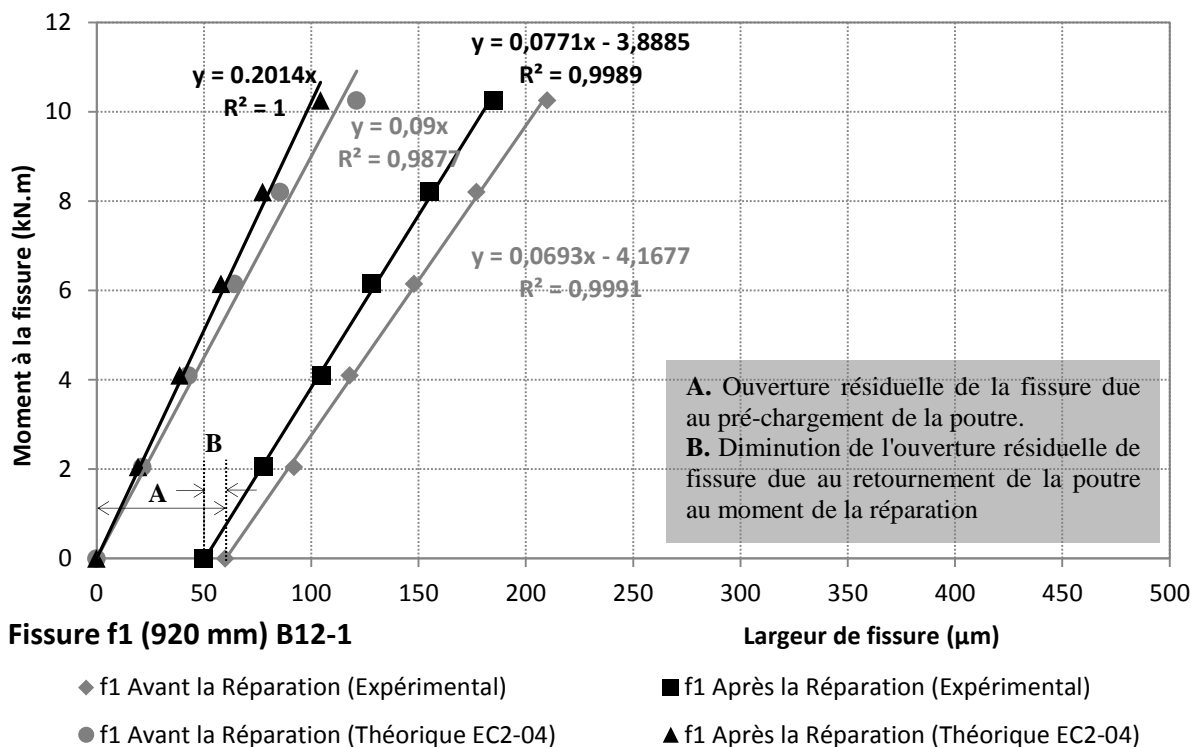


Figure III-45 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-1.

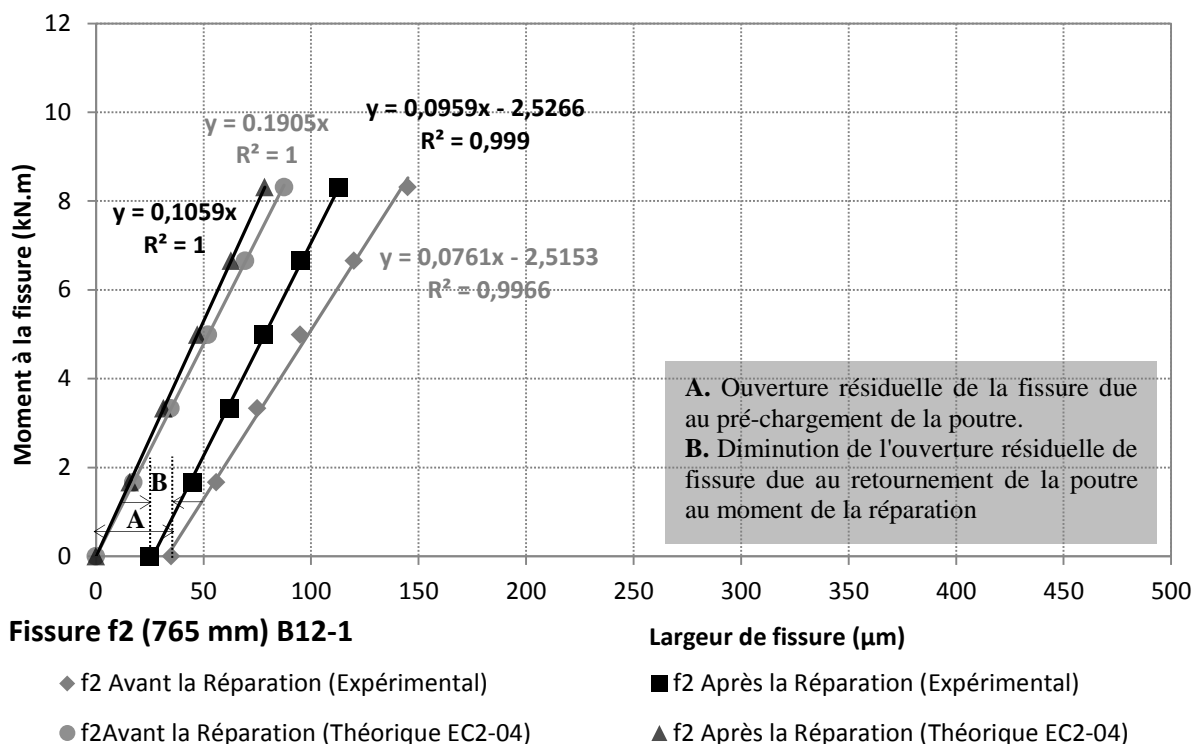


Figure III-46 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-1.

fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B12-1.

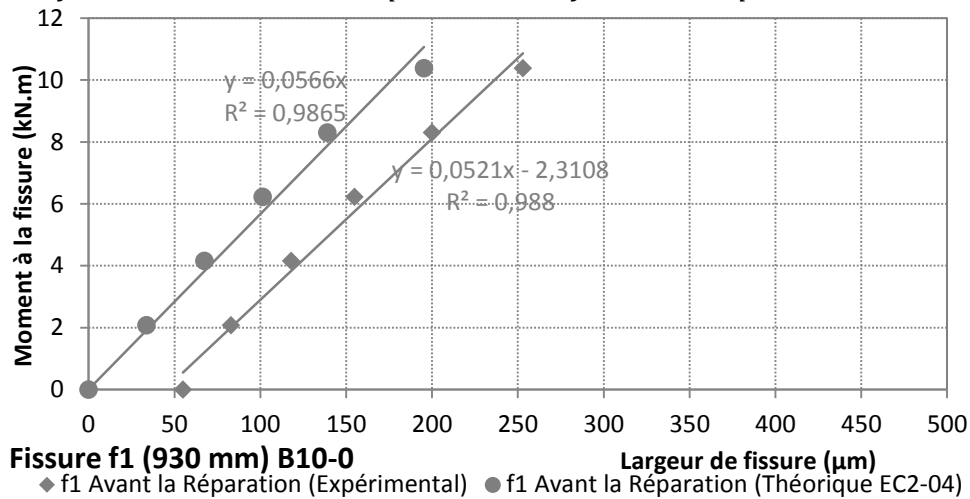


Figure III-47 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-0.

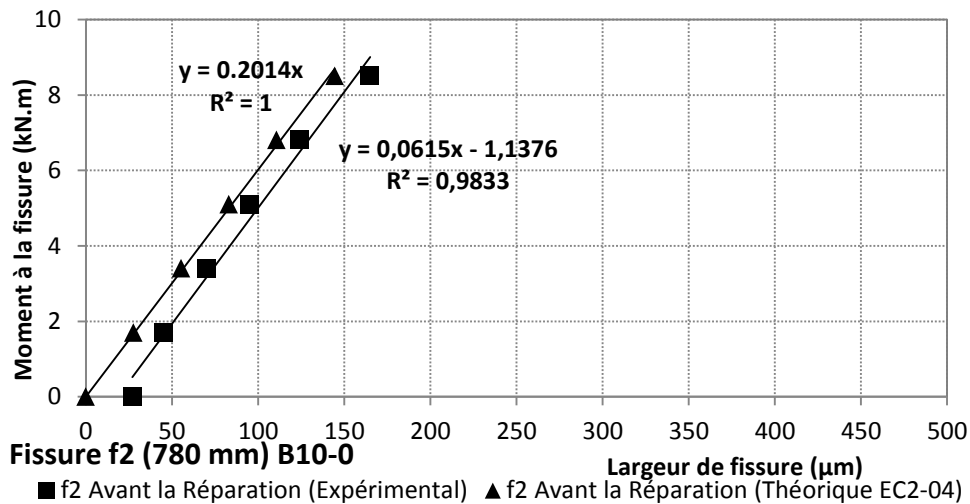


Figure III-48 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-0.

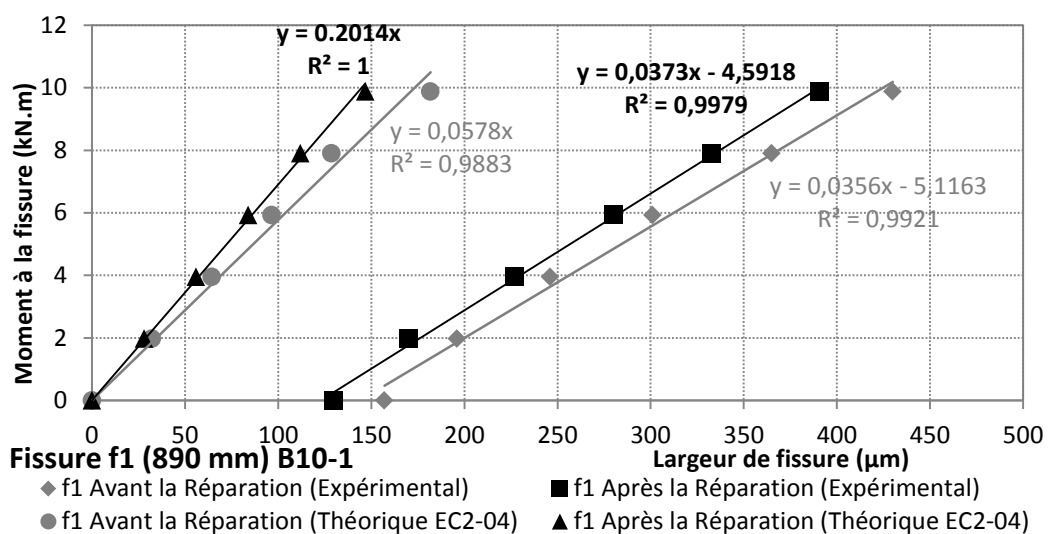
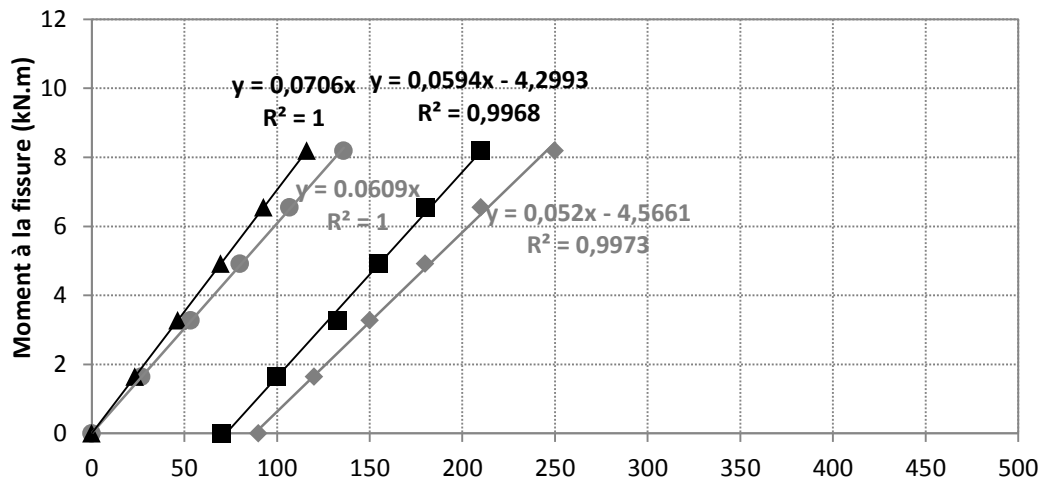




Figure III-49 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f1 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-1.



Fissure f2 (755 mm) B10-1

Largeur de fissure (µm)

- ◆ f2 Avant la Réparation (Expérimental)
- f2 Après la Réparation (Expérimental)
- f2 Avant la Réparation (Théorique EC2-04)
- ▲ f2 Après la Réparation (Théorique EC2-04)

Figure III-50 : Valeurs théoriques et expérimentales de l'ouverture de la fissure f2 en fonction de moment à la position de la fissure de la poutre B10-1.

Poutres	Distance entre les deux fissures f1 & f2 (mm)	Nombre de fissures	Largeur de la zone fissurée (mm)	Espacement moyen expérimental des fissures <sup>(1)</sup> (mm)	Espacement maximal théorique des fissures <sup>(2)</sup> (mm)
B12-0	160	12	1066	88	110.5
B12-1	155	9	1064	118	73
B12-1EB	135	10	1053	105	73
B10-0	150	12	1151	96	133
B10-1	135	11	1053	96	81.5
B10-1PA	200	2	158	79	81.5

(1) largeur de la zone fissurée / nombre totale de fissures.

(2) Selon FIB Bulletin 14 (2001).

Tableau III-9 : Valeurs théoriques et expérimentales d'espacement des fissures.

Nous observons que les valeurs théoriques de l'ouverture des fissures calculées par l'Eurocode 2 (2004), sont inférieures des valeurs expérimentales mesurées. Ce résultat est principalement dû au pré-chargement des poutres testées jusqu'à niveau de chargement de 13.5 kN.m en résultant de l'ouverture résiduelle des fissures et d'une flèche résiduelle. Ce phénomène est notamment dû à l'adhérence des barres d'acier sur le béton. Par contre, il faut noter que les valeurs théoriques de l'ouverture des fissures restent inférieures de celles expérimentales (En déduisant la valeur de l'ouverture résiduelle de la fissure) d'un pourcentage de 10% et 40% selon la position de la fissure. De plus, il a été marqué que la contribution de la réparation par un seul jonc de carbone de 6 mm de diamètre inséré avec la technique NSM, réduit les valeurs théoriques de l'ouverture de la fissure de 14% par rapport à celles de l'ouverture de la fissure avant la

réparation. Par contre, nous avons trouvé que la réparation peut diminuer les valeurs expérimentales de l'ouverture des fissures de 0% et 8% selon la position de la fissure. Cette différence est peut-être due à la faiblesse du module d'élasticité de matériaux de scellement (Résine).

### III.6. CONCLUSION

L'étude du comportement mécanique d'une poutre corrodée réparée avec la technique NSM a fait apparaître un mode de ruine inédit « Séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes » par rapport à ce qu'on peut trouver dans la littérature (De Lorenzis et al. 2003). Pour essayer de comprendre l'origine de ce mode de ruine, nous avons simulé certaines particularités de l'endommagement de la poutre en béton armé dû à la corrosion :

- Perte de section d'acier tendu.
- Perte d'adhérence.
- Éclatement du béton d'enrobage.

En particulier, la diminution de la section du béton tendu par l'éclatement du béton d'enrobage semblait une bonne option pour l'exploitation de la ruine du béton d'enrobage.

Cependant, la ruine par la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes observées pour la poutre corrodée et réparée B2CL1 n'a jamais été atteinte. La présence des endommagements dans les poutres pré-fissurées puis réparées, a conduit à une ruine connue pour la technique NSM par Pull-out du jonc de carbone. Le mode de ruine de la poutre corrodée reste donc en question.

Les réparations classiques par tissus de carbone collés sur la surface extérieure permettent de réduire les ouvertures de fissures. Selon Ferracuti et Savoia, (2005), Ils sont démontrés qu'une seule plaque composite de carbone peut être suffisante pour réduire l'ouverture des fissures dans le béton jusqu'à environ un quart de celle de l'élément non-renforcé.

Les essais ont permis de mettre en évidence qu'une réparation avec un jonc inséré avec la technique NSM autorise également une réduction de l'ouverture des fissures qui est cependant très faible (de l'ordre de 10%).

En général, la présence du jonc de carbone dans la surface tendue augmente la raideur structurelle de la poutre, limite l'ouverture et la propagation des fissures en flexion, et diminue notablement les contraintes normales et l'amplitude des contraintes normales dans les aciers tendus, du fait de la redistribution d'effort entre jonc de carbone et aciers.

## *Chapitre IV*

*Influence des conditions de pré-  
chargement sur la réparation des poutres  
en béton armé par l'insertion d'un jonc  
de carbone avec la technique NSM*

---

## IV.1. INTRODUCTION

Pour prolonger la durée de vie d'une structure en béton armé, il peut être nécessaire d'augmenter la capacité portante, ou de réparer d'éventuelles dégradations. Dans la littérature, il y a de nombreux articles ayant traité le comportement des poutres pré-fissurées et réparées par des tissus composites collés sur la surface extérieure du béton sous charge maintenue dans le but d'augmenter ou de récupérer leur capacité portante. Par contre, les études réalisées sur la réparation des éléments structurels pré-fissurés sous ou sans charge maintenue avec la technique NSM sont très rares.

En général, les structures nécessitant l'application des matériaux composites en réparation ou en renforcement, ne sont pas de récentes et par conséquent, ont déjà subi certain nombre d'endommagements. Ces structures peuvent être endommagées par surcharges maintenues à long-terme, par charges accidentelles à court-terme comme le vent, la neige et les tremblements de terre, ou elles ont perdu de la capacité portante en raison de la dégradation des matériaux par « vieillissement » où les structure ne sont plus capables de résister aux charges de service. Il est donc important de réaliser des essais sur des éprouvettes endommagées afin de connaître les effets spécifiques de ces types d'endommagement sur le comportement de la réparation.

L'utilisation de matériaux composites pour la réparation des infrastructures endommagées, sous ou sans charge maintenue est très récente. Plusieurs études expérimentales ont porté sur l'utilisation des tissus en fibre de carbone pour la réparation de poutres en béton armé endommagées par des charges excessives (Arduini et al. 1997; Bonacci et al. 2000; Shahawy et al. 2001; Yeong-soo et al. 2003). Quelques études ont parlé également sur le renforcement des éléments structurels pré-chargés avec les matériaux composites (Arduini et al. 1997; Norris et al. 1997; Sharif et al. 1994; Shin et al. 2003). Cependant, aucuns codes ou normes ne prennent en compte l'effet des niveaux de pré-chargement ou de charge maintenue, car il n'y a pas suffisamment de données expérimentales pour qualifier cette influence sur le comportement des éléments structurels en flexion.

## IV.2. RESUME DES ETUDES EXISTANTES

Dans la plupart des programmes expérimentaux ayant étudié l'effet du chargement avant la réparation des éléments en flexion, les réparations ont été effectuées en utilisant des tissus en fibre de carbone collés sur la surface extérieur du béton et les éléments renforcés ont été testés en flexion quatre points. Les charges maintenues ont été appliquées par un vérin à vis tout au long de la procédure d'essai. Le vérin à vis est conçu avec des écrous de sécurité permettant un maintien mécanique de la charge aux niveaux souhaités pendant la période de durcissement de la résine époxy. Après que la résine ait complètement durci, les écrous sont déverrouillés et une charge supplémentaire est appliquée jusqu'à la ruine.

L'efficacité de réparation des poutres en béton armé endommagées (en prenant particulièrement en compte le béton fissuré) en utilisant des tissus composites en fibre de verre et des plaques en acier, a été démontrée respectivement par (Sharif et al. 1994; Hussain et al. 1995). Les éprouvettes testées ont été pré-chargées à 85% de la résistance

nominale en flexion et ensuite déchargées avant l'application des tissus composites ou des plaques en acier. Les résultats expérimentaux ont prouvé l'efficacité des tissus collés sur la surface extérieure du béton pour réparer les structures endommagées, y compris en présence de fissures importantes. Cependant, le programme expérimental n'a pas permis de quantifier la différence de comportement entre les éprouvettes réparées ayant été pré-fissurées et celles qui sont restées saines.

David et al. (1999) ont étudié l'influence de la pré-fissuration, Ils ont conclu qu'il n'y a pas d'effet significatif sur la capacité portante des éléments réparés, mais la pré-fissuration a réduit leur rigidité.

Arduini et al. (1997) ont étudié le comportement de poutres pré-fissurées réparées avec des tissus en fibre de carbone. Leur programme expérimental comprenait des poutres en béton armé de longueur courte et moyenne qui ont été pré-chargées avant l'application des tissus composites. Les résultats ont montré que les éprouvettes pré-fissurées ont des capacités ultimes et des rigidités inférieures à celles non-fissurées. Une diminution de la résistance maximale de 8% de l'éprouvette pré-fissurée et réparée a été constatée par rapport à celle non-fissurée et réparée.

Tan et al. (1999) ont testé 9 poutres en béton armé. Sept niveaux de pré-chargement (de 10 à 90% de la résistance nominale en flexion de la poutre témoin non-réparée) ont été appliqués avant la réparation. La poutre non pré-chargé a montré une augmentation de 80% de la capacité portante, tandis que celles avec un pré-chargement entre 10% et 60% ont montré une augmentation de 60%. Aux niveaux plus élevés de pré-chargement, l'augmentation de la capacité portante était réduite de façon significative.

Bonacci et al. (2000) ont réalisé des essais sur des poutres pré-fissurées (40% de la résistance nominale en flexion de la poutre témoin) afin d'étudier l'effet de la charge maintenue sur la performance d'un élément réparé avec des tissus en fibre de carbone collés sur la surface extérieure. Les résultats expérimentaux ont montré que la réparation d'une poutre pré-fissurée après déchargement a augmenté la capacité portante de 35% par rapport à celle non-réparée tandis que la poutre réparée sous charge maintenue (40% de la capacité ultime de la poutre témoin) a augmenté seulement de 28%.

Shahawy et al. (2001) ont réalisé une étude sur huit poutres en T en béton armé. Une poutre témoin sans réparation et une poutre réparée avec deux couches des tissus de fibre de carbone ont été testées sous chargement monotone jusqu'à la rupture. Les autres poutres ont été pré-chargées et ensuite réparées sous différents niveaux de charge maintenue, 65%, 85% et 117% du moment de plastification des aciers de la poutre témoin. Les résultats ont démontré l'efficacité de la réparation par collage des matériaux composites en fibre de carbone sur la surface extérieure du béton lorsque les poutres sont soumises à des charges de service. Le niveau de pré-chargement avant l'installation des tissus n'a pas affecté le comportement global des éprouvettes réparées en flexion par les tissus composites et ancrées aux extrémités par des enveloppes en matériau composite. Les éprouvettes pré-endommagées puis réparées par les tissus composites enveloppant complètement les éprouvettes, ont montré une augmentation du moment de plastification et du moment ultime de 7% et 11% par couche, et une réduction significative de la flèche ultime.

---

Un article publié par Yeong-soo et al. (2003) a discuté de l'effet de la charge maintenue sur le comportement en flexion des poutres en béton armé réparées. Ils ont testé six poutres réparées avec des tissus en fibre de carbone collés sur la surface extérieure du béton et soumises à différents niveaux de charges maintenues au moment de la réparation (0%, 50% et 70% de la résistance nominale en flexion d'une poutre non-réparée). Les résultats expérimentaux ont montré que les niveaux de charge maintenue au moment de la réparation ont une influence sur les flèches des poutres à la plastification des aciers et à la ruine. Dans ce programme expérimental, la ruine des poutres réparées s'est produite par la séparation « délamination » du béton d'enrobage plutôt que par la rupture des tissus composites à la traction. Par conséquent, il était difficile d'estimer l'effet de la réparation des poutres à différents niveaux de charge maintenue, sur la capacité portante.

Zhang et al. (2005) ont testé 18 poutres en béton armé (150 × 250 × 2500 mm), dont 16 poutres réparées à différents niveaux de pré-chargement et 2 poutres témoins. Les paramètres étudiés étaient le taux d'armature tendue dans la section de béton (0.84% "2 HA12" et 1.52% "2 HA16"), le nombre de couches de fibre de carbone et le niveau de pré-chargement au moment de réparation (0, 30%, 60% et 80% de résistance nominale en flexion). Les résultats expérimentaux ont montré que le niveau de pré-chargement, caractérisé particulièrement par la largeur des fissures de flexion au moment de réparation, a très peu d'influence sur le moment de plastification et la résistance ultime, les auteurs concluent que le niveau de pré-chargement peut être ignoré lors du calcul de la résistance ultime. La propagation des fissures a été limitée par les tissus composites. La rigidité des poutres réparées quelque soit le niveau de pré-chargement (dans la phase post-fissuration et pré-plastification) est supérieure à celle de la poutre non-fissurée renforcée.

Wang et al. (2006) ont testé 6 poutres en béton armé (150 × 250 × 2700 mm) soumises à différents niveaux de charges maintenues (0, 30%, 70% et 88% de la charge ultime expérimentale d'une poutre témoin), afin d'étudier les effets de la charge initiale et de l'histoire du chargement sur la résistance maximale des poutres réparées par des tissus composites en carbone collés sur la surface extérieure du béton. Les résultats expérimentaux ont montré que la charge initiale est un facteur important qui affecte la résistance maximale des poutres réparées sous différents niveaux de charge maintenue. Les poutres réparées aux niveaux les plus importants de charge maintenue ont une résistance maximale plus faible que celles réparées aux niveaux inférieurs de charge maintenue. Si la charge initiale maximale est la même, la résistance maximale des poutres réparées est presque la même quelle que soit l'histoire de chargement avant la réparation. La rigidité des poutres réparées à différents niveaux de charge maintenue est plus faible que celle des poutres saines et renforcées de la même manière. La plupart des études sont réalisées sur des poutres réparées par collage des tissus composites sur la surface extérieure du béton.

En conclusion, il est clair à partir des études précédentes que la réparation des poutres pré-fissurées sous charge maintenue a une influence sur la capacité portante, mais pas de façon significative par rapport au renforcement des poutres saines. Cependant, il est donc utile de procéder à ce même type d'essais avec la technique NSM pour étudier l'effet d'endommagement et l'effet de charge maintenue.

### IV.3. ÉTUDE EXPERIMENTALE

#### IV.3.1. Matériaux

##### IV.3.1.1. Bétons

Cette étude sur poutres à section rectangulaire s'est basée sur deux formulations de bétons : Le béton ordinaire BO40 et le béton d'ouvrage d'art BOA50. Les différentes formulations qui ont servi aux expérimentations sont définies dans le Tableau IV-1. Il s'agit de formulations déjà utilisées par Vidal (2003); Al-Mahmoud (2007); R. Zhang (2008) dans le cadre de leurs travaux de thèse. Une partie des poutres BOA50 a été fabriqué par Vidal (2003) pour la caractérisation de l'effet raidissant du béton « tension stiffening », les poutres BO40 ont été coulées pour cette étude.

Constituants	BO40 <sup>(1)</sup>	BOA50 <sup>(2)</sup>
Granulats roulés silico-calcaires de Garonne 4/10 mm	535 kg /m <sup>3</sup>	532 kg /m <sup>3</sup>
Granulats concassé silico-calcaires de Garonne 10/14 mm	535 kg /m <sup>3</sup>	532 kg /m <sup>3</sup>
Sable roulé de Garonne	710 kg /m <sup>3</sup>	710 kg /m <sup>3</sup>
Ciment Portland CEM I 52.5 R	400 kg /m <sup>3</sup>	425 kg /m <sup>3</sup>
Eau totale	190 kg /m <sup>3</sup>	185 kg /m <sup>3</sup>
Rapport E/C	0.475	0.435

(1) Al-Mahmoud (2007); R. Zhang (2008).  
 (2) Vidal (2003).

Tableau IV-1 : Composition des différents bétons.

##### IV.3.1.2. Caractéristiques mécaniques du béton

Pour les éprouvettes fabriquées en béton BO40, chaque mesure des caractéristiques mécaniques du béton a donné lieu à trois essais sur éprouvettes cylindriques 120 × 240 mm âgées à 28 jours conformément à la norme NFP 186 – 406, conservées dans les mêmes conditions que les poutres, c'est-à-dire, dans le laboratoire à une température d'environ 20°C et de taux d'humidité relative de 60% (Voir § III.2.2.1). Ainsi, les résistances du béton BOA50 en compression et à la traction ont été mesurées en 2007 (valeurs moyennes sur trois carottes cylindriques) et se sont significativement améliorées par rapport à la performance à 28 jours en 2000. Pour mesurer les caractéristiques du béton en 2007, trois carottes cylindriques de 70 × 140 mm, ont été forées à partir de chaque poutre et ont été testées en compression et à la traction. Lors des essais de compression, les déformations longitudinales sont mesurées à l'aide des jauges collées sur les génératrices des éprouvettes cylindriques. Le module d'élasticité est calculé à partir de l'évolution de la contrainte normale en fonction de la moyenne des déformations sur mesures les trois jauges.

Le Tableau IV-2 présente les valeurs moyennes des caractéristiques mécaniques des bétons, ayant servi à la fabrication des poutres destinées en flexion 3 et 4 points.

##### IV.3.1.1. Acier d'armature

Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes limités à des sollicitations de flexion simple. Nous avons donc étudié le comportement à la traction simple d'armatures de

type Haute Adhérence, noté communément HA, pour deux diamètres différents qui ont en particulier été utilisé dans le cadre de notre travail expérimental : HA6 pour les armatures transversales et HA12 pour les armatures longitudinales. L'essai à la traction simple est mené à vitesse constante et égale à 7 MPa/s. La déformation est déterminée à partir de la valeur de déplacement mesurée par un capteur de déplacement rapportée à la base de mesure de 50 cm.

Les caractéristiques mécaniques des armatures d'acier et le jonc de carbone, à savoir le module d'élasticité, la limite d'élasticité et la valeur de la déformation ultime. Ces valeurs sont synthétisées dans le Tableau IV-3.

Caractéristiques mécaniques des bétons			
Poutres Type de béton	P	Y	
	BO40	BOA50 à 28 jours 2001	BOA50 En 2007
Résistance en compression $f_c$ (MPa)	47.5	52.0	62.5
Résistance à la traction $f_t$ (MPa)	3.8	4.3	6.34
Module d'élasticité (MPa)	37 400	33 300	35 000

Tableau IV-2 : Caractéristiques des bétons destinés aux essais de flexion sur poutres.

Caractéristiques de l'acier	Limite élastique (MPa)	Résistance ultime (MPa)	Module d'élasticité (MPa)	Module de Post-plastification (MPa)	Déformation plastique maximale (%)	Déformation ultime (%)
HA $\Phi$ 6	640	723	209 500	770	0.31	11.1
HA $\Phi$ 12	652	682	209 500	510	0.31	6.2

Tableau IV-3 : Caractéristiques principales des armatures utilisées.

Le module d'élasticité est conforme à la valeur préconisée par les règlements de dimensionnement (200 000 MPa pour l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004], 210 000 MPa pour le [BAEL 1999]). La limite d'élasticité mesurée est sensiblement supérieure à 500 MPa, valeur prise en considération dans ces mêmes codes. Les déformations ultimes sont fortement influencées par le diamètre de l'armature testée. Cette valeur est d'autant plus élevée que le diamètre de la barre d'acier est faible. La déformation ultime varie entre 6.2% et 11.1% (Figure IV-1).

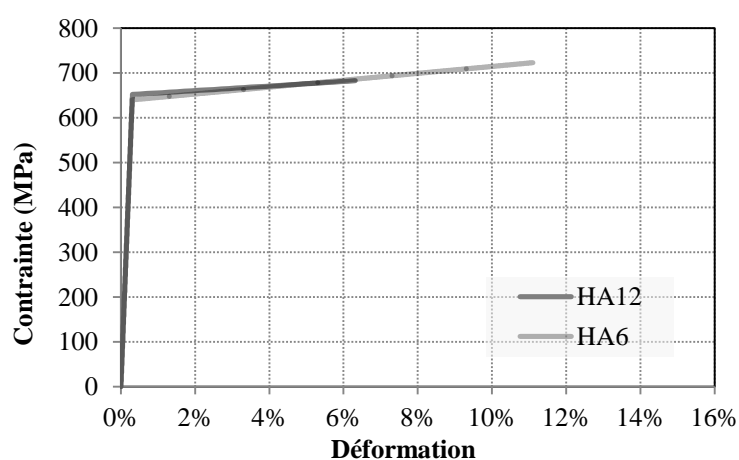


Figure IV-1 : Diagramme du comportement à la traction des armatures utilisées (HA6, HA12).



### IV.3.1.2. Jonc de carbone

Les caractéristiques de jonc en fibre de carbone sont présentes par le fabricant «SOFICAR» Transition vitreuse :  $> 100^{\circ}\text{C}$ , Contrainte à rupture : 2300 MPa, Densité : 1.59, Élongation : 2.0%, Module d'élasticité : 150 GPa (Voir § II.4.3).

### IV.3.1.3. Matériaux de scellement

Les caractéristiques mécaniques des matériaux de scellement (Résine époxy Eponal 380) sont celles énoncées dans la fiche technique du fabricant (Voir § II.4.4).

## IV.3.2. Corps d'épreuve

Tout d'abord, nous avons utilisé deux poutres qui ont été coulées par Vidal (2003), au LMDC d'une section rectangulaire  $150 \times 280$  mm et de 3000 mm de longueur, avec une classe de résistance de béton BOA50 (Béton d'Ouvrage d'Art). Le ferrailage longitudinal est constitué de deux barres d'armature de diamètre 12 mm. La hauteur utile est de 229 mm. Les cadres utilisés sont des aciers HA de diamètre 8 mm,

Ces poutres étaient destinées à la caractérisation de l'effet raidissant du béton tendu pour calibrer un modèle de prise en compte l'effet de la corrosion sur la rigidité en flexion. Les deux poutres sont alors pré-fissurées sous une charge de service de 14 kN.m en flexion 3 points. Ensuite, nous avons réalisé six poutres d'une section identique de  $150 \times 280$  mm et d'une longueur de 3 000 mm.

Ces poutres sont armées de deux barres d'acier à haute adhérence de 12 mm de diamètre. Quatorze cadres HA6 espacés de 220 mm ont été utilisés pour l'armature à l'effort tranchant. Les détails du ferrailage sont portés sur les Figures IV-2 et **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Alors les éprouvettes sont marqués comme G (p - s), où **G** représente le nom de groupe (Y ou P), **p** et **s** représentent les niveaux de pré-chargement comme que pourcentage du moment de plastification soit de 30 kN.m pour les poutre de groupe P (0%, 50%, 72%) et de 28kN.m pour les poutres de groupe Y (105% et 120%) et les niveaux de la charge maintenue au moment de la réparation pour le groupe P comme pourcentage du moment plastique (30 kN.m) (0%, 50% et 72%).

Les éprouvettes ont été classées en deux groupes principaux :

Le premier groupe Y se compose des deux poutres en béton armé pré-fissurées par Vidal (2003). Nous avons rechargé ces deux poutres fissurées jusqu'à un pourcentage du moment expérimental de plastification « 28 kN.m » en flexion trois points. Le premier niveau de pré-chargement est de 105% soit jusqu'à 30 kN.m et 13 mm de flèche à mi-portée, cette poutre est appelée alors Y105-0. Le deuxième niveau de pré-chargement est de 120% soit jusqu'à 34 kN.m et 30 mm de flèche à mi-portée, cette poutre est appelée Y120-0.

Le but de ce groupe est d'étudier l'efficacité de la réparation avec la technique NSM des poutres en béton armé endommagées par des charges excessives au-delà du seuil de plastification des aciers et sans charge maintenue. De plus, des cycles de charge/décharge ont été appliqués sur ces deux poutres au niveau de charge de 12 kN.m avant l'endommagement, après l'endommagement et après la réparation afin d'étudier le comportement en fissuration des poutres.

La deuxième groupe P se compose de 6 poutres en béton armé fabriquées afin d'étudier l'effet d'une charge maintenue dans la phase de pré-plastification des aciers tendus sur le comportement de la réparation avec la technique NSM. Ainsi, une poutre témoin non-renforcée Pt et une autre renforcée ont été soumises à un chargement monotone en flexion 4 points jusqu'à la ruine. Des cycles de charge-décharge ont été appliqués à 12, 20 et 32 kN.m. Les 4 autres poutres sont pré-chargées jusqu'à 12 kN.m en flexion quatre points puis réparées en flexion par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM sous différents niveaux de charges maintenues au moment de réparation (0%, 50% et 72% du moment plastique expérimental de la poutre témoin non-renforcée Pt « 30 kN.m »). Le Tableau IV-4 présente un résumé des caractéristiques de ces poutres.

	Poutre	Pré-Chargement <sup>(1)</sup>	Charge Maintenu <sup>(1)</sup>	Histoire de chargement
Groupe Y	Y105-0	105% (30 kN.m) Flèche 13 mm	0	0 → 30 kN.m → 0 → 30 kN.m → 0 → Réparation avec la technique NSM → Ruine
	Y120-0	120% (34 kN.m) Flèche 34 mm	0	0 → 34.4 kN.m → 0 → 30 kN.m → 0 → Réparation avec la technique NSM → Ruine
	Pt	0	0	0 → Ruine
Groupe P	P0-0	0	0	0 → Renforcement avec la technique NSM → Ruine
	P50-0	50% (15 kN.m)	0	0 → 15 kN.m → 0 → Réparation avec la technique NSM → Ruine
	P50-50	50% (15kN.m)	50% (15 kN.m)	0 → 15 kN.m → Charge Maintenu → Réparation avec la technique NSM → 0 → Ruine
	P72-0	72% (21.6kN.m)	0	0 → 21.6kN.m → 0 → Réparation avec la technique NSM → Ruine
	P72-72	72% (21.6kN.m)	72% (21.6kN.m)	0 → 21.6kN.m → Charge Maintenu → Réparation avec la technique NSM → 0 → Ruine

(1) Pourcentage des moments plastiques expérimentaux des aciers tendus.

Tableau IV-4 : Description des poutres Y & P.

### IV.3.3. Dispositif de chargement et instrumentation

Les poutres ont été sollicitées en flexion 3 points pour le groupe Y et en flexion 4 points pour le groupe P, la force a été appliquée de manière monotone croissante. Les essais ont été conduits en mode chargement contrôlé jusqu'à rupture des poutres après avoir réalisé un cycle de chargement/déchargement/rechargement jusqu'à 12 kN.m afin d'observer la rigidité de la poutre. Une série de paliers de chargement a été réalisée chaque 4 kN.m afin de relever le réseau de fissures et mesurer l'ouverture de certaines fissures. Au cours de cet essai, la flèche à mi-portée a été mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement LVDT de 10 cm de course, positionné sur la fibre inférieure et les valeurs ont été enregistrées grâce à un système d'acquisition automatique.

Pour le groupe P, huit jauges de déformation ont également été collées sur les barres d'acier, le jonc de carbone et le béton :

1. Deux jauges collées sur les aciers tendus à mi-portée (Ja1 et Ja2) ;
2. Deux jauges collées sur les aciers tendus à la position d'une force (Ja3 et Ja4) ;
3. Trois jauges collées sur le jonc de carbone à mi-portée (Jfm), au dessous de la force (Jf2) et entre deux cadres de cisaillement (Jf1) ;

4. Une jauge collée sur la surface du béton comprimée à mi-portée (Jb).

Le dispositif d'instrumentation est présenté dans la Figure IV-3 pour l'ensemble des poutres P.

#### **IV.3.3.1. Mise en place des jauges de déformation**

Pour suivre l'évolution de la déformation de l'acier et du jonc de carbone en fonction de la charge appliquée, des jauges de déformation ont été installées sur les barres d'acier tendues et sur le jonc de carbone. En raison de la symétrie de la poutre étudiée, les jauges ont été collées seulement à mi-portée et sur une moitié de la poutre.

La surface des barres d'acier a été préparée par le traitement mécanique (en utilisant une disqueuse pour enlever les reliefs sur la surface des barres d'acier et à la position de collage de jauge et puis un papier de verre très fin a été utilisé pour avoir une surface lisse). La nécessité d'avoir une très bonne adhérence entre la jauge de déformation et la surface lisse d'acier donne lieu à une technique de dégraissage de la barre en acier en profondeur. Nous avons utilisé successivement un conditionneur, dont l'action assure le dégraissage en profondeur et un neutraliseur pour éviter l'action du conditionneur sur la jauge de déformation collée. La surface de la jauge de déformation est ensuite traitée par un produit qui permet d'accélérer l'action de la colle. Les produits utilisés, marque "Vishay Micromasurements", dans la procédure du collage des jauges de déformation sont donnés par suivant :

- 1- M- Prep Conditionner A Part N° MCA- 1 6556 (a water based acidic surface cleaner).
- 2- M- Prep Neutralizer 5A Part N° MN5A- 1 (a water based alkaline surface cleaner).
- 3- 200 Catalyst- C (Usage bulletin B- 127).
- 4- M- BOND 200 ADHESIVE

Les jauges collées sont ensuite protégées par des produits spéciaux afin d'éviter leur endommagement par l'action de l'humidité et les actions mécaniques pendant le coulage du béton comme par exemple les vibrations. Les mêmes procédures sont suivies pour coller les jauges sur le jonc de carbone sauf que la surface du jonc de carbone n'a pas besoin d'une préparation par le traitement mécanique.

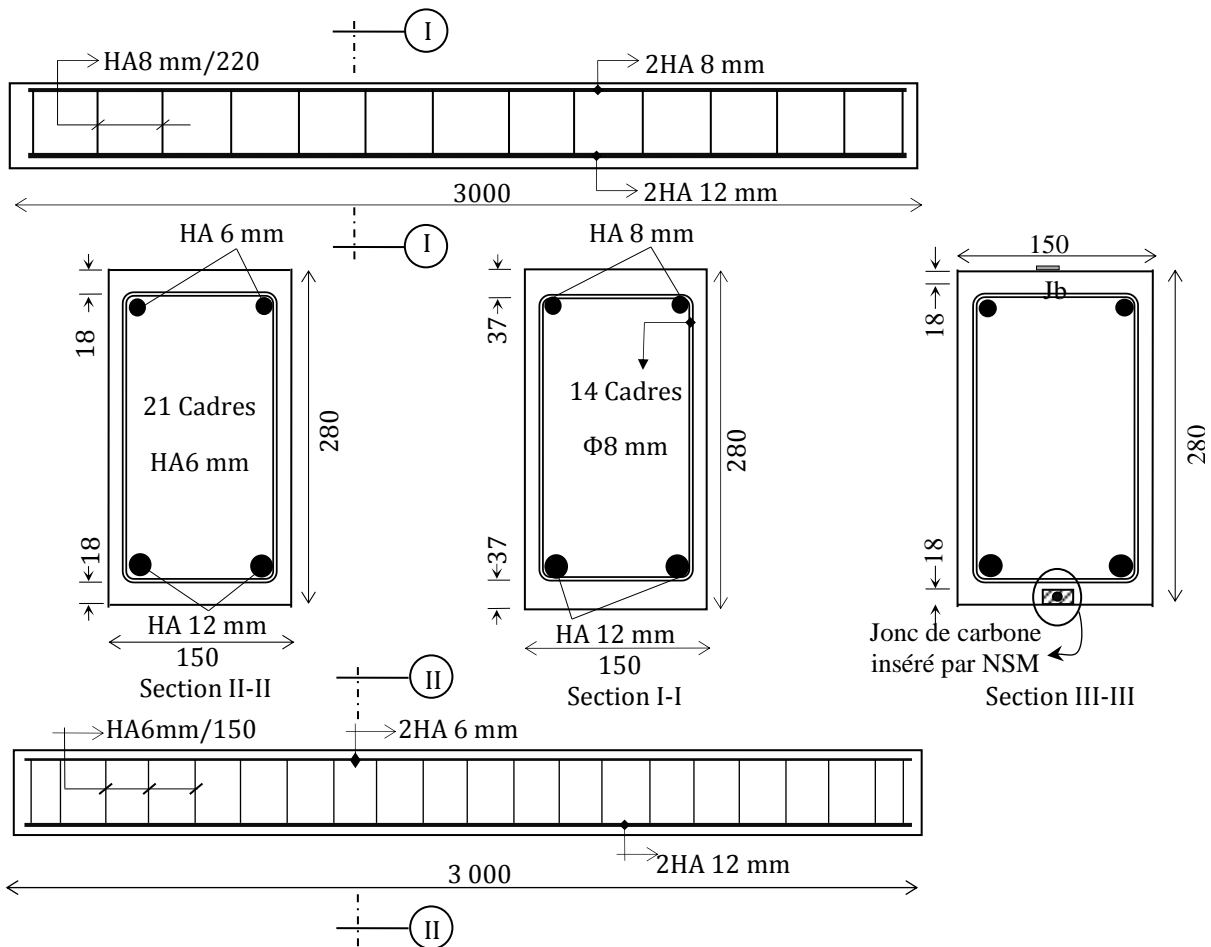


Figure IV-2 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres Y & P. (Toutes les dimensions en mm).

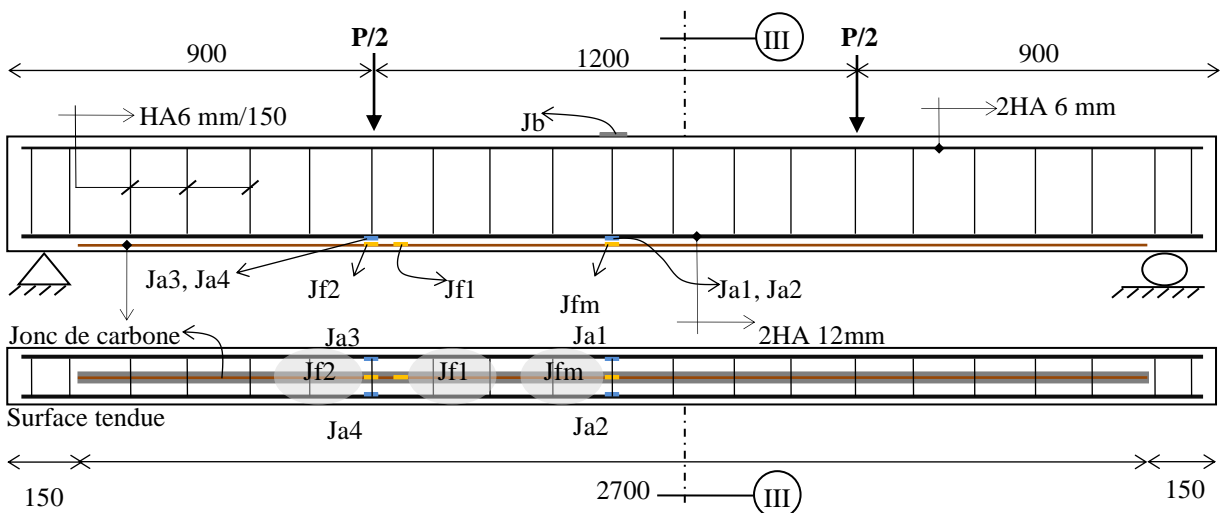


Figure IV-3 : Instrumentation et dispositif de chargement en flexion 4 points des poutres P.

Les diagrammes du moment de flexion et de l'effort tranchant d'une poutre soumise en flexion 3 points et 4 points sont représentés sur la Figure IV-4.

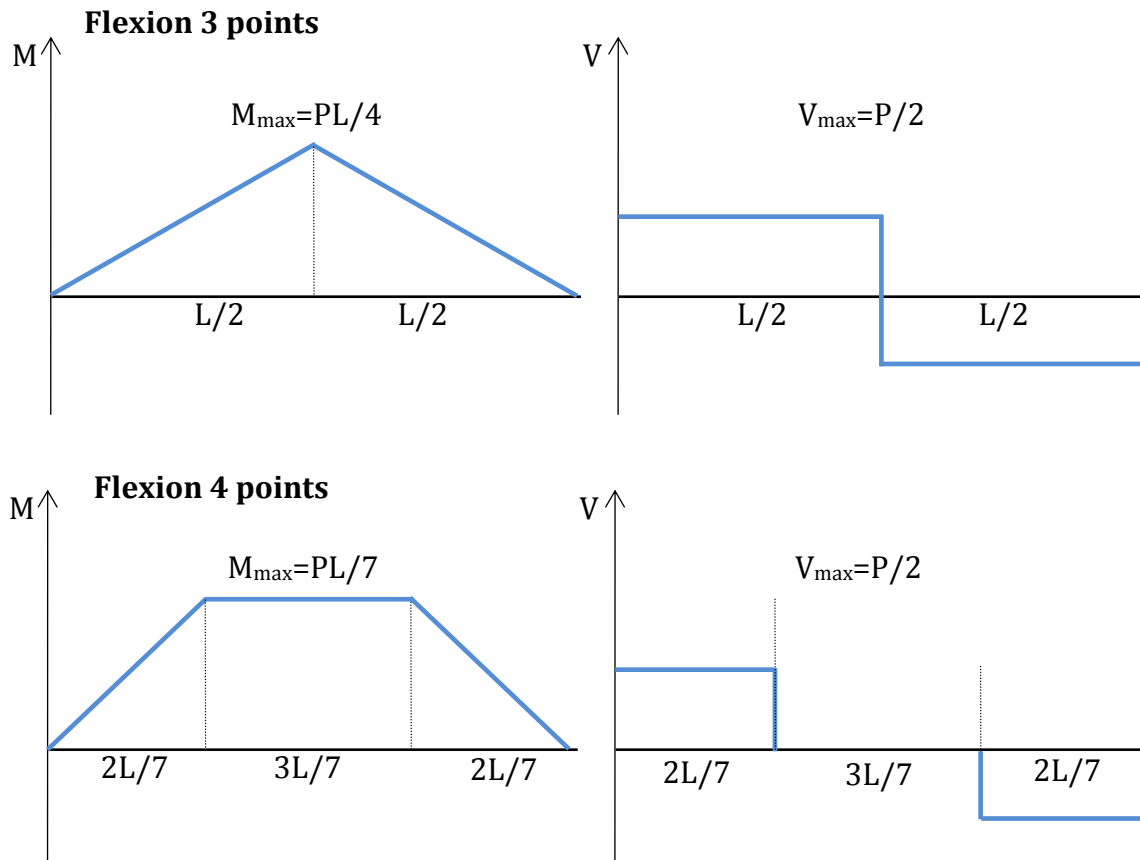


Figure IV-4 : Diagrammes de moment fléchissant  $M$  et d'effort tranchant  $V$  pour une poutre soumise en flexion 3 points ou 4 points.

#### IV.3.4. Procédure d'essais

Les procédures expérimentales consistent en quatre étapes principales :

1. Pré-chargement.
2. Endommagement.
3. Réparation sous/sans charge maintenue.
4. Ruine.

Dans la première étape "**Pré-chargement**", les poutres Y et P sont chargées jusqu'à 12 kN.m en flexion 3 points et 4 points respectivement, cette valeur permet de fissurer les poutres, les poutres sont soumises ensuite à un cycle déchargement/chargement jusqu'à 12 kN.m afin de mesurer la raideur des poutres et l'ouverture de certaines fissures dans la zone centrale au niveau des aciers tendus au moyen d'un vidéo-microscope avant l'endommagement. Puis, nous avons déchargé les poutres.

Dans la deuxième étape « **Endommagement** », les poutres Y105-0 et Y120-0 sont rechargées au-delà du seuil de plastification des aciers tendus soit à 29.4 kN.m et 34.3 kN.m de chargement qui correspondent à 12.8 mm et 30.5 mm de flèche à mi-portée respectivement. Ensuite, les deux poutres endommagées sont déchargées puis soumises à un cycle de chargement/déchargement jusqu'à 12 kN.m afin de mesurer l'ouverture des fissures visibles  $f_1$ ,  $f_2$  et  $f_3$  et la raideur des poutres après l'endommagement. Les

poutres P50 et P72 sont rechargées jusqu'à 15 kN.m et 21.6 kN.m respectivement. A la fin de cette étape, toutes les poutres sont déchargées.

La troisième étape « **Réparation** » consiste à réparer les poutres par l'insertion d'un jonc de carbone de 6 mm avec la technique NSM (Voir § II.9). Deux poutres de type P50 et P72 sont maintenues sous chargement en flexion 4 points jusqu'à 15 kN.m et 21.6 kN.m respectivement pendant la réparation, en les associant avec une poutre annexe ayant les mêmes dimensions (Figure IV-6). Ces poutres sous charges maintenues qui sont appelées P50-50 et P72-72, se retrouvent ainsi à l'envers par rapport à une utilisation normale, d'où la surface supérieure dans laquelle le jonc de carbone sera inséré correspond à la fibre la plus tendue de ces poutres.

Dans la dernière étape « **Ruine** », des paliers de chargement ont été réalisés chaque 4 kN.m sur les poutres réparées jusqu'à 12 kN afin de mesurer l'ouverture des fissures  $f_1$ ,  $f_2$  et  $f_3$  après la réparation. Ensuite, les poutres ont été soumises à un chargement continu monotone croissant jusqu'à la ruine.

Les cartes de fissuration ont été tracées pour l'ensemble des poutres testées en relevant la position précise des fissures repérées initialement à l'œil nu. Elles montrent le réseau de fissures au niveau des charges excessives pour les poutres Y, de la charge en service pour les poutres P (12 kN.m) et de la ruine de toutes les poutres, et sont présentées sur les Figures IV-7, IV-8, IV-9, IV-10, IV-11, IV-12 et IV-13. Et afin d'évaluer le glissement aux extrémités du jonc de carbone (Figures IV-22 et IV-23), nous avons fixé des capteurs de déplacement LVDT de 10 cm de course, positionnés aux extrémités du jonc de carbone et les valeurs de glissement ont été enregistrées pendant le chargement grâce à un système d'acquisition automatique (Figure IV-24). (Voir § III.5.1.1).

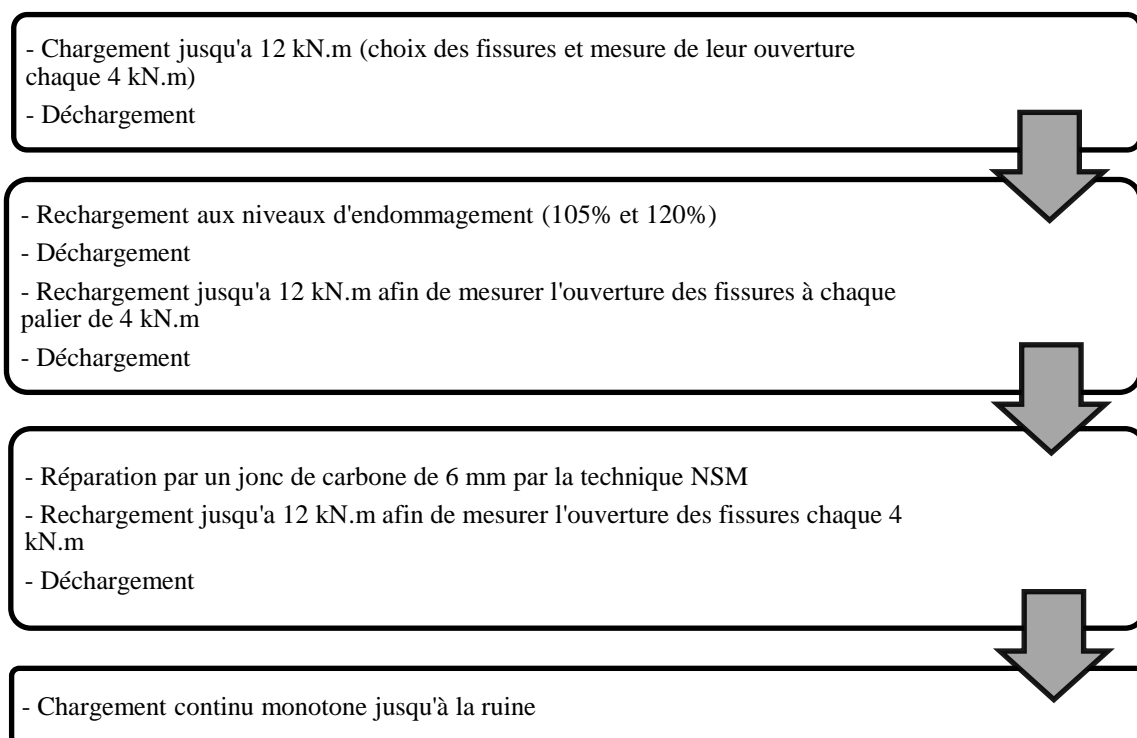


Figure IV-5 : Procédures d'essais expérimentaux pour les poutres Y.

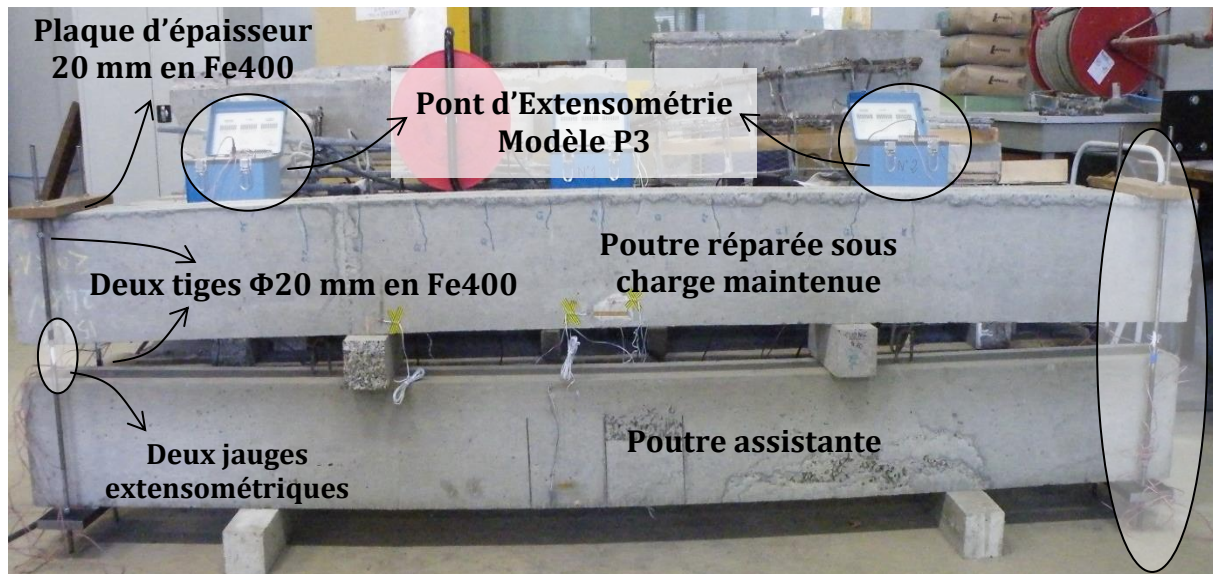


Figure IV-6 : Dispositif de mise de charge maintenue pour les poutres P.

### IV.3.1. Technique de réparation des poutres

Les poutres ont été réparées de la même manière que la réparation de la poutre B2CL1 dans la première partie expérimentale de cette thèse (Voir § II.9). Le diamètre du jonc de carbone, la position et la section de l'engravure ont été choisis identiques à ceux de la poutre corrodée et réparée B2CL1, c'est-à-dire, une seule engravure de profondeur de 10 mm et de largeur de 15 mm a été réalisée à mi-largeur de la poutre sur la surface tendue. La réparation a été arrêtée juste avant les appuis (la longueur totale du jonc de carbone était de 270 cm) pour éviter la ruine précoce par délamination du béton d'enrobage dite « Peeling-off » (Al-Mahmoud 2007).

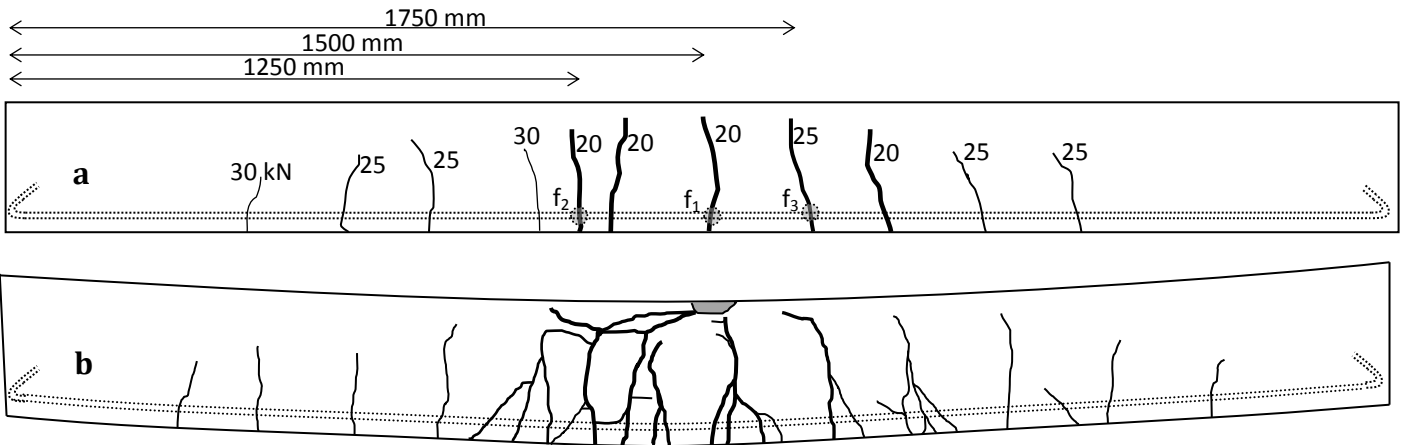


Figure IV-7 : Carte de fissuration de la poutre Y105-0 (a) à l'endommagement (29.5 kN.m), (b) à la ruine.

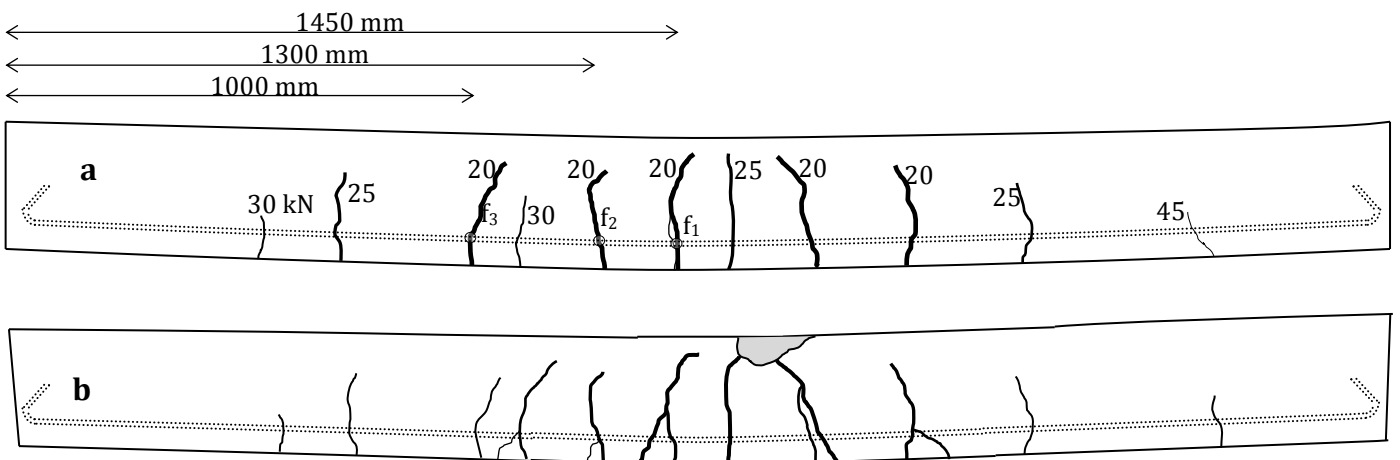


Figure IV-8 : Carte de fissuration de la poutre Y120-0 (a) à l'endommagement (34.3 kN.m), (b) à la ruine.

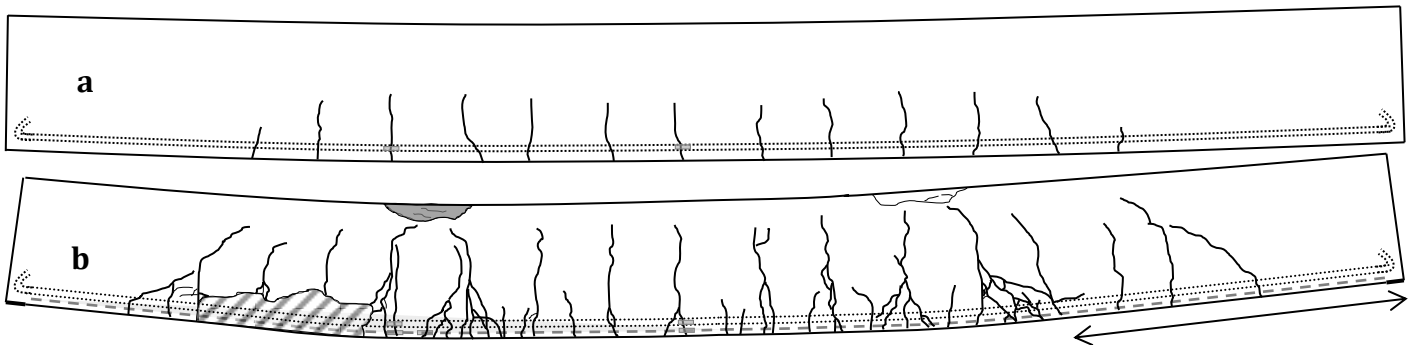


Figure IV-9: Carte de fissuration de la poutre P0-0 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.



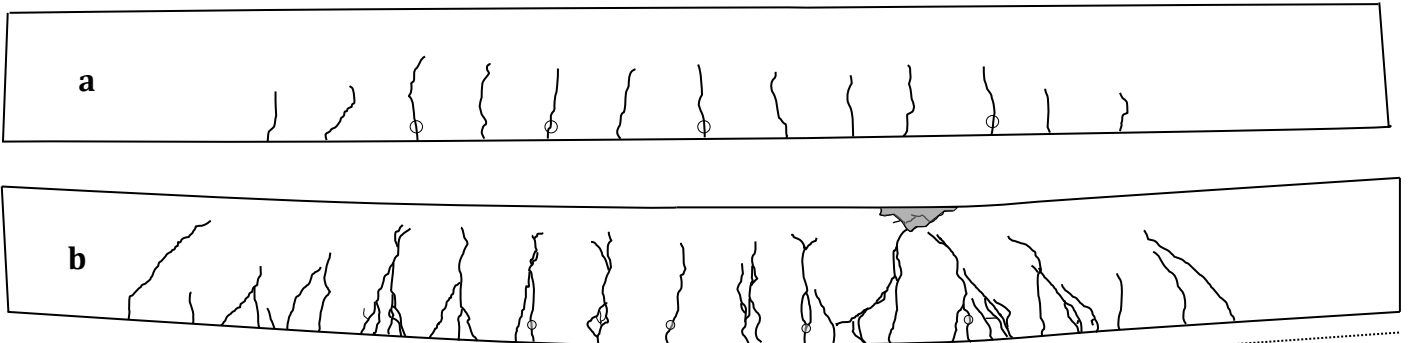


Figure IV-10 : Carte de fissuration de la poutre P50-0 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.

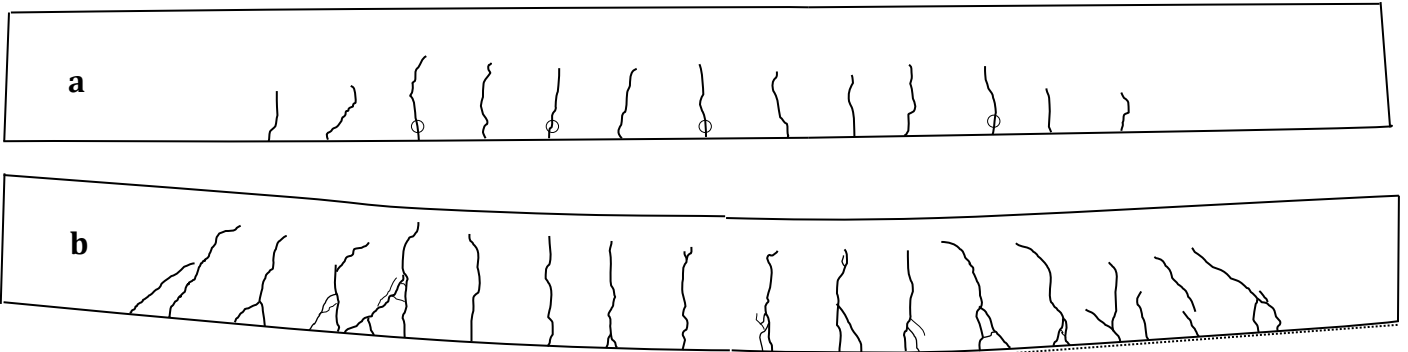


Figure IV-11 : Carte de fissuration de la poutre P50-50 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.

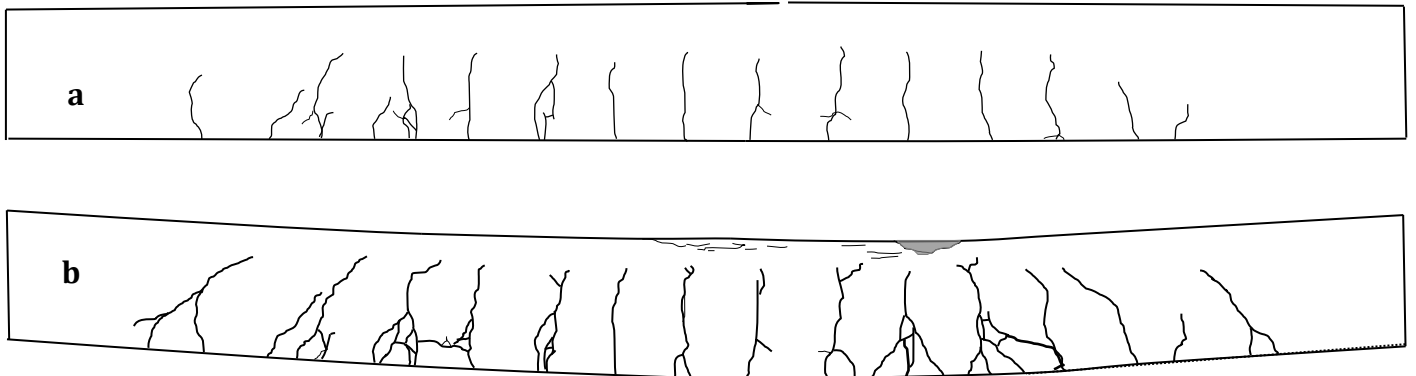


Figure IV-12 : Carte de fissuration de la poutre P72-0 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.

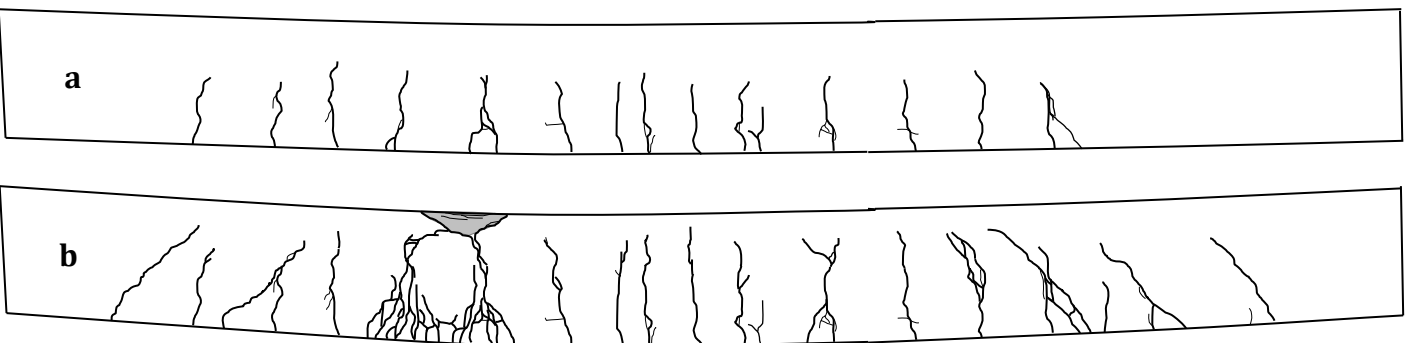


Figure IV-13 : Carte de fissuration de la poutre P72-72 (a) à charge de service (12 kN.m), (b) à la ruine.

## IV.4. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS

Dans ce paragraphe, nous allons étudier, d'une part, la réponse des poutres endommagées par des charges excessives Y105-0 et Y120-0, puis réparées sans charge maintenue par un jonc de carbone 6 mm avec la technique NSM. Et d'autre part, la réponse des poutres de type P pré-fissurées et réparées sous deux niveaux de charge maintenue (50% et 72% du moment de plastification expérimental de la poutre témoin non-renforcée Pt), du point de vue du comportement global, de la rigidité des poutres avant et après la réparation, de la ductilité, du comportement de fissuration et du mode de ruine. De plus, des calculs théoriques des moments de fissuration, de plastification et de ruine sont comparés avec les résultats expérimentaux.

### IV.4.1. Comportement des poutres endommagées par des charges excessives au-delà du seuil de plastification puis réparées par matériaux composites

Dans cette partie, le comportement des poutres pré-fissurées et endommagées puis réparées par un jonc de carbone de 6 mm avec la technique NSM est étudié à l'aide des résultats d'essais en flexion trois points. Un chargement monotone croissant est directement appliqué sur des poutres pré-fissurées par Vidal (2003), avant la réparation aux deux niveaux d'endommagement (105% et 120%) et après la réparation jusqu'à la ruine des poutres. Le comportement global des poutres endommagées sans réparation (aux niveaux des charges excessives 105% et 120%) et avec réparation jusqu'à la ruine des poutres est représenté par des courbes moments de flexion-flèche à mi-portée sur la Figure IV-14. Les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux pour toutes les poutres testées sont récapitulés dans le Tableau IV-5. Le Tableau IV-5 donne le moment de fissuration de béton ( $M_f$ ), le moment de pré-charge ( $M_{pre}$ ), le moment de plastification des aciers ( $M_y$ ) et le moment de ruine ( $M_r$ ) avant et après la réparation, le flèche au niveau de plastification des aciers et ultime ( $\delta_y$ ,  $\delta_r$ ) et la rigidité des poutres avant et après la réparation ( $R_{0y}$ ,  $R_y$ ,  $R_r$ ).

Poutre	Avant la réparation				Après la réparation				Mode de ruine expérimental		
	Moment (kN.m)		Raideur (kN/mm)		Moment (kN.m)		Flèche (mm)			Raideur (kN/mm)	
	$M_{pre}$	$M_y$	$R_{0y}$	$R_{1y}$	$M_y$	$M_r$	$\delta_y$	$\delta_r$		$R_{2y}$	$R_r$
Y105-0	29.4	28	4.48	3.95	35	56	13	52	4.33	0.7	Écrasement du béton comprimé
Y120-0	34	28	4.41	3.94	36.5	47	14.3	46	3.92	0.5	

Tableau IV-5 : Résumé des résultats expérimentaux des essais pour les poutres Y.

#### IV.4.1.1. Courbe moment de flexion-flèche des poutres endommagées puis réparées.

Les poutres endommagées au-delà du moment de plastification des aciers puis réparées par un jonc de carbone, et soumises à un moment fléchissant positif croissant, présentent deux phases principales, (Figures IV-15, IV-16, IV-17 et IV-18) :

**Phase jusqu'au début de la plastification des aciers tendus (OA) :**

Au début de cette première phase, les fissures ne traversent pas la résine en raison de son faible module d'élasticité. Sous un accroissement de la charge, les fissures deviennent plus larges et de nouvelles fissures s'initient. La fissuration se développe en fonction du moment de flexion appliqué et beaucoup de fissures uniformément réparties de faible ouverture sont observées le long de la poutre. La fissuration due au moment de flexion se stabilise en A, quand la charge atteint la valeur de plastification de l'acier.

**Phase de la reprise du jonc de carbone jusqu'à la ruine (AB) :**

Les aciers sont plastifiés : et ne participent presque plus à reprendre de la charge supplémentaire. Seul le jonc de carbone permet d'accroître le chargement. Le module plus faible de jonc de carbone conduit à un changement de pente de la courbe globale. Dans cette phase, la fissuration est contenue par le jonc de carbone qui est dans leur domaine élastique. Les fissures de flexion commencent à traverser la résine. De nouvelles fissures d'effort tranchant sont visibles, elles se développent en fonction de la charge appliquée. La ruine de poutre intervient en B, par écrasement du béton comprimé.

Nous observons que les moments de plastification des aciers tendus sont augmentés de 25% et 30% par rapport à ceux avant la réparation pour les deux poutres Y105-0 et Y120-0 respectivement. De plus les déformations correspondantes sont aussi augmentées de 30% et 43% respectivement. Ceci est dû au phénomène d'écrouissage de l'acier « durcissement » qui augmente sensiblement la taille du domaine élastique.

La ruine des poutres Y105-0 et Y120-0 intervient à 56 et 47 kN.m respectivement. Ainsi, une augmentation de niveau de l'endommagement au-delà de seuil de plastification de 16% provoque une baisse de 16% de la résistance ultime.

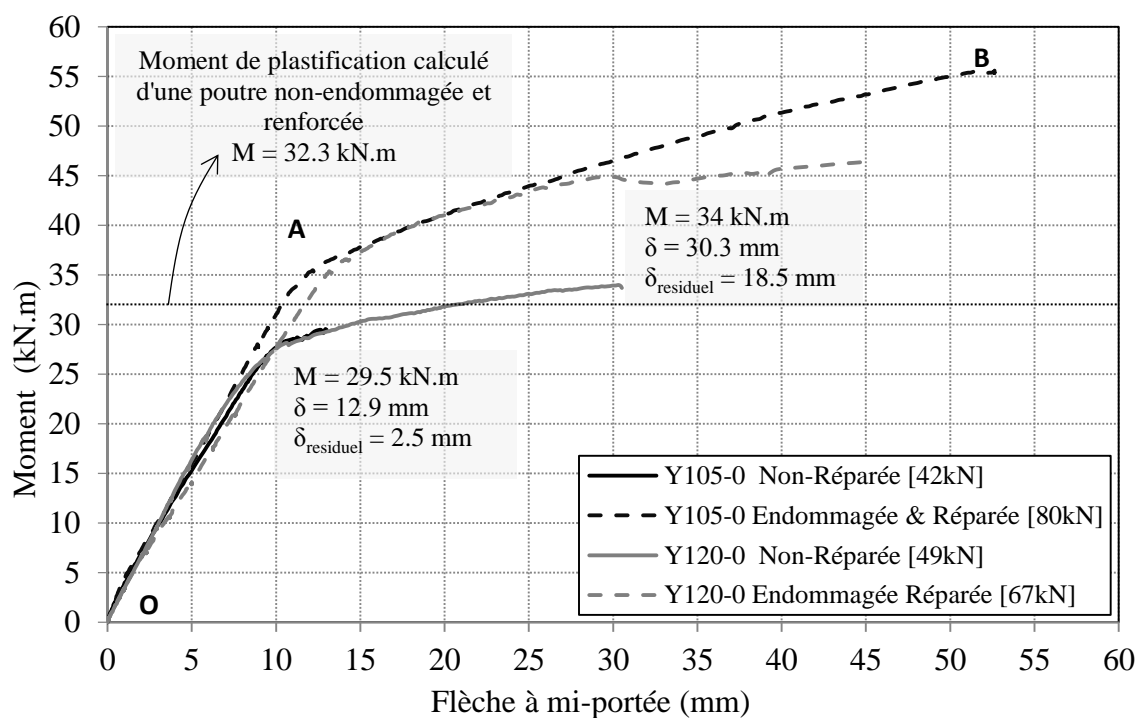


Figure IV-14 : Comportement global des poutres endommagées et réparées Y.

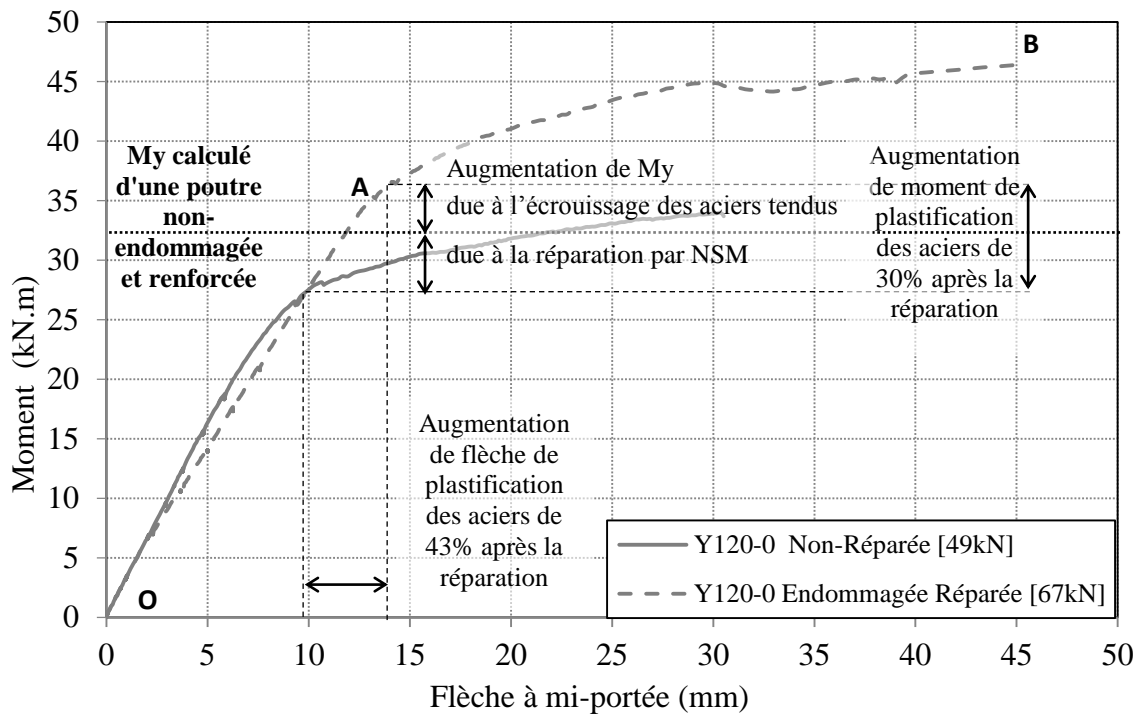


Figure IV-15 : Comparaison entre le comportement de la poutre Y120-0 avant et après la réparation.

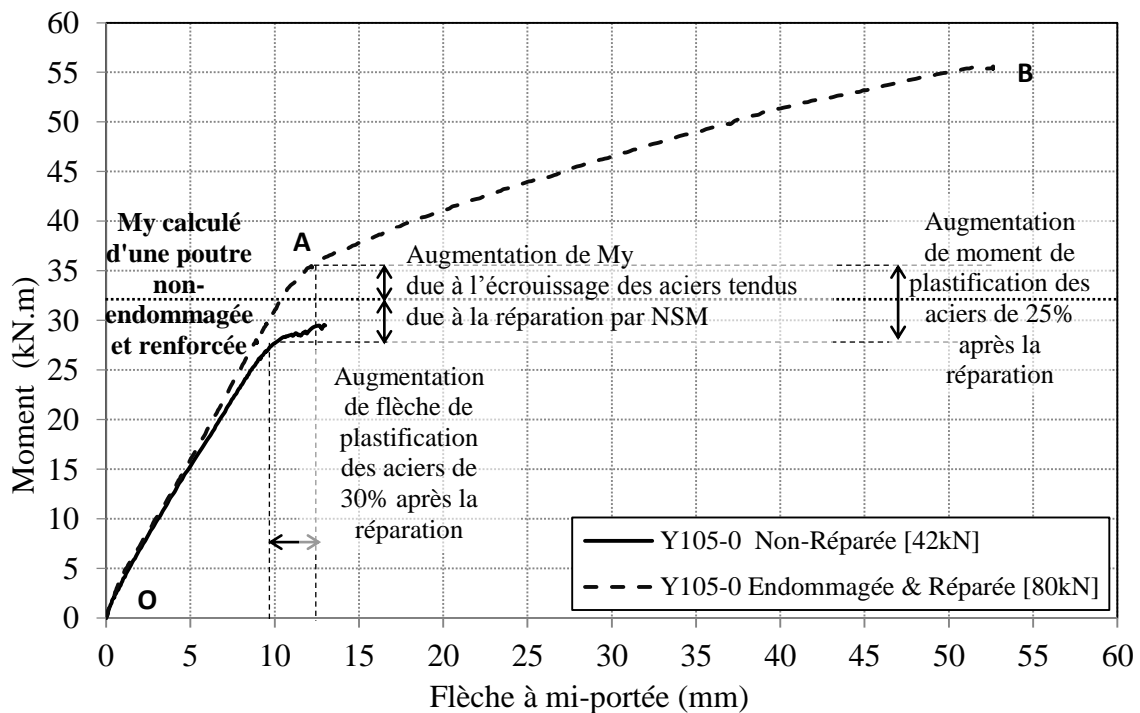


Figure IV-16 : Comparaison entre comportement de la poutre Y105-0 avant et après la réparation.

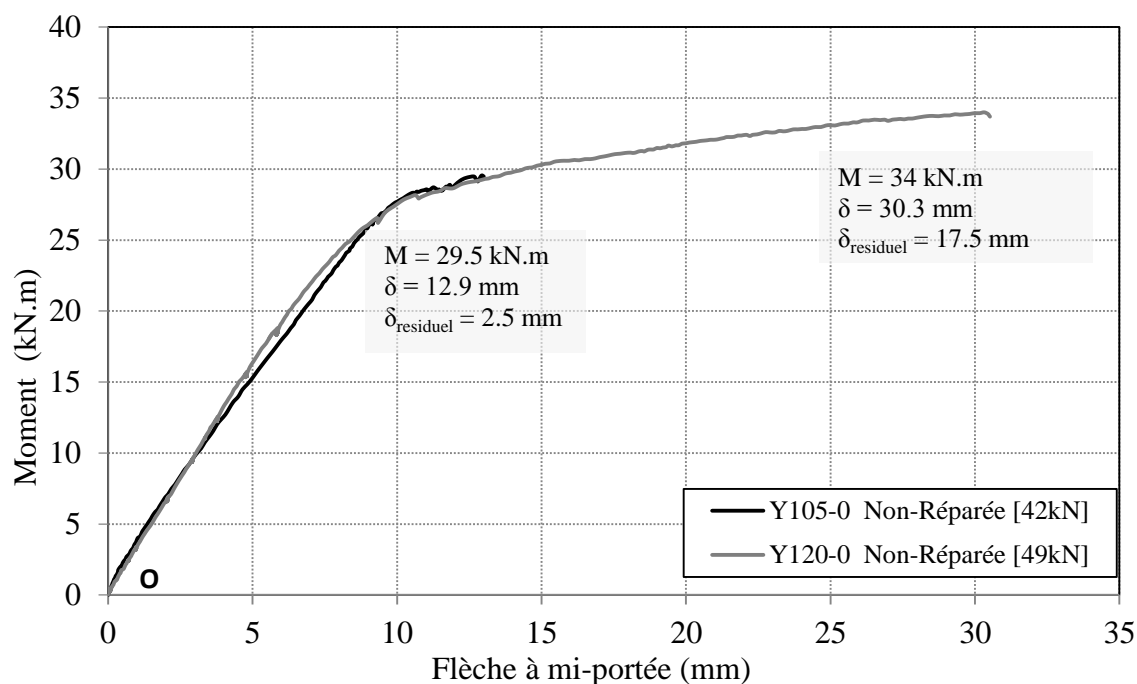


Figure IV-17 : Comportement global des poutres endommagées et non réparées Y105-0 et Y120-0.

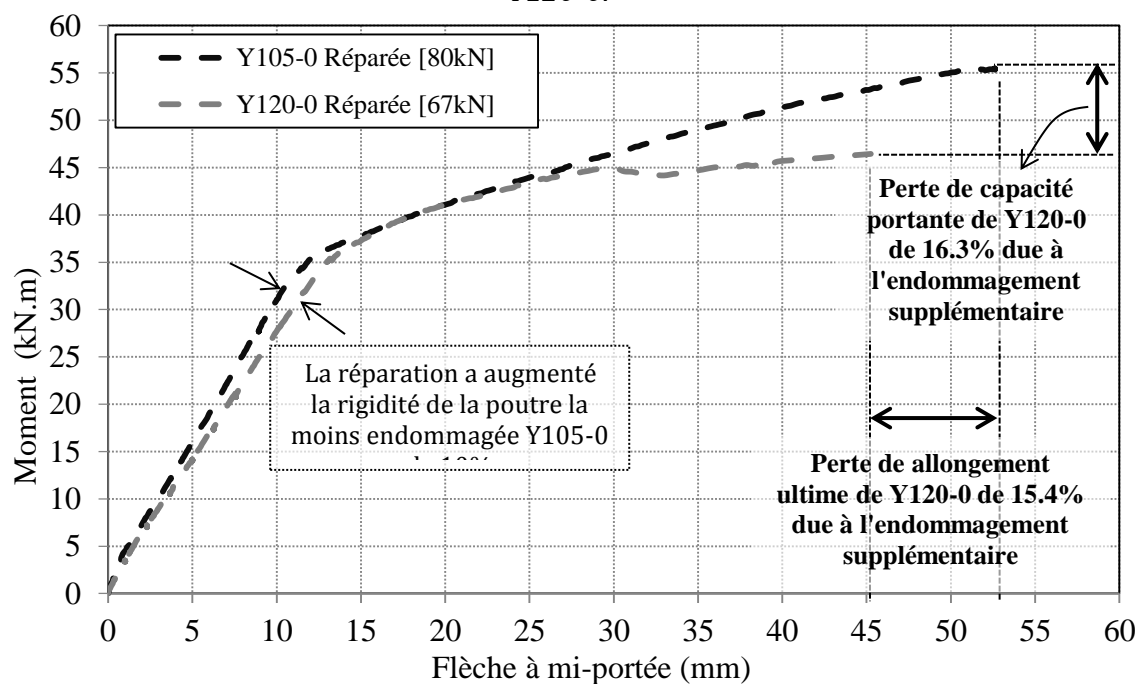


Figure IV-18 : Comparaison entre le comportement des poutres Y endommagées puis réparées.

#### IV.4.1.2. Influence de la réparation et de l'endommagement sur la rigidité des poutres

Pour chacune des poutres, endommagées puis réparées, la rigidité de flexion (ou la raideur) a été déterminée expérimentalement au même niveau de pré-chargement (12 kN.m) avant l'endommagement ( $R_{0y}$ ) et après l'endommagement ( $R_{1y}$ ) et après la réparation ( $R_{2y}$ ) ce qui représente la pente de la partie linéaire de la courbe charge-flèche. Les résultats expérimentaux des rigidités des poutres testées sont présentés dans

la Figure IV-20 et le Tableau IV-5. La Figure IV-19 représente l'évolution de la rigidité de la poutre la plus endommagée Y120-0.

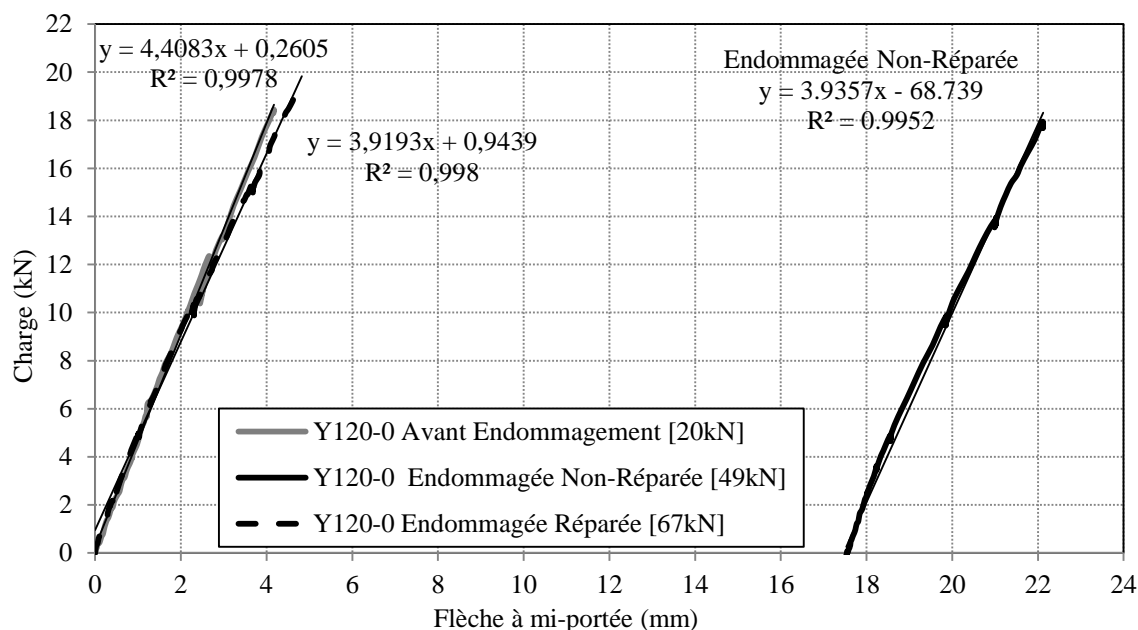


Figure IV-19 : Évolution de la rigidité de la poutre Y120-0.

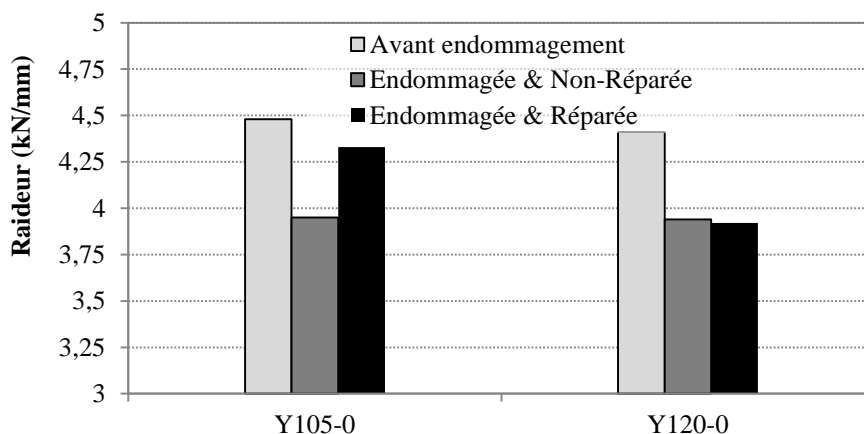


Figure IV-20 : Raideur des poutres endommagées puis réparées.

Il faut noter que le comportement global d'une poutre en béton armé est linéaire dans la phase élastique non-fissurée qui se traduit le comportement élastique des matériaux, lorsque le moment appliqué dépasse la valeur du moment de fissuration, une diminution significative de la pente de la courbe force - flèche due à l'apparition de la première fissure de flexion et une diminution progressive de la rigidité au fur et à mesure de l'apparition de nouvelles fissures.

En décharge, la rigidité est plus grande qu'en charge et il subsiste une flèche résiduelle à charge nulle qui traduit une irréversibilité liée à la fissuration du béton. Cette flèche résiduelle est due à l'ouverture résiduelle des fissures (2.5 mm dans le cas de la poutre Y105-0 et 17.5 mm pour Y120-0). Leur fermeture totale n'est pas possible à cause du frottement du béton sur les barres d'acier qui, même lisses, ont une adhérence non négligeable sur le béton. Le chargement des poutres au-delà du seuil de plastification se produit des déformations plastiques (Permanentes) dans l'acier tendu et augmente la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de ductilité et diminue

l'allongement à la ruine. Si on décharge les poutres, le module d'élasticité de l'acier peut être considérée comme non-modifié par l'écoulement plastique. Ainsi, on redéfinit un seuil dit seuil plastique, qui correspond à la limite actuelle d'élasticité, c'est-à-dire la plus grande valeur de la contrainte dans l'acier tendu atteinte au cours du chargement.

Nous observons une perte en rigidité des poutres endommagées de 11% par rapport à celle non-endommagées due au sur-chargement des poutres au-delà du seuil de plastification des aciers. Ensuite la réparation des poutres endommagées par un jonc de carbone de 6 mm avec la technique NSM a été capable d'augmenter la rigidité de la poutre Y105-0 de 10% par rapport à celle après l'endommagement et à restauré 9% de la rigidité perdue de la poutre Y105-0 dû à l'endommagement. Par contre, la réparation n'a pas d'influence significative sur la rigidité de la poutre la plus endommagée Y120-0 (Figure IV-20).

#### IV.4.1.3. Comportement vis-à-vis de la ductilité

La ductilité est la capacité de l'élément à subir un comportement inélastique et d'absorber l'énergie sans risque de ruine précoce. La ductilité est une propriété importante dans le dimensionnement des structures. Dans cette partie expérimentale, la ductilité de déplacement est étudiée. La ductilité de déplacement est exprimée par le rapport du déplacement ultime de la structure et le déplacement à la fin de la phase élastique.

Le Tableau IV-6 récapitule les valeurs de la ductilité de déplacement des poutres endommagées Y105-0 et Y120-0. Il est observé que les poutres endommagées puis réparées Y105-0 ont montré plus de déplacement ou de ductilité à hauteur de 25% par rapport à celle endommagée puis réparées Y120-0. (Voir le Tableau IV-6).

Poutres endommagées	Flèche au niveau de charge d'endommagement (mm)	Flèche à la plastification des aciers tendus (mm)		Flèche à la ruine (mm)	Ductilité de déplacement
		Avant réparation	Après réparation		
		$\delta_{y1}$	$\delta_{y2}$		
Y105-0	12.8	10.4	13	52.6	4.0
Y120-0	30.5	10.4	14.3	45.3	3.2

Tableau IV-6 : Flèches et ductilité de déplacement des poutres endommagées puis réparées.

#### IV.4.1.4. Moment de plastification - Résistance maximale - Modes de ruine.

Les poutres endommagées ont été réparées par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre avec la technique NSM. Nous remarquons que l'acier tendu des poutres s'était plastifié à 28 kN.m lorsque les charges excessives ont été appliquées de 29.4 et 34.3 kN.m respectivement (Figure IV-14). De nombreuses fissures de flexion se sont formées dans les zones centrales des poutres dues au pré-chargement (Figures IV-7 et IV-8). Pour la réparation, les poutres ont été déchargées complètement. Des flèches résiduelles de 2.5 et 18.5 mm sont relevées pour les poutres Y105-0 et 120-0 respectivement due à la déformation plastique après chargement.

Après la réparation, les poutres ont été rechargées. La plastification des aciers des poutres endommagées puis réparées Y105-0 et Y120-0 se produit à 35 et 36.4 kN.m respectivement et les flèches à mi-portée était de 13 et 14.3 mm respectivement. Une

augmentation de 25% et 30% du moment de plastification et de 25% et 37.5% de la flèche à mi-portée a été observée pour les poutres Y105-0 et Y120-0 respectivement. La ruine des poutres intervient à 56 et 47 kN.m respectivement par écrasement du béton comprimé (Figures IV-22, IV-23). La différence des moments de ruine de 9 kN.m (soit 16%) est due à la différence de moment d'endommagement (4.9 kN.m) (soit 16.7%).

#### **IV.4.1.5. Comportement de fissuration des poutres**

##### ***IV.4.1.6. Carte de fissuration***

Nous rappelons que les poutres testées ont été pré-fissurées par Vidal (2003), en les sollicitant en flexion 3-points au moment de service 12 kN.m. Ensuite, elles ont été conservées au LMDC à température ambiante. Les poutres ont été rechargées en flexion 3-points aux niveaux choisis d'endommagement à 105% et 120% du moment de plastification expérimental des aciers tendus, la force étant appliquée de manière monotone croissante. Nous distinguons deux phases de fissuration, la première phase est le développement des fissures jusqu'à l'endommagement des poutres non-réparées et, la deuxième phase est la fissuration des poutres endommagées après la réparation jusqu'à la rupture.

D'abord, au cours du chargement des poutres non-réparées, plusieurs macro-fissures principales apparaissent au niveau des cadres placés dans la zone centrale de la poutre car ces sections au droit des armatures transversales représentent des zones de moindre résistance. Des fissures principales de flexion apparaissent, ou du moins sont détectables à l'œil nu, pour des valeurs de charge entre 20 et 25 kN. Ensuite, l'augmentation de la charge appliquée élargit la zone où le moment dépasse la valeur caractéristique du moment de fissuration et provoque la formation d'autres fissures de flexion qui apparaissent parfois entre les fissures principales à partir d'une valeur de charge de 30 kN. Les fissures qui sont apparues verticalement en fibre inférieure tendent à s'incliner en remontant vers l'axe neutre de la section fissurée sous l'effet du cisaillement lorsque atteint la charge correspondante aux niveaux d'endommagement (Figures IV-7a et IV-8a).

Dans la deuxième phase, qui correspond à la fissuration des poutres réparées, l'acier tendu ayant été plastifié dans les poutres pendant la phase de pré-charge, ce qui a conduit à déplacer la limite élastique de l'acier tendu vers le haut par l'effet d'écrouissage. Pendant le chargement le jonc de carbone résiste presque complètement à l'accroissement de charge supplémentaire appliquée au-delà de la plastification. Nous avons remarqué que les fissures verticales formées (perpendiculaires à l'axe de la poutre) dans la zone centrale des poutres se développent aussi bien en ouverture qu'en longueur, et se propagent dans la résine. Le développement de ces fissures a été suivi de l'initiation de fissures horizontales dans le béton dans la zone centrale des poutres au niveau de la jonction de l'engravure avec les fissures d'effort tranchant. Peu à peu avec l'augmentation de la charge appliquée, ces fissures commencent à interagir avec les fissures d'effort tranchant et les fissures de flexion verticales s'inclinent diagonalement en raison de l'effet combiné du moment fléchissant et de l'effort tranchant et se propagent vers le point de chargement. Simultanément, des fissures inclinées à 45° par rapport à l'axe du jonc de carbone dues à la forte traction dans la résine sont observées dans la zone centrale des poutres.



Enfin, la rupture des poutres intervient par écrasement du béton comprimé. Par contre, aucune fissure visible dans la résine n'a été observée près des appuis des poutres. Nous avons vérifié que le glissement aux extrémités du jonc de carbone est nul puisque la ruine des poutres n'intervient par le pull-out du jonc de carbone (Figures IV-22 et IV-23). La Figure IV-24B représente les courbes de déplacement des capteurs LVDT avec le temps à mi-portée et aux extrémités du jonc de carbone (Voir § III.5.1.1). Aucun glissement n'a été enregistré aux extrémités du jonc de carbone par les capteurs de déplacement (Figure IV-24B).

#### IV.4.1.7. Ouverture des fissures

Nous avons choisi trois fissures principales de flexion ( $f_1$ ,  $f_2$  et  $f_3$ ) dans chaque poutre testée, afin d'étudier l'évolution de l'ouverture des fissures avant et après l'endommagement et après la réparation. Les positions des fissures choisies sont présentées dans les Figures IV-7, IV-8. Les évolutions des ouvertures de fissures en fonction de la charge à la position des fissures sont représentées sur les Figures IV-25, IV-26, IV-27, IV-28, IV-29 et IV-30.

Les poutres Y ont été soumises à un cycle de déchargement/rechargement jusqu'à 12 kN.m afin de mesurer l'ouverture des trois fissures principales  $f_1$ ,  $f_2$  et  $f_3$  à différents paliers de chargement au moyen d'un Vidéo-microscope portable (Voir § III.5.2) pour chaque phase (avant l'endommagement, après l'endommagement et après la réparation). Le grossissement  $\times 100$  a été choisi pour déterminer l'ouverture moyenne des fissures. Les photographies ont été prises, au niveau des aciers tendus à chaque palier de chargement. L'ouverture de la fissure finale correspond à la valeur moyenne de 5 mesures prises sur une face latérale au niveau des aciers tendus. Après la réparation des poutres Y105-0 et Y120-0, elles ont été rechargées par la suite jusqu'à 12 kN.m et l'ouverture des fissures a été mesurée à la même position (à la hauteur des barres d'acier tendu) (voir les Figues IV-7 et IV-8).

Il faut noter qu'une fissure dans la zone où l'acier tendu est plastifié complètement, s'ouvre plus largement que celle où l'acier tendu n'est pas plastifié. La Figure IV-21 représente les taux d'augmentation d'ouverture des fissures après l'endommagement et après la réparation comparées à celle des poutres avant l'endommagement. Les ouvertures après l'endommagement des fissures  $f_3$  dans la poutre Y105-0 et  $f_1$  dans la poutre Y120-0 à moment égale, sont plus importantes par rapport à celles des fissures  $f_1$  dans la poutre Y105-0 et  $f_2$  et  $f_3$  dans la poutre Y120-0 où les aciers tendus ne sont pas plastifiés. Alors, on constate une augmentation due à l'endommagement d'ouverture des fissures  $f_1$ (Y105-0),  $f_2$ (Y120-0) et  $f_3$ (Y120-0) de 27%, 46% et 18% respectivement, et de 180% et 430% pour l'ouverture des fissures  $f_3$ (Y105-0 et  $f_1$ (Y120-0) respectivement. Ce qui indique que ces dernières fissures sont dans la zone de plastification de l'acier tendu. La réparation des poutres endommagées contribue à réduire l'ouverture des fissures d'un pourcentage de 10% à 11%.

L'endommagement au-delà du seuil de plastification est effectivement caractérisé par une ouverture importante des fissures due à la déformation plastique des aciers, et la réparation par un seul jonc de carbone conduit à une légère diminution des ouvertures qui correspond à la légère influence de la rigidité en flexion.

Poutre	Distance moyenne entre	Position des fissures (mm)	Nombre de	Largeur de la zone
--------	------------------------	----------------------------	-----------	--------------------

	fissures (mm)	Fissures principales			Fissure secondaire	fissures	fissurée (mm)
		f1 <sup>(1)</sup>	f2 <sup>(1)</sup>	f3 <sup>(1)</sup>			
Y105-0	164	<u>1500</u>	<u>1250</u>	1750	1300	11	1800
Y120-0	163	1450	<u>1300</u>	<u>1000</u>	1120	10	1630

(1) La position des fissures est représentée dans les Figures IV-7 et IV-8

Tableau IV-7 : Détails sur la fissuration des poutres Y au niveau de charge en service.

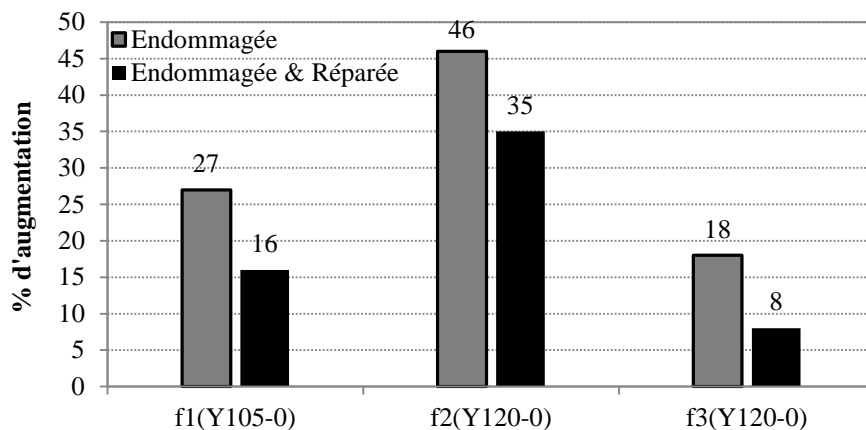


Figure IV-21 : Taux d'augmentation d'ouverture des fissures par rapport à l'ouverture des fissures avant l'endommagement.

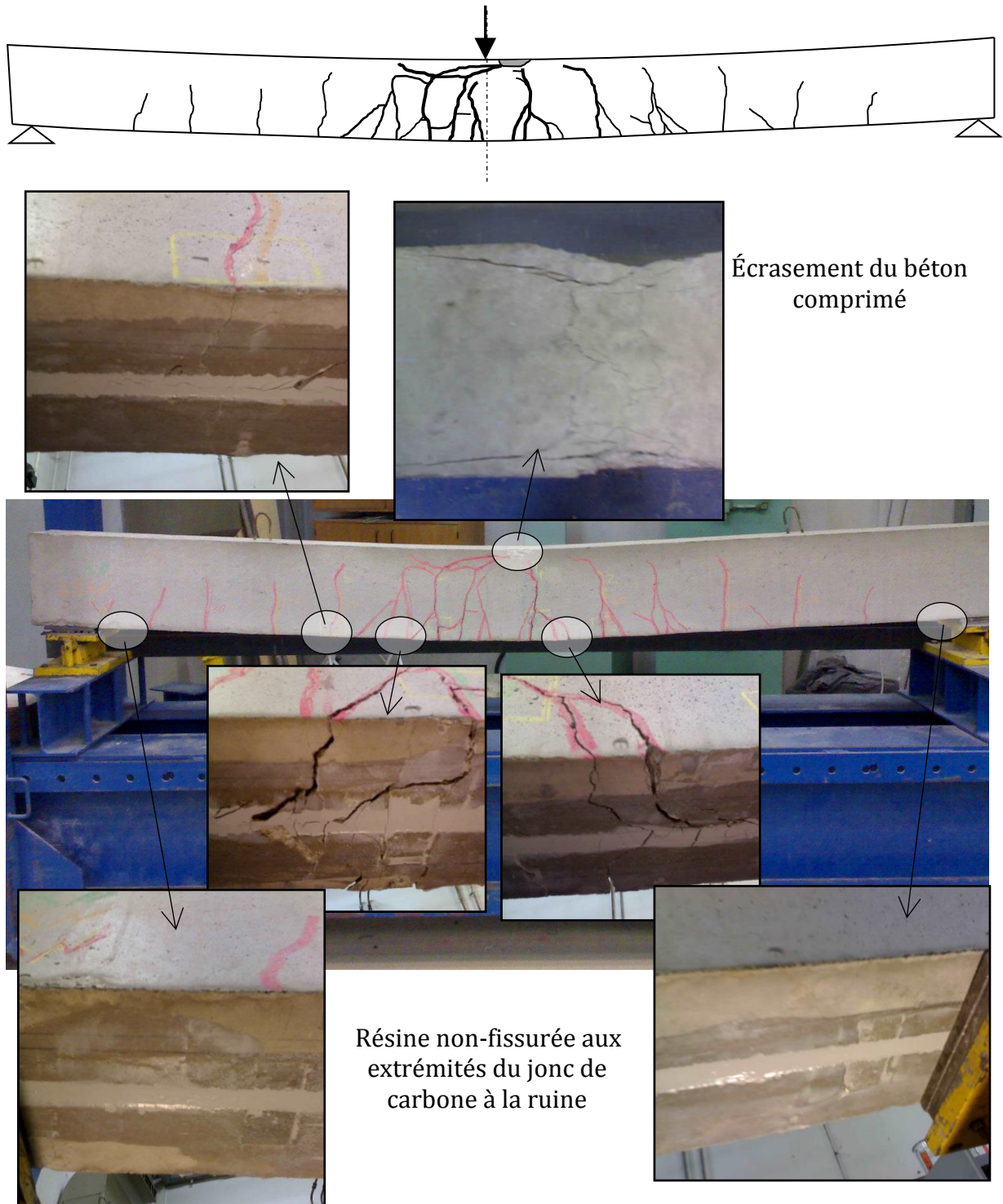


Figure IV-22 : Mode de ruine de la poutre endommagée et réparée Y105-0.

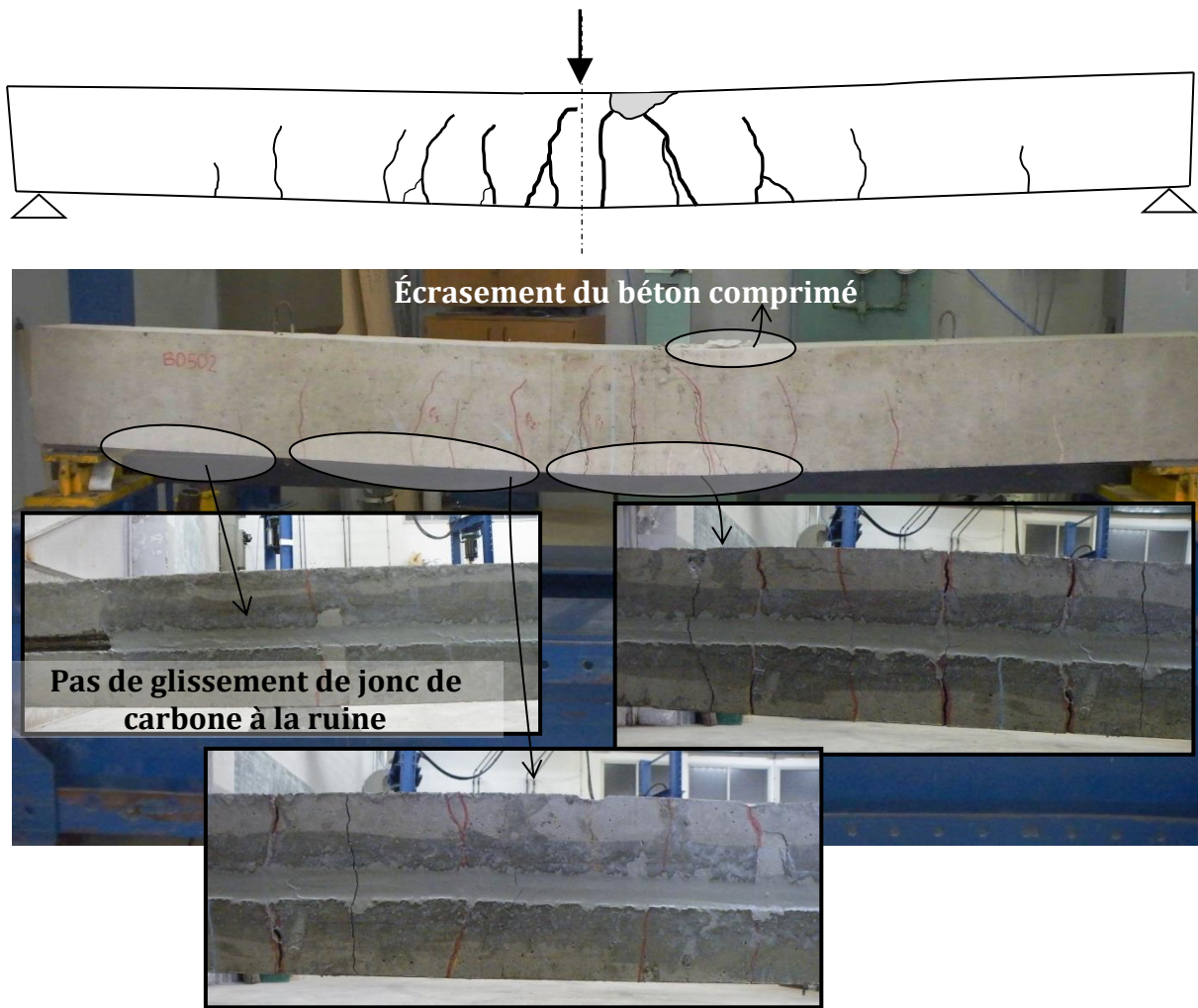


Figure IV-23 : Mode de ruine de la poutre endommagée et réparée Y120-0.

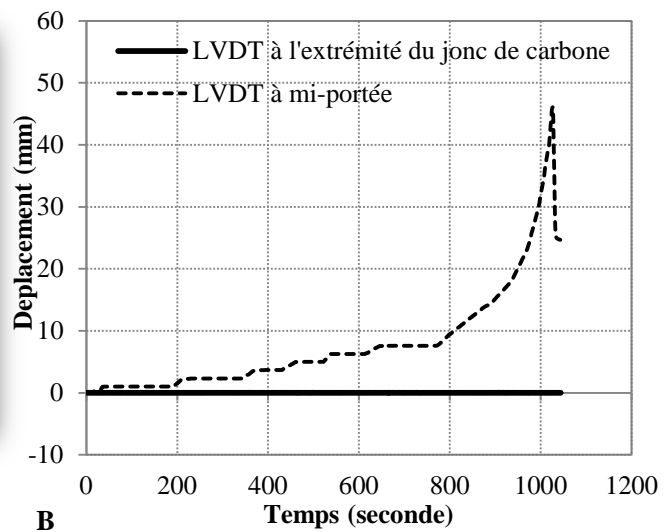


Figure IV-24 : (A) Dispositif de mesure du glissement à l'extrémité de jonc de carbone dans la poutre Y120-0, (B) courbes de déplacement au cours du temps à mi-portée et à l'extrémité du jonc de carbone.

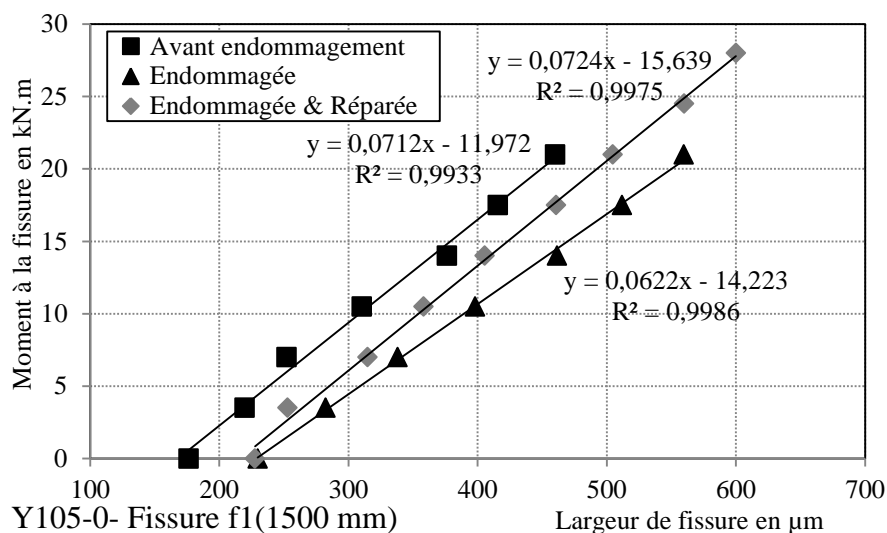


Figure IV-25 : Évolution d'ouverture de la fissure  $f_1$  dans la poutre Y105-0.

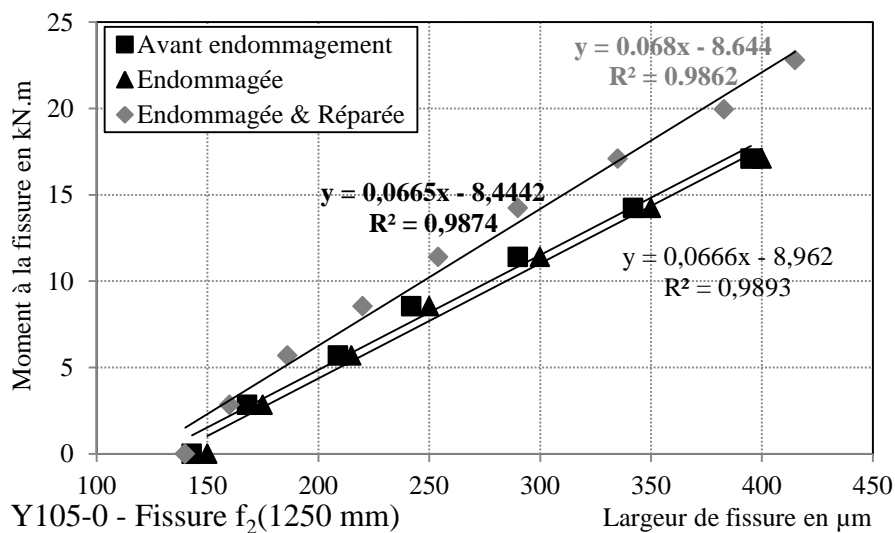


Figure IV-26 : Évolution d'ouverture de la fissure  $f_2$  dans la poutre Y105-0.

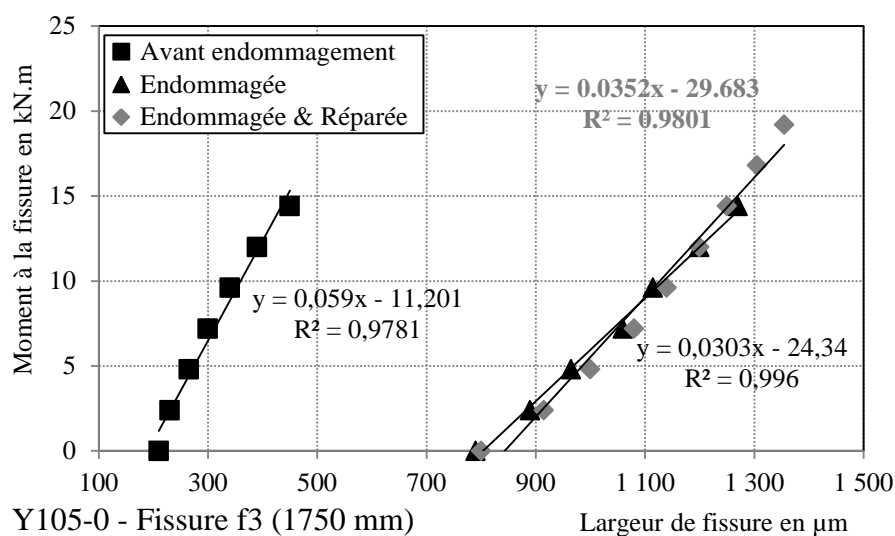


Figure IV-27 : Évolution d'ouverture de la fissure  $f_3$  dans la poutre Y105-0.

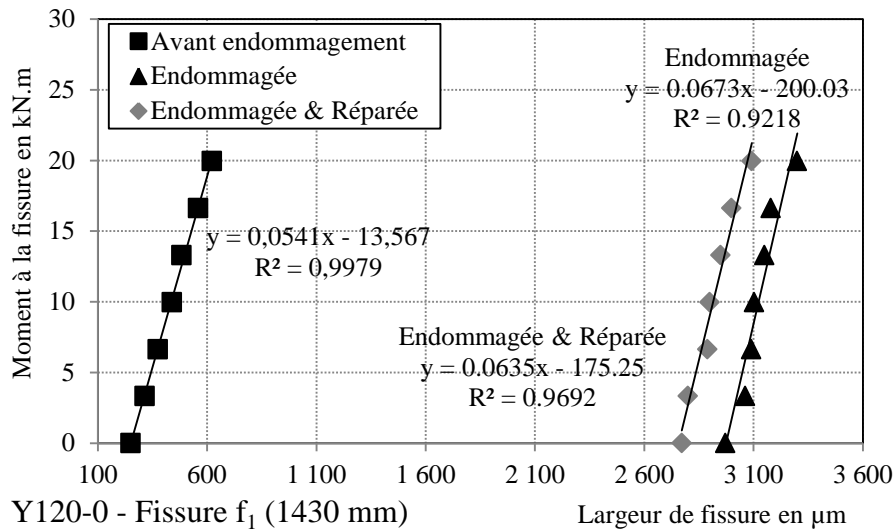


Figure IV-28 : Évolution d'ouverture de la fissure  $f_1$  dans la poutre Y120-0.

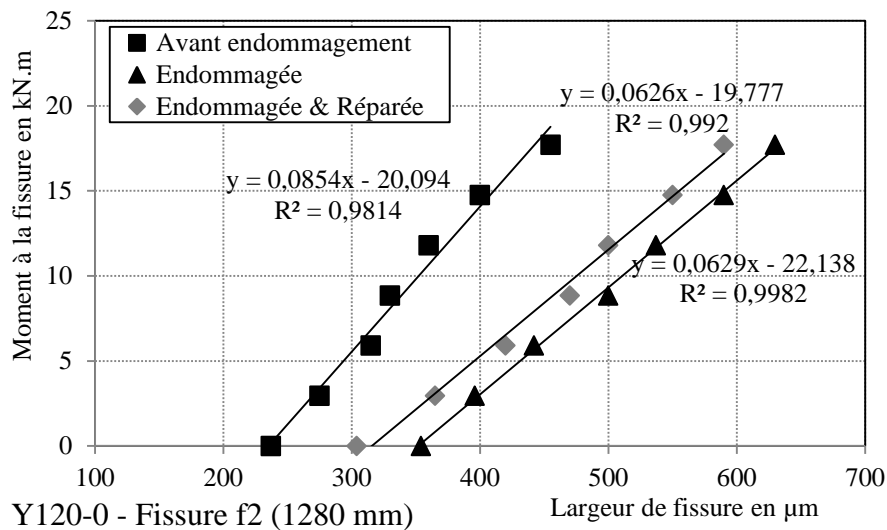


Figure IV-29 : Évolution d'ouverture de la fissure  $f_2$  dans la poutre Y120-0.

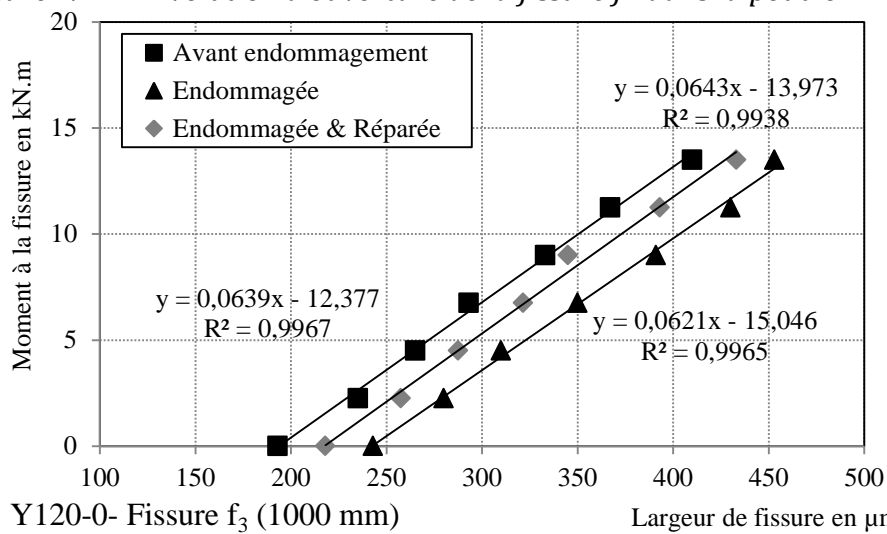


Figure IV-30 : Évolution d'ouverture de la fissure  $f_3$  dans la poutre Y120-0.

#### IV.4.1.8. Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques

Afin de calculer les moments de ruine des poutres endommagées et réparées, nous avons besoin de calculer les valeurs des contraintes des aciers tendus aux niveaux des moments d'endommagement (le moment maximal appliqué avant la réparation) afin de prendre en compte l'effet d'érouissage de l'acier (post-plastification) (Tableau IV-8). Le Tableau IV-8 présente aussi les valeurs théoriques des moments de ruine des poutres endommagées non-réparées en supposant que le mode de ruine des poutres endommagées intervient par écrasement de béton comprimé après la plastification des aciers tendus en prenant en compte l'effet d'érouissage. Nous observons que la capacité portante des poutres endommagées avant la réparation a été augmentée en raison de l'effet d'érouissage des aciers de 1% et 6% pour les poutres Y105-0 et Y120-0 respectivement, (l'érouissage augmente légèrement la courbe de résistance).

Poutres	Moment de plastification (kN.m)	Limite élastique d'acier (MPa)	Moment d'endommagement <sup>(1)</sup> (kN.m)	Moment de Ruine <sup>(2)</sup> (kN.m)	Contrainte de l'acier (MPa)
Y105-0	28.5	600	29.5	45.1	620
Y120-0	28.5	600	34.3	47.2	710

(1) Le moment maximal appliqué avant la réparation  
(2) Calculé par écrasement du béton comprimé

Tableau IV-8 : Contraintes des aciers tendus aux niveaux d'endommagement dans les poutres non-réparées.

Afin de calculer le moment de ruine dû à l'écrasement du béton comprimé, nous avons utilisé les valeurs suivantes dans les calculs :

$b = 150 \text{ mm}$ ,  $h = 280 \text{ mm}$ ,  $d_s = 280 \text{ mm}$ ,  $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$ ,  $A_s = 226 \text{ mm}^2$ ,  $f_{y(Y105-0)} = 620 \text{ MPa}$ ,  $f_{y(Y120-0)} = 710 \text{ MPa}$

$E_f = 150\,000 \text{ MPa}$ ,  $\varepsilon_{fu} = 2\,300 \text{ MPa}$ ,  $A_f = 28.3 \text{ mm}^2$ ,  $d_f = 275 \text{ mm}$ .

Le Tableau IV-9 récapitule les résultats du calcul théorique du moment de plastification des aciers tendus et du moment de flexion ultime en supposant que le mode de ruine des poutres réparées intervient par écrasement de béton comprimé et par le Pull-out du jonc de carbone de la résine. Le Tableau IV-9 montre que les valeurs théoriques et expérimentales du moment de plastification de l'acier sont généralement bien corrélées avant et après la réparation.

Nous observons que le moment ultime théorique de la poutre endommagée et réparée Y105-0 par écrasement de béton comprimé (57 kN.m) est très proche de celui expérimental (56 kN.m) et avec une augmentation de 70% de la capacité portante par rapport à la valeur théorique de moment ultime de la poutre Y105-0 endommagée et non-réparée (33 kN.m). De plus, nous constatons que le moment ultime calculé en supposant la ruine de la poutre par pull-out du jonc de carbone pour une longueur d'ancrage de 600 mm (61.4 kN.m) est supérieur à celui expérimental de 10% (56 kN.m), ce qui explique le mode de ruine n'intervient pas par le Pull-out du jonc de carbone.

Par contre, le moment ultime théorique de la poutre endommagée puis réparée Y120-0 en supposant la ruine par écrasement du béton comprimé (59.8 kN.m), est supérieur à celui ultime expérimental (47 kN.m) de 27%. Nous avons aussi constaté, lors



du calcul théorique, le moment ultime expérimentale de la poutre endommagée et réparée Y120-0 (47 kN.m) est supérieur de la valeur théorique de celle endommagée et non-réparée de 27% (37 kN.m) en supposant la ruine de la poutre par écrasement de béton comprimé.

Cette diminution de 27% de la résistance maximale de la poutre Y120-0 par rapport à celle théorique par écrasement de béton comprimé peut être expliqué par le niveau élevé de pré-chargement (de 20% au-delà de moment de plastification de la poutre non-réparée). Ce qui a produit une zone faible du béton comprimé avant la réparation dans la zone centrale de la poutre, soit par la diminution de la rigidité et de la résistance ainsi que par l'apparition de déformations permanentes dans le béton et dans les aciers tendus. C'est pourquoi, une ruine précoce par écrasement du béton comprimé après la réparation intervient à une valeur inférieure de celle théorique.

Alors, le niveau d'endommagement au-delà de seuil de plastification des aciers avant la réparation joue un rôle important en diminuant la résistance maximale des poutres endommagées et réparées et en changeant le mode de ruine par écrasement du béton comprimé. Ainsi, nous pourrions considérer qu'un endommagement de 20% au-delà de moment de plastification de l'acier, peut réduire la capacité portante de la poutre de 16.5% par rapport à celle théorique de la poutre non-endommagée et renforcée (Y). Par contre, un endommagement de 5% au-delà de moment de plastification de l'acier n'a par d'influence significative sur la capacité portante en comparant avec celle théorique de la poutre non-endommagée et renforcée (Y).

Nous observons que la contribution du jonc de carbone en augmentation de la capacité portante des poutres réparées a diminué pour un niveau élevé de l'endommagement. C'est-à-dire, l'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM a augmenté la capacité portante des poutres endommagées et réparées Y105-0 et Y120-0 de 75% et 46% respectivement en comparant avec la valeur théorique de celle d'une poutre non-renforcée Y.

Poutre	Moment de plastification (kN.m)				Moment de Ruine (kN.m)				Mode de ruine expérimental
	Avant réparation		Après réparation		Avant réparation		Après réparation		
	Exp	Cal	Exp	Cal	Cal <sup>(1)</sup>	Cal <sup>(1)</sup>	Cal <sup>(3)</sup> Pull-out	Exp	
Y <sup>(4)</sup> (Virtuel)	-	28.6	-	32.4	32	56.3	-	-	-
Y105-0	28	28.6	35	33.4	33 <sup>(2)</sup>	56.9 <sup>(2)</sup>	61.4	56	Écrasement de béton comprimé
Y120-0	28	28.6	36.4	38.3	37 <sup>(2)</sup>	<b>59.8<sup>(2)</sup></b>	61.4	<b>47</b>	

(1) Écrasement de béton comprimé

(2) Pris en compte l'effet d'érouissage ( $f_y(Y105-0)=620$  MPa,  $f_y(Y120-0)=710$  MPa).

(3)  $L_{anc} = 600$  mm

(4) Poutre témoin virtuel (Y) non-endommagée et non-réparée

*Tableau IV-9 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des moments de plastification des aciers tendus et des moments ultimes.*



## IV.4.2. Comportement des poutres endommagées par des chargements dans le domaine élastique puis réparées par composite sous charges maintenues

Dans cette partie, le comportement global des poutres pré-fissurées et endommagées puis réparées par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre inséré avec la technique NSM sans et sous charges maintenues sont étudiés à l'aide des résultats d'essais en flexion quatre points et en comparaison avec le comportement de la poutre témoin non-fissurée et renforcée de la même manière. Le comportement global des poutres témoins Pt et P0-0 ont présenté sur les Figures IV-31 et IV-32 respectivement. Le comportement global des poutres endommagées à deux niveaux de pré-chargements de 50% et de 72% du moment de plastification expérimental de la poutre témoin non-renforcée Pt puis réparées sans et sous charge maintenue sont représentés par les courbes moments de flexion-flèche à mi-portée sur la Figure IV-33 pour les poutres de type P50 et sur la Figure IV-34 pour les poutres de type P72. Les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux pour toutes les poutres testées de type P sont résumés dans le Tableau IV-10. Ce tableau donne le moment de fissuration ( $M_f$ ), le moment de pré-chargement ( $M_{pre}$ ), le moment de plastification d'acier ( $M_y$ ) et le moment de ruine ( $M_r$ ) avant et après la réparation ainsi que le flèche ( $\delta_y$ ,  $\delta_r$ ) et la rigidité des poutres avant et après la réparation ( $R_{0y}$ ,  $R_{1y}$ ,  $R_{2y}$ ,  $R_r$ ).

Poutre	Avant Réparation			Après Réparation						Mode de ruine expérimental
	Moment (kN.m)		Raideur (kN/mm)	Moment (kN.m)		Flèche (mm)		Raideur (kN/mm)		
	$M_f$	$M_{pre}$	$R_{0y}/R_{1y}$	$M_y$	$M_r$	$\delta_y$	$\delta_r$	$R_{2y}$	$R_r$	
<b>Pt</b>	7.8	0	7.7	30	32.7	16.5	86	-	0.09	Écrasement du béton comprimé
<b>P0-0</b>	10	0	-	33.9	49.3	18.6	67	8.5	0.8	Pull-out du jonc de carbone suivi d'écrasement du béton comprimé
<b>P50-0</b>	6	15	7.9/6.6	30.2	46.3	12.8	71	7.3	0.76	
<b>P50-50</b>	5.6	15	7.6	29.5	43.3	12.6	75	7.1	0.6	
<b>P72-0</b>	5.8	21.6	7.3/6.3	31.2	45.5	15.1	70	6.8	0.8	Écrasement du béton comprimé
<b>P72-72</b>	6	21.6	7.6	29.7	43	14.8	75	6.9	0.77	

$R_{0y}$  Rigidité de poutre non-réparée et non-endommagée en Pré-plastification de l'acier  
 $R_{1y}$  Rigidité de poutre non-réparée et endommagée en Pré-plastification de l'acier  
 $R_{2y}$  Rigidité de poutre réparée et endommagée en Pré-plastification de l'acier  
 $R_r$  Rigidité de poutre réparée et endommagée en Post-plastification de l'acier

Tableau IV-10 : Résumé des résultats expérimentaux des essais pour les poutres P.

### IV.4.2.1. Courbe moment de flexion-flèche de la poutre témoin non-renforcée Pt.

Lorsqu'une poutre, en béton armé, est soumise au moment fléchissant positif croissant (Figure IV-31), nous distinguons plusieurs phases :

**Phase élastique (OA) :**

Cette phase est telle que les petites valeurs de la charge n'entraînent pas la fissuration du béton tendu, ainsi le comportement est élastique linéaire. Cette première étape correspond aux déformations faibles de l'armature qui adhère parfaitement au béton sur toute sa longueur avant l'apparition des fissures. Cette phase s'achève en A, lorsque le moment atteint une valeur telle que la résistance à la traction du béton en partie inférieure est atteinte. Le moment de fissuration est de 7.8 kN.m.

**Phase de fissuration du béton jusqu'au début de la plastification des aciers tendus (AB) :**

La fissuration commence dans les sections les plus sollicitées et se développe le long de la portée de la poutre en fonction du moment de flexion appliqué. La rigidité diminue au fur et à mesure de l'apparition des fissures. Cette phase s'achève en B, lorsque le moment atteint la valeur pour laquelle l'acier à la traction commence à se plastifier. Le moment de plastification est de 30 kN.m.

**Phase de la plastification des aciers tendus jusqu'à la ruine (BC) :**

Les barres d'acier sont plastifiées. Elles s'allongent considérablement sans plus pouvoir s'opposer efficacement à l'ouverture des fissures. Avec l'augmentation de la charge, le béton comprimé de la section la plus sollicitée s'endommage et le raccourcissement du béton continue à augmenter jusqu'à atteindre sa valeur limite de rupture (valeur conventionnelle = 3.5‰). La poutre reprend encore le moment fléchissant mais la plastification des aciers conduit à des déplacements très importants. C'est la phase BC.

**IV.4.2.2. Courbe moment de flexion-flèche de la poutre témoin non-fissurée et renforcée P0-0.**

La courbe de la Figure IV-31 montrent le comportement global des poutres Pt non-renforcée et P0-0 renforcée. Lorsqu'une poutre, en béton armé, renforcée par de jonc de carbone sur sa partie tendue, est soumise au moment fléchissant positif croissant, nous distinguons plusieurs phases, (Al-Mahmoud 2007) :

**Phase élastique (OA) :**

Cette phase correspond au comportement avant la fissuration de béton. Le comportement est élastique et linéaire. Dans cette première phase, avant l'apparition des fissures, le lien entre le jonc de carbone, le matériau de scellement, et le béton ancien est parfait.

**Phase de fissuration du béton jusqu'au début de la plastification des aciers tendus (AB) :**

La fissuration commence dans les sections de béton situées dans la zone de moment constant. Au début de cette deuxième phase, les fissures ne traversent pas le matériau de scellement (la résine) en raison de son faible module d'élasticité. Sous un accroissement de la charge, les fissures deviennent plus larges et de nouvelles fissures s'initient. La fissuration se développe en fonction du moment de flexion appliqué et

beaucoup de fissures uniformément réparties de faible ouverture sont observées le long de la poutre. La fissuration due au moment de flexion se stabilise avant de finir en B, quand la charge atteint la valeur de plastification de l'acier.

**Phase de la reprise du jonc de carbone jusqu'à la ruine (BC) :**

Les aciers sont plastifiés et ne participent plus à reprendre de la charge supplémentaire. Seul le jonc de carbone permet d'accroître le chargement. Le module plus faible de jonc de carbone conduit à un changement de pente de la courbe globale. Dans cette phase, la fissuration est contenue par le jonc de carbone qui est encore dans son domaine élastique. Cependant, les fissures de flexion commencent à traverser la résine. De nouvelles fissures d'effort tranchant sont visibles, elles se développent en fonction de la charge appliquée. La ruine de poutre intervient en C, de différentes façons suivant la longueur de scellement.

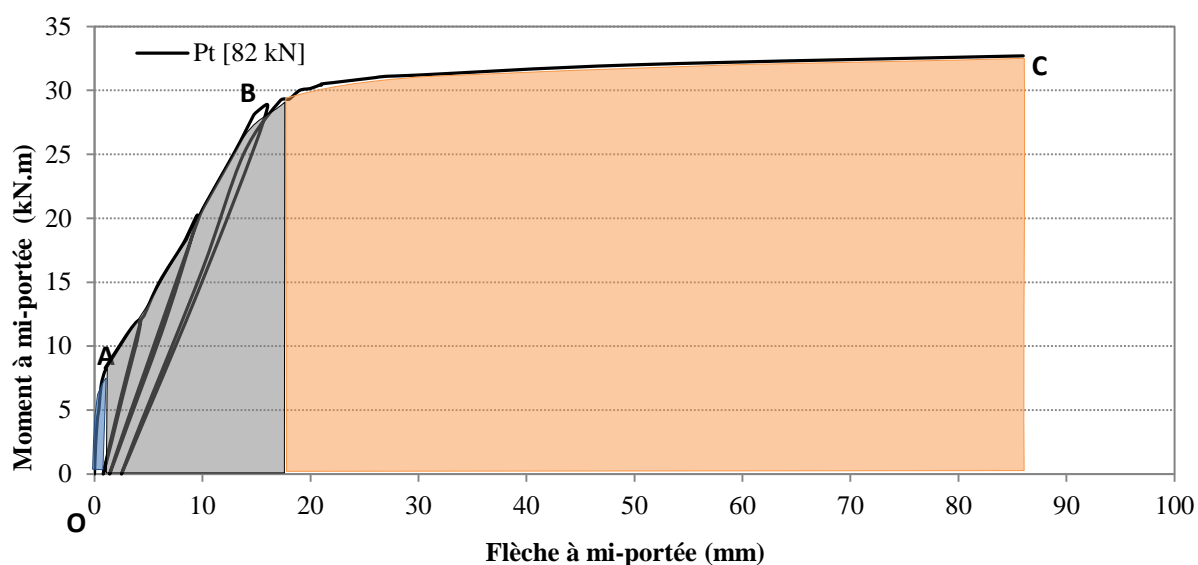


Figure IV-31 : Comportement global de la poutre témoin non-renforcée Pt.

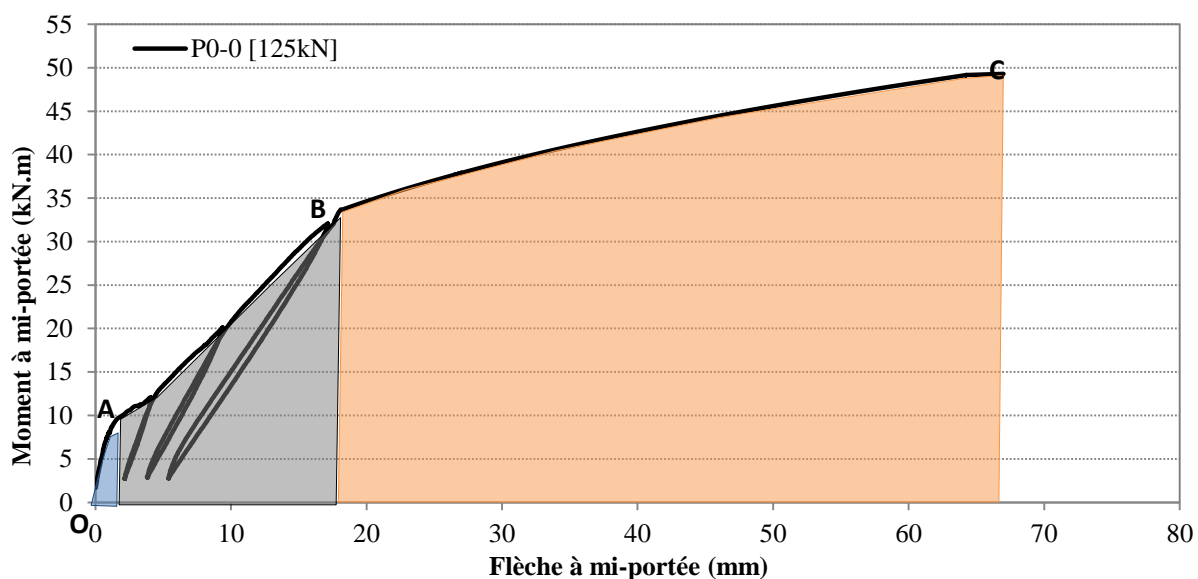


Figure IV-32 : Comportement global de la poutre témoin renforcée P0-0 avec les cycles chargement/déchargement.

---

#### **IV.4.2.3. Courbe moment de flexion-flèche des poutres endommagées puis réparées sous et sans charge maintenue.**

Les courbes dans les Figures IV-33 et IV-34 montrent le comportement global des poutres endommagées puis réparées sans charge maintenue P50-0 et P72-0 et sous charge maintenue P50-50 et P72-72. Lorsqu'une poutre, en béton armé, endommagée puis réparée par un jonc de carbone sur sa partie tendue, est soumise au moment fléchissant positif croissant, nous distinguons trois phases :

##### ***Phase élastique (OA) :***

Cette phase correspond au comportement de béton pré-fissuré. Dans le point O, le béton est pré-fissuré, les fissures principales ont une ouverture résiduelle. Le comportement est élastique et linéaire jusqu'à le point A le seuil de pré-chargement (soit de 15 kN.m pour les poutres P50 et de 21.6 kN.m pour les poutres P72). Dans cette première phase, sous un accroissement de la charge, aucune nouvelle fissure n'apparaît, et les fissures préexistantes deviennent plus larges, le lien entre le jonc de carbone, le matériau de scellement, et le béton ancien est parfait.

##### ***Phase de seuil de pré-fissuration du béton jusqu'au début de la plastification des aciers tendus (AB) :***

Au début de cette deuxième phase, des nouvelles fissures s'initient et les fissures préexistantes continuent à se développer sous un accroissement de la charge. La fissuration se développe avec l'accroissement du moment de flexion appliqué et beaucoup de fissures uniformément réparties de faible ouverture sont observées le long de la poutre. La fissuration due au moment de flexion se stabilise avant le point B, quand la charge atteint la valeur de plastification de l'acier.

##### ***Phase de la reprise du jonc de carbone jusqu'à la ruine (BC) :***

Les aciers sont plastifiés et ne participent plus à reprendre la charge supplémentaire. Seul le jonc de carbone permet d'accroître le chargement. Le module plus faible de jonc de carbone conduit à un changement de pente de la courbe globale. Dans cette phase, la fissuration est contenue par le jonc de carbone qui est encore dans son domaine élastique. Cependant, les fissures de flexion commencent à traverser la résine. De nouvelles fissures d'effort tranchant sont visibles, elles se développent en fonction de la charge appliquée. La ruine de poutre intervient en C, de différentes façons suivant la longueur de scellement.

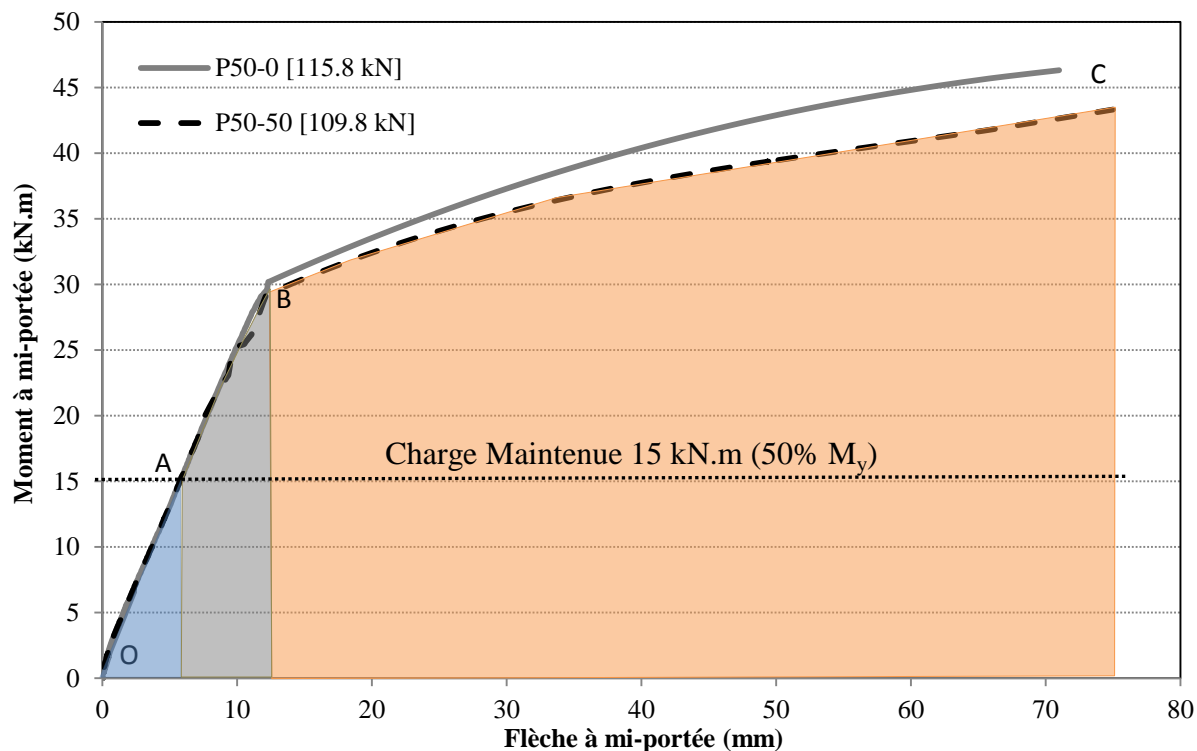


Figure IV-33 : Comportement global des poutres P50-0 & P50-50 (Pré-chargées à 50%).

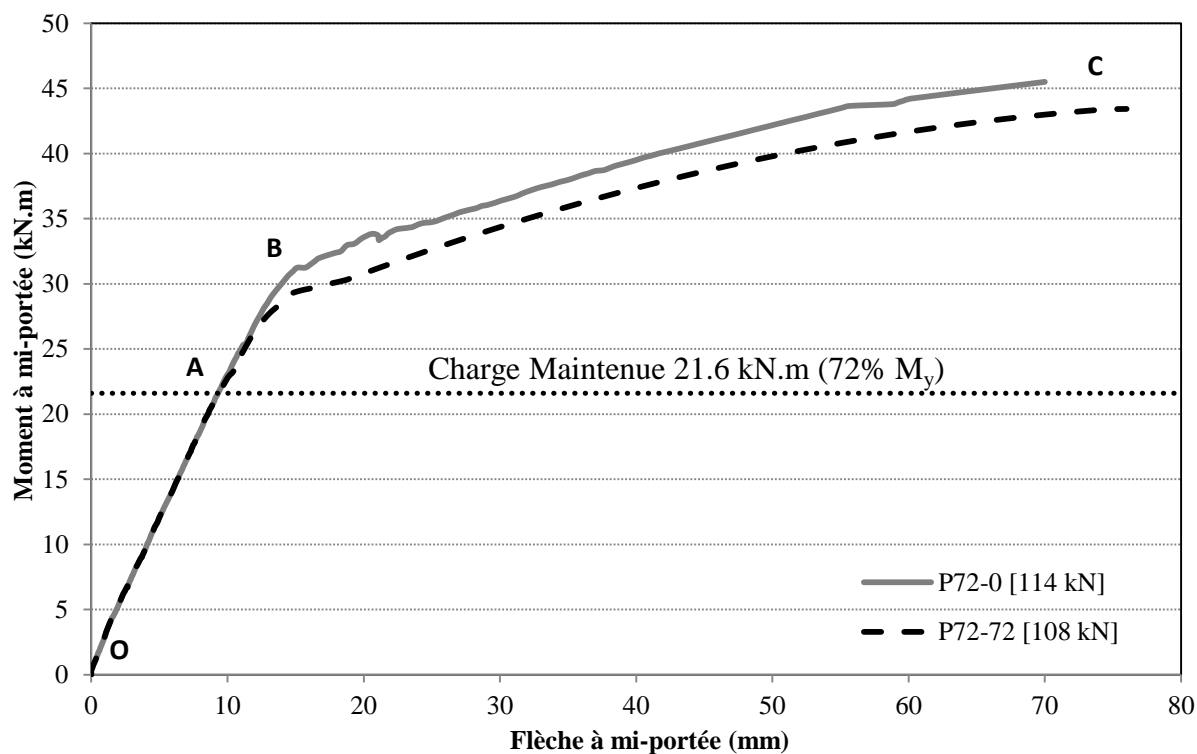


Figure IV-34 : Comportement global des poutres P72-0 & P72-72 (Pré-chargées à 72%).

#### IV.4.2.4. Moments de plastification, Moments ultimes et Modes de ruine

Le moment de plastification, ce qui correspond au changement de pente de la courbe, augmente en présence du jonc de carbone. Après la phase de plastification des aciers

tendus, la poutre non-renforcée a une courbe de moment de flexion-flèche plate, tandis que dans les poutres réparées, la plastification des aciers provoque une réduction de la pente, mais le jonc de carbone a permis la poutre de continuer à reprendre la charge supplémentaire.

#### ***Poutres témoins :***

Le moment de plastification de la poutre témoin non-renforcée Pt se produit à 30 kN et la flèche correspondante à mi-portée est de 19 mm. Le moment ultime de la poutre témoin non-renforcée Pt intervient à 32.7 kN.m, après la plastification des aciers tendus, et par écrasement du béton comprimé. La flèche ultime correspondante est de 86 mm.

Lorsqu'une poutre a été renforcée par un jonc de carbone de 6 mm de diamètre P0-0, on note une augmentation de 13% dans le moment de plastification (soit un moment de 33.9 kN.m). Le moment ultime de la poutre témoin renforcée P0-0 intervient à 49.3 kN.m pour une flèche correspondante de 67 mm, ce qui signifie qu'un seul jonc de carbone augmente la capacité portante de la poutre témoin de 50.8% et réduit l'allongement à rupture de 22.3%.

#### ***Poutres endommagées et réparées sans charge maintenue P50-0 et P72-0 :***

Les moments de plastification des poutres endommagées et réparées sans charge maintenue P50-0 et P72-0 se produisent à 30.2 et 31.2 kN.m. Les moments ultimes de ces poutres P50-0 et P72-0 intervient à 46.3 et 45.5 kN.m, respectivement (Voir les Figures IV-33 et IV-34), avec une augmentation du moment ultime de 41.6% et 39.1% par rapport à celui de la poutre témoin non-renforcée Pt respectivement (Figure IV-35). Les moments ultimes des poutres P50-0 et P72-0 sont diminués de 6.1% et 7.7% par rapport à la poutre témoin P0-0 en raison du pré-chargement de 50% et 72% respectivement. La ruine des poutres P50-0 et P72-0 intervient par l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone de la résine et suivi d'écrasement du béton comprimé ; nous observons aussi l'éclatement simultané de quelques triangles en béton dans la zone de béton d'enrobage (Figure IV-36). Alors, nous observons que le pré-chargement peut diminuer le moment de plastification et la capacité portante des poutres pré-chargées et réparées par rapport à la poutre témoin renforcée mais cet effet reste basse (Figures IV-35 et IV-36).

#### ***Poutres endommagées et réparées sous charge maintenue P50-50 et P72-72 :***

Les moments de plastification des poutres P50-50 et P72-72 (endommagées puis réparées sous charges maintenues à 50% et 72% du moment de plastification expérimental de Pt) étaient de 29.5 et 29.7 kN.m respectivement, avec une diminution de 13% par rapport à la poutre témoin renforcée P0-0 (Figure IV-35). Les flèches à la plastification à mi-portée étaient de 12.6 et 14.8 mm respectivement. Les moments ultimes des poutres étaient de 43.3 et 43 kN.m respectivement. Les flèches correspondantes à mi-portée ont été de 70 et 75 mm respectivement (Figures IV-33 et IV-34). La ruine de la poutre P50-50 intervient par l'arrachement du jonc de carbone de la résine, suivie de l'écrasement du béton comprimé. Par contre, la ruine de la poutre P72-72 se produit par écrasement du béton comprimé. Cette différence des modes de ruine entre les deux poutres P50-50 et P72-72 est liée au niveau d'endommagement appliqué sur chaque poutre au moment de la réparation, même si les capacités ultimes assez proches.

Alors, la charge maintenue a pour effet de diminuer les moments de plastification et les capacités portantes des poutres en comparaison avec le témoin renforcé (Figure IV-35). Ainsi, la ruine des poutres réparées sous charge maintenue peut être affecté par le niveau de la charge maintenue, c'est-à-dire, au moment de réparation, les déformations du béton comprimé et des aciers tendus sont plus importantes dans la poutre réparée sous une charge maintenue que celles de la poutre réparée sans charge maintenue.

Par contre, la déformation du jonc de carbone est inférieure « nulle » dans la poutre réparée sous une charge maintenue que celles de la poutre réparée sans charge maintenue. C'est pourquoi, la possibilité de se produire la ruine d'une poutre réparée sous charge maintenue par écrasement du béton comprimé est plus élevée en augmentant le niveau de la charge maintenue puisque les contraintes du béton comprimé sont plus élevées. De plus, la possibilité de se produire la ruine d'une poutre réparée sous charge maintenue par la rupture ou le pull-out du jonc de carbone est moins.

La Figure IV-37 montre que le niveau de pré-chargement augmente la flèche à la ruine par rapport à celle de la poutre témoin renforcée. En effet, les poutres réparées sous charge maintenue P50-50 et P72-72 présentent une flèche à la ruine légèrement supérieure à celle de la poutre témoin renforcée P0-0 et à celle des poutres réparées sans charge maintenue P50-0 et P72-0 de 12% et 5.5% respectivement.

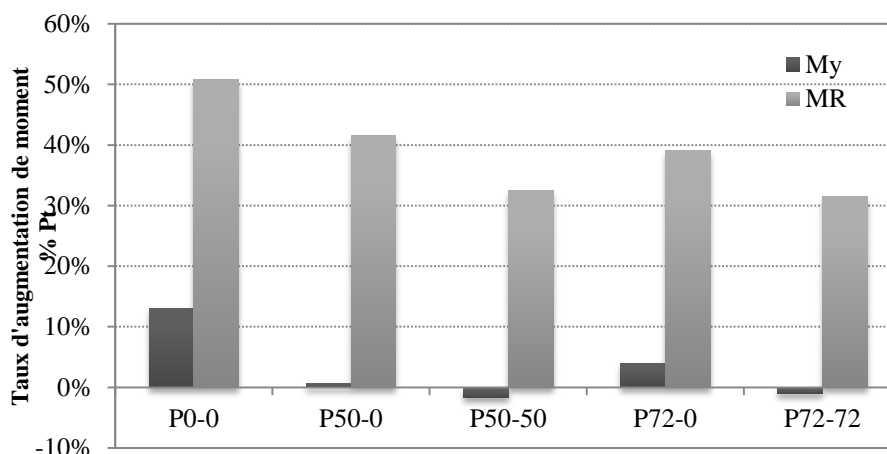


Figure IV-35 : Évolution des moments de plastification et des moments ultimes des poutres par rapport à la poutre témoin non-renforcée Pt.

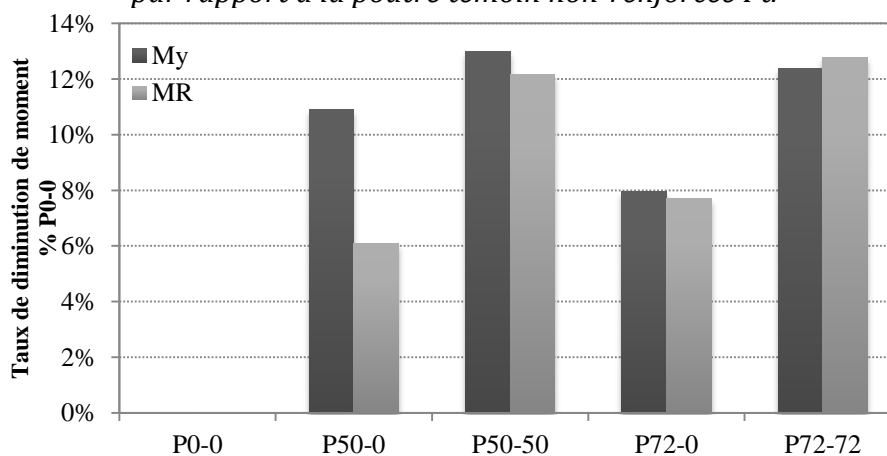


Figure IV-36 : Évolution des moments de plastification et des moments ultimes des poutres par rapport à la poutre témoin renforcée P0-0.

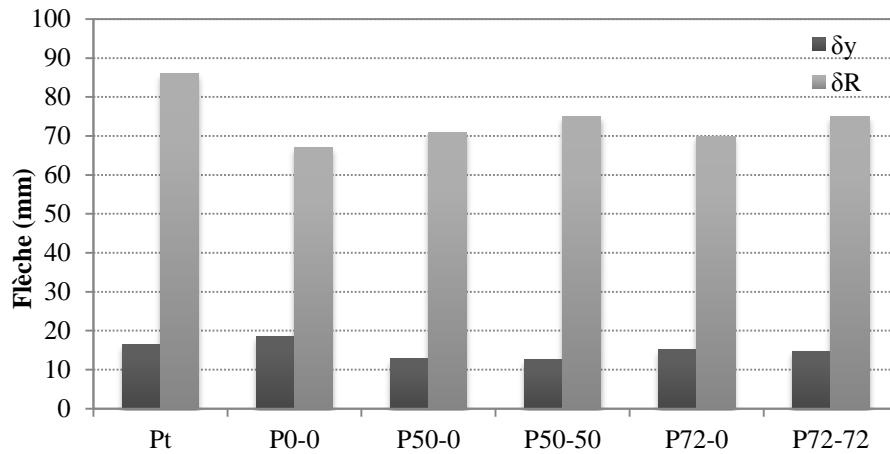


Figure IV-37 : Flèches à la plastification des aciers et à la ruine des poutres testées.

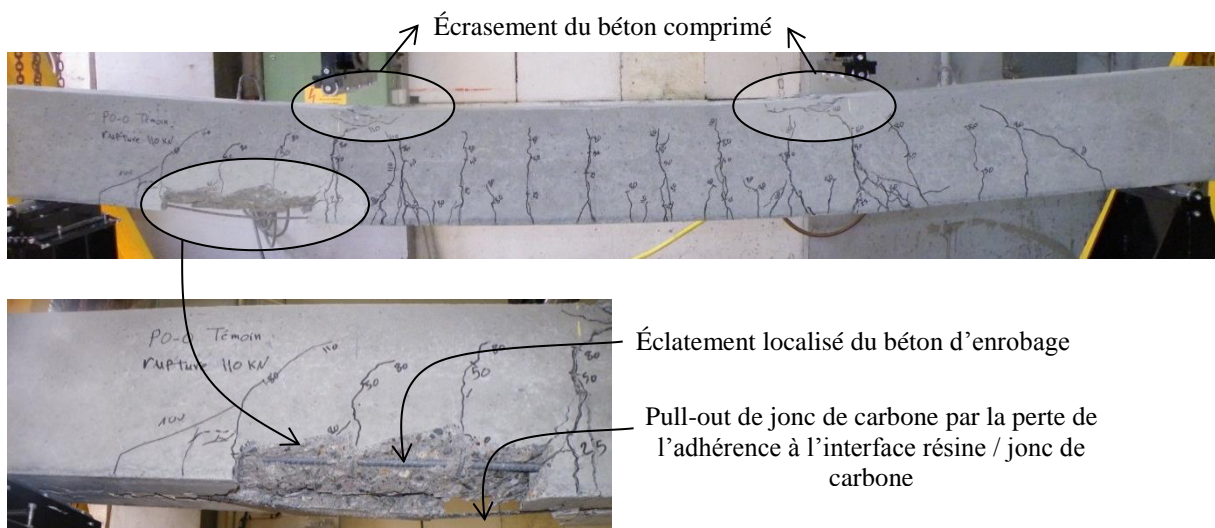


Figure IV-38 : Mode de ruine de la poutre témoin renforcée P0-0.

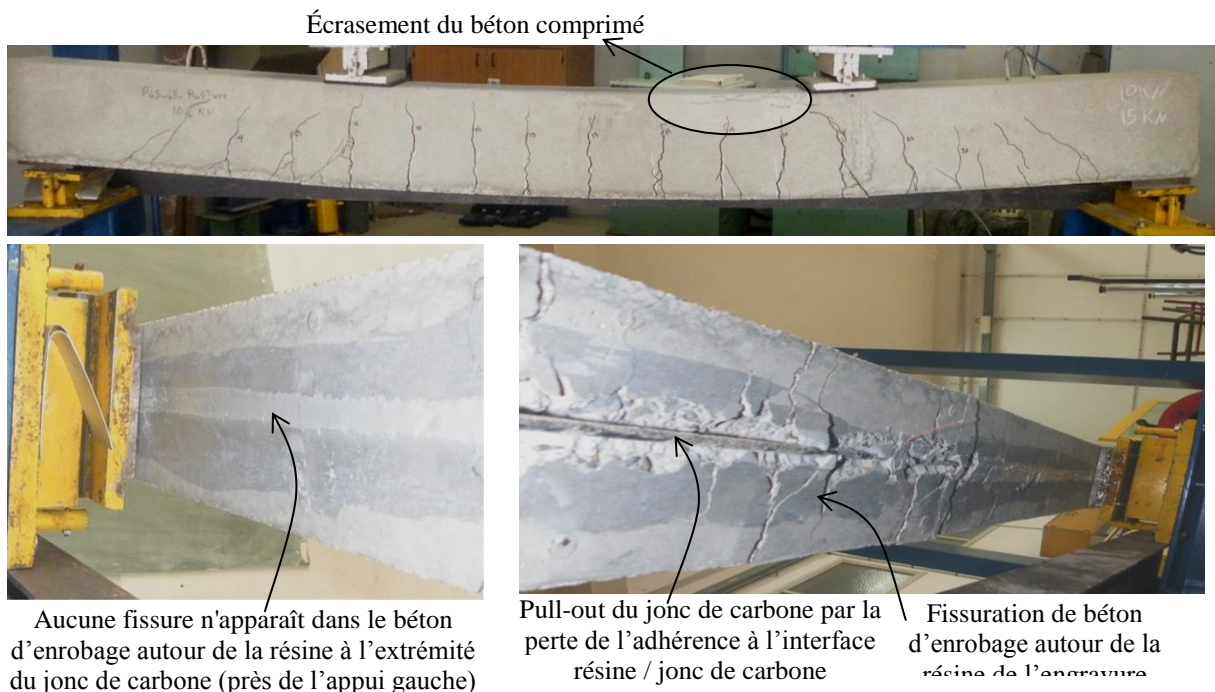


Figure IV-39 : Mode de ruine des poutres réparées P50-0, P50-50 et P72-0.



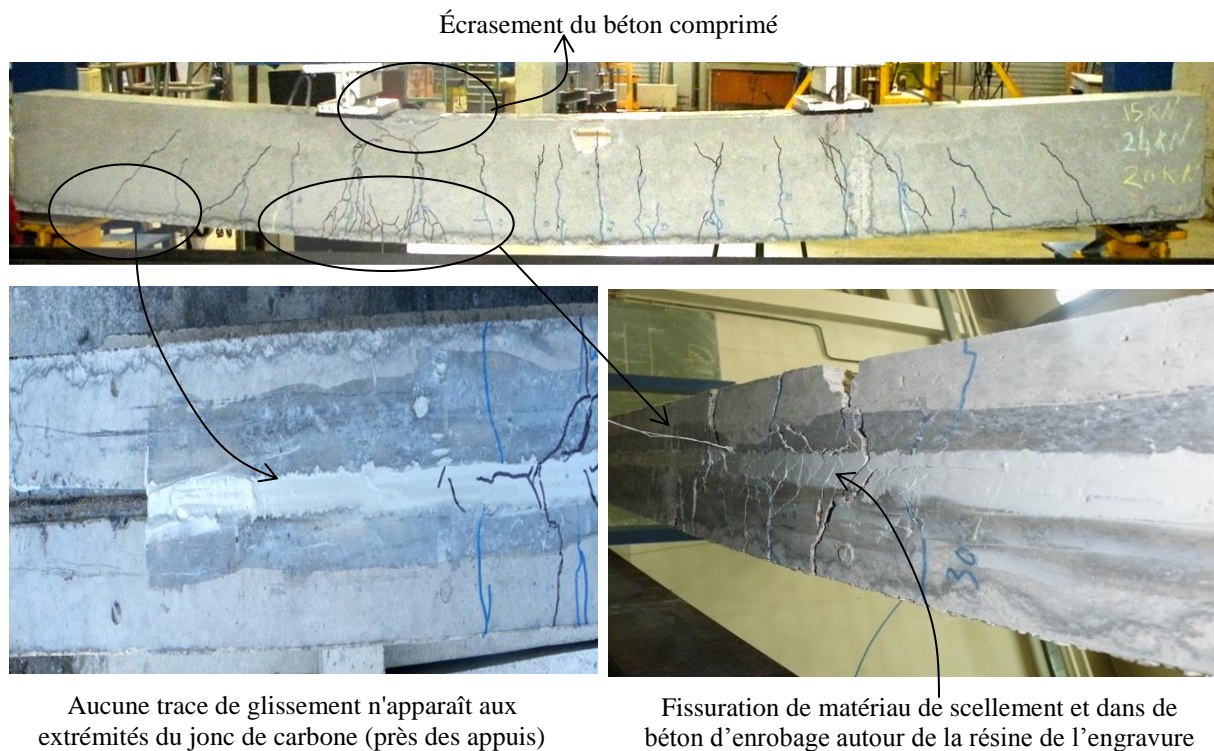


Figure IV-40 : Mode de ruine de la poutre réparée P72-72.

#### IV.4.2.5. Glissement de jonc de carbone pendant le chargement

Un capteur de déplacement LVDT a été fixé à l'une des extrémités du jonc de carbone dans le cas des poutres P50-0, P50-50 et P72-0, afin de mesurer l'éventuel glissement du jonc pendant l'application de la charge, le capteur n'a pas enregistré de glissement du jonc par rapport au béton durant l'application de la charge. Par contre, une valeur de glissement du jonc de carbone entre 2 et 3 mm a été enregistrée au moment de la ruine des poutres. Dans le cas de la poutre P72-72, aucune valeur de glissement n'est enregistré ni durant l'application de la charge ni au moment de la ruine de la poutre.

Dans le cas de la poutre P0-0, un capteur de déplacement plus précis a été fixé à l'une des extrémités de jonc de carbone, le capteur a enregistré des valeurs de glissement du jonc par rapport au béton durant l'application de la charge de 5  $\mu\text{m}$  au niveau de fissuration de béton et de 35  $\mu\text{m}$  juste avant la ruine de la poutre par pull-out du jonc de carbone (Figure IV-38). De plus, en appliquant des cycles de chargement/déchargement avec un palier de 30 kN dans le domaine de pré-plastification des aciers, nous observons que le glissement du jonc à l'extrémité est irréversible, car il y avait un glissement résiduel pour chaque cycle appliqué (Figure IV-39). Cependant, ces glissements résiduels sont très faibles et ne remettent pas en cause le fonctionnement des poutres réparées en supposant une adhérence parfaite.

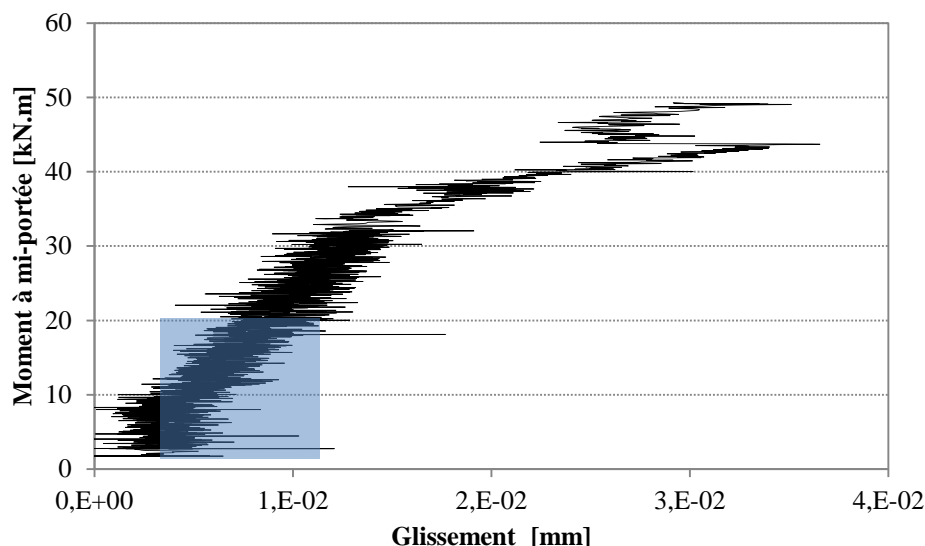


Figure IV-41 : Glissement à l'extrémité de jonc de carbone en fonction de moment de flexion de la poutre P0-0.

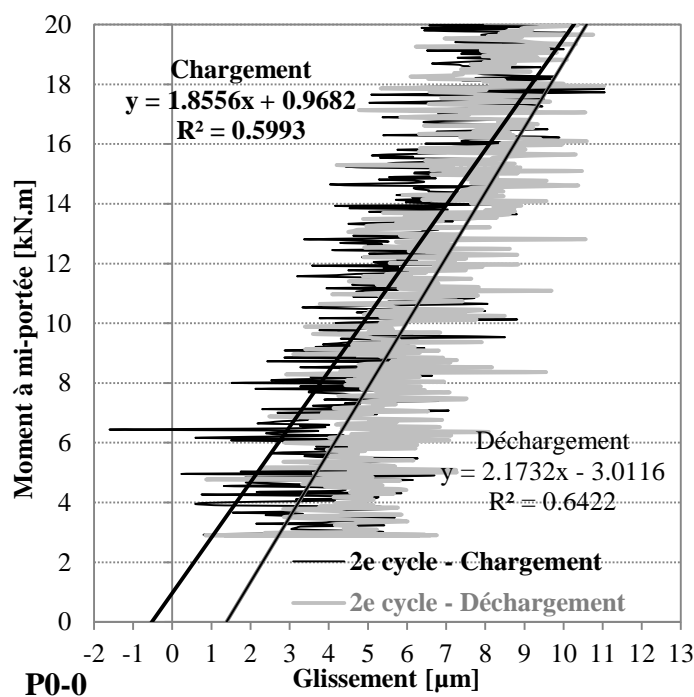


Figure IV-42 : Glissement à l'extrémité de jonc de carbone en fonction de moment de flexion au deuxième cycle charge/décharge.

#### IV.4.2.6. Comportement vis-à-vis de la ductilité

La ductilité est la capacité de l'élément à subir d'un comportement inélastique et d'absorber l'énergie sans risque de ruine précoce. Dans ce programme expérimental, la ductilité de déplacement est étudiée. La ductilité de déplacement est exprimée par le rapport du déplacement ultime de la structure sur le déplacement à la fin de la phase élastique.

La Figure IV-40 montre la ductilité de déplacement des poutres testées P. Il a été observé que la poutre témoin renforcée P0-0 ont montré moins de ductilité (30.7%) par rapport à celle de la poutre témoin non-renforcée Pt. Il a également été observé que les poutres

endommagées puis réparées sous charges maintenues P50-50 et P72-72 ont montré plus de ductilité de 10.9% par rapport à celle des poutres endommagées puis réparées sans charges maintenue (P50-0 et P72-0). De plus, nous avons observé que les poutres qui ont été soumises au pré-chargement le plus important (72%), montrent moins de ductilité de déplacement que celle des poutres qui ont été soumises au pré-chargement inférieur (50%), (Voir la Figure IV-40).

De cette étude, il a également été observé que toutes les poutres endommagées puis réparées sous ou sans charge maintenue P50 et P72 présentent une ductilité plus importante que celle de la poutre non-endommagée puis renforcée P0-0, soit des augmentations de 54%, 69%, 29%, et 41% respectivement pour P50-0, P50-50, P72-0, et P72-72.

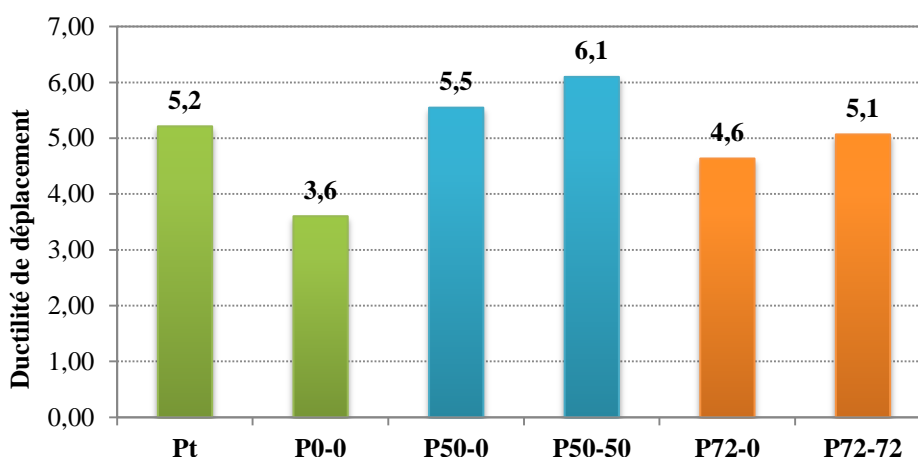


Figure IV-43 : Ductilité de déplacement des poutres testées P.

#### IV.4.2.7. Déformations des armatures tendues et du jonc de carbone

Les Figures de IV-44 à IV-53 représentent les relations entre le moment de flexion appliqué et les déformations enregistrées par des jauges de déformation collées sur l'acier tendu « Gam et Gac », la surface supérieure du béton « Gb » et le jonc de carbone inséré « Gfm, Gfc1, et Gfc2 ». Les données des jauges qui sont enregistrées avant la réparation au niveau de pré-chargement, sont identifiées par « 0 », et celles des jauges qui sont enregistrées après la réparation pendant la phase de chargement jusqu'à la ruine, sont identifiées par « r ». Les jauges de déformation qui sont collés sur la surface supérieure du béton à mi-portée, les aciers tendus et le jonc de carbone, sont appliqués sur toutes les poutres réparées P50 et P72 et la poutre témoin renforcée P0-0. Les positions des jauges de déformation collées dans les poutres P50, P72, et P0-0 sont représentées dans la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Il faut noter également que toutes les jauges de déformation collées sur béton, acier tendu, et jonc de carbone, sont situées dans la zone constante de moment fléchissant. Alors, les jauges de déformation sont soumises au même moment fléchissant « à mi-portée ».

Pour la poutre renforcée P0-0, les déformations de l'acier sont inférieures de manière significative à celles du jonc de carbone pour charges inférieures de la fissuration du béton (90%). Au-delà de la phase de fissuration du béton jusqu'à la phase de plastification des aciers tendus, les déformations de l'acier augmentent plus rapidement mais elles restent inférieures à celles du jonc de carbone (30%). Dans la majorité des poutres réparées, la déformation à la ruine du jonc de carbone est très

proche de la valeur de déformation ultime à la traction du jonc de carbone (1.53%), ce qui signifie que la réparation par du jonc de carbone est ici optimisée. Il est à noter que, pour les poutres réparées et en raison de la pré-fissuration du béton avant de réparer, il n'y a pas de changement dans la pente de la courbe des déformations des aciers dans la phase pré-plastification de l'acier contrairement dans la poutre témoin renforcée. Les déformations des aciers tendus restent inférieures de celles du jonc de carbone d'environ 25%. Ceci est dû d'une part à la faiblesse du module d'élasticité du jonc de carbone en comparant avec celui des aciers tendus et d'autre part à l'effort appliqué dans le jonc de carbone qui est plus important que celui dans les aciers tendus (Figures IV-44 et IV-45).

De plus, dans toutes les poutres réparées, les courbes des déformations du jonc de carbone ne présentent pas de palier au niveau de fissuration du béton. Ce que signifie que le jonc de carbone ne repris pas aucune charge supplémentaire au niveau de la fissuration du béton cas dans cette phase, sous un accroissement de la charge, le lien entre le jonc de carbone, le matériau de scellement, et le béton ancien est parfait.

Les Figures de IV-44 à IV-53 montrent que, pour toutes les poutres réparées, au seuil de plastification des aciers tendus, la déformation du jonc de carbone a augmenté plus rapidement se traduisant par la réduction de la pente de la courbe. Ceci est dû à la charge supplémentaire appliquée après la plastification de l'acier tendu qui est repris par le jonc de carbone.

Il est également noter que dans la plupart des poutres réparées, les déformations du jonc de carbone au niveau des fissures sont supérieures à 55% que celles du jonc de carbone de la section centrale. Au niveau de plastification des aciers tendus, ces déformations au centre s'approchent de celles du jonc de carbone au niveau des fissures en raison de l'apparition de fissures supplémentaires entre les fissures principales, mais les déformations au centre restent en général inférieures de celles du jonc de carbone au niveau des fissures ceci jusqu'à la ruine. Dans certaines poutres ces déformations sont quasiment identiques près du niveau de charge de ruine (P50-0) (Voir la Figure IV-47).

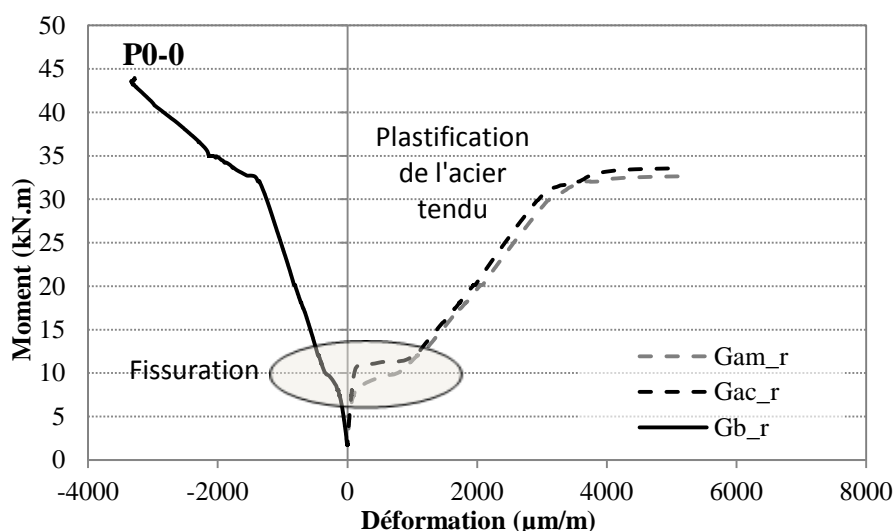


Figure IV-44 : Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P0-0.

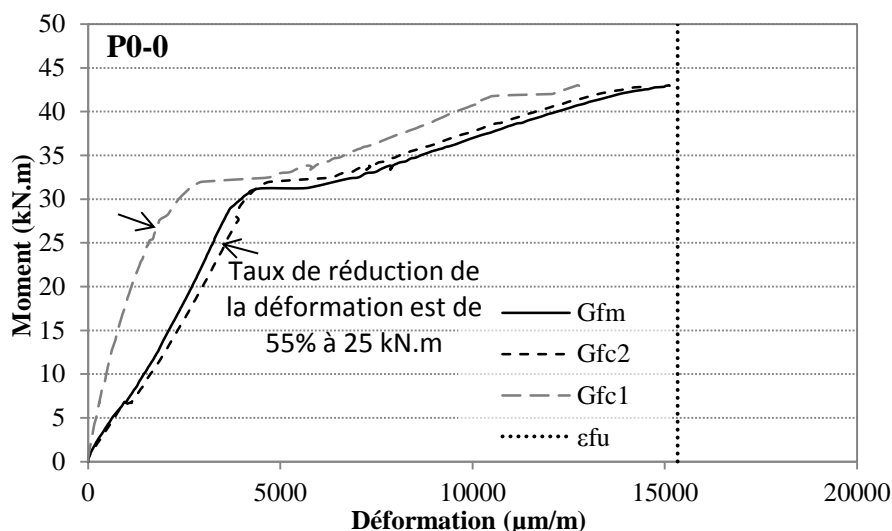


Figure IV-45 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P0-0.

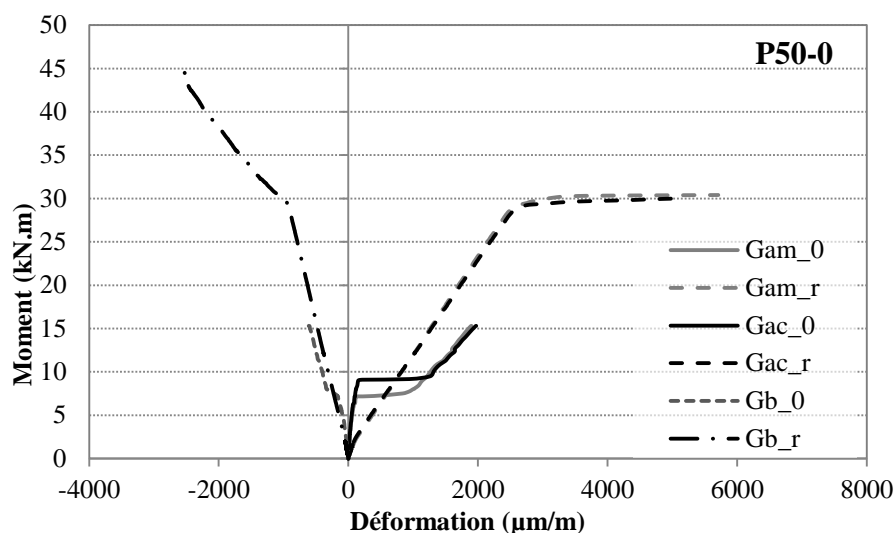


Figure IV-46: Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P50-0.

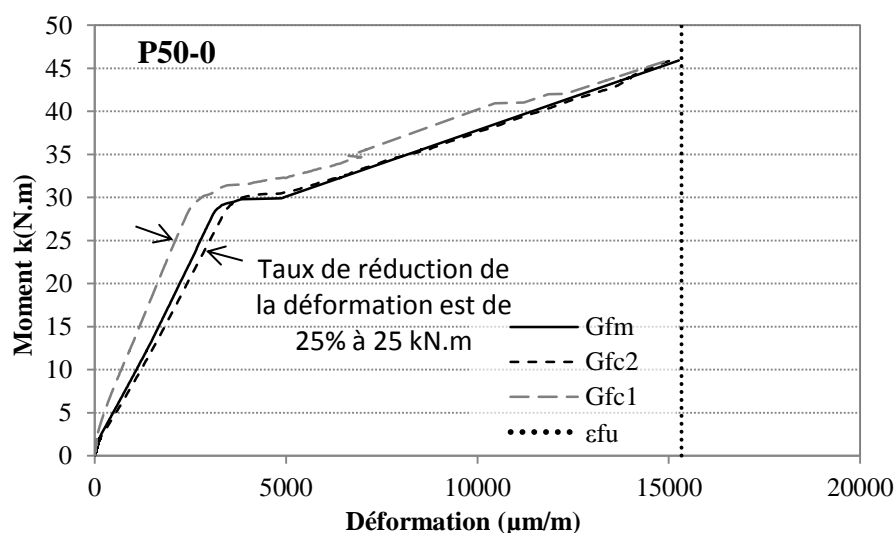


Figure IV-47 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P50-0.

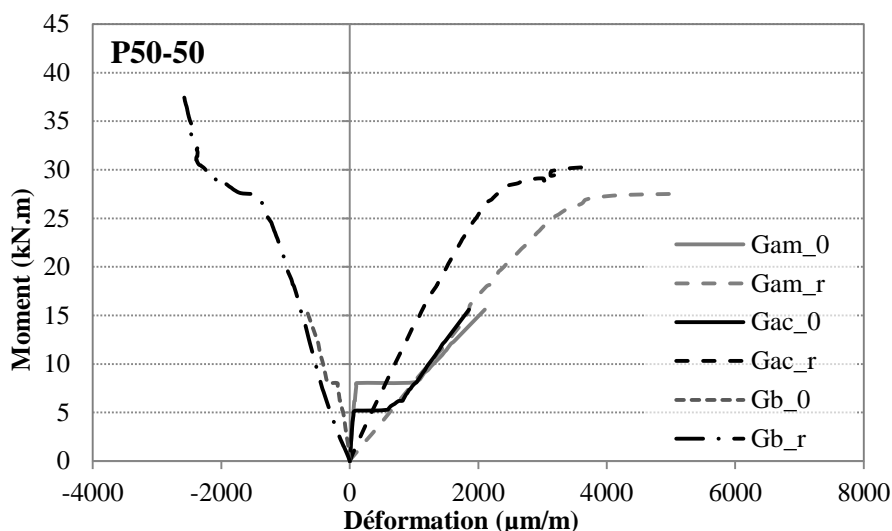


Figure IV-48 : Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P50-50.

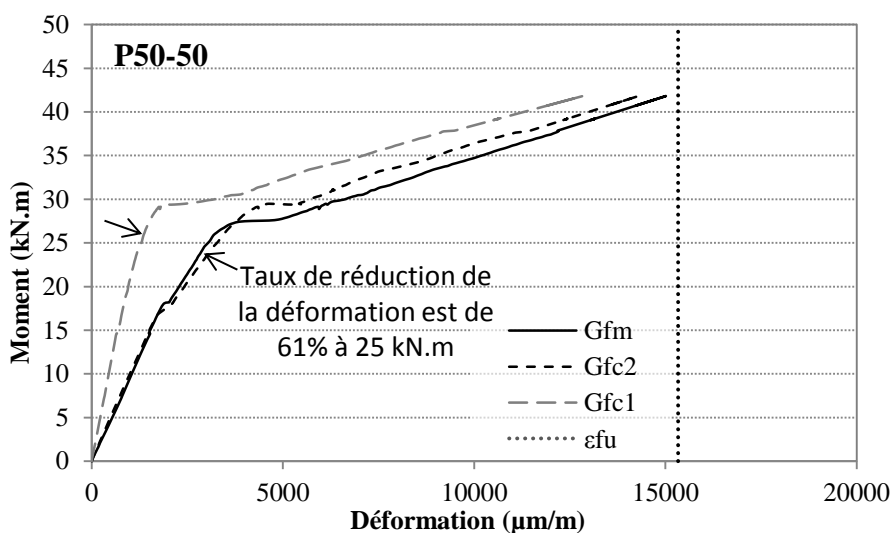


Figure IV-49 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P50-50.

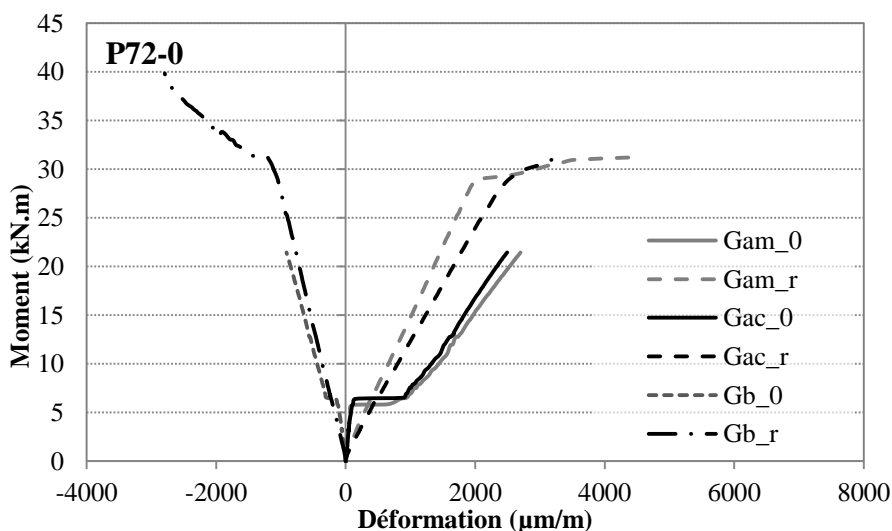


Figure IV-50: Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P72-0.

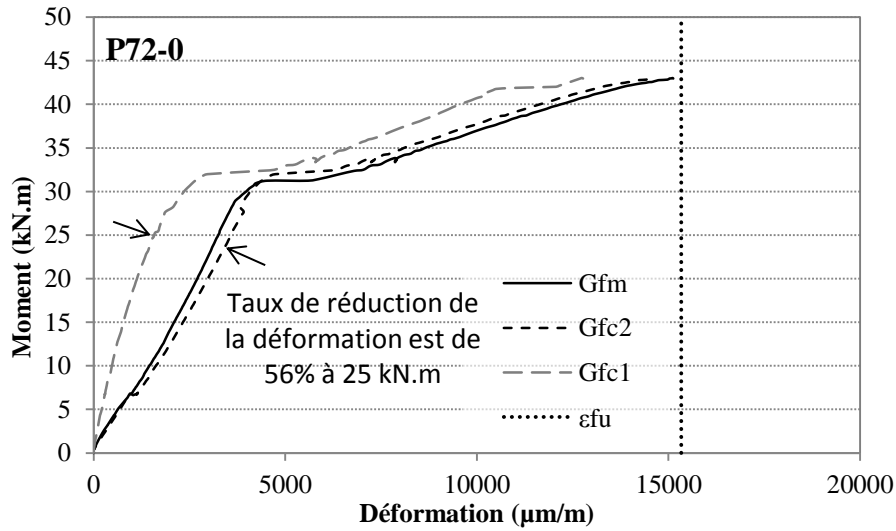


Figure IV-51 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P72-0.

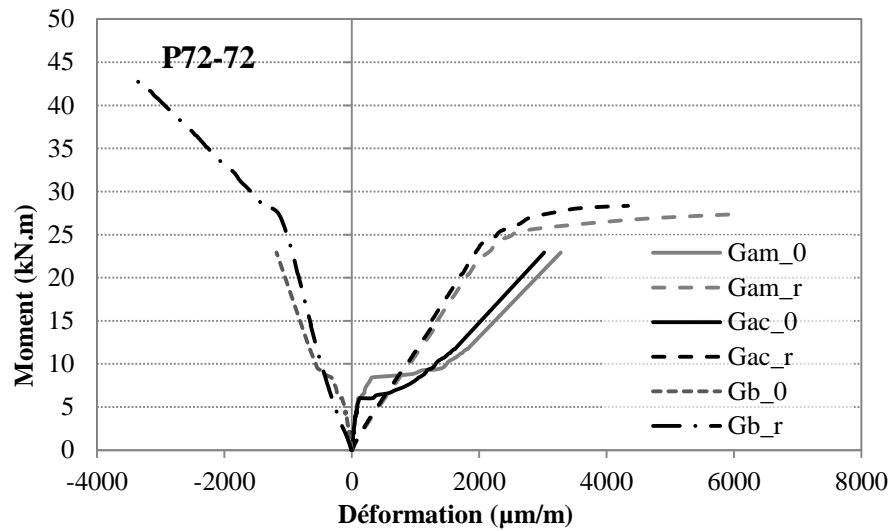


Figure IV-52 : Courbes moment - déformation dans l'acier tendu et le béton comprimé de la poutre P72-72.

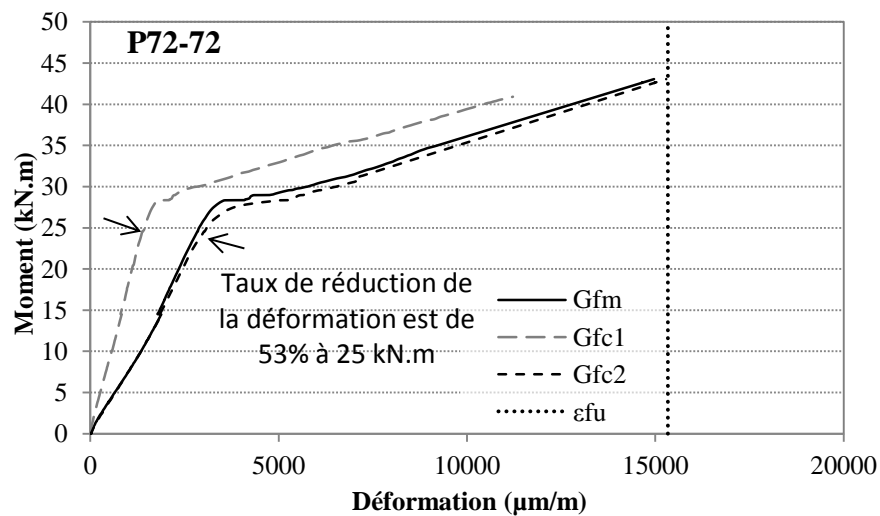


Figure IV-53 : Courbes moment - déformation dans le jonc de carbone de la poutre P72-72.

**IV.4.2.8. Calcul de moment ultime**

Dans cette partie, nous allons calculer les moments ultimes des poutres testées selon trois modes de ruine (rupture du jonc de carbone, par écrasement du béton comprimé, et par le pull-out du jonc de carbone), et puis les valeurs théorique vont comparer avec celles expérimentales. Il faut noter également que nous allons prendre en compte l'effet de charge maintenue dans les calculs. De plus, nous allons calculer les déformations dans l'acier tendu et le jonc de carbone à la plastification de l'acier, et dans le béton comprimé, l'acier tendu et le jonc de carbone à la ruine de la poutre à partir des moments expérimentaux.

L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour ce calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs des déformations dans le béton comprimé et en fibre tendue dans une poutre fissurées et non renforcée sont déterminées. La déformation initiale  $\varepsilon_0$  du jonc de carbone s'écrit :

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{d_f - y_0}{y_0} \tag{IV - 1}$$

Avec  $d_f$  la hauteur utile du jonc de carbone dans la poutre renforcée et  $y_0$  la hauteur de la zone comprimée

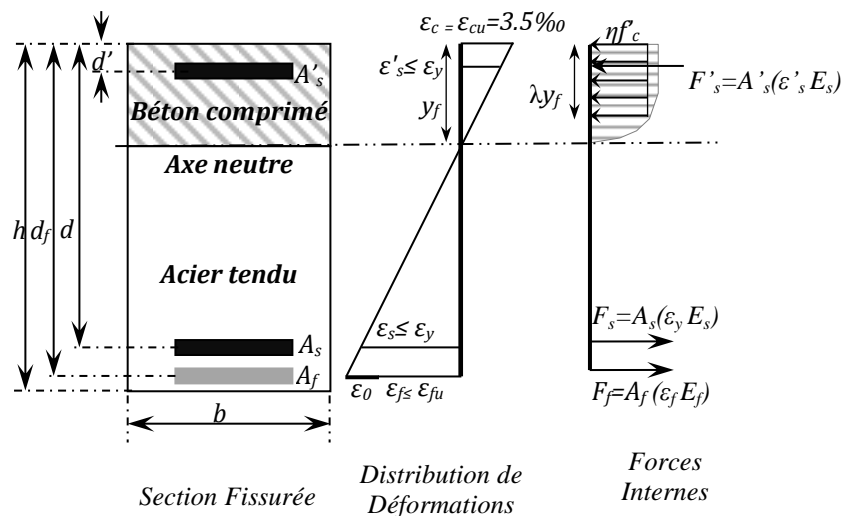


Figure IV-54 : Analyse de la section en flexion à l'ELU.

Afin de déterminer la position de l'axe neutre  $y_f$  dans la section fissurée d'une poutre renforcée par le jonc de carbone, nous allons utiliser la condition d'équilibre des forces internes dans la section (Figure IV-54) :

$$0.8bf'_c y_f + A'_s E_s \varepsilon'_s = A_s E_s \varepsilon_s + A_f E_f \varepsilon_f \tag{IV - 2}$$

La déformation des armatures comprimées est :

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{y_f - d'}{y_f} \leq \frac{f_y}{E_s} \tag{IV - 3}$$

La déformation des armatures tendues est :



$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - y_f}{y_f} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{IV} - 4)$$

La déformation du jonc de carbone est :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{d_f - y_f}{y_f} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fu} \quad (\text{IV} - 5)$$

$E_f$ ,  $E_s$  et  $E_c$  sont respectivement les modules d'Young du jonc de carbone, de l'acier et du béton,

$f_y$  est la limite d'élasticité des armatures.

La hauteur de l'axe neutre  $y_f$  dans le cas d'une section rectangulaire renforcée par joncs composites, peut être calculée par la formule suivante :

$$b \frac{y_f^2}{2} + (n_s A_s + (n_s - 1) A'_s + n_f A_f) y_f - n_s A_s d - (n_s - 1) A'_s d' - n_f A_f \left( d_f - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} y_f \right) = 0 \quad (\text{IV} - 6)$$

Où  $\varepsilon_0$  est la déformation initiale dans le jonc de carbone,

$\varepsilon_c$  est la déformation actuelle de fibre le plus comprimé du béton,

$n_f$  est le coefficient d'équivalence entre joncs de carbone et béton (FIB bulletin 14, 2001), est donné par  $n_f = E_f/E_c$ ,

$n_s$  est le coefficient d'équivalence entre acier et béton, est donné par  $n_s = E_s/E_c$ .

Le moment de ruine est obtenu par :

$$M_R = A_s f_y (d - 0.4 y_f) + A_f E_f \varepsilon_f (d_f - 0.4 y_f) + A'_s E_s \varepsilon'_s (0.4 y_f - d') \quad (\text{IV} - 7)$$

Les contraintes dans une section droite d'une poutre renforcée sont calculées en appliquant la théorie élastique linéaire. Sous une sollicitation de flexion M, les calculs sont réalisés en section fissurée comme suit :

La contrainte dans la fibre de béton le plus comprimé est :

$$\sigma_c = \frac{M y_f}{I} \quad (\text{IV} - 8)$$

La contrainte dans les armatures tendues est :

$$\sigma_s = n_s \frac{M (y_f - d)}{I} \quad (\text{IV} - 9)$$

La contrainte dans le jonc de carbone est :

$$\sigma_f = n_f \frac{M (y_f - d_f)}{I} \quad (\text{IV} - 10)$$

et

$$\sigma_f = E_f \left( \varepsilon_c \frac{d_f - y_f}{y_f} - \varepsilon_0 \right) \quad (\text{IV} - 11)$$

Le moment d'inertie de la section fissurée et renforcée se calcule par l'équation (IV-12) :

$$I = \frac{by_f^3}{3} + n_s A_s (d - y_f)^2 + n_s A'_s (d' - y_f)^2 + n_f A_f (d_f - y_f)^2 \quad (\text{IV} - 12)$$

En utilisant le modèle de calcul à l'ELU de la FIB bulletin 14, (2001), nous allons estimer la résistance maximale au moment fléchissant d'une poutre renforcée par matériau composite sans tenir compte des coefficients de sécurité. Les hypothèses conventionnelles du béton armé dans le BAEL sont également appliquées, avec, par exemple, le raccourcissement unitaire du béton comprimé limité à 3.5‰. L'allongement unitaire du jonc de carbone est limité à 1.53%. Pour calculer les moments de ruine des poutres réparées sous charge maintenue P50-50 et P72-72 par écrasement du béton comprimé, nous avons besoin des valeurs des déformations dans le jonc de carbone au niveau des moments d'endommagement (Charges maintenues) afin de prendre en compte l'effet de la charge maintenue (Tableau IV-11). La hauteur de l'axe neutre sous la charge maintenue  $y_0$  est calculée par la formule de la méthode FIB (6) dans une section fissurée (Figure IV-54).

Les déformations initiales du béton comprimé, des aciers tendus et du jonc de carbone  $\varepsilon_0$  sont ensuite calculées. Les armatures comprimées dans tous les cas ne sont pas prises en compte. Les paramètres géométriques de la section étudiée sont les suivants :  $h = 280 \text{ mm}$  et  $b = 150 \text{ mm}$ . La section des armatures tendues est  $A_s = 226 \text{ mm}^2$  (2 HA12), la section du jonc de carbone en surface tendue est  $A_f = 28.3 \text{ mm}^2$ . Les valeurs utilisées pour le calcul sont :  $d_s = 2500 \text{ mm}$ ,  $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$ ,  $d_f = 275 \text{ mm}$ ,  $E_f = 150\,000 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{fu} = 2300 \text{ MPa}$ .

Poutre	Moment de plastification $M_y$ (kN.m)	Position d'axe neutre (cm)	Inertie fissurée $I_f$ (cm <sup>4</sup> )	Charge maintenue (kN.m)	Déformation Initiale		
					Béton comprimé $\varepsilon_{0c}$ (‰)	Aciers tendus $\varepsilon_s$ (%)	Jonc de carbone $\varepsilon_f$ (%)
P50-50	30	5.9	6108	15	0.38	0.123	0.143
P72-72	30	5.9	6108	21.6	0.55	0.178	0.206

Tableau IV-11 : Déformations aux niveaux d'endommagement des poutres avant réparation.

Le Tableau IV-12 récapitule les résultats du calcul théorique du moment de flexion ultime supposant que le mode de ruine des poutres réparées intervient par l'arrachement direct « Pull-out » du jonc de carbone (Voir § II.13.5), comparés aux résultats expérimentaux des poutres dont la ruine est due au pull-out de jonc de carbone. Le calcul du moment de ruine par le pull-out du jonc de carbone de la résine a été effectué en appliquant le modèle proposé par Al-Mahmoud et al. (2012), les valeurs de  $\tau_u$ ,  $s_m$  et  $\alpha$  sont 14.3 MPa, 0.14 mm et 0.74 respectivement.

Le Tableau IV-13 récapitule les résultats du calcul théorique du moment de plastification des aciers tendus et du moment de flexion ultime en supposant que la ruine des poutres réparées intervient par écrasement de béton comprimé, par la rupture à la traction du jonc de carbone et par pull-out du jonc de carbone, comparés aux résultats expérimentaux des poutres réparées.

Le Tableau IV-13 montre que les valeurs théoriques et expérimentales du moment de plastification de l'acier sont bien corrélées pour les poutres témoins Pt et P0-0. Par contre, pour les poutres pré-chargées et réparées sans/sous charge maintenue (P50-0,

P50-50, P72-0 et P72-72), les moments plastiques calculés sont supérieurs de ceux expérimentaux de 15%, 17.5%, 11%, 17% respectivement. Ce qui signifie que le pré-chargement des poutres et la charge maintenue peuvent réduire légèrement le moment de plastification des aciers tendus. A. Zhang et al. (2006) ont trouvé que l'effet de pré-chargement et de la charge maintenue peut être négligeable sur le moment de plastification.

En outre, le Tableau IV-13 montre aussi que les moments ultimes calculés par le modèle analytique de pull-out du jonc de carbone sont corrélés avec ceux expérimentaux pour les poutres testées P0-0, P50-0, P50-50 et P72-0. Ce qui explique la ruine expérimentale de ces poutres est intervenue par le pull-out du jonc de carbone. Par contre, le niveau élevé de charge maintenue (72%) peut changer le mode de ruine de la poutre réparée puisque les contraintes du béton comprimé au moment de la réparation sont plus élevées ce qui a tendance à écrasement du béton comprimé dans la poutre. Nous observons que les valeurs théoriques des moments ultimes en supposant la ruine à la traction du jonc de carbone sont légèrement supérieures de celles expérimentales d'environ 4%. Ceci est corrélé avec les valeurs expérimentales des déformations du jonc de carbone qui proches de la déformation ultime du jonc de carbone (Figures IV-45, IV-47, IV-49 et IV-51).

Poutre	L <sub>anc</sub> (mm)	L <sub>effect</sub> (mm)	Cas A/B	État d'acier à la DF	$\sigma_{max}$ (MPa)	$\sigma_{f cal}$ (MPa)	M <sub>(DF)Cal</sub> (kN.m)	M <sub>R Cal</sub> (kN.m)	M <sub>R Exp</sub> (kN.m)
P0-0	650	337	A	Non-Plastifié	480	926	34.4	49.1	49.3
P50-0	690	337	A	Non-Plastifié	480	983	34.4	46.5	46.3
P50-50	740	337	A	Non-Plastifié	480	1054	34.4	43.5	43.3
P72-0	700	337	A	Non-Plastifié	480	997	34.4	45.8	45.3

Tableau IV-12 : Moments de flexion ultimes calculés et expérimentaux des poutres dont la ruine est due au pull-out de jonc de carbone.

Poutre	Moment de plastification (kN.m)		Moment de Ruine (kN.m)				Mode de ruine expérimental
	Exp	Cal	Exp	Cal			
				Écrasement de béton comprimé	Cal Pull-out	Cal Rupture du jonc de carbone	
Pt	30	31.3	32.7	32.6	-	-	Écrasement du béton comprimé
P0-0	33.9	34.7	49.3	54.8	49.1	51.5	Pull-out du jonc de carbone
P50-0	30.2	34.7	46.3	54.8	46.5	51.5	
P50-50	29.5	34.7	43.3	53.8 <sup>(1)</sup>	43.5	49	
P72-0	31.2	34.7	45.5	54.8	45.8	51.5	
P72-72	29.7	34.7	43.0	53.4 <sup>(1)</sup>	-	49	Écrasement du béton comprimé

(1) En prenant en compte l'effet de charge maintenue

Tableau IV-13 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des moments de plastification des aciers tendus et des moments ultimes.

Le Tableau IV-14 présente les valeurs théoriques et expérimentales des déformations du jonc de carbone au moment de plastification et à la ruine. Nous observons que ces valeurs sont proches au niveau de la ruine, par contre, les valeurs expérimentales sont supérieures d'environ 25% de celles calculées. D'ailleurs, les valeurs expérimentales des déformations des aciers tendus au moment de plastification sont légèrement supérieures de 7% à celles calculées. Il faut noter que les valeurs expérimentales des déformations des aciers tendus à la ruine des poutres ne sont pas enregistrées car les jauges de déformation collées sur l'acier tendu ont été abimées à la ruine.

Poutre	Seuil de Plastification			À la Ruine			Mode de ruine expérimental
	$M_v$ Exp (kN.m)	$\epsilon_{sv}$ (0.29) (%)	$\epsilon_{fv}$ (%)	$M_R$ Exp (kN.m)	$\epsilon_s^{(1)}$ (%)	$\epsilon_f$ (%)	
P0-0	<b>33.9</b>	0.31 <sup>(1)</sup> <b>0.35<sup>(2)</sup></b>	0.32 <b>0.43</b>	<b>49.3</b>	3.2	1.4 <b>1.5</b>	Pull-out du jonc de carbone
P50-0	<b>30.2</b>	0.25 <b>0.27</b>	0.29 <b>0.38</b>	<b>46.3</b>	3.1	1.5 <b>1.5</b>	
P50-50	<b>29.5</b>	0.24 <b>0.26</b>	0.28 <b>0.36</b>	<b>43.3</b>	3.0	1.4 <b>1.4</b>	
P72-0	<b>31.2</b>	0.26 <b>0.28</b>	0.30 <b>0.42</b>	<b>45.5</b>	3.1	1.4 <b>1.5</b>	
P72-72	<b>29.7</b>	0.24 <b>0.22</b>	0.28 <b>0.35</b>	<b>43.0</b>	3.0	1.4 <b>1.5</b>	Écrasement du béton comprimé

(1) Théorique (2) Expérimental

Tableau IV-14 : Comparaison des résultats expérimentaux et théoriques des déformations au niveau de plastification de l'acier et à la ruine de la poutre.

## IV.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons réalisé des essais expérimentaux sur des poutres en béton armé endommagées à différents niveaux de pré-chargement puis réparées sans ou sous charge maintenue afin d'étudier les effets de l'endommagement et de la charge maintenue sur le comportement globale des poutres testées. L'analyse et l'interprétation des résultats expérimentaux dans ce paragraphe ont abouti aux conclusions suivantes :

- Le niveau de l'endommagement peut réduire la capacité portante des poutres réparées (de 6% et 8% pour des niveaux de l'endommagement de 50% et 72% respectivement) par rapport à la poutre témoin renforcée, et pour un niveau d'endommagement élevé de 120% la réparation par un jonc de carbone augmente le moment ultime de 27% au lieu de 60% par rapport à la poutre endommagée non-renforcée, c'est-à-dire, une réduction de 20% de la capacité portante due au niveau d'endommagement de 120%. Par contre, le niveau d'endommagement de 105% a été capable d'éviter la ruine précoce par pull-out du jonc de carbone. La réparation des poutres sous charge maintenue a une influence non-significative en diminuant la capacité portante entre 5% et 6% par rapport aux poutres endommagées réparées sans charge maintenue, ce qui correspond aux résultats expérimentaux de Wang et al. (2006) et Yeong-soo et al. (2003) pour les poutres réparées par collages de tissus composites sur la surface extérieure. Wang et al. (2006) ont trouvé que les poutres réparées aux niveaux supérieurs de charge maintenue ont

une capacité portante plus faible que celle des poutres réparées aux niveaux inférieurs de charge maintenue.

- La réparation des poutres endommagée peut contribution à diminuer l'ouverture des fissures d'un pourcentage entre 10% et 11% pour les fissures où les aciers tendus ne sont pas encore plastifiés.
- **La ductilité de déplacement d'une poutre non-endommagée et renforcée est inférieure à 31% que celle de la poutre non-endommagée et non-renforcée. Par contre, les poutres endommagées puis réparées sous charges maintenues ont montré plus de ductilité de 10.9% par rapport à celle des poutres endommagées puis réparées sans charges maintenue. De plus, les poutres qui ont été soumises à un pré-chargement plus élevé, semblent moins de ductilité de déplacement par rapport à celle des poutres ayant soumises au chargement inférieur. La différence majeure entre les poutres pré-chargées et les poutres vierges, c'est que les poutres pré-chargées avaient montré une ductilité plus élevé en raison de la fissuration de pré-chargement.**
- Le mode de ruine des poutres endommagées (par pré-chargements de 50% et 72% de moment de plastification expérimental des aciers) puis réparées par l'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM a été par l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone de la résine à cause des fissures longitudinales développées dans la résine qui conduit à la perte d'adhérence entre le jonc de carbone et le matériau de scellement. Par contre, le mode de ruine des poutres endommagées au-delà du seuil de plastification de l'acier (105% et 120% de moment de plastification de l'acier) puis réparées a été par écrasement du béton comprimé. D'ailleurs, la poutre réparée sous un niveau élevé de charge maintenue de 72% a été ruiné par écrasement du béton comprimé.

## *Conclusion générale*

## CONCLUSION GENERALE

Cette thèse a tenté d'apporter des réponses sur les points sombres concernant l'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM pour réparer les structures en béton armé pré-fissurées et endommagées mécaniquement ou par corrosion des aciers. Cette technique consiste à insérer des joncs composites par engravure dans la zone d'enrobage de l'élément à réparer. Cette technique est connue sous le nom NSM pour Near Surface Mounted reinforcement.

L'efficacité de la technique NSM dans la réhabilitation des structures est fortement dépendante de la performance d'adhérence entre les joncs de carbone et le béton. De nombreuses études récentes ont été réalisées pour quantifier d'adhérence sur des éprouvettes saines en raison de la complexité de ce problème. Par contre, le comportement des éléments réparés peut être affecté, d'une part, selon les conditions de pré-chargement, et d'autre part, selon l'endommagement spécifique, qui pourraient être rencontrés dans les structures existantes. En effet, un endommagement dans le béton ou dans les armatures peut modifier le comportement global des éléments réparés en réduisant la capacité portante.

Des essais à grande échelle en flexion ont été réalisés pour étudier le comportement des poutres en béton armé. D'une part, différents types d'endommagements ont été considérés tels que la corrosion des aciers et les charges excessives. D'autre part, différentes conditions de pré-chargement incluant les maintiens du chargement à l'heure de la mise en œuvre de la réparation ont été étudiées. Pour éclairer les points évoqués ci-dessus, nous avons effectué un programme expérimental composé de trois parties :

Dans une première étape, nous avons mené une étude expérimentale sur la possibilité d'utiliser du jonc de carbone pour réparer une poutre fortement dégradée par corrosion des armatures due à un vieillissement « naturel » sous charge de service en ambiance saline pendant 23 ans. La corrosion des aciers s'est traduite par un endommagement important du béton d'enrobage avec des fissures longitudinales de largeur supérieure à 3 mm et des zones de délaminage du béton d'enrobage. Cet endommagement est aussi accompagné d'une diminution de la section des armatures tendues de 36% à mi-portée et donc de la capacité portante. Un jonc de 6 mm en fibre de carbone a été mis en œuvre dans les zones intactes du béton d'enrobage avec la technique NSM. Pour étudier l'efficacité de la réparation d'une poutre corrodée, nous avons renforcé aussi une poutre témoin (B2T) de la même manière que celle de la poutre corrodée (B2CL1). Les poutres sont soumises à une flexion 3-points. Nous avons comparé le comportement des poutres [corrodée et réparée (B2CL1) « 23 ans », non-corrodée et renforcée (B2T) « 23 ans », non-corrodée et non-renforcée (B1T) « 17 ans » et corrodée et non-renforcée (B1CL1) « 14 ans »], d'un point de vue global, le mode de ruine, la rigidité et leur capacité portante.

Nous avons relevé, tout d'abord, un accroissement important de la capacité portante de la poutre réparée, malgré la corrosion importante, la capacité portante mesurée de la poutre réparée est légèrement supérieure à celle de la poutre témoin (non-corrodée) non-renforcée (5%). La technique NSM est donc applicable et efficace pour la réparation de poutres corrodées. En effet, la possibilité d'insérer des joncs de carbone avec la technique NSM dépend de la qualité du béton d'enrobage non-endommagé par la corrosion de l'acier. Ensuite, la poutre corrodée et réparée (B2CL1) montre une réduction de la ductilité par rapport aux deux poutres témoins [renforcée (B2T) et non-

renforcée (B1T)]. La réduction de ductilité de la poutre corrodée réparée en comparaison avec la poutre non-corrodée et renforcée est due uniquement à la corrosion de l'acier. Par rapport à la poutre témoin non-renforcée en béton armé, la réduction de ductilité de la poutre corrodée réparée est due à deux raisons, la première est l'effet de la corrosion de l'acier, la deuxième est la présence des joncs de carbone.

Le comportement de la poutre témoin renforcée se distingue par son côté fragile qui s'accompagne d'une ruine soudaine par pull-out du jonc de carbone de la résine suivie d'éclatement de morceaux de béton dans la zone de béton d'enrobage et d'un écrasement du béton comprimé. Par contre, la ruine de la poutre corrodée et réparée intervient par séparation (délamination) du béton d'enrobage dans la zone tendue au niveau à l'insertion du jonc de carbone, qui a commencé entre deux fissures de flexion dans la zone centrale et s'est propagé vers l'appui. Dans la dernière étape, nous avons réalisé les calculs standards (Eurocode 2) des moments de plastification des aciers et de ruine des poutres réparées par écrasement du béton comprimé. Nous avons calculé aussi les contraintes dans les aciers et dans le jonc de carbone à la plastification et à la ruine des poutres réparées à partir des moments expérimentaux. Les différents modes de ruine observés lors d'essais sur les deux poutres réparées ont été étudiés. Les résultats des calculs analytiques sont en bonne corrélation avec les résultats expérimentaux du point de vue du calcul du moment de plastification de l'acier et du moment ultime dont la ruine est due au pull-out du jonc de carbone pour la poutre témoin renforcée et dont la ruine est due à la séparation du béton d'enrobage pour la poutre corrodée réparée. Les modèles classique considérant une rupture par écrasement du béton comprimé ne sont pas adaptés et surestiment la capacité portante.

Dans une deuxième étape, nous avons réalisé des essais expérimentaux en faisant varier les paramètres relatifs aux conséquences de la corrosion :

- perte généralisée de la section d'acier tendu,
- éclatement du béton d'enrobage
- détérioration de l'adhérence acier-béton,

D'une part, pour essayer de comprendre l'origine du mode de ruine de la poutre corrodée et réparée, et d'autre part, afin d'étudier le comportement global, le comportement à la fissuration, la rigidité, la ductilité, le mode de ruine, et la capacité portante des poutres testées. Les poutres sont soumises à une flexion 3-points.

Cependant, la ruine par la séparation du béton d'enrobage entre deux fissures adjacentes observé sur la poutre corrodée et réparée n'a jamais été obtenue. Pour nos simulations : La ruine a eu lieu par Pull-out du jonc de carbone.

Toutefois, nous avons relevé, tout d'abord, un accroissement important de la capacité portante des poutres endommagées et réparées dans tous les cas, la capacité portante mesurée des poutres réparées était supérieure à celle de la poutre témoin (non-renforcée) :

- La réparation par un jonc de carbone avec la technique NSM de la poutre avec une perte de section de 30% a augmenté la capacité portante de 27% au-delà de celle de la poutre témoin (non-renforcée).
- L'éclatement du béton d'enrobage a été réalisé en réduisant la section transversale du béton de 4.5% n'a pas d'effet significatif sur la performance structurelle.



- La réparation par un jonc de carbone avec la technique NSM de la poutre avec une perte de section de 30% et une perte d'adhérence acier-béton de 45% dans la zone centrale a également augmenté la capacité portante de 22% par rapport à celle de la poutre témoin (non-renforcée).

Les essais ont permis de mettre en évidence qu'une réparation avec un jonc inséré avec la technique NSM autorise également une réduction de l'ouverture des fissures qui est cependant faible (de l'ordre de 10%).

Nous avons trouvé que la présence du jonc de carbone sur la surface tendue augmente la raideur structurelle de la poutre réparée, limite l'ouverture et la propagation des fissures de flexion, et diminue notablement les contraintes normales et l'amplitude des contraintes normales dans les armatures tendues, du fait de la redistribution d'effort entre jonc de carbone et armatures en acier.

Dans la dernière étape, nous avons réalisé les calculs standards (Eurocode 2) des moments de plastification des aciers et de ruine par écrasement du béton comprimé des poutres réparées. En outre, nous avons calculé le moment ultime des poutres à l'aide de modèles analytiques où les modes de ruine sont considérés, et l'ouverture des fissures selon l'EC2-2004 pour deux fissures dans chaque poutre réparée. Les résultats analytiques sont en bonne corrélation avec les résultats expérimentaux du point de vue du calcul du moment de plastification de l'acier et du moment ultime dont la ruine est due au pull-out du jonc de carbone pour les poutres réparées. Les résultats d'ouverture des fissures sont inférieurs à ceux expérimentaux d'environ 10% et 40% selon la position de la fissure pour les poutres non-endommagées et renforcées.

La troisième partie expérimentale s'est intéressée à l'utilisation des joncs de carbone pour la réparation des éléments endommagés par une charge excessive, puis réparés sous ou sans charge maintenue. Cas les structures nécessitant de la réparation par application de matériaux composites ne sont pas de récentes, et par conséquent, qui ont déjà subi un certain nombre d'endommagements dus aux contraintes mécaniques (surcharge maintenue à long-terme, charge accidentelle à court-terme).

Dans cette partie, nous avons réalisé des essais expérimentaux sur huit poutres en béton armé, deux groupes Y (2 poutres) et P (6 poutres), en faisant varier les paramètres suivantes :

- Le niveau de pré-chargement : nous avons choisi plusieurs niveaux avant et après la plastification des aciers
- La mise en œuvre de la réparation sous/sans charge maintenue.

Un niveau d'endommagement est capable de réduire légèrement la capacité portante des poutres réparées (moins de 8% par rapport à la poutre témoin renforcée). La réparation des poutres sous charge maintenue a une influence non-significative en diminuant la capacité portante entre 5% et 6% par rapport aux poutres endommagées réparées sans charge maintenue, ce qui correspond aux résultats expérimentaux de Wang et al. (2006) et Yeong-soo et al. (2003) pour les poutres réparées par collages de tissus composites sur la surface extérieure.

La réparation des poutres endommagée peut contribuer à diminuer l'ouverture des fissures d'environ 10% pour les fissures dans la zone où les aciers tendus ne sont pas encore plastifié.

La ductilité de déplacement d'une poutre non-endommagée et renforcée est inférieure de 31% à celle de la poutre non-endommagée et non-renforcée. Par contre, les poutres endommagées puis réparées sous charges maintenues ont montré une ductilité supérieure (plus de 11% par rapport à celle des poutres endommagées puis réparées sans charges maintenues). De plus, les poutres qui ont été soumises à un pré-chargement plus élevé, montrent moins de ductilité de déplacement par rapport à celle des poutres soumises à un chargement inférieur. La différence majeure entre une poutre pré-chargée et celle non, c'est que la poutre pré-chargée ont montré une ductilité plus élevée que celle de la poutre saine due à la fissuration de pré-chargement.

La ruine des poutres pré-chargées puis réparées par l'insertion du jonc de carbone avec la technique NSM a été par l'arrachement « Pull-out » du jonc de carbone de la résine à cause des fissures longitudinales développées dans la résine qui conduit à la perte d'adhérence entre le jonc de carbone et le matériau de scellement en réduisant légèrement leur capacité portante. Par contre, les poutres endommagées par chargement excessif puis réparées ont montré un mode de ruine différent (par écrasement du béton comprimé) mais avec une réduction significative leur capacité portante.

## ***PERSPECTIVES***

A l'issue de notre travail de recherche et afin de permettre une compréhension plus approfondie du comportement des poutres endommagées puis réparées, on envisage les perspectives suivantes :

- Déterminer expérimentalement l'efficacité de la réparation des poutres endommagées sous charge de fatigue, et le leur comportement sous charge de fatigue.
- Étudier le comportement sous l'effet d'un effort tranchant cyclique alterné, dans le but de simuler expérimentalement l'effet d'une action sismique.
- Réaliser une modélisation numérique de type éléments finis.
- Étudier les phénomènes d'adhérence entre barres corrodées et béton, entre joncs de carbone, scellement et béton dégradé.
- Modéliser le comportement de la liaison acier-béton en fonction du développement de la corrosion du béton armé dans les éléments endommagés afin de déterminer leur capacité à être encore en service en toute sécurité. De plus, cette modélisation fine de leur comportement permettra également de modéliser le comportement après la réparation.

## *Références Bibliographiques*

- ACI 318-95. 1996. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95) by ACI Committee 318. *Journal of Architectural Engineering*: p.120.
- ACI 440.2R. 2008. Guide for The Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems For Strengthening Concrete Structures. *ACI Committee 440*.
- AFGC. 2003. *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites: Recommandations provisoires*. Association française de génie civil.
- AFNOR. 2003. NF EN 12390-3 - Essai pour béton durci - Partie 3: résistance en compression des éprouvettes.
- Alkhrdaji, T., Nanni, A., Chen, G., & Barker, M. 1999. Upgrading the Transportation Infrastructure: Solid RC Decks Strengthened with FRP. *Concrete International, American Concrete Institute* 21(10): p.37-41.
- Al-Mahmoud, F. 2007. *Technologie de renforcement des poutres en béton armé par l'insertion de joncs de carbone*. Toulouse, France: INSA-UPS Département Génie Civil.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., & François, R. 2012. Failure modes and failure mechanisms of RC members strengthened by NSM CFRP composites – Analysis of pull-out failure mode. *Composites Part B: Engineering* 43(4): p.1893-1901.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., François, R., & Tourneur, C. 2006. Anchorage and tension-stiffening effect between near-surface mounted fibre-reinforced polymer rods and concrete. *2nd International RILEM Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering*.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., François, R., & Tourneur, C. 2007. Effect of surface pre-conditioning on bond of carbon fibre reinforced polymer rods to concrete. *Cement & Concrete Composites* 29(9): p.677-689.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., François, R., & Tourneur, C. 2009. Strengthening of RC members with near-surface mounted CFRP rods. *Composite Structures* 91(2): p.138-147.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., François, R., & Tourneur, C. 2010. RC beams strengthened with NSM CFRP rods and modeling of peeling-off failure. *Composite Structures* 92(8): p.1920-1930.
- Almusallam, A.A. 2001. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Materials* 15(8): p.361-368.

- Al-Saidy, A.H., Al-Harthy, A.S., Al-Jabri, K.S., Abdul-Halim, M., & Al-Shidi, N.M. 2010. Structural performance of corroded RC beams repaired with CFRP sheets. *Composite Structures* 92(8): p.1931-1938.
- Al-Saidy, A.H., & Al-Jabri, K.S. 2011. Effect of damaged concrete cover on the behavior of corroded concrete beams repaired with CFRP sheets. *Composite Structures* 93(7): p.1775-1786.
- Andrade, C., Alonso, M.C., & Gonzalez, J.A. 1990. An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability. *Corrosion rates of steel in concrete, ASTM*: p.29-37.
- Arduini, M., & Nanni, A. 1997. Behavior of Precracked RC beams strengthened with carbon FRP Sheets. *Journal of Composites for Construction, ASCE* 1(2): p.63-70.
- Asplund, S.O. 1949. Strengthening Bridge Slabs with Grouted Reinforcement. 45(1): p.397-406.
- Badawi, M., & Soudki, K.A. 2005. Control of Corrosion-Induced Damage in Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates. *Journal of Composites for Construction, ASCE* 9(2): p.195-201.
- Bakis, C.E. et al. 2002. Fibre reinforced polymer composites for construction state-of-the-art review. *Journal of Composites for Construction, ASCE* 6(2): p.73-87.
- Balaguru, P., Nanni, A., & Giancaspro, J. 2009. *FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures. A guide to fundamentals and design for repair and retrofit*. New York, USA: Taylor & Francis Ltd.
- Blaschko, M. 2003. Bond behaviour of CFRP strips glued into slits. *The Sixth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP). Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6)*: p.397-401.
- Blaschko, M., & Zilch, K. 1999. Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits. *12th International conference on composite materials*.
- Bonacci, J., & Maalej, M. 2000. Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams. *ACI Structural Journal* 97(5): p.703-711.
- Borchert, K., & Zlich, K. 2005. Time dependent thermo mechanical bond behaviour of epoxy bonded pre-stressed FRP-reinforcement. *Proceedings of the 7th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures, FRPRCS-7*.
- Calgaro, J.A., & Lacroix, R. 1997. Maintenance et réparation des ponts. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Calgaro, J.A., & Lacroix, R. 1999. *Pathologie et évaluation des ponts existants*.

- Carolin, A., Nordin, H., & Taljsten, B. 2001. Concrete beams strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *International conference on FRP composites in civil engineering, Research Centre for Advanced Technology in Structural Engineering, Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong Polytechnic University.*
- Carolin, A., & Taljsten, B. 2002. Behaviour of concrete beams strengthened with near-surface mounted reinforcement, NSMR. *Proceedings ACIC2002*: p.177-184.
- Castel, A., François, R., & Arliguie, G. 2000a. Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams—Part 1: Experimental study of corroded beams. *Materials and Structures* 33(9): p.539-544.
- Castel, A., François, R., & Arliguie, G. 2000b. Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams—Part 2: Bond and notch effects. *Materials and Structures* 33(9): p.545-551.
- CEB-FIB. 1990. *Ceb-Fip Model Code 1990: Design Code*. London. England: Thomas Telford Publishing Ltd.
- Ceci, A.M., Casas, J.R., & Ghosn, M. 2012. Statistical analysis of existing models for flexural strengthening of concrete bridge beams using FRP sheets. *Construction and Building Materials* 27(1): p.490-520.
- Corden, G., Ibell, T.J., & Darby, A.P. 2008. Concrete cover separation failure in nearsurface mounted CFRP strengthened concrete structures. *The Structural Engineer* 86(4): p.19-21.
- Cosenza, E., Manfredi, G., & Realfonzo, R. 1997. Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete. *Journal of Composites for Construction, ASCE* 1(2): p.40-52.
- Cosenza, E., Manfredi, G., & Realfonzo, R. 2002. Development length of FRP straight rebars. *Composites Part B: Engineering* 33(7): p.493-504.
- Cruz, J.M.S., & Barros, J.A.O. 2004. Bond Between Near-Surface Mounted Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminate Strips and Concrete. *Journal of Composites for Construction, ASCE* 8(6): p.519-527.
- David, E., Djelal, C., Ragneau, E., & Buyle-Bodin, F. 1999. Use of FRP to Strengthen and Repair RC Beams: Experimental Study and Numerical Simulations. In *Structural Faults and Repair*, 10. London, UK
- El Maaddawy, T.A., & Soudki, K.A. 2005. Carbon fibre reinforced polymer repair to extend service life of corroded reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction, ASCE* 9(2): p.187-194.
- Enquête du SETRA, « Service d'études techniques des routes et autoroutes ». 1995. Ouvrages d'art réhabilitation: un diagnostic plus sévère que prévu. *Le Moniteur*: p.26.

- Eurocode 2. 1992. Design of concrete structures - Part 1-1 General rules and rules for buildings. *ENV 1992-1-1*.
- Eurocode 2. 2004. Design of concrete structures: part 1-1: general rules and rules for buildings. *EN 1992-1-1*.
- Ferracuti, B., & Savoia, M. 2005. Tension-stiffening law for FRP-reinforced concrete elements under service loadings. In *Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, 221-228. Hong Kong, China: International Institute for FRP in Construction
- Ferrier, E. 1999. *Comportement de l'interface composite-béton sous des sollicitations de fluage thermo-stimulé et en fatigue oligocyclique – Application au calcul prévisionnel de la durabilité de poutres BA renforcées*. Thèse de doctorat. Lyon, France: Laboratoire Mécanique Matériaux, de l'Université Claude Bernard Lyon 1.
- Fib Bulletin 14. 2001. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. Lausanne, Suisse: International Federation for Structural Concrete.
- FIB Bulletin 14. 2001. *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures: Technical Report on the Design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures*. Lausanne, Suisse: TG9.3.
- François, R., & Arliguie, G. 1994. Durability of loaded reinforced concrete in chloride environment. *Special Publication 145*: p.573-596.
- Freyssinet international. Procédé de renforcement d'ouvrage par tôles collées perforées.
- Gadve, S., Mukherjee, A., & Malhotra, S.N. 2009. Corrosion of steel reinforcements embedded in FRP wrapped concrete. *Construction and Building Materials 23*(1): p.153-161.
- Garrity, S.W. 2001. Near-surface reinforcement of masonry arch highway bridges. *Proceedings of the 9th Canadian masonry symposium*: p.CD-ROM.
- Godart, B., & Roux, A. 1995. *Alcali-réaction dans le béton: mécanisme, pathologie et prévention*.
- Gonzalez, J.A., Otero, E., Feliu, S., Bautista, A., & Ramirez, E. 1998. Some considerations on the effect of chloride ions on the corrosion of steel reinforcements embedded in concrete structures. *Magazine of Concrete Research 50*(3): p.189-199.
- Grace, N.K., & Sayed, G.A. 2003. Construction and Evaluation of Full-Scale CFRP Prestressed Concrete DT-girder. In 1281-1290. Singapore
- Hamdan, Z. 1993. *Evolution de la corrosion des aciers du béton armé en ambiances agressives*. Toulouse, France: I.N.S.A. de Toulouse.
- Hassan, T., Mohamedien, M., Hassan, N., & Rizkalla, S. 2001. Bond performance of different FRP strengthening systems. *Engineering Research Journal 5*(2): p.15-23.

- Hassan, T., & Rizkalla, S. 2003. Investigation of Bond in Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips. *American Society of Civil Engineers - Journal of Composites for Construction* 7(3): p.248-257.
- Hassan, T., & Rizkalla, S. 2004. Bond Mechanism of NSM FRP Bars for Flexural Strengthening of Concrete Structures. *ACI Structural Journal* 101(6): p.830-839.
- Hogue, T., Cornforth, R.C., & Nanni, A. 1999. Myriad Convention Center Floor System Reinforcement. *ACI Special Publication* 188: p.1145-1162.
- Hussain, M., Sharif, A., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., & Al-Sulaimani, G.J. 1995. Flexure Behavior of Precracked RC Beams Strengthened Externally by Steel Plates. *ACI Structural Journal* 92(1): p.14-22.
- ICRI, I.C.R.I. 2001. Cement Silo Repair and Upgrade. *Concrete Repair Bulletin* 14(5): p.16-19.
- Kalpna, W.K., & Kalupahana, G. 2009. *Anchorage and Bond Behaviour of Near Surface Mounted Fibre Reinforced Polymer Bars*. Bath, UK: Department of Architecture and Civil Engineering, University of Bath.
- Katsumata, H., Kimura, K., & Murahashi, H. 2001. Experience of FRP Strengthening for Japanese Historical Structures. In 1001-1008. New York, USA
- Kotynia, R. 2005. Strain efficiency of near-surface mounted CFRP-strengthened reinforced concrete beams. *Third international conference composites in construction*.
- Kreit, A., Al-Mahmoud, F., Castel, A., & François, R. 2010. Repairing corroded RC beam with near-surface mounted CFRP rods. *Materials and Structures* 43(9).
- Kutarba, M.P., Brown, J.R., & Hamilton, H.R. 2007. Repair of corrosion damaged concrete beams with carbon fiber-reinforced polymer composites. *Composites Research Journal* 1(4): p.36-46.
- L'Hermite, R. 1967. L'application des colles et résines dans la construction. Le béton à coffrage portant. *Annales de l'ITBTP*: p.239.
- L'Hermite, R., & Bresson, J. 1967a. Béton armé d'armatures collées. In 175-203. Paris, France: RILEM
- L'Hermite, R., & Bresson, J. 1967b. Concrete reinforced with glued plates. *RILEM, International Symposium on Synthetic Resins in Building Constructions*: p.175-203.
- Lee, C. et al. 2000. Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fibre reinforced polymer sheets. *Canadian Journal of Civil Engineering* 27(5): p.941-948.
- De Lorenzis, L. 2002. *Strengthening of RC structures with near surface mounted FRP rods*. Italy: Department of Innovation Engineering, University of Lecce.



- De Lorenzis, L., Lundgren, K., & Rizzo, A. 2004. Anchorage Length of Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Bars for Concrete Strengthening—Experimental Investigation and Numerical Modeling. *Structural Journal* 101(2): p.269-278.
- De Lorenzis, L., Micelli, F., & La Tegola, A. 2002. Passive and Active Near Surface Mounted FRP Rods for Flexural Strengthening of RC Beams. In *Proceedings of ICCI'02*, San Francisco
- De Lorenzis, L., & Nanni, A. 2001. Shear strengthening of reinforced concrete beams with near surface mounted fibre reinforced polymer rods. *ACI Structural Journal* 98(1): p.60-68.
- De Lorenzis, L., & Nanni, A. 2002. Bond between near surface mounted FRP rods and concrete in structural strengthening. *ACI structural Journal* 99(2): p.123-132.
- De Lorenzis, L., & Nanni, A. 2003. Design Procedure of NSM FRP Reinforcement for Strengthening of RC Beams. In 1455-1464. Singapore: Edward K.H. Tan
- De Lorenzis, L., Nanni, A., & La Tegola, A. 2000. Flexural and Shear Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Near Surface Mounted FRP Rods. In 521-528. Ottawa, Canada
- De Lorenzis, L., & Teng, J.G. 2007. Near surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: Engineering* 38(2): p.119-143.
- Lu, X.Z., Teng, J.G., Ye, L.P., & Jiang, J.J. 2005. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering Structures* 27(6): p.920-937.
- Luyckx, J. 1999. *Composites à fibres de carbone dans le Génie civil*.
- Malumbela, G., Alexander, M., & Moyo, P. 2011. Serviceability of corrosion-affected RC beams after patch repairs and FRPs under load. *Materials and Structures* 44(1): p.331-349.
- Mamillan, M. 1994. *Restauration des bâtiments en béton armé*.
- Meier, U. 1998. Latest development of the poststrengthening techniques with advanced composites materials. In *Textile et construction*, 231-239. Lyon, France
- Meier, U., Deuring, M., Meier, H., & Schwegler, G. 1992. Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and Applications in Switzerland. *Advanced composite materials in bridges and structures, Canadian Society of Civil Engineers*: p.243-251.
- Merdas, A., & Chikh, N. 2008. Renforcement des poutres en B.A. par des matériaux composites utilisant la technique NSM. *Colloque National - Pathologie des Constructions - Du Diagnostic à la Réparation Département de Génie Civil - Université Mentouri Constantine*.

- Mosallam, A.S., & Mosalam, K.M. 2003. Strengthening of two-way concrete slabs with FRP composite laminates. *Construction and Building Materials* 17(1): p.43-54.
- Moszkowicz, P., & Barna, R. 2001. *Stabilisation - solidification des déchets*.
- Nanni, A. 1997. Carbon FRP Strengthening: New Technology Becomes Mainstream. *Concrete International, American Concrete Institute* 19(6): p.19-23.
- Nanni, A. 2003. *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*. American Concrete Institute ACI.
- Neubauer, U., & Rostasy, F.S. 1999. Bond failure of concrete fibre reinforced polymer plates at inclined cracks Experiments and fracture mechanics model. *ACI Special Publication* 188: p.369-382.
- Nordin, H., & Taljsten, B. 2003. Concrete beams strengthened with CFRP. A study of anchor lengths. *Proceedings 10th conference on structural faults and repair*.
- Norris, T., Saadatmanesh, H., & Mohammad, R.E. 1997. Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fiber sheets. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 123(7): p.903-911.
- Oehlers, D.J., Liu, I., & Seracino, R. 2004. A generic design approach for EB and NSM longitudinally plated RC beams. In *FRP Composites In Civil Engineering 2004 (CICE 2004)*.
- Parish, G.C. 2009. *CFRP repair of concrete beams aged by accelerated corrosion*. WEST VIRGINIA UNIVERSITY.
- Parretti, R., & Nanni, A. 2004. Strengthening of RC members using near surface mounted FRP composites: Design overview. *Advances in Structural Engineering* 7(6): p.469-483.
- Perera, W.K.K.G., Ibell, T.J., & Darby, A.P. 2009. Bond behaviour of various shapes of NSM CFRP bars and concrete. *9th International symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS9)*.
- Perera, W.K.K.G., Ibell, T.J., Darby, A.P., & Denton, S.R. 2008. Anchorage and bond behaviour of near surface mounted carbon fibre reinforced polymer bars. *5th International conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBSV)*.
- Perera, W.K.K.G., Ibell, T.J., Darby, A.P., & Denton, S.R. 2009. Bond mechanisms of various shapes of NSM CFRP bars. *Advanced Composites In Construction 2009 (ACIC 2009)*.
- Perret, J. 1998. *Guide de la maintenance des bâtiments*. Editions Le Moniteur.
- Pickles, A. 2004. *Near surface mounted strengthening of concrete building structures using fibre reinforced polymer composites*. UK: University of Edinburgh.

- Poineau, D. 1992. *La précontrainte dans les travaux de réparation et de renforcement des ponts*.
- Raouf, M., & Hassanen, M. a. H. 2000. 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): p.291-305.
- Raouf, M., Wood, L.A., & Zhang, S. 1995. Prediction of Peeling Failure of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Steel Plates. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings* 110(3): p.257-268.
- Recommendations RILEM CPC8. 1972. Modulus of elasticity of concrete in compression. *Materials and structures* 6(30): p.404-406.
- Rizkalla, S., & Hassan, T. 2001. Various FRP Strengthening Techniques for Retrofitting Concrete Structures. In *CICE 2001 Conference proceedings*, Hong Kong, China
- Sena Cruz, J.M. 2004. *Strengthening of concrete structures with near surface mounted CFRP laminate strips*. Portugal: Department of Civil Engineering, University of Minho.
- Sena Cruz, J.M., & Barros, J.A.O. 2002. Bond behavior of carbon laminate strips into concrete by pull-out bending tests. *Proceedings of the international symposium "Bond in concrete – from research to standards"*: p.614-621.
- Seracino, R., Jones, N.M., Ali, M.S.M., Page, M.W., & Oehlers, D.J. 2007. Bond strength of near-surface mounted FRP strip-to-concrete joints. *Journal of Composites for Construction* 11(4): p.401-410.
- Seracino, R., Saifulnaz, M.R.R., & Oehlers, D.J. 2007. Generic debonding resistance of EB and NSM platetoconcrete joints. *Journal of Composites for Construction* 11(1): p.62-70.
- Shahawy, M., Chaallal, O., Thomas, E.B., & Adnan, E. 2001. Flexural strengthening with carbon fiber-reinforced polymer composites of preload full-scale girders. *ACI Structural Journal* 98(5): p.735-743.
- Sharif, A., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., & Ghaleb, B.N. 1994. Strengthening of initially loaded RC beams using FRP plates. *ACI Structural Journal* 91(2): p.160-168.
- Sherwood, T., & Soudki, K.A. 1999. Confinement of Corrosion Cracking in Reinforced Concrete Beams with Carbon Fibre Reinforced Polymer Laminates. *ACI-SP-188 on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete*: p.591-603.
- Shield, C., French, C., & Milde, E. 2005. The effect of adhesive type on the bond of NSM tape to concrete. *7th International symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS07)*.

- Shin, Y.S., & Lee, C. 2003. Flexural behavior of RC beams strengthened with carbon fiber-reinforced polymer laminates at different levels of sustaining load. *ACI Structural Journal* 100(2): p.231-239.
- Smith, S.T., & Teng, J.G. 2002. FRP strengthened RC beamsI: Review of debonding strength models. *Engineering Structures* 24(4): p.385-395.
- Soliman, S.M., El-Salakawy, E., & Benmokrane, B. 2010. Flexural behaviour of concrete beams strengthened with near surface mounted fibre reinforced polymer bars. *Canadian Journal of Civil Engineering* 37(10): p.1371-1382.
- Soliman, S.M., El-salakawy, E., Benmokrane, B., & Abdel Baky, H. 2008. Experimental and numerical investigation of RC beams strengthened in bending with near surface mounted CFRP. *5th International conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBSV)*.
- Soudki, K.A. 2006. FRP Repair of Corrosion-damaged Concrete Beams - Waterloo Experience. *Springer Netherlands* (140): p.165-173.
- Soudki, K.A., & Sherwood, T. 2000. Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Laminates Subjected to Corrosion Damage. *Canadian Journal of Civil Engineering* 27(5): p.1005-1010.
- SPS Structural Preservation Systems. Near Surface Mounted CFRP Rods Strengthen New Water Tank. LLC - A Structural Group Company. Available at: [www.salemcontracting.com/Case%20Study/tabid/448/contentid/574/Default.aspx](http://www.salemcontracting.com/Case%20Study/tabid/448/contentid/574/Default.aspx).
- Steiner, W. 1996. Strengthening of Structures with CFRP Strips. *Advanced Composite Materials and Structures*: p.407-417.
- Taljsten, B. 2002. *FRP strengthening of existing concrete structures: Design. Guidelines*. Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology.
- Taljsten, B., Carolin, A., & Nordin, H. 2003. Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *Advances in Structural Engineering* 6(3): p.201-213.
- Tan, K.H., & Mathivoli, M. 1999. Behavior of Preloaded Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Sheets. In *Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, 159-170. Baltimore, Maryland
- Teng, J.G. et al. 2006. Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips. *Journal of Composites for Construction* 10(2): p.92-105.
- Tepfers, R. 1973. *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars*. Chalmers University of Technology.
- The Concrete Society. 2004. *Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*. Camberley: The Concrete Society.

- Theillout, J.N. 1990. *Le renforcement des structures par la technique des tôles collées : étude de fonctionnement.*
- Theillout, J.N. 1997. *Le projet de renforcement ou de réparation des ponts en béton. Maintenance et réparations des ponts.* Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Ueda, T., & Dai, J. 2005. Interface bond between FRP sheets and concrete substrates: properties, numerical modeling and roles in member behaviour. *Progress in Structural Engineering and Materials* 7(1): p.27-43.
- Vidal, T. 2003. *Requalification des structures dégradées par corrosion des armatures.* Toulouse, France: Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse.
- Vidal, T., Castel, A., & François, R. 2007. Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment. *Cement and Concrete Research* 37(11): p.1551-1561.
- Wang, W., & Li, G. 2006. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load. *International Journal of Solids and Structures* 43(6): p.1372-1387.
- Warren, G.E. 1998. *Waterfront repair and upgrade, advanced technology demonstration site No. 2: Pier 12.* NAVSTA San Diego: Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme (CA).
- Warren, G.E. 2000. *Waterfront repair and upgrade, advanced technology demonstration site No. 3: NAVSTA Bravo 25, Pearl Harbour.* Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme (CA).
- Yan, X., Miller, B., Nanni, A., & Bakis, C.E. 1999. Characterization of CFRP rods used as near surface mounted reinforcement. *8th International conference on structural faults and repair.*
- Yeong-soo, S., & Chadon, L. 2003. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber-reinforced polymer laminates at different levels of sustaining load. *ACI Structural Journal* 100(2): p.231-240.
- Yost, J.R., Gross, S.P., Dinehart, D.W., & Mildenberg, J.J. 2007. Flexural behavior of concrete beams strengthened with near-surface-mounted CFRP strips. *ACI structural journal* 104(4): p.430-437.
- Zermeno, M.E., & Hamelin, P. 1990. Durabilité et fiabilité des câbles composites pultrudés utilisés pour la précontrainte extérieure. In 865-877. Lyon, France
- Zhang, A., Jin, W., & Li, Gui-bing. 2006. Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates. *Journal of Zhejiang University - Science A* 7(3): p.436-444.
- Zhang, R. 2008. *Phase d'initiation et de propagation de la corrosion dans les structures en béton armé et leurs conséquences sur la durée de vie.* Toulouse, France: INSA-UPS Génie Civil.

Zhang, R., Castel, A., & François, R. 2009. The corrosion pattern of reinforcement and its influence on serviceability of reinforced concrete members in chloride environment. *Cement and Concrete Research* 39(11): p.1077-1086.

# *Annexes*

## ANNEXE 1 - PROFILS PULTRUDES FIBRE DE CARBONE

### Description :

Les profilés fibre de carbone Soficar sont obtenus par pultrusion. La pultrusion est un procédé de fabrication qui permet de produire des quantités importantes à un coût modéré. Les profilés Soficar sont disponibles sous formes de joncs et plaques fabriqués à partir des fibres de carbone Torayca®.

### Caractéristiques et avantages produit :

- Excellents rapports ténacité et rigidité/poids.
- Excellente résistance en fatigue.
- Stabilité dimensionnelle.
- Disponible en grandes longueurs (bobines ou rouleaux).
- Différentes résistances thermiques disponibles.
- Performances long terme.

### Présentation :

#### ➤ Joncs :

Diamètre de 0.50 mm à 20 mm

#### ➤ Plaques :

Épaisseur de 1 mm à 20 mm

Largeur de 10 mm à 150 mm

#### ➤ Fibres :

Torayca® Haute Résistance T700

Torayca® Module Intermédiaire T800



### Conditionnement :

Les profilés carbone Soficar sont expédiés sous forme de rouleaux, couronnes, bobines :

#### ➤ Joncs :

*Diamètres jusqu'à 3.75 mm :*

- diamètre extérieur : 800 mm
- diamètre intérieur : 400 mm
- largeur : 510 mm

*De 3.75 à 10 mm de diamètre :*

- diamètre extérieur : 1600 mm
- diamètre intérieur : 1100 mm
- largeur : 1300 mm

#### ➤ Plaques :

Épaisseurs jusqu'à 2 mm : couronnes (diamètre intérieur 900 mm)

Autres épaisseurs : barres de 12 mètres.

### Performances mécaniques :

Toutes les valeurs indiquées ci-dessous s'appuient sur des résultats expérimentaux obtenus lors de tests réalisés en laboratoire. Ces valeurs représentent des valeurs standards ; ce ne sont en aucun cas des spécifications minimums. Pour un test ou une information particulière, merci de contacter notre service technique.



### Bobinage et torsion :

Les profilés carbone Soficar peuvent être enroulés sans tension sans aucun dommage dans les limites suivantes : Diamètre d'enroulement minimum = 110 fois le diamètre du jonc et 110 fois l'épaisseur de la plaque. Si lors de l'enroulement une tension/charge est appliquée sur le profilé, un diamètre d'enroulement plus important devra être considéré.

Les profilés carbone Soficar peuvent être torsadés sans tension sans aucun dommage dans les limites suivantes : Pas de torsion minimum = 200 fois le diamètre du jonc. Si lors de la torsion une tension/charge est appliquée sur le profilé, un pas de torsion plus important devra être considéré.

#### Profilé fibre de carbone UD SOFICAR

##### Propriétés mécaniques normalisées pour un Tvf à 70% pour l'unidirectionnel

Module à la traction (longitudinal)	160 GPa
Résistance à la traction (longitudinal) (Seulement pour résine Epoxy standard)	3000 MPa
Allongement à rupture (longitudinal)	2.0%
Module de compression	120 Gpa
Résistance en compression	1800 Mpa
Module de cisaillement	3.2 Gpa
Résistance en cisaillement	88 Mpa
Coefficient de dilatation thermique à 0° (longitudinal)	1.26 µm/m
Coefficient de dilatation thermique à 90° (Transverse)	52.3 µm/m
Conductivité thermique à 0° (longitudinal)	4.8 W/m°K
Conductivité thermique à 90° (Transverse)	1.43 W/m°K

##### Propriétés Physico-chimiques

Tg°C onset (DMA, 1Hz) Epoxy	100°C
Tg°C onset (DMA, 1Hz) Epoxy Haute Résistance Thermique	210°C
Densité	1.59

## ANNEXE 2 - RESINE EPONAL 380 (FICHE TECHNIQUE)

Résine époxy bicomposant sans solvant

### Avantage :

- Sans solvant.
- Excellente adhésion sur béton, bande Hypalon et PVC souple (avec primaire spécifique).
- Résistances mécaniques élevées.
- Mise en œuvre aisée.
- Application possible sur supports humides non ruisselants.

### Mise en œuvre

#### Conditions d'application

Température : + 10°C à + 30°C, Hygrométrie maximale : 80%. La température des supports doit toujours être supérieure de 3°C à celle du point de rosée.

#### Préparation des supports

Les bétons neufs et anciens doivent être propres, secs, sains, poreux et suffisamment résistants (résistances minimales en compression de 25 MPa et à la traction de 1.5 MPa après 28 jours) et sans contrepression hydrostatique. Ils seront débarrassés des parties mal adhérentes et exempts notamment de laitance, de produits de cure, de salissures et de tous produits pouvant nuire à l'adhérence (huiles, graisses...). Selon la nature et l'état des supports leur préparation se fera par grenailage, rabotage, bouchardage, ponçage, sablage, décapage hydraulique à haute pression ou décapage chimique, suivi d'un dépoussiérage minutieux. Les bandes hypalon seront dégraissées à la MEC et le PVC souple sera primarisé avant collage.

#### Préparation et application des mélanges

Ajouter la totalité du durcisseur à la résine et mélanger environ 2 à 3 min avec un agitateur électrique ou pneumatique à hélice à faible vitesse de rotation (200 à 300 t/min maximum) jusqu'à homogénéité de la teinte du mélange. Appliquer à la spatule l'EPONAL 380 sur le béton puis afficher la bande Hypalon préalablement dégraissé à la MEC ou le PVC souple primarisé avec le système XPU 18144 R/ 460 B.

### Conservation

Conservés dans leurs emballages d'origine, fermés, à l'abri de l'humidité et à une température comprise entre +5°C et +25°C, la résine et le durcisseur EPONAL 380 peuvent être stockés pendant 2 an.

## ANNEXE 3 - RESINE EPONAL 336 (FICHE TECHNIQUE)

Résine époxy à deux composants sans solvant.

### Couleur du mélange

Ambre clair.

### Constitution

- partie A : résine époxy
- partie B : durcisseur



## Caractéristiques

- viscosité du mélange :  $3000 \pm 1000$  MPa.s.
- densité du mélange :  $1.13 \pm 0.02$ .
- durée de vie en pot à 20°C : 45 à 60 minutes.

## Mise en œuvre

### Préparation du mélange

Pour faciliter le mélange, il est conseillé de stocker les produits dans un local entre 15 et 25°C.

Verser la quantité du durcisseur dans la résine et mélanger soigneusement les deux produits à l'aide d'un fouet monté sur un malaxeur électrique (vitesse de rotation 150 à 200 trs/mn), jusqu'à obtention d'un mélange homogène et sans marbrure.

Durée du malaxage : 2 à 5 minutes environ. Durée pratique du mélange :

- à 10°C : 2 heures,
- à 20°C : 30 à 40 minutes,
- à 30°C : 15 à 20 minutes.

### Application

#### Sur support béton

La résine EPONAL 336 (résine + durcisseur) s'applique :

- à la spatule crantée n° 3-B2 sur support lisse, consommation environ 400 à 500 g/m<sup>2</sup>,
- à la spatule crantée n° C1 sur support non lisse, consommation environ 800 g/m<sup>2</sup>,

*Nota* : sur support soumis à des remontées d'humidité fréquentes voire continues, le procédé doit être appliqué en 2 couches de 400 g/m<sup>2</sup> chacune à l'aide de la spatule crantée n° 3-B2. La seconde couche est réalisée après polymérisation complète de la précédente (le lendemain).

Dans ce cas, seule la deuxième couche est sablée.

#### Sur support carrelage

La résine EPONAL 336 (résine + durcisseur) s'applique au rouleau à raison de 400 g/m<sup>2</sup>/couche en 2 couches.

### Sablage (ou cloutage)

Sur la résine fraîche, répartir uniformément à refus le sable S 409, à raison de 3 à 3.5 kg/m<sup>2</sup>. La surface du sable doit conserver sa couleur d'origine. Ce repère permet d'ajuster la consommation nécessaire.

*Nota* : Sur support imperméable, un délai d'attente de 30 à 45 minutes (à 20°C) doit être respecté avant d'appliquer le sable. Ce délai permet à la résine de prendre de la viscosité.

## ANNEXE 4 - RAINUREUSE HILTI DC-SE 20

### Avec Aspirateur Hilti VC 20-U

Rainurage du béton, de la pierre et d'autres matériaux de construction spécialement étudiée pour les électriciens.



### Caractéristiques de la Rainureuse

#### Applications

- Rénovation et neuf : passage de gaines électriques et tuyaux d'eau ou de chauffage
- Insertion de fils de détection au vol ou de guidage en industrie

#### Performances

- Confort de travail : rainurage sans poussière
- Double interrupteur de sécurité
- Réglages de coupe simples et précis
- Disques à segments dévoyés (segments alternés) pour plus de rapidité de coupe et plus de durée de vie

#### Données techniques

- Puissance absorbée
- Vitesse à vide
- Diamètre maximum de disque
- Profondeur / largeur de coupe maximale
- Câble d'alimentation
- Régulateur de courant de démarrage intégré
- Poids



1950 W  
7500 tours / min  
125 mm  
40 / 46 mm  
5 m  
Oui  
5.6 kg