

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par

**DIBOUNE Nadia**

Thème :

---

### **ANALYSE DU COMPORTEMENT DES COLONNES PRISMATIQUES CONFINÉES PAR LES POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES DE CARBONE « CFRP »**

---

Soutenue le 11/01/2024, devant le jury composé de :

<b>BOULEKBACHE Bensaïd</b>	<b>Professeur Université Hassiba Benbouali de Chlef</b>	<b>Président</b>
<b>ZIDOUR Mohamed</b>	<b>Professeur Université Ibn Khaldoun de Tiaret</b>	<b>Examineur</b>
<b>AIT ATMANE Hassen</b>	<b>Professeur Université Hassiba Benbouali de Chlef</b>	<b>Examineur</b>
<b>BENNAI Riadh</b>	<b>MCA Université Hassiba Benbouali de Chlef</b>	<b>Examineur</b>
<b>BENZAID Riad</b>	<b>Professeur Université Mohammed Seddik Benyahia de Jijel</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>BERRADIA Mohammed</b>	<b>MCA Université Hassiba Benbouali de Chlef</b>	<b>Co-Rapporteur</b>
<b>HOLSCHMACHER Klaus</b>	<b>Professeur University of Applied Sciences of Leipzig</b>	<b>Invité</b>

## **REMERCIEMENTS**

*Premièrement, je remercie ALLAH le tout puissant qui m'a guidée et qui m'a donné la force et la volonté de réaliser cette thèse de doctorat.*

*Je tiens à remercier mon encadreur, **Professeur BENZAID Riad**, Professeur à l'université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel, pour avoir accepté encadrer le présent travail de thèse, pour son accompagnement, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.*

*Je tiens également à exprimer ma gratitude à mon Co-encadreur, **Docteur BERRADIA Mohammed** Maître de conférences Classe A à l'université Hassiba Benbouali de Chlef pour cette consultation et ses conseils à travers les différentes étapes de cette recherche et m'avoir toujours soutenu du début à la fin.*

*Je voudrais témoigner ma profonde reconnaissance au défunt **Professeur KASSOUL Amar** ancien doyen à l'université Hassiba Benbouali de Chlef pour son soutien et ses conseils.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers le **Professeur ZIDOUR Mohamed** de l'université de Tiaret, le **Professeur AIT ATMANE Hassen** de l'université de Chlef, et le **Docteur BENNAI Riadh** de l'université de Chlef pour avoir accepté d'évaluer ce travail de thèse. Je souhaite également remercier le **Professeur BOULEKBACHE Bensaid** de l'Université de Chlef pour l'honneur qu'il m'a fait en présidant le jury de ma thèse, et le **Professeur Klaus Holschemacher** de l'université des sciences appliquées de Leipzig en Allemagne pour avoir accepté de participer à cette soutenance.*

*Je tiens à remercier également la **Docteure DJAFAR HENNI Imane**, et la **Docteur ABDESSELAM Halima**, pour leur aide.*

*Je tiens à remercier toute l'équipe pédagogique du Département de Génie Civil, Université Hassiba Benbouali de Chlef.*

*Mes remerciements vont également à tous mes collègues de l'université Hassiba Benbouali de Chlef très particulièrement à **Rihab, Meriem, Meroua**.*

*Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à mes parents, mes frères, mes sœurs pour leur soutien assidu, leur aide et leur patience pendant toutes ces années de thèse.*

*Enfin, merci à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.*

## *DÉDICACE*

A mon très cher père,  
A ma très chère mère,  
A ma très chère grand-mère,  
A mes chères sœurs,  
A mes chers frères,  
A mes nièces, Eline, Nourcine, Kinane,  
A Tous les membres de la famille DIBOUNE.

## Résumé

Le renforcement des colonnes en béton par enveloppement externe avec des composites en polymères renforcés de fibres (FRP) est une technique très efficace pour améliorer leurs performances structurelles. Le but de ce travail de recherche est de développer un nouveau modèle de confinement pour la prédiction de la résistance ultime et la déformation correspondante, ainsi que la proposition d'une nouvelle relation de type contraintes-déformations axiales pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes en polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP). Une base de données expérimentale couvrant 360 spécimens avec des résistances à la compression non confinée ( $f_{co}$ ) allant de 11 à 94 MPa a été collectée. A titre comparatif, les performances de onze modèles de confinement existants ont été évaluées à l'aide des données recueillies.

Un nouveau modèle de type résistance été conçu en se basant sur une analyse de régression non linéaire, il concerne les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des CFRP et se caractérise par la prise en compte du rapport (hauteur / largeur) et du coefficient de forme en fonction de la profondeur de la section transversale. Ce modèle présente une meilleure corrélation et un bon ajustement avec les données expérimentales par rapport aux autres modèles existants.

D'autre part, un deuxième modèle de type contraintes-déformations décrivant le comportement axial des sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes en CFRP a été proposé, dans lequel les paramètres de confinement, tels que le rayon de coin et la profondeur de la section rectangulaire, ont été pris en compte. Les relations du deuxième modèle proposé ont été validées par un ensemble de courbes expérimentales collectées de la bibliographie et comparées à quatre autres modèles existants. Les résultats montrent que les relations proposées offrent une bonne précision et de meilleures prédictions que les quatre modèles étudiés.

**Mots clés :** Confinement ; colonnes en béton ; CFRP ; modèle de type résistance ; modèle de type contraintes-déformations.

## Abstract

The strengthen of concrete columns through external wrapping with fiber-reinforced polymer (FRP) composites is a highly effective technique for enhancing their structural performance. The aim of this research work is to develop a new confinement model for predicting ultimate strength and corresponding strain, as well as developing a new stress-strain relationship for square or rectangular concrete sections confined with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) jackets. An experimental database covering 360 specimens with unconfined compressive strengths ( $f_{co}$ ) ranging from 11 to 94 MPa was collected. For comparative purposes, the performance of eleven existing confinement models was evaluated using the collected data.

A new strength model was suggested based on linear regression analysis, specifically for square or rectangular concrete sections confined with CFRP, taking into account the aspect (height/width) and shape coefficient in relation to the depth of the cross-section. This model exhibits a very good correlation and better fit with experimental data compared to other existing models.

Furthermore, a second stress-strain model describing the axial behavior of square or rectangular concrete sections confined with CFRP jackets was developed, incorporating confinement parameters such as corner radius and rectangular section depth. The relationships of the second proposed model were validated against a set of experimental curves collected from the literature and compared to four other existing models. The results show that the proposed relationships offer good accuracy and better predictions than the four models studied.

**Keywords:** Confinement; concrete column; CFRP; strength model; stress–strain model

## ملخص

يعد تقوية أعمدة الخرسانة بواسطة التغليف الخارجي بمركبات البوليمرات المقواة بألياف (FRP) تقنية فعّالة للغاية لتحسين أدائها الهيكلي. هدف هذا العمل البحثي هو تطوير نموذج جديد للحصر لتوقع المقاومة النهائية والتشوه المقابل، بالإضافة إلى اقتراح علاقة جديدة من نوع الاجهاد-التشوه للأعمدة المربعة أو المستطيلة من الخرسانة المحصورة بأغلفة البوليمرات مقواة بألياف الكربون (CFRP). تم جمع قاعدة بيانات تجريبية سابقة موجودة في المراجع تغطي 360 نموذجًا بقوة ضغط غير محصورة ( $f_{co}$ ) تتراوح بين 11 و 94 ميجا باسكال. لأغراض المقارنة، تم تقييم أداء إحدى عشرة نموذجًا موجودًا في المراجع للحصر باستخدام البيانات المجمعة.

تم تصميم نموذج جديد من نوع القوة باستناد إلى تحليل الانحدار الخطي، وهو مخصص للأعمدة الخرسانية المربعة أو المستطيلة المحصورة بأغلفة من CFRP ويتضمن مراعاة نسبة الشكل ومعامل الشكل بناءً على عمق القسم العرضي. يظهر هذا النموذج ترابطاً أفضل وتوافقاً جيداً مع البيانات التجريبية مقارنة بالنماذج الأخرى الموجودة في المراجع.

علاوةً على ذلك، تم اقتراح نموذج ثاني من نوع الاجهاد-التشوه يصف السلوك المحوري للأعمدة الرباعية أو المستطيلة من الخرسانة المحصورة بأغلفة CFRP، حيث تم مراعاة معاملات الحصر مثل نصف الزاوية وعمق القسم المستطيل. تم التحقق من علاقات النموذج الثاني المقترح بواسطة مجموعة من المنحنيات التجريبية المجمعة من المراجع ومقارنتها مع أربعة نماذج أخرى موجودة سابقاً في المراجع. تشير النتائج إلى أن العلاقات المقترحة تقدم دقة جيدة وتوقعات أفضل من النماذج الأربعة المدروسة.

**الكلمات الرئيسية:** الحصر, أعمدة خرسانية, بوليمرات المقواة بالألياف الكربون, نموذج القوة, نموذج الاجهاد-التشوه

## TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	i
Dédicace.....	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
ماخص.....	v
TABLE DES MATIÈRES.....	vi
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux.....	xv
Nomenclatures .....	xvi
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

## CHAPITRE I : TECHNIQUES DE RENFORCEMENT OU DE REPARATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME

I.1. INTRODUCTION.....	7
I.2. CHEMISAGE EN BETON ARME .....	8
I.3. CHEMISAGE EN ACIER.....	14
I.4. POLYMERES RENFORCES DE FIBRES.....	17
I.4.1. Renforcement des poutres.....	17
I.4.2. Renforcement des colonnes et poteaux.....	19
I.4.3. Renforcement des dalles.....	21
I.5. CONSTITUANTS DES POLYMERES RENFORCES DE FIBRES (FRP).....	22
I.5.1. fibres .....	22
I.5.2. Matrices .....	26
I.5.3. Avantages et inconvénients des polymères renforcés de fibres.....	27
I.6. PROCEDES DE MISE EN ŒUVRE DES RENFORTS COMPOSITES.....	28
I.6.1. Stratification au contact.....	28

---

I.6.2.	Enroulement filamenteur.....	31
I.6.3.	Chemisage avec des coquilles préfabriquées en FRP.....	32
I.6.4.	Comparaison des méthodes de renforcement par FRP.....	33
<b>I.7.</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>34</b>

## **CHAPITRE II : TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX ANTÉRIEURS PORTANT SUR LES COLONNES CARRÉES ET RECTANGULAIRES EN BÉTON CONFINÉ AVEC CFRP**

<b>II.1.</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>36</b>
<b>II.2.</b>	<b>MECHANISME DE CONFINEMENT EXTERNE AVEC DES COMPOSITES FRP.....</b>	<b>36</b>
II.2.1.	Pression de confinement.....	36
II.2.2.	Diamètre équivalente des sections carrée et rectangulaire.....	38
II.2.3.	Facteur de forme ( $K_s$ ).....	38
<b>II.3.</b>	<b>MECANIQUE DE RUPTURE DU BETON CONFINÉ SOUS COMPRESSION AXIALE.....</b>	<b>39</b>
<b>II.4.</b>	<b>REVUE DES ETUDES EXPERIMENTALES EXISTANTES .....</b>	<b>42</b>
II.4.1.	Rochette et Labossière (2000).....	42
II.4.2.	Pervin et Wang (2001) .....	43
II.4.3.	Shehata et al. (2002).....	43
II.4.4.	Lam et Teng (2003) .....	44
II.4.5.	Chaallal et al. (2003) .....	45
II.4.6.	Ilki et Kumbasar (2003).....	45
II.4.7.	Masia et al. (2004).....	46
II.4.8.	Harajli et al. (2006).....	46
II.4.9.	Campione (2006).....	47
II.4.10.	Pantelides et Yan (2007) .....	47
II.4.11.	Rousakis et al. (2007).....	48
II.4.12.	Al-salloum (2007).....	48
II.4.13.	Wang et Wu (2008) .....	48
II.4.14.	Tao et al. (2008) .....	49
II.4.15.	Ozbakkaloglu et Oehlers (2008) .....	49
II.4.16.	Wu et Wei (2010).....	49



II.4.17.	Abbasnia et Ziaadiny (2010) .....	50
II.4.18.	Wang et al. (2012).....	50
II.4.19.	Wang et al. (2012).....	51
II.4.20.	Yeh et Chang (2012).....	51
II.4.21.	Rousakis et Karabinis (2012) .....	52
II.4.22.	Micelli et Modarelli (2013).....	52
II.4.23.	Abbasnia et al. (2013).....	52
II.4.24.	Abbasnia et Ziaadiny (2013).....	53
II.4.25.	Ozbakkaloglu (2013 a).....	53
II.4.26.	Ozbakkaloglu (2013 b).....	54
II.4.27.	Benzaid et Mesbah (2014).....	54
II.4.28.	Dalgic et al. (2015).....	55
II.4.29.	Wang et al. (2016).....	55
II.4.30.	Chen et Ozbakkaloglu (2016).....	56
II.4.31.	Isleem et al. (2018).....	56
II.4.32.	Guo et al. (2018).....	58
II.4.33.	Li et al. (2019) .....	58
II.4.34.	De Diego et al. (2019) .....	59
<b>II.5.</b>	<b>CONSTRUCTION DE LA NOUVELLE BASE DE DONNEES</b> .....	<b>59</b>
<b>II.6.</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>63</b>

**CHAPITRE III : ANALYSE STATISTIQUE ET PREDICTION DES  
MODELES DE RESISTANCE ET DE DEFORMATION POUR DES  
COLONNES CARRES ET RECTANGULAIRES EN BETON  
CONFINE AVEC CFRP**

<b>III.1.</b>	<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>65</b>
<b>III.2.</b>	<b>MODELES DE RESISTANCE ET DE DEFORMATION EXISTANTS</b> .....	<b>65</b>
<b>III.3.</b>	<b>ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES MODELES EXISTANTS</b> .....	<b>69</b>
III.3.1.	Critères de performance.....	69
III.3.2.	Performance des modèles étudiés.....	72
III.3.2.1.	Modèle de confinement de Shehata et al. (2002).....	72

III.3.2.2.	Modèle de confinement d’Ilki et Kumbasar (2003).....	74
III.3.2.3.	Modèle de confinement d’Al-salloum (2007).....	76
III.3.2.4.	Modèle de confinement de Wu et Wang (2009).....	77
III.3.2.5.	Modèle de confinement de Wu et Zhou (2010).....	78
III.3.2.6.	Modèle de confinement de Wei et Wu (2012).....	79
III.3.2.7.	Modèle de confinement d’Abbasnia et Ziaadiny (2013).....	81
III.3.2.8.	Modèle de confinement de Pham et Hadi (2013).....	82
III.3.2.9.	Modèle de confinement de Hany et al. (2015).....	83
III.3.2.10.	Modèle de confinement Cao et al. (2016).....	85
III.3.2.11.	Modèle de confinement de Moodi et al. (2017).....	87
<b>III.4.</b>	<b>PROPOSITION DE NOUVEAU MODELE DE CONFINEMENT.....</b>	<b>88</b>
III.4.1.	Développement du modèle .....	88
III.4.2.	Performance du nouveau modèle de confinement proposé .....	91
III.4.3.	Comparaison des indicateurs de performance .....	93
<b>III.5.</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>98</b>

## **CHAPITRE IV : PROPOSITION DE MODELE**

### **CONTRAINTE-DEFORMATION POUR LES SECTIONS CARREES OU RECTANGULAIRES EN BETON CONFINE AVEC CFRP**

<b>IV.1.</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>100</b>
<b>IV.2.</b>	<b>Développement des modèles de type contrainte-déformation .....</b>	<b>100</b>
<b>IV.3.</b>	<b>Quelques modèles existants de type contrainte-déformation .....</b>	<b>104</b>
IV.3.1.	Modèle de Lam et Teng (2003).....	105
IV.3.2.	Modèle de Wei et Wu (2012).....	106
IV.3.3.	Modèle de Hany et al. (2015).....	107
IV.3.4.	Modèle de Cao et al. (2016).....	107
<b>IV.4.</b>	<b>Développement d’un nouveau modèle de type contrainte-déformation....</b>	<b>108</b>
IV.4.1.	Forme Générale de la courbe.....	108
IV.4.2.	Prédiction des paramètres du modèle contrainte-déformation.....	109
IV.4.2.1.	Résistance maximale du béton confiné avec des enveloppes CFRP . $f_{cc}$ .....	110

IV.4.2.2.	Déformation ultime du béton confiné, $\varepsilon_{cc}$ .....	110
IV.4.2.3.	Déformation axiale au point de transition, $\varepsilon_t$ .....	110
IV.4.2.4.	Module d'élasticité du béton, $E_c$ .....	110
IV.4.2.5.	Pente de la deuxième branche, $E_2$ .....	111
<b>IV.3.</b>	<b>Validation du nouveau modèle contrainte-déformation</b> .....	<b>111</b>
IV.3.1.	Comparaison avec les courbes expérimentales de Rochette et Labossière (2000)...	111
IV.3.2.	Comparaison avec les courbes expérimentales de Tao et al. (2008).....	113
IV.3.3.	Comparaison avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013)..	120
IV.3.4.	Comparaison avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013)..	127
IV.3.5.	Comparaison avec les courbes expérimentales de Diego et al. (2019).....	136
<b>IV.6.</b>	<b>Conclusion</b> .....	<b>138</b>
	<b>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES</b> .....	<b>140</b>
	<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	<b>142</b>

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1 :</b>	Effondrement d'un bâtiment à cause de l'étage souple (Golcuk, Turkey 1999).	7
<b>Figure I.2 :</b>	Domages structurels dus aux effets des étages souples (Van, Turkey 2011).	8
<b>Figure I.3 :</b>	Renforcement d'une colonne existante par chemisage en B.A. (Fardis 2009).	9
<b>Figure I.4 :</b>	Chemisage en béton armé des colonnes : a) cas le plus simple b) barres d'enveloppe groupées près des angles, engagées par des traverses ou des tirants orthogonaux c) barres d'enveloppe groupées aux angles, goujons à l'interface avec l'ancien poteau d) U bars soudés aux barres d'angle e) plaques d'acier soudés aux cornières f) chemisage à une ou deux faces g) recouvrement de béton sur un côté avec un seul rideau de renforcement sur la face extérieure du périphérique du murs (Fardis 2009).	10
<b>Figure I.5 :</b>	Détails des différentes manières de chemisage en béton (Sayed et al. 2020).	11
<b>Figure I.6 :</b>	Renforcement avec chemisage en BA : (a) enlever le béton d'enrobage et rendre la surface rugueuse (b) post-installation de l'armature transversale ; (c) soudage des armatures transversales (d) poteau en forme de L ; (e) poteau en forme de T ; (f) poteau en forme de T avec armature de type mur (Ou et Troung 2018).	13
<b>Figure I.7 :</b>	Chemisage avec des tôles d'acier préfabriquées : (a) Découpe de la tôle d'acier à la forme recherchée ; (b, c) Installation de plaques d'acier et application d'une pression externe à l'aide d'un câble et d'un dispositif en croix ; (d) Soudage pour compléter le processus de chemisage (Choi et al. 2013).	15
<b>Figure I.8 :</b>	Chemisage en acier des poteaux à section circulaire et rectangulaire : a) colonne circulaire ; (b) colonne rectangulaire (Priestley et al. 1996).	15
<b>Figure I.9 :</b>	Détails des types de chemisage entièrement en acier (Tarabia et Albakry 2014).	16
<b>Figure I.10 :</b>	Renforcement d'une poutre en T en béton armé à l'aide des tissus en polymère renforcé de fibres de verre GFRP (ACI 440.2R 2008).	18
<b>Figure I.11 :</b>	Renforcement en flexion d'une poutre en béton armé à l'aide des feuilles en polymère renforcé de fibres de carbone CFRP (ACI 440.2R 2008).	18

<b>Figure I.12 :</b>	Confinement de colonnes et poteaux à l'aide de tissu en FRP (Chowdhury et Islam 2014).	19
<b>Figure I.13 :</b>	Courbe contraintes - déformations idéalisée pour un béton confiné avec des matériaux composites en FRP (Shahawy et al. 2000, Volety 2006, Benzaid 2010).	20
<b>Figure I.14 :</b>	Renforcement d'une dalle travaillant dans les deux sens par des lamelles en FRP: (a) dans les deux directions, (b) concentrées en petites régions ciblées (Teng et al. 2002)	21
<b>Figure I.15:</b>	L'idée des composites FRP, adaptée de (Abdul-Salam 2014).	22
<b>Figure I.16:</b>	Polymère renforcé de fibres de carbone : a) Fibres de carbone, b) Tissu de carbone unidirectionnel (Ostrowski et al. 2022).	23
<b>Figure I.17:</b>	Polymère renforcé de fibres de verre : a) Fibres de verre, b) Tissu de verre unidirectionnel (Ostrowski et al. 2022).	24
<b>Figure I.18 :</b>	Polymère renforcé de fibres d'aramide : a) Fibres d'aramide, b) Enveloppe en polymère renforcé de fibres d'aramide unidirectionnelles (Ostrowski et al. 2022).	25
<b>Figure I.19 :</b>	Courbes contrainte-déformation typiques des composites CFRP, GFRP, AFRP et de l'acier doux (Balaguru et al. 2009, Ganga Rao et al. 2007, Irwin et Rahman 2002).	27
<b>Figure I.20 :</b>	Stratification en contact des colonnes (Chakra 2016).	29
<b>Figure I.21 :</b>	Les méthodes typiques d'envelopper le FRP pour les colonnes en béton armé, (a) totalement enveloppée en utilisant des tissus en FRP; (b) partiellement enveloppée en utilisant des lanières FRP en spirale continue; (c) partiellement enveloppée en utilisant des lanières FRP sous forme d'anneaux discrets.	29
<b>Figure I.22 :</b>	Mise en place du composites FRP par stratification directe (Chakra 2016).	31
<b>Figure I.23 :</b>	L'enroulement filamentaire (Master Builders, Inc. and Structural Preservation Systems 1998, Balaguru et al. 2009).	32
<b>Figure I.24 :</b>	Chemisage avec des coquilles préfabriquées en FRP (Monti 2003).	33
<b>Figure II.1 :</b>	Action de confinement par FRP dans une colonne en béton.	37
<b>Figure II.2 :</b>	Diamètre équivalent et section effectivement confinée.	38
<b>Figure II.3 :</b>	Propagation des fissures en fonction du chargement axial : L est l'accroissement de la fissure (Wu 2002).	40
<b>Figure II.4 :</b>	Propagation des fissures en fonction du chargement axial pour des bétons de différentes (Wu 2002).	40
<b>Figure II.5 :</b>	Evolution du coefficient de dilatation en fonction de la déformation axiale pour différents niveaux de confinement (Harries et Kharel 2003).	41

<b>Figure II.6 :</b>	Illustration des différentes étapes de la réponse contrainte-déformation axiale.	58
<b>Figure III.1 :</b>	$R^2$ , RMSE, AAE entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales.	71
<b>Figure III.2 :</b>	SD entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales.	71
<b>Figure III.3 :</b>	Performance du modèle de résistance de Shehata et al. (2002).	73
<b>Figure III.4 :</b>	Performance du modèle de déformation de Shehata et al. (2002).	73
<b>Figure III.5 :</b>	Performance du modèle de résistance d'Ilki et Kumbasar (2003).	75
<b>Figure III.6 :</b>	Performance du modèle de résistance d'Ilki et Kumbasar (2003).	75
<b>Figure III.7 :</b>	Performance du modèle de résistance d'Al-Salloum (2007).	76
<b>Figure III.8 :</b>	Performance du modèle de résistance de Wu et Wang (2009).	77
<b>Figure III.9 :</b>	Performance du modèle de résistance de Wu et Zhou (2010).	78
<b>Figure III.10 :</b>	Performance du modèle de résistance de Wei et Wu (2012).	80
<b>Figure III.11 :</b>	Performance du modèle de déformation de Wei et Wu (2012).	80
<b>Figure III.12 :</b>	Performance du modèle de résistance d'Abbasnia et Ziaadiny (2013).	81
<b>Figure III.13 :</b>	Performance du modèle de déformation de Pham et Hadi (2013).	82
<b>Figure III.14 :</b>	Performance du modèle de résistance de Hany et al. (2015).	84
<b>Figure III.15 :</b>	Performance du modèle de déformation de Hany et al. (2015).	84
<b>Figure III.16 :</b>	Performance du modèle de résistance de Cao et al. (2016).	86
<b>Figure III.17 :</b>	Performance du modèle de déformation de Cao et al. (2016).	86
<b>Figure III.18 :</b>	Performance du modèle de résistance de Moodi et al. (2016).	87
<b>Figure III.19 :</b>	Performance du modèle de résistance proposé.	92
<b>Figure III.20 :</b>	Performance du modèle de déformation proposé.	92
<b>Figure III.21 :</b>	Comparaison du coefficient de détermination ( $R^2$ ) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.	94
<b>Figure III.22 :</b>	Comparaison d'erreur quadratique moyenne (RMSE) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.	94
<b>Figure III.23 :</b>	Comparaison d'erreur moyenne absolue (AAE) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.	95
<b>Figure III.24 :</b>	Comparaison de standard déviation (SD) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.	95
<b>Figure III.25 :</b>	Comparaison du coefficient de détermination ( $R^2$ ) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.	96
<b>Figure III.26 :</b>	Comparaison d'erreur quadratique moyenne (RMSE) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.	96
<b>Figure III.27 :</b>	Comparaison d'erreur moyenne absolue (AAE) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.	97

<b>Figure III.28 :</b>	Comparaison de standard déviation (SD) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.	97
<b>Figure IV.1 :</b>	Courbe contrainte-déformation du béton confiné avec FRP dérivée des modèles conçus pour les sections en béton armé (Ozbakkaloglu et al. 2013).	101
<b>Figure IV.2 :</b>	Courbe contrainte-déformation bilinéaire du béton confiné avec FRP	101
<b>Figure IV.3 :</b>	Courbe de contrainte-déformation parabolique-linéaire du béton confiné avec FRP	102
<b>Figure IV.4 :</b>	Courbe de contrainte-déformation basée sur l'équation de Richard et Abbott (1975).	103
<b>Figure IV.5 :</b>	Courbe de contrainte-déformation basée sur l'équation de (Toutanji 1999).	104
<b>Figure IV.6 :</b>	Courbe contrainte-déformation typique pour un béton confiné avec des FRP	105
<b>Figure IV.7 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Wang et Wu (2008) (section carrée $b/h = 1$ ) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.	112
<b>Figure IV.8 :</b>	Comparaison de la courbe du modèle proposé, la courbe expérimentale de Wang et Wu (2008) (section carrée $b/h = 1$ ), et les quatre autres modèles analytiques existants.	119
<b>Figure IV.9 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Tao et al. (2008) et les courbes théoriques de quatre modèles existants, avec $f_{co} = 22$ MPa.	123
<b>Figure IV.10 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Tao et al. (2008) et les courbes théoriques de quatre modèles existants, avec $f_{co} = 49.5$ MPa.	126
<b>Figure IV.11 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny(2013) (Série-A avec $f_{co} = 32$ MPa et $n_l = 2$ couches CFRP) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.	130
<b>Figure IV.12 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) (Série-B avec $f_{co} = 50$ MPa et $n_l = 2$ couches CFRP) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.	133
<b>Figure IV.13 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) (Série-B avec $f_{co} = 50$ MPa et $n_l = 2$ couches CFRP, $h/b = 2$ ) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.	135
<b>Figure IV.14 :</b>	Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé, avec les courbes expérimentales de De Diego al. (2019) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.	137

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1 :</b>	Propriétés mécaniques de fibres de carbone (Berthelot 2012).	23
<b>Tableau I.2 :</b>	Propriétés mécaniques de fibres de verre types E et R (Berthelot 2012).	24
<b>Tableau I.3 :</b>	Caractéristiques mécaniques de mono-filaments aramides (Berthelot 2012).	25
<b>Tableau I.4 :</b>	Caractéristiques des résines époxy (Bardonnnet 1992).	26
<b>Tableau I.5 :</b>	Propriétés des résines polyesters (Schneider 1993, Canard 1993).	26
<b>Tableau II.1 :</b>	Résumé de la base de données expérimentales assemblées.	61
<b>Tableau III.1 :</b>	Quelques modèles disponibles pour la prédiction de la résistance et de la déformation axiale des colonnes carrées et rectangulaires en béton confinées par des CFRP.	66
<b>Tableau III.2 :</b>	Facteur de forme et le Diamètre équivalent.	67



## NOMENCLATURES

$f_l$ :	Pression de confinement ultime en FRP.
$\rho_{frp}$ :	Rapport volumétrique du composite FRP.
$\rho_{sc}$ :	Rapport de la section transversale des armatures longitudinales en acier.
$A_g$ :	Section brute de la colonne.
$f_f$ :	Résistance à la traction maximale du FRP (MPa).
$d$ :	Diamètre de la section en béton (mm).
$D$ :	Diamètre équivalent (mm).
$b$ :	largeur du spécimen (mm).
$h$ :	longueur du spécimen (mm).
$H$ :	Hauteur du spécimen (mm).
$r_c$ :	Rayon de coin (mm).
$f_{co}$ :	Résistance à la compression du béton non confiné (MPa).
$\epsilon_{co}$ :	Déformation axiale du béton non confiné.
$E_f$ :	Module d'élasticité du FRP (GPa).
$\epsilon_f$ :	Déformation en traction du FRP.
$t_f$ :	Epaisseur totale du FRP (mm).
$f_{cc}$ :	Résistance axiale maximale du béton confiné (MPa).
$\epsilon_{cc}$ :	Déformation axiale du béton confiné.
$R^2$ :	Coefficient de détermination.
RMSE :	Erreur quadratique moyenne.
AAE :	Erreur moyenne absolue.
SD :	Ecart type.
$x$ :	Valeur expérimentale.
$y$ :	valeur prédite.
$\bar{x}$ :	Valeur moyenne expérimentale.
$\bar{y}$ :	Valeur moyenne prédite.
$N$ :	Nombre total de points expérimentaux.
$K_s$ :	Facteur de forme.
$k_1$ :	Coefficients d'efficacité de résistance de confinement.
$k_2$ :	Coefficients d'efficacité de déformation de confinement.
$n_l$ :	Nombre de couches.
$\epsilon_t$ :	Déformation axiale au point de transition.
$E_c$ :	Module d'élasticité du béton (MPa).
$E_2$ :	Pente de la deuxième branche (MPa).
$f_0$ :	Contrainte d'intersection.

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## 1. Problématique de la thèse

Dans les dernières années, la réhabilitation couvrant à la fois le renforcement des bâtiments non endommagés et la réparation des bâtiments endommagés par les séismes a pris une grande importance dans plusieurs pays du monde. L'application de techniques modernes présentant les avantages de la simplicité de mise en œuvre, ainsi que les hautes performances des nouveaux matériaux de réparation ou de renforcement en termes de résistance et de ductilité, sont les principaux critères de choix de ces nouvelles techniques de réhabilitation.

De plus, le concept de confinement externe avec des matériaux composites en polymères renforcés de fibres (FRP) a également été l'une des techniques avancées les plus utilisées dans ce domaine (Bakis et al. 2002, Campione et al. 2007, Wu et al. 2006). Compte tenu de la fiabilité de cette technique dans la réhabilitation ou renforcement des éléments de structures en particulier les colonnes circulaires, carrées ou rectangulaires en béton armé, de nombreuses études expérimentales et théoriques ont été réalisées pour mieux comprendre le comportement en compression axial des colonnes en béton confiné extérieurement avec des enveloppes en FRP et/ou pour proposer des lois de comportement (contraintes-déformations) orientés vers la conception (Chaallal et al. 2003, Rousakis et al. 2007, Benzaid et al. 2010, Cui et Sheikh 2010, Wu et Wei 2010, Liang et Wu 2012, Benzaid et Mesbah 2014, Touhari et Mitiche-Kettab 2016, Li et al. 2019, de Diego et al. 2019).

Actuellement, les performances des colonnes de sections circulaires en béton confiné extérieurement à l'aide des enveloppes en FRP sont largement étudiées peuvent être déterminées de près par les relations de type contraintes-déformations existantes. Néanmoins, les performances des colonnes de sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes en FRP sont plus ou moins peu étudiées comparées aux colonnes de sections circulaires, bien que les colonnes de sections carrées ou rectangulaires soient plus courantes dans la pratique en raison de leur simplicité de coffrage.

En outre, pour les sections circulaires en béton confiné avec des FRP et exposées à une compression axiale, la pression de confinement produite par l'enveloppe composite est uniforme. En revanche, pour les sections carrées ou rectangulaires, la pression de confinement produite par l'enveloppe externe en FRP n'est pas uniforme sur la section transversale (Lam et Teng 2003); seule une partie de la section est effectivement confinée. Par conséquent, plusieurs relations contraintes-déformations ont été développées pour prédire le comportement en compression axiale des colonnes en béton confiné avec des enveloppes en FRP de Carbone (Samaan et al. 1998, Lam et Teng 2003, Youssef et al. 2007).

De plus, il existe un grand nombre de modèles de confinement proposés pour déterminer le niveau de gain en résistance et en ductilité des colonnes en béton confiné avec des CFRP en utilisant l'analyse de régression générale. La plupart des modèles de confinement existants s'appliquent aux colonnes de section circulaire, alors que relativement peu de modèles de type contraintes-déformations ont été proposés pour les colonnes de sections non circulaires ainsi que pour les colonnes carrées ou rectangulaires (Shehata et al. 2002, Ilki et Kumbasar 2003, Al-Salloum 2007, Wu et Wang 2009, Wei et Wu 2012, Pham et Hadi 2013, Moodi et al. 2017).

Ces modèles de confinement existants sont développés, le plus souvent, à partir d'une base de données limitée et en fonction des paramètres influençant le confinement externe des colonnes avec des enveloppes en FRP, tels que la pression de confinement et le diamètre équivalent de la colonne, ainsi que le facteur de forme. Ce dernier prend en compte l'effet du confinement non uniforme développé en raison de la concentration des contraintes aux coins de la section transversale carrée ou rectangulaire. Plusieurs modèles de confinement ont été proposés pour prendre en compte cet état de contrainte de confinement non uniforme développé pour les sections carrées ou rectangulaires (Shehata et al. 2002, Ilki et Kumbasar 2003, Al-Salloum 2007, Wu et Wang 2009, Wei et Wu 2012, Pham et Hadi 2013, Moodi et al. 2017). Selon Yang et al. 2004, et Wang et Wu 2008, le rapport des rayons des coins est le facteur le plus important qui affecte l'efficacité du confinement de la section transversale. Bien que la plupart des relations existantes utilisent la largeur de la section transversale des colonnes rectangulaires pour ce coefficient, des études expérimentales ont montré l'influence de la profondeur de la section transversale sur le gain en résistance et en ductilité (Wang et Wu 2008, Abbasnia et Ziaadiny 2013). De ce qui précède, il est nécessaire de mettre en évidence l'effet du facteur de forme en fonction de la profondeur de section des colonnes rectangulaires sur les relations de résistance ultime et de la déformation correspondante ainsi que sur la relation de type contraintes-déformations.

## **2. Objectifs de la recherche**

Le présent travail de recherche, est une investigation analytique sur le comportement en compression axiale des colonnes de sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes en polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP). En premier lieu, nous avons évalué les performances de onze modèles existants de type résistance (conçus pour prédire la résistance ultime et la déformation correspondante des sections carrée ou rectangulaire en béton confiné avec des CFRP). Cette évaluation a été faite par rapport à une large base de données expérimentales de 360 spécimens collectées à partir de la littérature, en

utilisant quatre indices statistiques à savoir ; le coefficient de détermination  $R^2$ , l'erreur quadratique moyenne RMSE, l'erreur absolue moyenne AAE et l'écart type SD. Ensuite, nous avons proposé un nouveau modèle de confinement de type résistance capables de mieux prédire la résistance axiale ultime et la déformation correspondante des sections carrée ou rectangulaire en béton confiné avec des CFRP, sans tenir compte de la contribution des armatures internes en aciers, en considérant le facteur de forme en fonction de la profondeur de section des colonnes rectangulaires dans les expressions de résistance et de déformation. La performance du modèle proposé a été validée par rapport à la base de données expérimentale collectées, et comparée avec celles des modèles existants étudiés.

Enfin, nous avons aussi développé une nouvelle relation de type contrainte-déformation afin de prédire le comportement en compression axiale des colonnes de sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes en CFRP. Cette dernière a été comparée avec des courbes expérimentales et avec des courbes théoriques de quelques modèles existants.

### **3. Structuration de la thèse**

La thèse est structurée en quatre chapitres couvrant la thématique étudiée. Le manuscrit commence par une introduction générale dans laquelle on définit la problématique du sujet et les objectifs recherchés.

Pour entamer les objectifs recherchés, nous avons jugé qu'il est indispensable de comprendre l'impact de l'introduction des matériaux composites en FRP comme moyen de réhabilitation ou de renforcement des éléments de structures en béton armé. Dans ce contexte, le chapitre I présente en première partie, les différentes techniques de réhabilitation traditionnelles et avancées utilisées dans les travaux de réhabilitation ou de renforcement des colonnes en béton armé. Tandis que, la deuxième partie de ce chapitre concerne la présentation des matériaux composites en polymères renforcés de fibres, leurs constituants, leurs propriétés mécaniques et les différents procédés de mise en œuvre des renforts externes.

Le chapitre II est consacré à la présentation du mécanisme de confinement par des enveloppes en FRP appliquées à la fois sur les colonnes en béton de sections circulaires et non circulaires, ainsi que le mécanisme de rupture sous compression axiale du béton confiné avec des FRP externe. Ensuite, nous avons mis en évidence une revue de littérature sur les travaux expérimentaux antérieurs portant sur les colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné avec des FRP de carbone. Ce chapitre est clôturé par la présentation des résultats de ces

travaux de recherches antérieurs tout en présentant les dimensions des spécimens testés, les paramètres étudiés et les conclusions de chaque un de ces travaux.

Le chapitre III est totalement consacré à l'analyse des performances de onze modèles de confinement du béton avec des composites en CFRP. Ces performances sont réalisées sur une base de données qui rassemble 360 résultats expérimentaux issus de la bibliographie. Quatre indicateurs de performance ont été utilisés à savoir, le coefficient de détermination  $R^2$ , la racine carrée du carré moyen des résidus RMSE, l'erreur absolue moyenne AAE et l'écart type SD. Le chapitre se termine par le développement d'un nouveau modèle de type résistance qui prédit la résistance ultime et la déformation correspondante des sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des CFRP, en utilisant une analyse de régression générale sur une grande base de données expérimentale de 360 spécimens collectés à partir de la littérature. La performance du modèle proposé est très satisfaisante comparée avec celle des onze modèles étudiés.

Le chapitre IV est consacré exclusivement à la proposition d'une nouvelle relation contrainte-déformation pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP). D'abord, un examen analytique est effectué sur l'évaluation des performances de quelques modèles de type contrainte-déformation existants conçus pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des CFRP. Ensuite, une nouvelle loi de comportement de type contrainte-déformation est proposée en tenant compte des paramètres de confinement. Enfin, le modèle proposé est validé par la comparaison de ces courbes contrainte-déformation avec des courbes expérimentales existantes et des courbes théoriques des modèles analytiques étudiés.

Le manuscrit est finalisé par une conclusion générale et des perspectives des travaux futurs.

# **CHAPITRE I**

## **TECHNIQUES DE RENFORCEMENT OU DE REPARATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME**

## I.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter l'état de l'art des différentes techniques de renforcements ou de réparation des éléments structuraux en béton armé, et plus particulièrement les colonnes et les poteaux. En premier lieu, on expose quelques techniques de renforcements traditionnelles telles que ; le renforcement par chemisage en béton armé et le renforcement par chemisage en acier. Ensuite, on présente la technique de renforcement à l'aide des polymères renforcés de fibres (FRP). La dernière section du chapitre est consacrée aux matériaux composites, à savoir, leurs constituants, propriétés mécaniques et les différents procédés de mise en œuvre des renforts externes.

La sensibilité des structures et ouvrages existants aux dommages structuraux dépend en grande partie de la qualité des matériaux de construction ainsi que des détails de la conception. Les colonnes ou poteaux dans ces ouvrages sont d'une importance capitale, car ce sont les principaux éléments porteurs affectant la performance globale des structures de ces ouvrages. En cas de séisme, les dommages aux niveaux des poteaux peuvent conduire à une instabilité globale de l'ouvrage (Figures I.1 et I.2).



**Figure I.1** : Effondrement d'un bâtiment à cause de l'étage souple (Golcuk, Turkey 1999).





**Figure I.2 :** Dommages structurels dus aux effets des étages souples (Van, Turkey 2011).

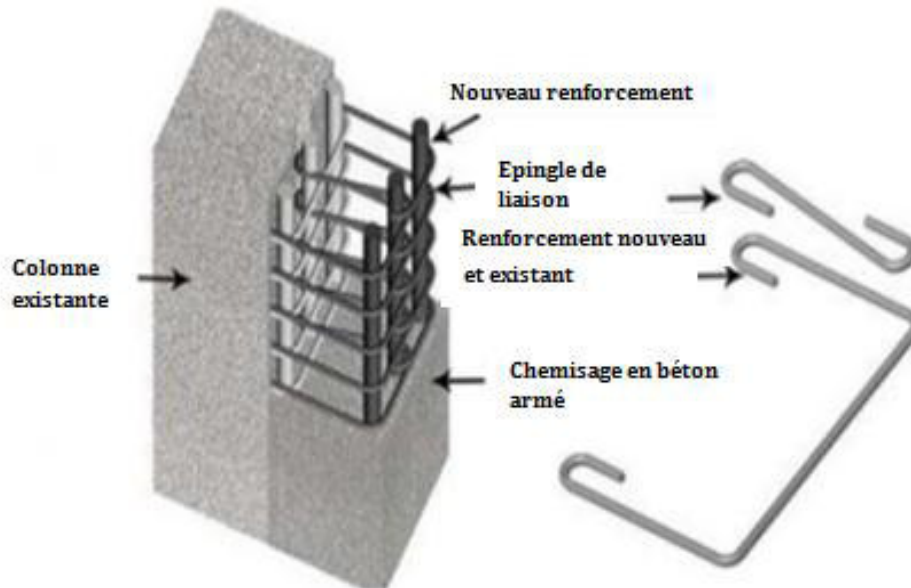
Dans de nombreux cas, l'ingénieur peut prolonger la durée de vie d'un ouvrage en utilisant les techniques de réparation ou de renforcement. Le choix de la technique de réparation ou de renforcement devient donc un facteur décisif car si le coût est élevé cela peut rendre l'opération impossible (Alsadey 2013, Ostrowski et al. 2022, Raza et al. 2019).

De nombreuses études antérieures ont montré l'efficacité des différentes techniques de réparation ou de renforcement des colonnes et poteaux en béton armé, les plus utilisées seront présentées dans les sections suivantes.

## **I.2. CHEMISAGE EN BETON ARME**

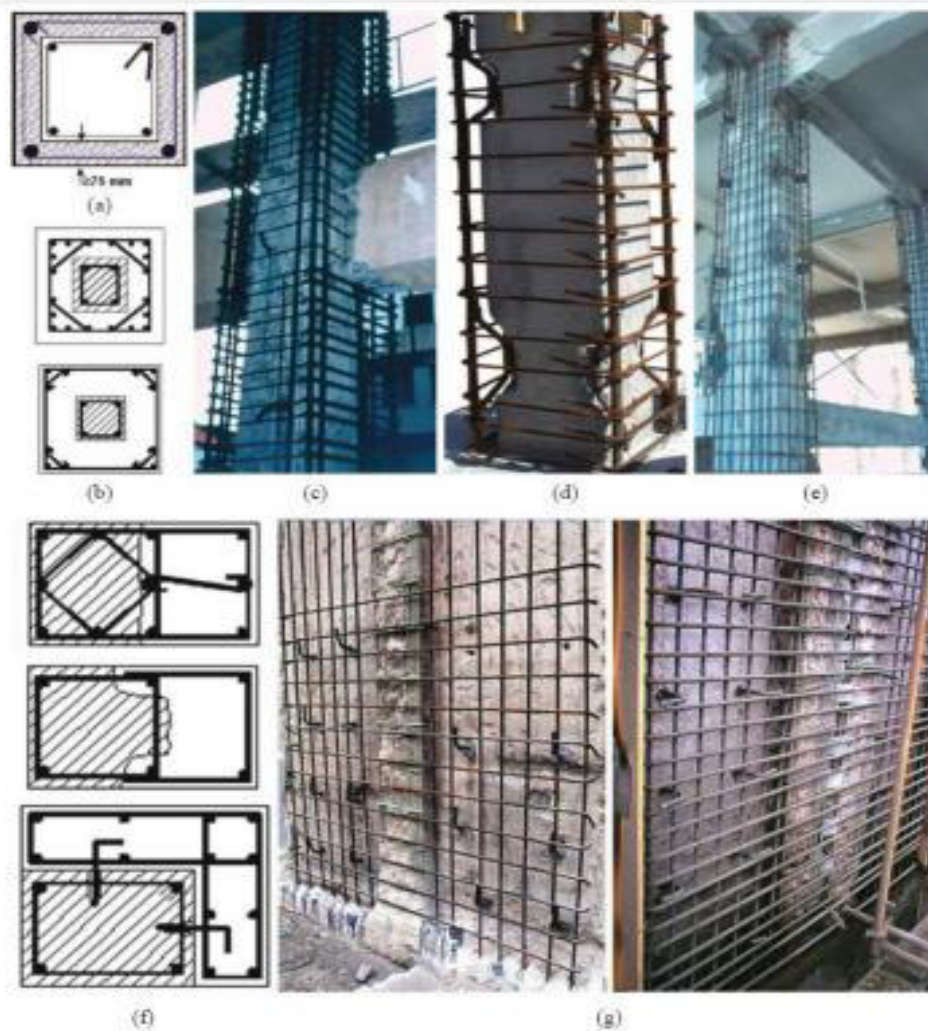
L'une des techniques les plus fréquemment utilisées pour le renforcement ou la réparation des éléments structuraux en béton armé est le chemisage en béton armé (Figures I.3 et I.4). Dans cette technique, la section de la colonne est agrandie en coulant une nouvelle section en béton armé sur une partie ou sur toute la longueur de la colonne. La nouvelle section est liée à la section d'origine par des barres d'ancrage. Bien que cette technique améliore les performances sismiques de la colonne en termes de capacité de charge axiale, de résistance à la flexion et de ductilité, elle est relativement coûteuse et demande du temps en raison des difficultés de la mise en place du coffrage. De plus, l'amélioration de la ductilité est

relativement faible car le matériau de revêtement (c'est-à-dire le béton) est cassant. En outre, cela entraîne une modification de la section transversale des colonnes, modifiant ainsi la masse et la rigidité de la structure, et donc réduisant la période naturelle de la structure, ce qui entraîne par conséquent des sollicitations sismiques plus élevées.



**Figure I.3 :** Renforcement d'une colonne existante par chemisage en B.A. (Fardis 2009)

Le chemisage en béton armé peut être défini également comme le confinement d'une colonne avec un nouvel élément en béton armé. Il peut être mis en œuvre pour diverses fins en fonction du type de déficience structurelle de l'élément en question.



**Figure I.4 :** Chemisage en béton armé des colonnes : a) cas le plus simple b) barres d'enveloppe groupées près des angles, engagées par des traverses ou des tirants orthogonaux c) barres d'enveloppe groupées aux angles, goujons à l'interface avec l'ancien poteau d) U bars soudés aux barres d'angle e) plaques d'acier soudés aux cornières f) chemisage à une ou deux faces g) recouvrement de béton sur un côté avec un seul rideau de renforcement sur la face extérieure du périphérique du murs (Fardis 2009).

Il existe encore plusieurs travaux de recherche sur le renforcement ou la réparation des colonnes et poteaux avec le chemisage en béton armé. Nous citons ci-dessous quelques-uns, à titre d'exemple, afin de montrer que cette technique dite traditionnelle est loin d'être abandonnée.

Sayed et al. (2020) ont étudié l'effet de l'augmentation des barres d'acier d'armature longitudinales sur la performance de l'enveloppe en béton (Figure I.5). Quinze colonnes ont été fabriquées en trois catégories : cinq colonnes carrées de dimensions (200×200×1200) mm, cinq colonnes rectangulaires de dimensions (160×250×950) mm et cinq colonnes circulaires

de 160 mm de diamètre. Les deux premiers groupes ont été renforcés avec une enveloppe en béton armé de 50 mm d'épaisseur et différentes barres d'armature en acier ( $4\phi 12$ ,  $6\phi 12$  et  $8\phi 12$ ) tandis que les colonnes circulaires ont été renforcées avec des barres d'armature de ( $4\phi 10$ ,  $6\phi 10$  et  $8\phi 10$ ). Des boulons d'ancrage et un matériau adhésif Kemapoxy ont été utilisés pour améliorer la force de liaison entre la surface de la colonne et l'enveloppe en béton. Les résultats des tests ont montré que l'utilisation d'enveloppes en béton armé augmentait la charge axiale ultime de la colonne. De plus, cette charge ultime augmente en fonction du nombre des barres d'acier longitudinales.

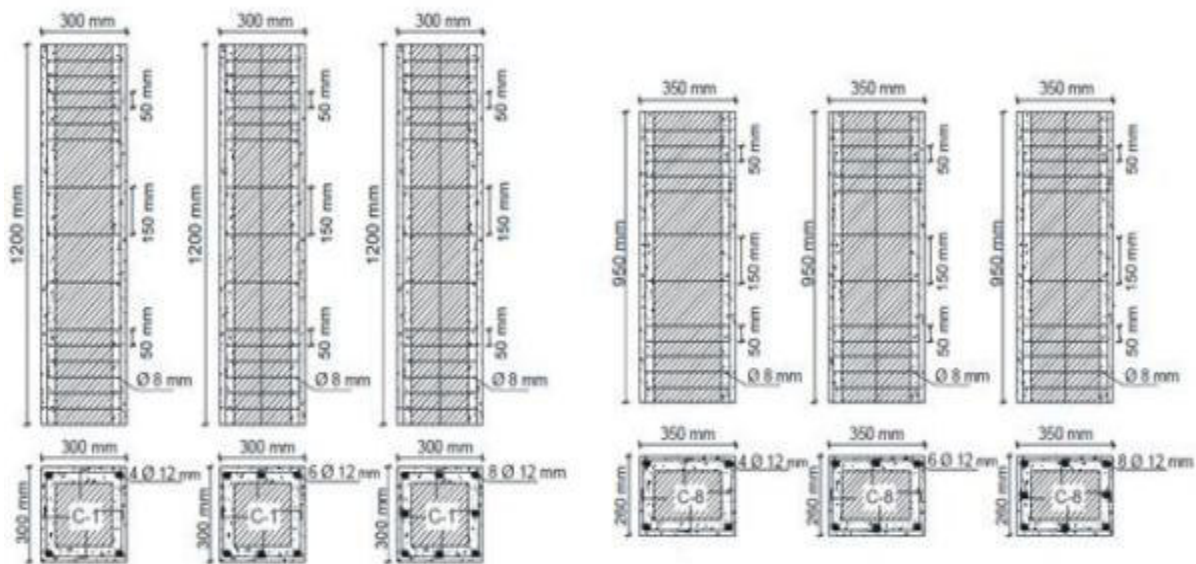


Figure I.5 : Détails des différentes manières de chemisage en béton (Sayed et al. 2020).

Tayeh et al. (2019) ont étudié l'efficacité de différents types de chemisage en béton utilisés pour la réhabilitation des colonnes en béton endommagées. Ils ont testé quarante-cinq colonnes en béton de résistance normale. Neuf colonnes ont été considérées comme colonnes de référence, dont trois colonnes sans chemisage et six colonnes avec un chemisage en béton de résistance normale de 25 et 35 mm d'épaisseur. Les trente-six autres colonnes ont été renforcées avec des enveloppes en béton qui comprenaient des barres d'acier renforcées supplémentaires ( $4\phi 10$ ), une épaisseur de chemisage de 25 et 35 mm de béton autoplçant renforcé de fibres ultra-hautes performances et un béton de résistance normale comme matériaux de revêtement. Les résultats ont montré que l'utilisation du béton autoplçant renforcé de fibres ultra-hautes performances donne une charge axiale ultime plus élevée que l'enveloppe avec béton de résistance normale.

De plus, l'augmentation de l'épaisseur de l'enveloppe a augmenté la capacité de charge ultime.

La charge axiale ultime dépend des propriétés du matériau utilisé pour l'enveloppe en béton. Le béton autoplaçant avec des fibres ultra hautes performances, le béton fibré renforcé et le béton à résistance normale sont les matériaux couramment utilisés pour le revêtement en béton. Cependant, le béton autoplaçant avec des fibres ultra hautes performances reste le plus efficace.

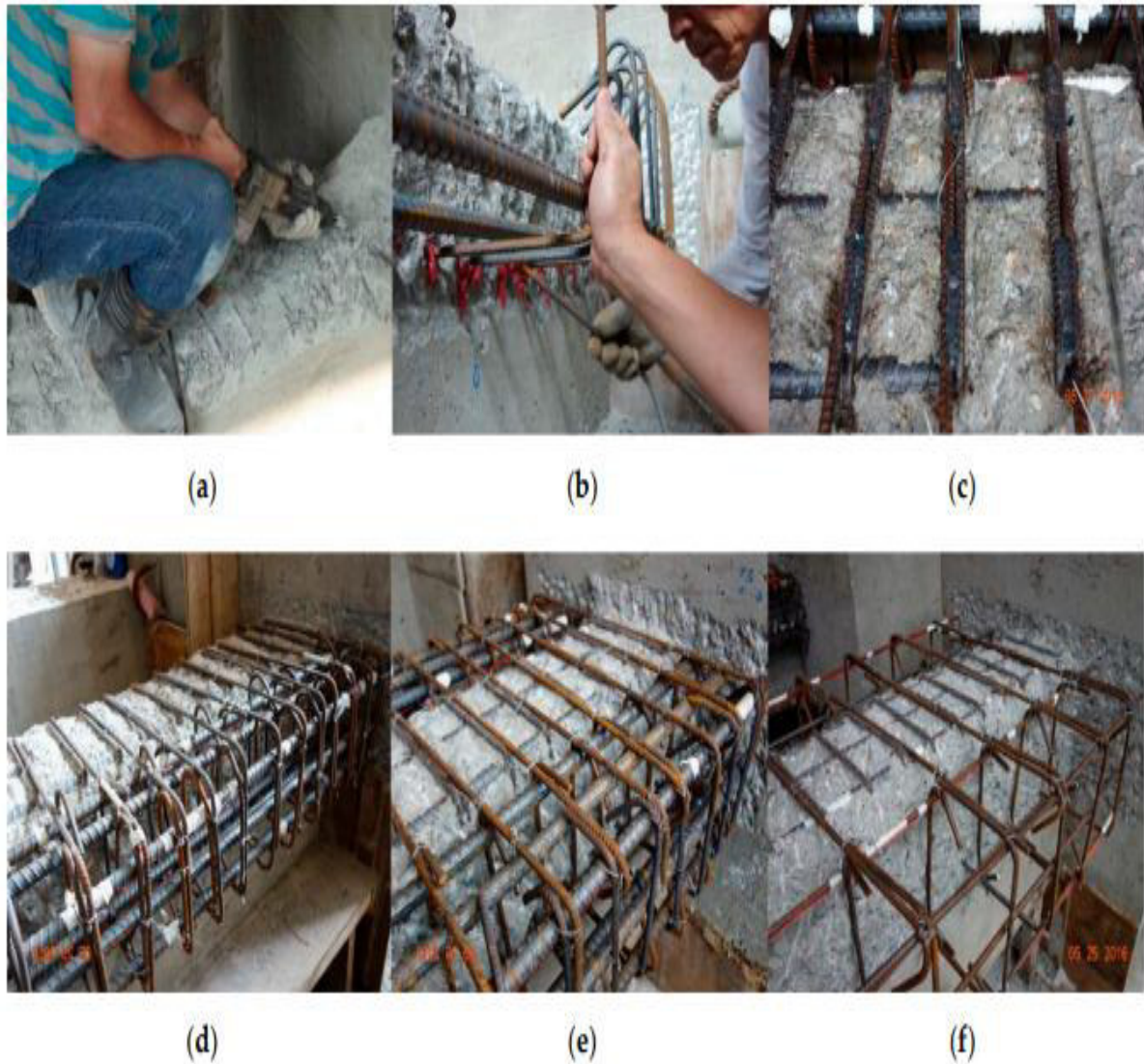
Mahmud et al. (2020) ont réalisé une étude expérimentale pour étudier l'effet de la préparation de l'interface sur la force de liaison développée entre la colonne et l'enveloppe en béton ajouté. Douze colonnes de dimensions (102×102×800) mm ont été fabriquées avec un béton de faible résistance (10 - 14) MPa. Les colonnes ont été renforcées avec quatre barres d'acier longitudinales supplémentaires et une enveloppe en béton de (25-31.5) mm d'épaisseur. Onze colonnes ont été préparées avec différentes conditions de collage : surface non traitée et non collée, surface traitée et collée et surface traitée et collée avec attaches soudées. Les résultats expérimentaux ont montré que l'enveloppe de la colonne en béton armé augmentait la charge axiale ultime de la colonne et que le taux d'amélioration variait en fonction des conditions de collage au niveau des interfaces colonne-enveloppe en béton. Les colonnes avec surface traitée et collée avec des attaches soudées ont données une charge axiale ultime plus élevée que les autres configurations.

Liu et al. (2017) ont proposé l'utilisation d'une seule section de béton asymétrique pour renforcer les colonnes en béton armé. La section ajoutée a été collée à la section originale avec des barres d'ancrage ou des boulons à haute résistance. Les résultats ont montré une augmentation significative de la résistance axiale ultime et de la ductilité du spécimen renforcé. De plus, cette technique n'affecte pas le fonctionnement de l'ouvrage traité, car la plupart des travaux de renforcement peuvent être effectués de l'extérieur.

Ou et Troung (2018) ont proposé une technique particulière de rénovation sismique pour résoudre le problème de faiblesse du premier étage des maisons construites en rangée à Taïwan. La technique proposée consiste à transformer les colonnes rectangulaires telles que construites en colonnes de forme en L ou en T en ajoutant des semelles dans la direction faible des colonnes rectangulaires pour renforcer leurs capacités sismiques (Figure I.6). L'armature longitudinale dans la partie renforcée de la colonne n'est pas continue dans la poutre et la fondation pour faciliter les travaux de renforcement. Après renforcement, les colonnes en forme de L ou en T ont été testées en utilisant un chargement cyclique latéral. Les



résultats des tests ont montré que les colonnes renforcées présentaient un comportement ductile dominé par la flexion. Par rapport aux colonnes rectangulaires d'origine, la méthode de rénovation proposée a été efficace pour augmenter la résistance latérale de la colonne. Par contre, en raison de la discontinuité du renforcement longitudinal, les colonnes renforcées ont montré des résistances latérales inférieures mais avec moins de dommages et une ductilité plus élevée que les colonnes monolithiques homologues.



**Figure I.6 :** Renforcement avec chemisage en BA : (a) enlever le béton d'enrobage et rendre la surface rugueuse (b) post-installation de l'armature transversale ; (c) soudage des armatures transversales (d) poteau en forme de L ; (e) poteau en forme de T ; (f) poteau en forme de T avec armature de type mur (Ou et Troung 2018).

▪ Avantages et inconvénients du chemisage en béton armé

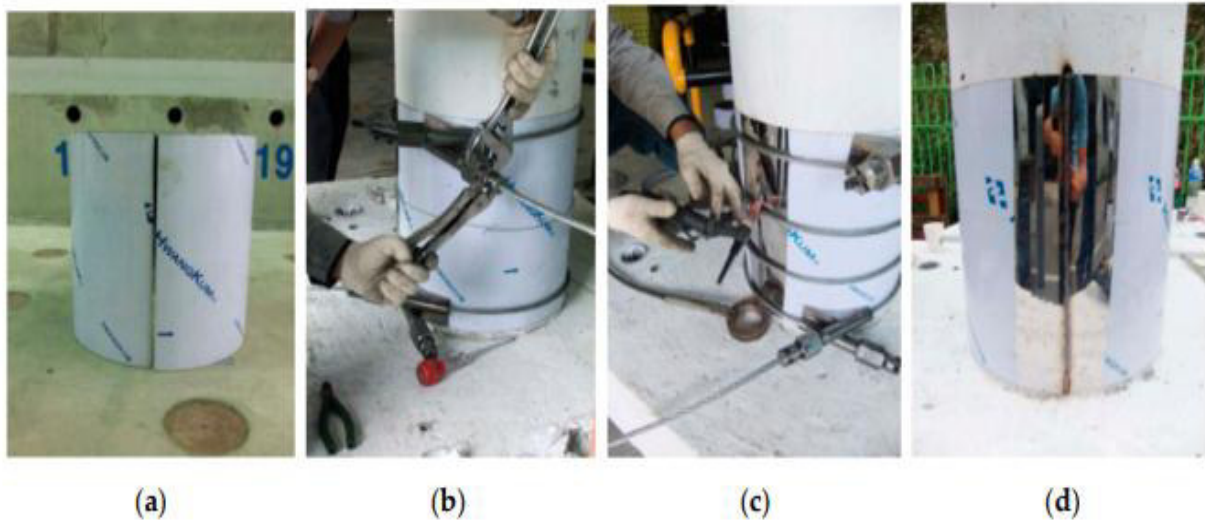
Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"><li>- Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés.</li><li>- Main d'œuvre peu qualifiée.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.</li><li>- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.</li><li>- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue.</li><li>- Transport des matériaux.</li><li>- Nécessité de coffrages.</li><li>- Mise en œuvre souvent difficile.</li></ul>

### I.3. CHEMISAGE EN ACIER

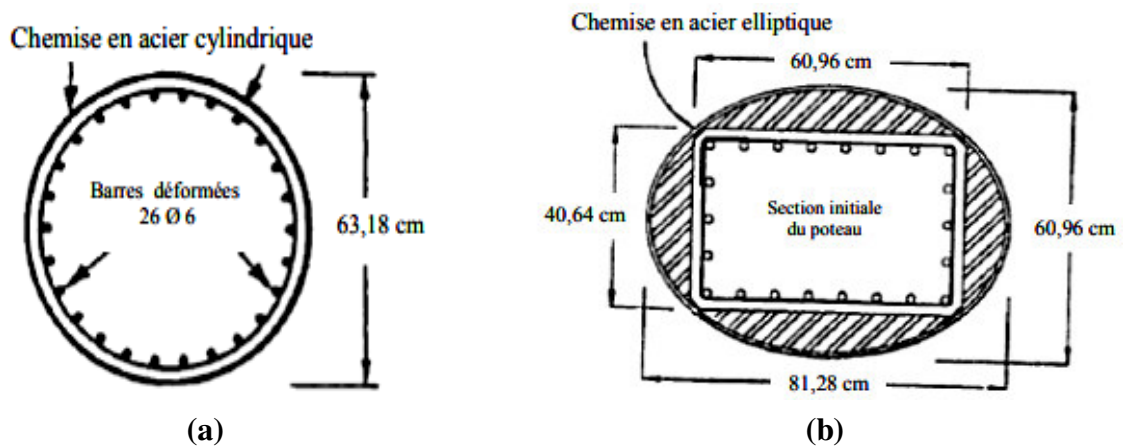
Le renforcement des colonnes en béton avec chemisage en acier est la méthode la plus ancienne de renforcement des éléments structuraux en béton armé. La technique de chemisage en acier a été largement utilisée pour le renforcement ou la réparation des colonnes en béton armé afin d'améliorer leur ductilité. Diverses configurations d'enveloppes en acier, et différentes formes d'acier ont été utilisées pour augmenter la résistance et la ductilité des colonnes en BA.

La configuration de base se compose d'enveloppes complètes en acier (Figures I.7 et I.8), la section en béton armé est agrandie en lui rajoutant de l'extérieur des enveloppes en acier rassemblées entre elles soient par soudure ou par boulonnage (Liu et al. 2019). Pour les poteaux de section circulaire, il est d'usage de positionner deux demi-coques en acier (d'un rayon supérieur de 12 à 25 mm au rayon de la section initiale) autour du poteau, puis de les souder sur place de manière à former un tube continu, où l'espace entre le béton et l'acier est rempli de coulis (Figure I.8a). Pour les poteaux de section rectangulaire, la technique de mise en place est identique mais il est recommandé d'utiliser un chemisage de forme elliptique, comme illustré sur la (Figure I.8b). Ceux-ci présentent l'inconvénient d'être assez encombrants et peuvent par exemple gêner le trafic en réduisant la largeur des voies de circulation; des chemisages rectangulaires ont donc également été développés. Il est à noter, que même si les chemisages rectangulaires s'avèrent efficaces pour un renforcement au cisaillement, les performances en termes de confinement et d'amélioration de la ductilité en flexion sont beaucoup moins bonnes que celles obtenues par des chemisages elliptiques (Sun et al. 1993).

La technique de renforcement par chemisage en acier est efficace pour améliorer les performances sismiques de la colonne mais est généralement coûteuse, demande une main-d'œuvre qualifiée et implique un entretien antirouille. De plus, tout comme le chemisage en béton armé, en raison du changement de la taille et/ou la forme de la section transversale de la colonne, cette méthode modifie également la rigidité de la structure.



**Figure I.7 :** Chemisage avec des tôles d'acier préfabriquées : (a) Découpe de la tôle d'acier à la forme recherchée; (b, c) Installation de plaques d'acier et application d'une pression externe à l'aide d'un câble et d'un dispositif en croix; (d) Soudage pour compléter le processus de chemisage (Choi et al. 2013).

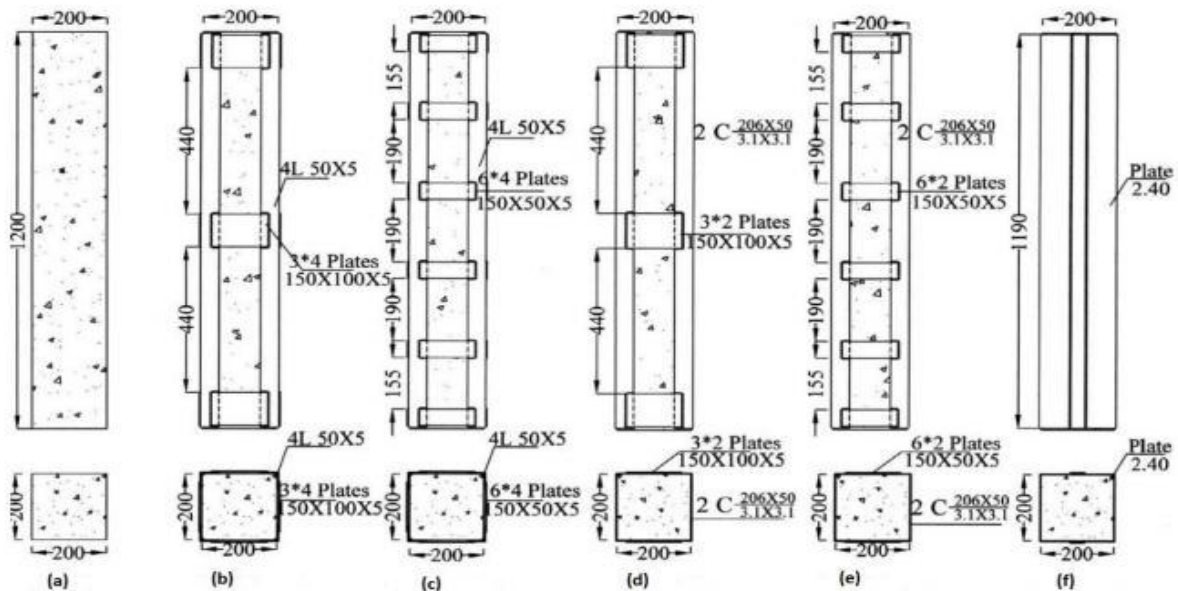


**Figure I.8 :** Chemisage en acier des poteaux à section circulaire et rectangulaire : (a) colonne circulaire ; (b) colonne rectangulaire (Priestley et al. 1996).

Il existe aussi une autre configuration qui se compose de cornières longitudinales en acier ou de profilés en U fixés à chaque coin de la colonne avec lesquels des tôles d'acier



horizontales sont soudées le long de la colonne à des intervalles appropriés (Figure I.9). Un petit espace est laissé entre la chemise en acier et la colonne est à remplir avec un mortier spécial pour améliorer le contact et par conséquent les performances du système de confinement.



**Figure I.9 :** Détails des types de chemisage entièrement en acier (Tarabia et Albakry 2014)

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'étude du comportement des colonnes en béton armé renforcées avec des chemisages en acier (Tarabia et Albakry 2014; Belal et al. 2015; Abdel-Hay et al. 2015; Ezz-Eideen 2016; Campione et al. 2018).

▪ Avantages et inconvénients du chemisage en acier

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Courte durée de réalisation par rapport au chemisage en béton.</li> <li>- Bonne performances des éléments renforcés (bonne ductilité).</li> <li>- Faible augmentation des sections.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coûts relativement élevé.</li> <li>- Nécessité de soudure donc une main-d'œuvre qualifiée.</li> <li>- Problème de corrosion ce qui nécessite un entretien régulier.</li> <li>- Poids des chemises et difficulté de découpage.</li> <li>- Augmentation de la rigidité en flexion ce qui n'est pas souhaitée dans le cadre du renforcement parasismique (augmentation de l'énergie restituée élastiquement), sauf cas particuliers (corrosion ou manque initial des armatures longitudinales).</li> </ul>

## **I.4. POLYMERES RENFORCES DE FIBRES**

L'utilisation des composites en polymères renforcés de fibres (FRP) pour le renforcement ou la réparation des éléments structuraux en béton armé telle que les poutres, les dalles et les poteaux a été introduite pour la première fois comme une alternative au collage de plaques d'acier au début de l'année 1984 (Teng et al. 2003). Cette nouvelle technique a prouvé son efficacité grâce aux nombreux tests en laboratoires de recherche et aux différentes applications à échelle réelle au cours des deux dernières décennies. Le renforcement des éléments de structures en béton armé existantes peut être nécessaire pour différentes situations à savoir, le besoin de supporter des charges de conception plus élevées, l'amélioration de la perte de résistance due à la détérioration des matériaux des éléments structuraux, ou bien corriger une mauvaise conception initiale ou des défauts de construction (FIB 2001). D'autre part, la dégradation induite par l'environnement ou les tremblements de terre peuvent également en être la cause.

Le génie civil est actuellement peu consommateur de matériaux composites comparativement à d'autres secteurs tels que l'industrie de l'automobile ou celle de l'aérospatiale. Cependant, il existe de réelles perspectives dans les prochaines années quant à leur utilisation structurelle pour la réhabilitation des constructions civiles et industrielles. D'où l'intérêt et l'engouement apporté par les différents centres et laboratoires de recherche à travers le monde, pour étudier les différents aspects d'éléments structuraux en béton renforcés ou réparés par des composites en FRP.

D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibres (FRP) présentent des avantages considérables dès qu'il s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en béton armé tels que les poutres, poteaux, dalles ou murs. Comparé à d'autres techniques de réparation ou de renforcement les FRP représentent une alternative efficace, raisonnable et rapide (Dumas 2012).

### **I.4.1. Renforcement des poutres**

Le renforcement en flexion des poutres en béton armé peut être réalisé par collage externe de composites en polymère renforcé de fibres (FRP) à l'aide de feuilles et de stratifiés unidirectionnels (Figures I.10 et I.11). La liaison entre le FRP et la surface du béton doit être assurée pour améliorer la résistance à la flexion et la rigidité afin d'éviter une rupture prématurée par décollement. Diverses études expérimentales et analytiques (Norris et al. 1997, Rahimi et Hutchinson 2001, Esfahani et al. 2007, Attari et al. 2012) ont été menées

dans le monde entier sur le renforcement en flexion des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites en FRP. Le but de ces études était d'évaluer l'efficacité de la performance en flexion du béton, inspecter l'effet de divers paramètres sur les modes de défaillance probables et également comparer la différence de renforcement entre différents types de composites en FRP. Le renforcement en flexion à l'aide de plaques CFRP et GFRP a démontré que le gain de la résistance ultime est respectivement de l'ordre de 140 % et 106 % (Rahimi et Hutchinson 2001), bien que l'épaisseur et la surface de la plaque GFRP soient 1,5 fois supérieure à celles des plaques CFRP.



**Figure I.10 :** Renforcement d'une poutre en T en béton armé à l'aide des tissus en polymère renforcé de fibres de verre GFRP (ACI 440.2R 2008).



**Figure I.11 :** Renforcement en flexion d'une poutre en béton armé à l'aide des feuilles en polymère renforcé de fibres de carbone CFRP (ACI 440.2R 2008).

En pratique, l'application d'un système d'ancrage ou de fixation des FRP sur la poutre peut nettement améliorer la résistance et la ductilité de la poutre toute en évitant la rupture par décollement des lamelles en FRP. L'amélioration de la résistance au cisaillement d'une poutre peut également être obtenue soit en appliquant des bandes en FRP verticales en forme de U (0/90 degrés) ou inclinées en L-FRP (45/135 degrés). Des études expérimentales ont montré que l'amélioration de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé renforcée avec des FRP peut atteindre un taux de 138,41 % (Jayaprakash et al. 2008). Par contre, des poutres renforcées avec des bandes inclinées en L-CFRP (45/135 degrés) ont atteint une amélioration de la résistance au cisaillement supérieure de 42 % à celle des poutres renforcées avec des bandes en U verticales 0/90 degrés (Jayaprakash et al. 2008). D'autre part, les bandes inclinées en L-GFRP (45/135 degrés) ont données une amélioration de 50 % de la résistance au cisaillement des poutres renforcées (Sundarraja et Rajamohan 2009).

#### I.4.2. Renforcement des colonnes et poteaux

Plusieurs techniques différentes ont été développées pour renforcer ou réparer des colonnes ou poteaux en béton armé en utilisant des composites en FRP. Les techniques de renforcement ou de réparation peuvent être classés en trois catégories en fonction de la méthode adoptée pour mettre en œuvre le composite en FRP à savoir la stratification au contact, l'enroulement filamentaire et le chemisage avec des coquilles en FRP préfabriquées.

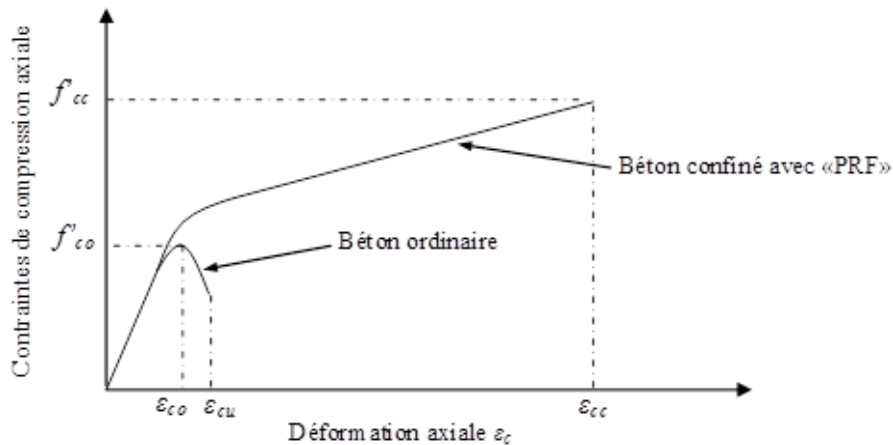
Une colonne peut être enveloppée complètement par une ou plusieurs couches de tissus en FRP (Figure I.12). Elle peut être aussi partiellement enveloppée en utilisant des bandes en FRP sous forme d'une spirale continue ou des anneaux discrets.

Dans le cas des colonnes ou poteaux en béton armé renforcés avec des FRP, l'enveloppe composite développe une résistance aux déformations dues aux charges axiales, qui résulte d'un confinement des contraintes développées dans le béton, ce qui améliora à la fois la contrainte de compression ultime et la ductilité du béton (Mander et al. 1988).



**Figure I.12 :** Confinement de colonnes et poteaux à l'aide de tissu en FRP (Chowdhury et Islam 2014).

Dans la Figure I.13 on peut facilement observer que le confinement des colonnes avec des composites en FRP a nettement augmenté la contrainte de compression axiale et la ductilité des colonnes renforcées.



**Figure I. 13:** Courbe contraintes - déformations idéalisée pour un béton confiné avec des matériaux composites en FRP (Shahawy et al. 2000, Volety 2006, Benzaid 2010).

Plusieurs recherches ont montré que la résistance au cisaillement d'une colonne peut être augmentée proportionnellement en augmentant l'épaisseur ou le nombre des couches de l'enveloppe en FRP (Kumutha et al. 2007). Une colonne en béton armé correctement confinée avec des FRP peut développer la résistance au cisaillement de sorte que la rupture fragile peut être modifiée en déformation de flexion inélastique toute en améliorant la ductilité. La capacité de dissipation d'énergie et la ductilité peuvent être améliorées en utilisant une seule couche d'enveloppe en CFRP (Kumutha et al. 2007).

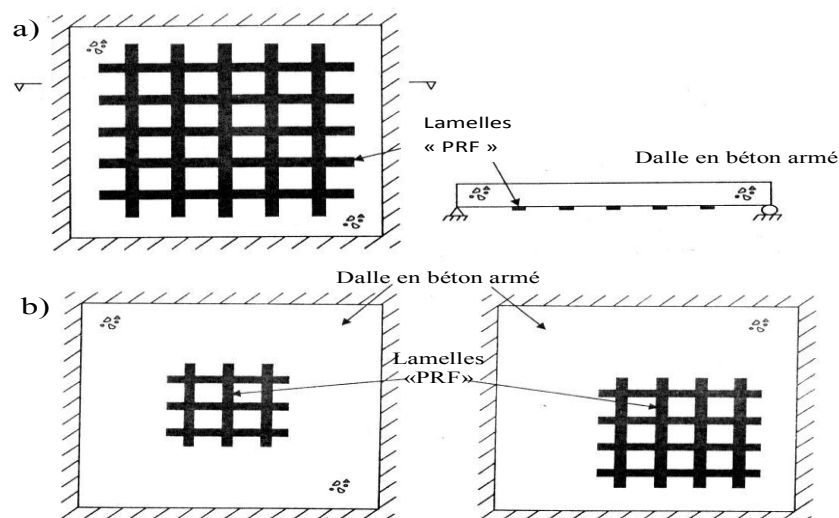
Harajli et al. (2006) ont résumé les études sur l'efficacité des FRP dans la réhabilitation des colonnes en béton armé de sections circulaires, carrées et rectangulaires. Une amélioration remarquable de la résistance à la compression axiale et de la ductilité est obtenue lorsque la colonne rectangulaire est confinée avec des composites en CFRP. Pour des colonnes de sections carrées sans armature longitudinale (béton ordinaire), l'augmentation de la résistance à la compression axiale s'est avérée être de 154 %, 213 % et 230 % pour une, deux et trois couches d'enveloppes en CFRP, respectivement. Pour les colonnes carrées en béton armé, l'augmentation de la résistance à la compression axiale était de 188 %, 255 % et 310 % avec une, deux et trois couches d'enveloppes en CFRP, respectivement.

Benzaid 2010, a étudié le comportement axial et radial résultant de l'effet du confinement procuré par une enveloppe en matériau composite à base de fibres de carbone (CFRP) ou de fibre de verre (GFRP). Les gains de résistances à la compression et des déformations axiales

et radiales du béton confiné avec des matériaux composite (FRP) ont été évalués et analysés en fonction du nombre de plis de l'enveloppe composite, de la résistance en compression du béton non confiné, du rapport volumétrique du FRP, de la forme de la section (circulaire ou carrée), de l'élançement des spécimens et du degré d'endommagement initial du béton. Les résultats expérimentaux ont montré que les courbes contrainte-déformation des éprouvettes testées présentent une allure bilinéaire qui se divise en deux catégories à savoir, des diagrammes du type ascendant et des diagrammes du type descendant. Pour l'ensemble des spécimens testés dans cette étude, l'augmentation de la rigidité du confinement entraîne à la fois une augmentation de la résistance à la compression axiale et de la ductilité. L'effet de la résistance du béton non confiné  $f_{co}$  sur l'efficacité du confinement est significative pour les deux types de sections étudiées. Il s'est avéré que plus la résistance du béton non confiné était élevée, moins le gain procuré par le confinement était important (Benzaid 2010).

### I.4.3. Renforcement des dalles

La procédure de base de renforcement des dalles simplement appuyées avec des composites FRP est de coller des bandes ou des lamelles FRP sur la face tendue de la dalle. Pour les dalles travaillant dans les deux sens on utilise des lamelles croisées (Figure I.14a), ou bien des FRP avec des fibres dans les deux directions. D'autre part, le renforcement d'une dalle en béton armé travaillant dans les deux sens peut être concentré dans la région centrale ou dans la région des moments maximaux (Figure I.14b) selon les besoins de renforcement mais dans ce cas les bandes ou lamelles de FRP sont terminées loin des bords de la dalle.



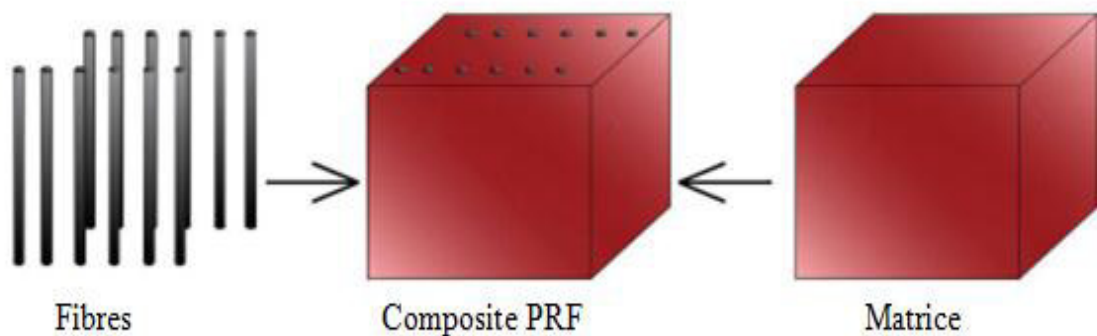
**Figure I.14:** Renforcement d'une dalle travaillant dans les deux sens par des lamelles en FRP: (a) dans les deux directions, (b) concentrées en petites régions ciblées (Teng et al. 2002).



## I.5. CONSTITUANTS DES POLYMERES RENFORCES DE FIBRES (FRP)

Un matériau composite est formé lorsque deux matériaux ou plus sont combinés de sorte que les propriétés du composite sont différentes de celles des constituants individuels, et généralement meilleures que celles-ci (Figure I.15). Aujourd'hui, les composites avancés modernes se réfèrent principalement aux polymères renforcés de fibres (FRP). Ils sont composés de fibres continues de carbone, verre ou d'aramide, noyées dans une matrice qui est le plus souvent une résine de type thermodurcissables ou thermoplastiques.

Les fibres peuvent également être discontinues mais dans ce cas, la fraction volumique de fibres doit être au moins 10 % ou plus afin d'assurer d'une manière significative la fonction de renforcement. Alors que, la matrice fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge de part et d'autre des fibres. Elle protège également les fibres des risques d'abrasion et des autres attaques environnementales et chimiques (Foo et al. 2001). En génie civil, les résines thermodurcissables (thermosets) sont utilisées presque exclusivement, telles que les matrices vinylesters, polyesters et époxy (Carolin 2003, Alsadey 2013).



**Figure I.15 :** L'idée des composites FRP, adaptée de (Abdul-Salam 2014).

### 1.5.1. Fibres

Les fibres (renforts) contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif (Berreur et al. 2002). Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres (Teng et al. 2002, Carolin 2003). Parmi les fibres les plus connues en génie civil, on peut citer : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importantes à la fatigue), le verre (résistances moyennes, très utilisé pour renforcer les bétons) et l'aramide (de haute résistance à la traction, utilisée en câbles de hautes performances).

**Fibres de carbone :** les fibres de carbone sont des fibres d'environ 5 à 10 µm de diamètre, composées majoritairement d'atomes de carbone. Elles sont obtenues le plus souvent par oxydation puis carbonisation dans des fours de fibres de polyacrylonitrile ou PAN (Figure I.16). Les fibres de carbone possèdent de très bonnes caractéristiques mécaniques, pour une masse volumique généralement inférieure à 2000 kg/m<sup>3</sup>. En outre, il faut noter que les fibres de carbone ont une bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation (-0,7.10<sup>-6</sup>m/°C). Elles ont aussi une excellente résistance à la fatigue, une faible relaxation et une résistent à plusieurs solutions chimiques et encore n'absorbe pas l'eau. D'autre part la fibre de carbone est un conducteur électrique et, par conséquent, peut donner la corrosion galvanique si elle est en contact direct avec l'acier. Il faut signaler également le mauvais comportement au choc et à l'abrasion des stratifiés à base de fibres de carbone. Les fibres de carbone se différencient entre elles par le taux de carbone plus ou moins élevée qui modifie les allongements et les contraintes à la rupture et les modules d'élasticité, on trouvera des fibres dites « à haute résistance » HR et des fibres « à haut module » HM ou même « à très haut module » THM, et des fibres intermédiaires (Chatain 2001). Le Tableau I.1 donne, à titre indicatif, les propriétés mécaniques des fibres de carbone.

**Tableau I.1 :** Propriétés mécaniques de fibres de carbone (Berthelot 2012).

Caractéristiques	Carbone HR	Carbone HM	Carbone THM
Masse volumique $\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	1750	1810	1950
Diamètre (µm)	5 à 7	5 à 7	5 à 7
Module d'Young $E_f$ (GPa)	230	400	600
Module spécifique $E_f/\rho$ (MNm/kg)	130	210	310
Contrainte à la rupture $\sigma_{fu}$ (MPa)	3000- 4000	2800	2000
Contrainte spécifique $\sigma_{fu}/\rho$ (KNm/kg)	1710- 2290	1550	1030



(a)

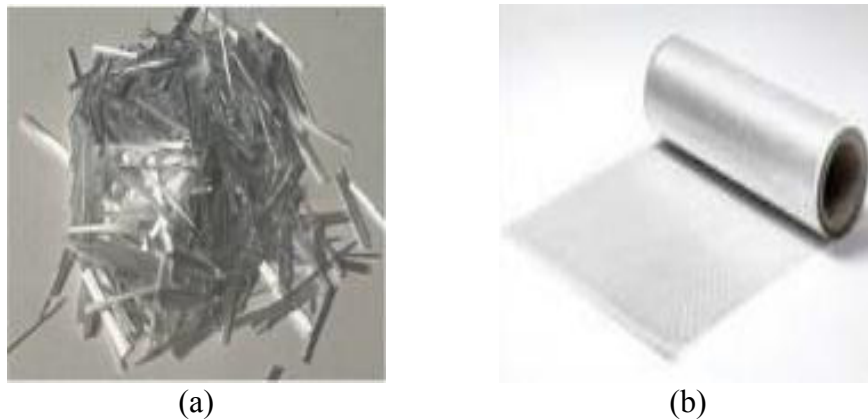


(b)

**Figure I.16 :** Polymère renforcé de fibres de carbone : a) Fibres de carbone, b) Tissu de carbone unidirectionnel (Ostrowski et al. 2022).



**Fibres de verre :** certaines fibres artificielles sont issues du règne minéral. C'est le cas du verre textile, aussi appelé fibre de verre, une fibre artificielle majoritairement composée de silice (sable quartzeux). Les fibres de verre (Figure I.17) sont obtenues à partir d'un mélange de silice, de chaux, d'alumine et de magnésie. Suivant leurs compositions, il existe différents types de fibre de verre (E, C, R, AR). Le pourcentage de silice que contiennent ces fibres contrôle leurs performances mécaniques et leur température d'utilisation (Dorlot et al. 1986). Les fibres de verre sont les plus utilisées en génie civil et dans d'autres secteurs comme l'industrie des bateaux et d'automobiles du fait de leur faible coût comparativement aux fibres de carbone et d'aramide. Le Tableau I.2 donne quelques caractéristiques de deux types de fibres de verre, à savoir le type E et le type R.



**Figure I.17 :** Polymère renforcé de fibres de verre : a) Fibres de verre, b) Tissu de verre unidirectionnel (Ostrowski et al. 2022).

**Tableau I.2 :** Caractéristique sphysico-mécaniques de fibres de verre types E et R (Berthelot 2012).

Propriétés	Verre type E	Verre type R
Masse volumique $\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	2600	2550
Module d'Young $E_f$ (GPa)	73	86
Contrainte à la rupture $\sigma_{fu}$ MPa	3400	4400
Allongement à la rupture $\varepsilon_{fu}$ %	4.4	5,2
Coefficient de Poisson $\nu_f$	0,22	-

**Fibres d'aramide :** appelés aussi polyamides aromatiques. La fibre d'aramide est apparue au début des années soixante. Elle se compose de filaments jaunes d'une dizaine de microns de diamètre assemblés en fils (Figure I.18). L'aramide est une contraction du terme anglais aromatic polyamide aussi connu sous son nom chimique para-phenyleneterephthalamide ou

PPD-T. Les fibres d'aramides ont des propriétés mécaniques élevées en traction comme la fibre de carbone mais leurs résistances à la compression est faible. La faible tenue mécanique en compression est généralement attribuée à une mauvaise adhérence des fibres à la matrice dans le matériau composite. De plus la relaxation et le fluage sont très faibles et les propriétés mécaniques sont conservées pour une plage de température comprise entre -50°C à 300°C. Néanmoins, leur utilisation est limitée à cause de quelques inconvénients à savoir, la sensibilité aux températures élevées, à l'humidité et aux radiations ultra-violet. Le Tableau I.3 montre quelques caractéristiques des fibres d'aramide.



**Figure I.18:** Polymère renforcé de fibres d'aramide : a) Fibres d'aramide, b) Enveloppe en polymère renforcé de fibres d'aramide unidirectionnelles (Ostrowski et al. 2022).

**Tableau I.3 :** Caractéristiques physico-mécaniques de mono-filaments d'aramide (Berthelot 2012)

Caractéristiques	Kevlar 29	Kevlar 49	Kevlar 149	Twaron	Technora
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	1440	1450	1470	1440	1390
Diamètre (μm)	12	12	12	12	12
Module d'Young $E_f$ (GPa)	60	120	160	60	90
Module spécifique $E_f$ (Nm/kg)	42	83	110	42	65
Contrainte à la rupture $f_u$ (MPa)	3000	3000	2400	2600	2800
Contrainte spécifique $f_u/\rho$ (kNm/kg)	2080	2070	1630	1800	2010
Allongement à la rupture (%)	3,6			3	4

### **1.5.2. Matrices**

Les matrices servent à enrober les fibres et à les lier afin d'assurer le transfert des charges. Elles protègent également les fibres, de l'humidité, de l'oxydation, et des autres attaques environnementales et chimiques (Foo et al. 2001, Benzaid 2010).

Il existe deux types principaux de matrices :

- Résine thermodurcissable (TD) : polymère transformée en un produit essentiellement infusible et insoluble après traitement thermique (chaleur, radiation) ou physicochimique (catalyse, durcisseur). La transformation est irréversible.
- Résine thermoplastique (TP) : polymère pouvant être alternativement ramollie par chauffage et durci par refroidissement dans un intervalle de température spécifique du polymère utilisé. Les résines thermoplastiques présentent l'aptitude à l'état ramolli, de se mouler aisément par plasticité. La transformation est réversible.

En génie civil, les résines thermodurcissables (thermosets) sont utilisées presque exclusivement, telles que les matrices vinylester, polyester et époxy (Carolin 2003). Les Tableaux I.4 et I.5 donnent un ordre de grandeur des caractéristiques des matrices usuellement employées dans la fabrication des matériaux composites.

**Tableau I.4:** Caractéristiques des résines époxy (Bardonnnet 1992)

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

**Tableau I.5:** Propriétés des résines polyesters (Schneider 1993, Canard 1993)

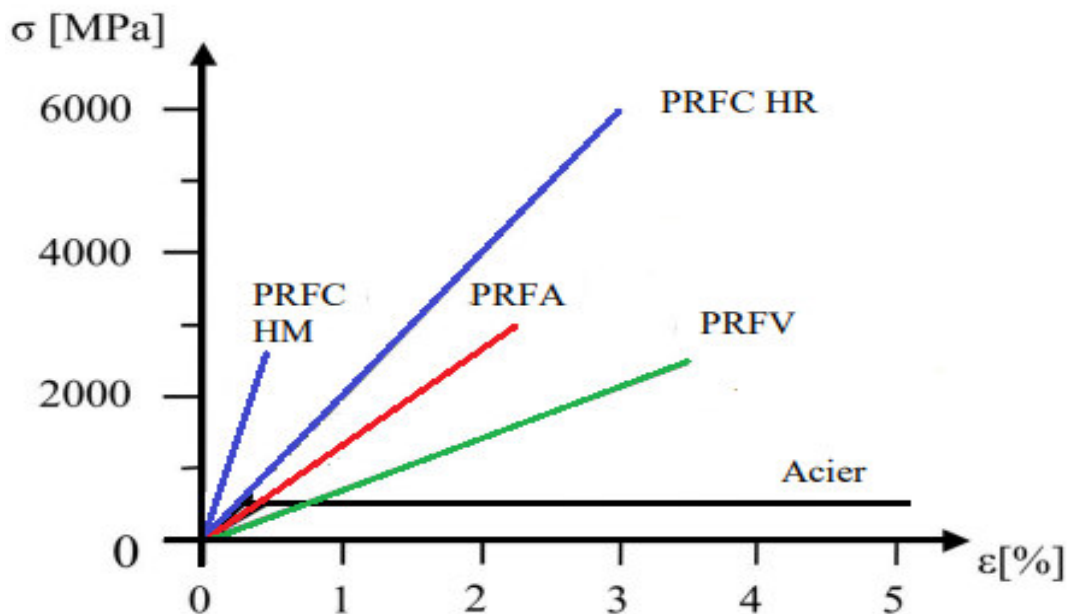
Masse volumique ..... (kg/m <sup>3</sup> )	1 200
Module d'élasticité en traction ..... (GPa)	2,8 à 3,5
Contrainte à la rupture en traction ..... (MPa)	50 à 80
Allongement à la rupture en traction ..... (%)	2 à 5
Résistance au cisaillement ..... (MPa)	10 à 20

### 1.5.3. Avantages et inconvénients des polymères renforcés de fibres (FRP)

L'intérêt de l'utilisation des polymères renforcés de fibres (FRP) dans le génie civil réside essentiellement dans leur faible densité, des propriétés mécaniques importantes (avec un rapport résistance/poids élevé), non corrosif, une très bonne tenue à la fatigue, une haute résistance aux attaques chimiques et une facilité de manipulation sur chantier (Luyckx 1999, Balaguru et al. 2009, Ganga Rao et al. 2007).

En contrepartie, les principaux inconvénients des composites FRP se résument à leur anisotropie très marquée, un comportement à la rupture de type fragile et un prix de matière élevé comparé à celui de l'acier (Luyckx 1999).

La Figure I.19 montre des courbes contraintes-déformations typiques des polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP), de verre (GFRP), d'aramide (AFRP) et des aciers doux. Indépendamment du type des fibres, le FRP ne subit aucun fléchissement pendant la traction, il a un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture. L'acier doux a un module d'élasticité plus élevé que les éléments en FRP, mais les FRP sont caractérisés par une résistance à la traction élevée dans la plage de 2400 à 5400 MPa (Balaguru et al. 2009, Ganga Rao et al. 2007, Irwin et Rahman 2002).



**Figure I.19 :** Courbes contrainte-déformation typiques des composites CFRP, GFRP, AFRP et de l'acier doux (Balaguru et al. 2009, Ganga Rao et al. 2007, Irwin et Rahman 2002).

A partir des observations faites sur ces courbes, on peut remarquer que ces polymères renforcés de fibres (FRP) sont caractérisés par des relations contraintes-déformations linéaires. D'autre part, la différence entre le comportement fragile des composites en FRP et le comportement ductile de l'acier doux peut conduire à des grandes conséquences structurales (Teng et al. 2002):

- Les FRP ne possèdent pas la ductilité des aciers, et leur fragilité va limiter le comportement ductile des éléments en béton armé renforcés avec les FRP. Néanmoins, lorsqu'on l'utilise pour le confinement des colonnes en béton, ces composites peuvent rehausser grandement la résistance à la compression et la ductilité des éléments confinés.
- La deuxième implication du comportement fragile des FRP c'est que la redistribution des contraintes est restreinte à cause du manque de ductilité.

Pour ces raisons, on ne peut pas utiliser directement les méthodes de dimensionnement des sections en BA pour les sections renforcées avec des FRP on traitons, tous simplement, ces renforts comme un renforcement en acier équivalent. Il est préférable de modifier ces méthodes pour tenir en compte de cette fragilité du FRP en se basant sur des recherches spécifiques (Benzaid 2010).

## **I.6. PROCÉDES DE MISE EN ŒUVRE DES RENFORTS COMPOSITES**

Plusieurs techniques ont été développées pour renforcer ou réhabiliter des colonnes existantes en béton armé en utilisant des composites en FRP. Cependant les plus utilisées sont la stratification au contact, l'enroulement filamentaire et le chemisage avec des coques préfabriquées.

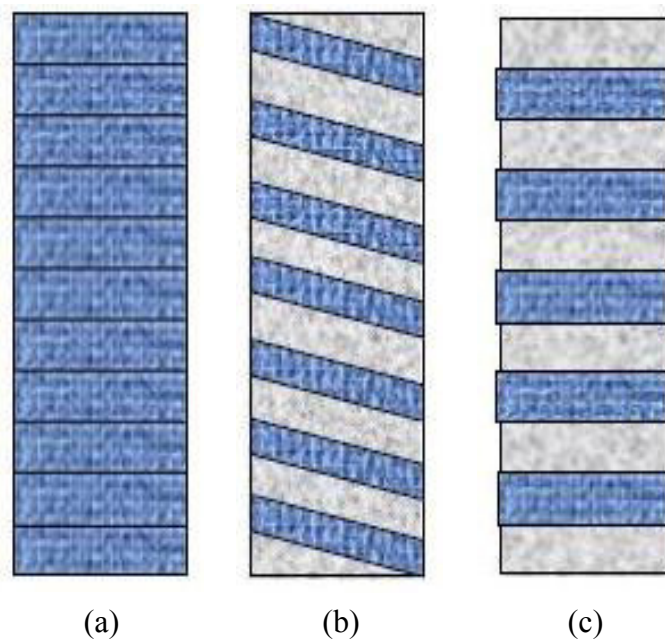
### **I.6.1. Stratification au contact**

La stratification au contact est la technique la plus utilisée sur chantier pour le renforcement ou la réparation des colonnes en BA avec des composites FRP (Figure I.20). Cette technique consiste à l'imprégnation des tissus de fibres par les résines, puis l'enveloppement des colonnes par ces tissus avec un processus de moulage



**Figure I.20 :** Stratification en contact des colonnes (Chakra 2016).

Les colonnes peuvent être enveloppées complètement ou partiellement par des composites en FRP avec une ou plusieurs couches (Figure I.21a). Pour le renforcement partiel on peut utiliser des lanières FRP sous forme d'une spirale continue (Figure I.21b) ou des anneaux discrets (Figure I.21c).



**Figure I.21 :** Les méthodes typiques d'envelopper le FRP pour les colonnes en béton armé, (a) totalement enveloppée en utilisant des tissus en FRP; (b) partiellement enveloppée en utilisant des lanières FRP en spirale continue; (c) partiellement enveloppée en utilisant des lanières FRP sous forme d'anneaux discrets.

L'amélioration de la force de compression du béton suite au confinement externe en FRP a été démontrée en premier par (Fardis et Khalili 1981 et 1982). Ce concept a été appliqué pour la première fois au renforcement de vraies colonnes en béton armé au Japon au milieu des années 1980 (ACI, 1996). Depuis il y a eu beaucoup de rapports sur l'application de cette technique dans le renforcement des colonnes des ponts ou des constructions civiles (par exemple : ACI 1996, Neale et Labossiere 1997, Tan, 1997).

Bien que l'installation du système de renforcement avec des matériaux composites varie d'un fabricant ou d'un installateur à l'autre, le processus passe généralement par les étapes suivantes (Carolin 2003) :

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer.
2. Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxy (ou une autre résine) et de mortier à base de résine époxy.
3. Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules ou du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
4. Appliquer une couche d'apprêt afin d'assurer l'adhérence des tissus de fibres.
5. Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. Appliquer les tissus de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation avec marouflage, une fois que les tissus auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
8. Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées.





**Figure I.22 :** Mise en place du composites FRP par stratification directe (Chakra 2016).

### I.6.2. Enroulement filamentaire

Le principe de l'enroulement filamentaire (Figure I.23) est semblable à celui de la stratification directe, sauf que la technique de l'enroulement filamentaire utilise la fibre continue au lieu des tissus ou des lanières afin que l'enroulement des filaments puisse être traité automatiquement au moyen d'une machine contrôlée par ordinateur (Benzaid 2010). L'enroulement filamentaire donne plus de précision en matière d'épaisseur du composite FRP que la stratification directe. Le procédé est également appelé bobinage filamentaire ou, en anglais, *filament winding* (Berbain et Chevalier 1997).





**Figure I.23 :** L'enroulement filamentaire (Master Builders, Inc. and Structural Preservation Systems 1998, Balaguru et al. 2009).

### **I.6.3. Chemisage avec des coquilles préfabriquées en FRP**

Les poteaux en béton armé peuvent être renforcés en utilisant des chemises sous forme de coquilles préfabriquées en FRP. Ces coques sont imprégnées de résine avant leur mise en place sur les poteaux. Leur fabrication peut être en forme de demi-cercle, demi rectangle (Nanni et Norris, 1995, Ohno et al. 1997), en cercle avec une fente ou en rouleaux continus (Xiao et Ma 1997), pour qu'elles puissent être ouvertes et placées autour des poteaux en béton armé (Figure I.24). Un confinement efficace est obtenu par le contact total entre la coquille et les poteaux traités. Ce contact est assuré soit par l'utilisation des adhésives (Xiao et Ma 1997) qui lient la colonne et la coquille, ou par l'injection de coulis ou mortier de ciment dans l'espace entre la colonne et la coquille (Nanni et Norris 1995, Ohno et al. 1997).

L'application de cette méthode de renforcement est intéressante dans le cas de modification de forme des poteaux carrés ou rectangulaires, dont le renforcement est fait en les reformant dans des colonnes elliptiques ou circulaires en utilisant des coquilles préfabriquées en FRP (Teng et Lam 2002).

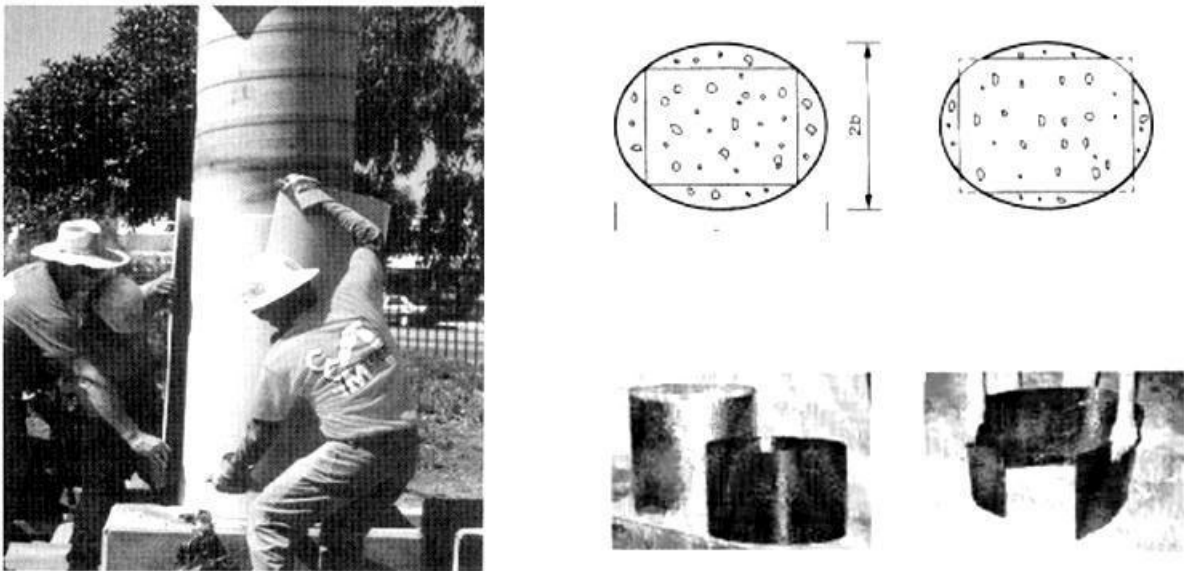


Figure I.24 : Chemisage avec des coquilles préfabriquées en FRP (Monti 2003).

#### I.6.4. Comparaison des méthodes de renforcement par FRP

Les avantages et les inconvénients de ces trois méthodes sont comparés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4 : Comparaison des trois méthodes de renforcement (Benzaid, 2010).

Méthodes	Avantages	Inconvénients
Stratification au contact	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexibilité d'adaptation avec les différentes formes de colonnes.</li> <li>• Facilité de manutention et de mise en œuvre sur chantier, sans le besoin d'équipements spéciaux.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Un bas niveau de contrôle de la qualité.</li> <li>• Demande beaucoup de main d'œuvre par rapport aux autres techniques</li> </ul>
Enroulement filamenteux	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Un contrôle amélioré de la qualité.</li> <li>• Une main d'œuvre réduite sur chantier</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Moins de flexibilité d'adaptation avec les différentes formes de colonnes.</li> <li>• Exige un équipement spécial</li> </ul>
Coquille préfabriquée	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Meilleur contrôle de la qualité.</li> <li>• Une main d'œuvre réduite sur chantier.</li> <li>• Utile pour modifier la forme des colonnes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Flexibilité d'adaptation limitée avec les différentes formes de colonnes.</li> <li>• Le coût de la préfabrication</li> <li>• Le risque d'une mauvaise adhérence entre la coquille et le poteau.</li> <li>• Difficulté de contrôler les coulis injectés entre la coquille et le poteau.</li> </ul>

## I.7. CONCLUSION

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 des ouvrages (Calgaro et Lacroix 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.

Durant les quatre dernières décennies, une alternative est proposée, il s'agit de renforcer ou de réparer les ouvrages en béton par des matériaux composites à matrice organique collés extérieurement sur des structures dégradées. Les matériaux composites, de par leur rigidité spécifique, présentent un grand intérêt pour la réparation. De plus, malgré leur prix élevé, ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact, 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 des activités des ouvrages réparés.

Le confinement des colonnes en béton armé se réalise à l'aide d'enveloppes en matériaux composites à base de fibres de verre, de carbone ou d'aramide. Ces enveloppes appliquées aux colonnes améliorent le confinement du béton, ainsi que sa ductilité et sa résistance en compression. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton confiné.

# **CHAPITRE II**

**TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX ANTÉRIEURS  
PORTANT SUR LES COLONNES CARREES ET  
RECTANGULAIRES EN BÉTON CONFINÉ AVEC  
CFRP**

## II.1. INTRODUCTION

Nous présentons dans chapitre, le mécanisme de confinement des colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné avec des polymères renforcés de fibres (FRP), ainsi que leur mécanique de rupture. Étant donné que cette thèse concerne le confinement des colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné avec des composites en CFRP sous chargement axiale, les études expérimentales pertinentes sur l'effet de cette technique de confinement sur les propriétés mécaniques du béton sont alors présentées. D'autre part, des résultats expérimentaux antérieurs sur le confinement des colonnes carrées et rectangulaires en béton avec des composites CFRP ont été collectées.

## II.2. MECHANISME DE CONFINEMENT EXTERNE AVEC DES COMPOSITES FRP

Le mécanisme de confinement externe du béton avec des composites FRP a été étudié par plusieurs chercheurs (Youssef et al. 2007, Benzaid et al. 2010, Pham et Hadi 2014, et autres). Par exemple, lorsqu'une colonne circulaire en béton est confinée à l'aide d'une enveloppe en polymère renforcé de fibres (FRP) extérieurement continue et exposée à une compression axiale, le noyau en béton commence une expansion volumétrique rapide. Cependant, cette expansion latérale peut être limitée par l'enveloppe FRP, qui fournit une pression de confinement uniforme au béton. La valeur ultime de la contrainte de confinement est atteinte lorsque la déformation du cerceau dans le FRP approche sa déformation ultime ( $\epsilon_{prf}$ ) équivalente à la rupture du cylindre. Il convient de noter que la pression de confinement résultante induit un état de contrainte triaxiale dans le béton qui augmente sa résistance et sa ductilité. La plupart des analyses rapportées ont montré que la pression de confinement latérale dépend de la géométrie de la section transversale de la colonne en béton confiné, de la quantité et des propriétés mécaniques des composites FRP utilisés (Berradia et al. 2022).

### II.2.1. Pression de confinement

Lorsque l'on soumet une colonne en béton confiné avec des composites FRP à une compression axiale, le béton a tendance à s'étendre latéralement. Cependant, cette expansion est contrôlée et limitée par l'enveloppe en FRP qui entoure la colonne. L'action de confinement exercée par l'enveloppe composite FRP sur les colonnes de section circulaire est illustrée sur la Figure II.1a.

Pour les sections circulaires, le béton est soumis à un confinement uniforme, et la pression maximale de confinement fournie par le FRP est en rapport direct avec l'épaisseur et la résistance du FRP ainsi que le diamètre de la section du béton confiné (Purba et Mufti 1999,

Thériault et Neale 2000, De Lorenzis 2001, Teng et al. 2002, Lam et Teng 2003 a, Berthet et al. 2006, Benzaid 2010 et autres). Cette pression de confinement se calcule pour les sections circulaires par la formule suivante :

$$f_l = \frac{2 \cdot E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp} \cdot t_{prf}}{d} = \frac{2 \cdot f_{frp} \cdot t_{frp}}{d} = \frac{\rho_{frp} \cdot f_{frp}}{2} \quad (II.1)$$

Où :

$f_l$  : pression de confinement latérale due au FRP ;

$d$  : diamètre de la section en béton (mm) ;

$t_{frp}$  : épaisseur totale du composite FRP (mm);

$E_{frp}$  : module d'élasticité du traction FRP (MPa);

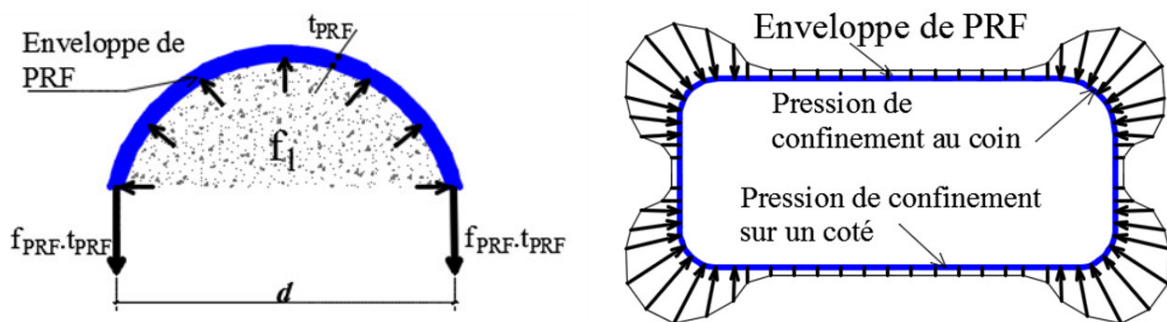
$\varepsilon_{frp}$  : déformation ultime en traction du composite FRP (MPa);

$f_{frp} = E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp}$  : résistance à la traction du composite FRP (MPa);

$\rho_{frp}$  : rapport volumétrique du composite FRP donné par l'expression suivante (pour une colonnes entièrement enveloppée avec du FRP):

$$\rho_{frp} = \frac{\pi \cdot d \cdot t_{frp}}{\pi \cdot d^2 / 4} = \frac{4 \cdot t_{frp}}{d} \quad (II.2)$$

Contrairement aux colonnes circulaires en béton, plusieurs chercheurs (Wang et al. 2012, Csuka et Kollár 2012, Islam et al. 2015) ont prouvé que la distribution de la pression de confinement des colonnes rectangulaires et carrées confinées avec des enveloppes externes en FRP est non-uniforme, concentrée aux coins des sections (voir Figure II.1b). Néanmoins, l'expression de la pression de confinement donnée par l'équation (II.1) est également applicable pour une colonne rectangulaire ou carrée à coins arrondis. Ainsi, la pression de confinement se concentre aux coins de la section comme montre la Figure II.1b.



a- Pression de confinement produit par une enveloppe en FRP dans le cas d'une colonne circulaire en béton

b- Distribution de la pression de confinement dans le cas d'une colonnes rectangulaires en béton

**Figure II.1:** Action de confinement exercée par une enveloppe externe en FRP.

## II.2.2. Diamètre équivalent des sections carrée et rectangulaire

Il est clair à travers la Figure II.2.a que le rayon de la courbure au milieu des côtés de la section transversale carrée ou rectangulaire est beaucoup plus grand que celui au niveau des coins. Par conséquent, la pression de confinement au milieu des côtés de la section (carrée ou rectangulaire) est assez faible et pourrait être négligeable (Islam et al. 2015).

Dans l'équation (II.1), la pression de confinement latérale est exprimée en fonction du diamètre de la section en béton ( $d$ ). Ce diamètre est remplacé par un diamètre équivalent à la diagonale ( $D$ ) dans les sections carrées ou rectangulaires (Figure II.2a). Plusieurs chercheurs (Shehata et al. 2002, Campione et Miraglia 2003, Wu et Wang 2009, Wu et Zhou 2010, Wei et Wu 2012), ont pris le diamètre équivalent ( $D$ ) comme étant la plus petite dimension de la section rectangulaire. Par ailleurs Hany et al. (2015) et Moodi et al. (2017) ont considéré ce diamètre équivalent comme étant la diagonale de la section rectangulaire, alors que d'autres chercheurs ont considéré d'autres expressions pour  $D$  (Ilki et Kumbasar 2003, Al-salloum 2007).

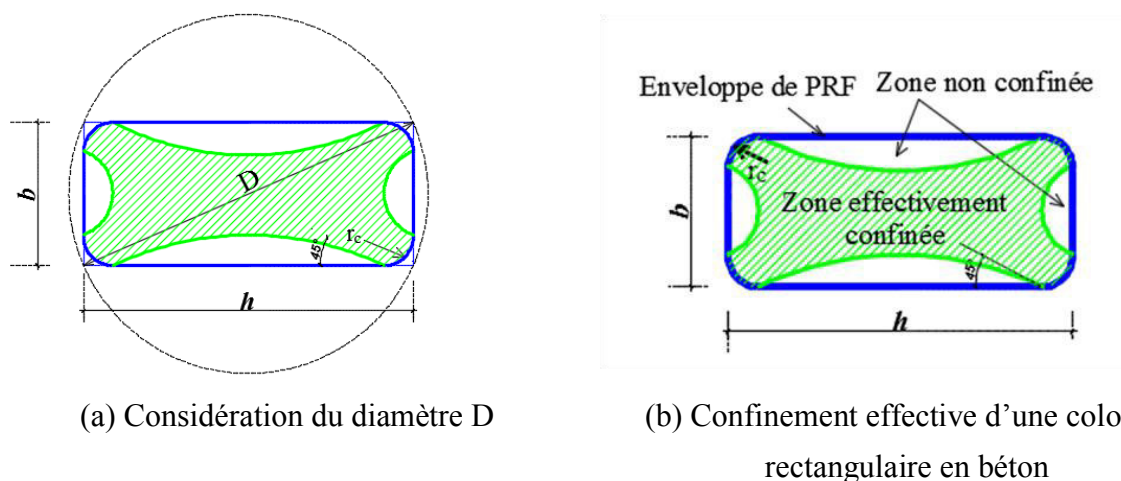


Figure II.2 : Diamètre équivalent et section effectivement confinée.

## II.2.3. Facteur de forme ( $K_s$ )

Pour les colonnes non circulaires en béton confiné avec des enveloppes en FRP, la pression de confinement n'est pas uniforme autour du périmètre de ces sections. Cette pression est concentrée au niveau des coins (Figure II.1b). Pour tenir compte de l'effet de la forme de la section, un facteur de correction de forme ( $K_s$ ) a été introduit par plusieurs chercheurs (Ilki et kumbasar 2003, Lam et Teng 2003, Al-salloum 2007, Wu et Wang 2009, Wu et Zhou 2010, Benzaid 2010, Moodi et al. 2017), afin de corriger la pression de confinement ( $f_l$ ) pour une pression de confinement effective ( $f_{l,ef}$ ).

La pression de confinement effective pour une section carrée ou rectangulaire est exprimée comme suit (Lam et Teng2003):

$$f_{l,ef} = K_s f_l \quad (\text{III.3})$$

Le facteur de forme est défini comme étant le rapport de la surface de la zone de confinement effective ( $A_e$ ) à l'aire totale du béton ( $A_c$ ). Ce rapport peut être calculé par l'expression suivante (Lam et Teng 2003, Hany et al. 2015):

$$K_s = \frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left( \left( \frac{b}{h} \right) (h - 2r)^2 + \left( \frac{h}{b} \right) (b - 2r)^2 \right) / 3A_g - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad (\text{II.4})$$

Où  $\rho_{sc}$  est le rapport de la section transversale des armatures longitudinales en acier, et  $A_g$  est l'aire brute de la section de la colonne, donnée par la relation suivante:

$$A_g = (bh - (4 - \pi)r^2) \quad (\text{II.5})$$

Généralement, le facteur de forme dépend fortement du rayon de coin de la section ( $r_c$ ). Diverses expressions ont été proposées pour ce facteur  $K_s$  (Wu et al. 2007, Wang et Wu 2009, Wu et Zhou 2010, Wei et Wu 2012, Pham et Hadi 2013, Abbasnia et Ziaadiny 2013, Cao et al. 2016, Moodi et al. 2017).

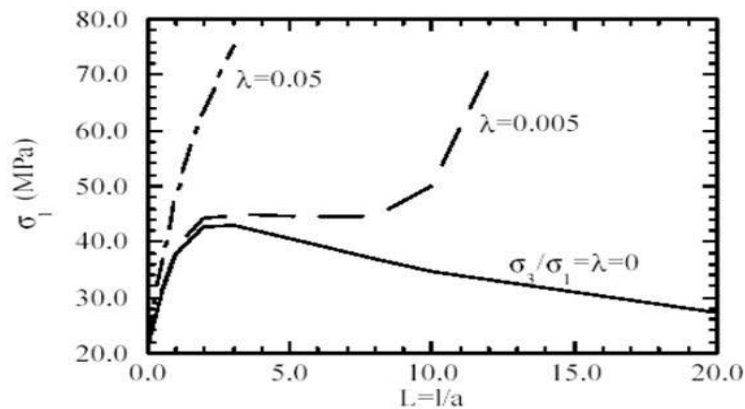
### **II.3. MECANIQUE DE RUPTURE DU BETON CONFINE SOUS COMPRESSION AXIALE**

La rupture du béton soumis à une compression axiale est le résultat de l'interconnexion des microfissures qui s'ouvrent d'avantage au fur et à mesure de l'augmentation du chargement, à un certain niveau de chargement, la propagation des fissures devient instable et provoque la rupture. Il est donc possible d'augmenter la résistance du béton en compression en limitant la propagation des fissures, dans cette optique sont apparus les bétons de fibres, où les fissures sont minimisées par l'ajout de fibres (reprise des efforts de traction par les fibres). D'une manière quasi analogue dans le cas des FRP, on peut augmenter la résistance du béton en empêchant les fissures mais avec une pression de confinement, la traction est toujours reprise par les fibres, qui ne sont pas noyées dans la matrice mais collées en surface.

Le confinement avec des matériaux composites en FRP limite la propagation des fissures en augmentant les forces de frottement (cohésion) du béton, cela est bien illustré sur la Figure II.3. Lorsque la pression de confinement est nulle ( $\lambda = \sigma_3 / \sigma_1 = 0$ ), la propagation des fissures

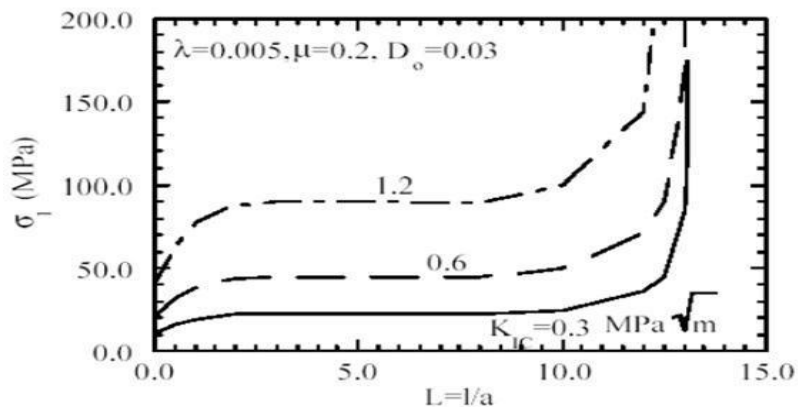


devient instable immédiatement lorsque le pic de résistance est atteint. Avec un confinement faible, on peut stabiliser la propagation des fissures (valeur de  $\lambda = 0.005$  de la Figure II.3). Pour un confinement plus important ( $\lambda = 0.05$ ), la propagation instable des fissures peut être complètement empêchée. Il faut préciser que la rupture du béton confiné avec des matériaux composites en FRP se produit par rupture du renfort (Wu 2002, Teng et al. 2002, Lam et Teng 2003, Shahawy et al. 2000, Harries et Kharel 2003, Nanni et Bradford 1995, Campione et Miraglia 2003, Li et al. 2003, Cole et Belarbi 2001, Lin et Liao 2004, Mortazavi et al. 2003, Berthet et al. 2005).



**Figure II.3 :** Propagation des fissures en fonction du chargement axial : L est l'accroissement de la fissure (Wu 2002).

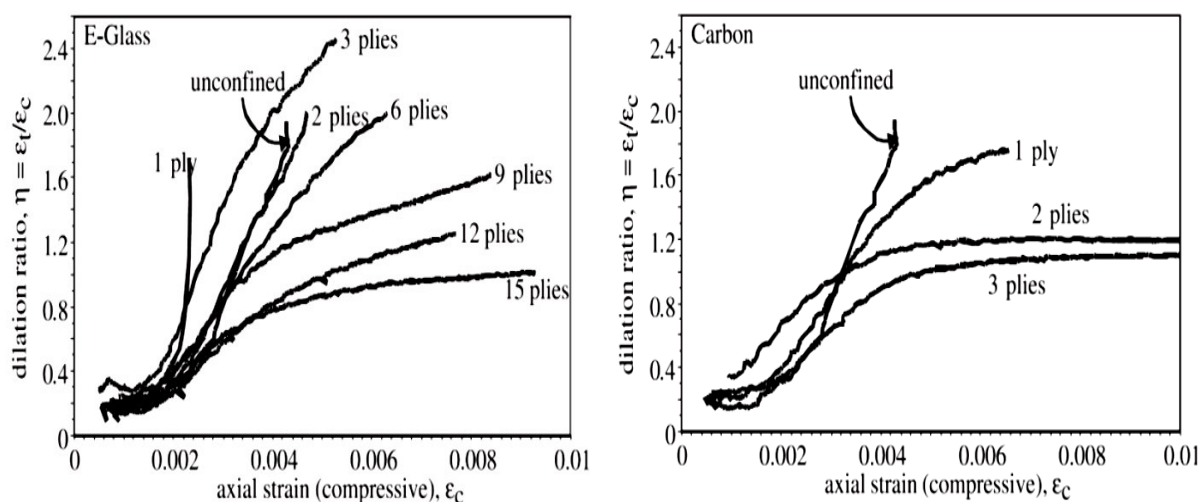
L'efficacité du confinement en utilisant le même FRP pour des bétons de ténacités (résistance à la propagation des fissures) différentes, montre que celle-ci devient directement dépendante de la résistance en traction et indirectement de la résistance à la compression (Figure II.4). La rupture des éprouvettes, indépendamment du type de béton a été suite à une rupture du FRP.



**Figure II.4 :** Propagation des fissures en fonction du chargement axial pour des bétons de différentes (Wu 2002).

Pour comprendre le comportement du béton sous différents niveaux de confinement, et pour déterminer la pression générée, on doit déterminer le coefficient de dilatation qui est égale ( $\epsilon_t / \epsilon_c$ ), pour des  $\eta$  le rapport de la déformation transverse sur la déformation axiale (faibles contraintes), le coefficient de dilatation se confond avec le coefficient de Poisson qui est une constante intrinsèque du matériau, on peut donc dire que le coefficient de Poisson n'est rien d'autre que le coefficient de dilatation initial du béton. Le coefficient de dilatation du béton non confiné est constant et égale au coefficient de Poisson jusqu'à 70 % de la résistance en compression du béton non confiné notée  $f_{co}$ , au delà de 70 % de  $f_{co}$ , le coefficient de dilatation augmente rapidement pour atteindre une valeur de 0.5 lorsqu'on atteint  $f_{co}$  et devient instable dans le domaine post-pic.

La Figure II.5 montre l'évolution du coefficient de dilatation du béton (appelé aussi coefficient de Poisson apparent) avec différents niveaux de confinement (Harries et Kharel 2003). Afin de mieux mettre en évidence ce point, et apporter des éclaircissements sur la variation du coefficient de dilatation du béton en fonction de la pression de confinement, nous présentons quelques travaux qui ont réalisés par (Harries et Kharel 2003). Ces derniers ont testé des éprouvettes cylindriques ( $\varnothing 152 \times 305$  mm) en compression axiale, avec différents niveaux de confinement tout en variant le type de FRP (verre et carbone). Les résultats des diagrammes de l'évolution du coefficient de dilatation sont représentés sur la Figure II.5.



**Figure II. 5 :** Evolution du coefficient de dilatation en fonction de la déformation axiale pour différents niveaux de confinement (Harries et Kharel 2003).

On peut dire que :

- Le coefficient de dilatation varie avec la déformation axiale, on voit que le coefficient de dilatation initial est égal au coefficient de Poisson et reste constant jusqu'à 60 % de

- La déformation ultime du béton non confiné notée  $\varepsilon_{co}$ . Au delà de  $0.6 \varepsilon_{co}$ , il continue à augmenter avec la déformation axiale et à  $2 \varepsilon_{co}$ , le coefficient de dilatation se stabilise ;
- La limitation du coefficient de dilatation est inversement proportionnelle au niveau de confinement ;

## II.4. REVUE DES ETUDES EXPERIMENTALES EXISTANTES

Au début du siècle dernier, plusieurs recherches ont été effectuées afin d'évaluer la capacité axiale croissante des colonnes en béton due au confinement. Les premières études expérimentales considéraient principalement l'état de confinement "actif", dans lequel la pression de confinement était maintenue constante pendant tout le processus de chargement. Considère (1903) a effectué des études expérimentales afin d'évalué le comportement triaxial des éprouvettes cylindriques en mortier de dimensions ( $\varnothing 150 \text{ mm} \times 500$ ), dans lesquels le confinement latéral était assuré par une pression hydraulique constante. Il a montré qu'une pression latérale de confinement constante appliquée à des cylindres en mortier peut augmenter considérablement leur résistance à la compression. D'autres chercheurs ont ensuite poursuivi ce travail pionnier tels que, Balmer 1949, Chinn et Zimmerman 1965, Newman et Newman 1972.

Depuis le début des années 1980, les composites en polymère renforcé de fibres (FRP) sont utilisés pour le confinement du béton. Cependant, Des travaux approfondis dans le domaine expérimental ont été effectués sur des spécimens en béton ordinaire à petite échelle de sections transversales circulaires et non circulaires confinés avec des FRP et soumis à une charge de compression axiale (De Lorenzis et Tepfers 2001, Lam et Teng 2003, Masia et al. 2004, Benzaid 2010, Benzaid et Mesbah 2014, et d'autres).

Dans ce qui suit, quelques études expérimentales existantes menées sur le confinement des colonnes de sections transversales carrées et rectangulaires à l'aide des enveloppes externes en CFRP, testées sous une compression uni-axiale vont être exposés :

### II.4.1. Rochette et Labossière (2000)

Rochette et Labossière (2000) ont fourni des résultats d'essais pour des colonnes en béton à petite échelle de sections transversales carrées de  $152 \text{ mm} \times 152 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$  et rectangulaires de  $152 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ , fabriquées à partir de béton ordinaire et confinées avec différents nombres de feuilles en fibres de carbone unidirectionnelles et de tissus en fibres d'aramide bidirectionnelles. Les colonnes sont testées sous une compression

axiale. L'objectif de l'étude était d'évaluer l'influence de deux paramètres sur la résistance des poteaux ;

L'effet de la raideur sur le confinement et la forme de la section en testant différents rayons d'angle de 5, 25 et 38 mm. De plus, trois cylindres identiques de  $\varnothing 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  ont été confinés avec des enveloppes composées de deux couches de fibres de carbone. Quatre cylindres supplémentaires de dimensions  $\varnothing 150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$  ont également été enveloppés avec des fibres d'aramide, en utilisant un nombre différent de couche dans chaque cas.

Il a été conclu que l'effet du confinement est directement lié à la forme de la section pour un nombre donné d'enveloppes autour de la colonne. Les résultats ont démontré que le confinement le plus efficace a été obtenu pour les sections circulaires, tandis que pour les sections carrées, lorsqu'il est difficile d'augmenter l'arrondi des angles, un confinement supplémentaire peut être obtenu en enveloppant des couches supplémentaires. La principale recommandation des auteurs était que les bords de la section doivent toujours être arrondis de manière adéquate pour éviter une défaillance précoce par poinçonnage des fibres de l'enveloppe par des fragments de la section en béton. Il a été noté qu'en raison de la rigidité inférieure de l'enveloppe en aramide par rapport au CFRP, la zone de rupture généralement se déformait et se tordait considérablement avant la rupture.

#### **II.4.2. Pervin et Wang (2001)**

Pervin et Wang (2001) ont effectué une étude numérique et expérimentale visant à évaluer l'influence du gradient de déformation dans des colonnes en béton carrées à petite échelle chargées de manière excentrique et confinées à l'aide des enveloppes en FRP. Ils ont testé neuf colonnes carrées de  $108 \text{ mm} \times 108 \text{ mm} \times 305 \text{ mm}$  en béton, avec une résistance de béton en cube d'environ 21.4 MPa et des coins arrondis avec un rayon de 8.26 mm. Des enveloppes en CFRP unidirectionnel ont été utilisées pour confiner les colonnes en béton en utilisant zéro, une et deux couches. L'étude a également évalué l'influence de trois excentricités de charge différentes (0, 7.50 et 15.20 mm).

Les résultats de l'analyse non linéaire par éléments finis ont été comparés et validés par rapport aux résultats des essais. Les chercheurs ont montré que les enveloppes en FRP pourraient améliorer considérablement la résistance et la ductilité des colonnes en béton renforcées sous chargement excentrique. Cependant, le gradient de déformation axiale dû à la présence de l'excentricité de la charge a entraîné une diminution de 20 % de la capacité de renforcement de CFRP.

### II.4.3. Shehata et al. (2002)

Shehata et al. (2002) ont mené un programme expérimental comprenant des essais sur 54 colonnes courtes en vue de déterminer le gain de résistance et de ductilité des colonnes en béton confinées sur le plan externe en les recouvrant de feuille en CFRP. Les variables étudiées sont : la forme de la section transversale (circulaire, carrée et rectangulaire), et la quantité de renforcement caractérisée par le nombre de couche de CFRP appliquées aux spécimens (une ou deux couches). Ils ont testé en compression uni-axiale, trois groupes de 18 spécimens pour chacun. Les colonnes circulaires de béton de dimensions  $\text{Ø}150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ , les colonnes carrées de dimensions  $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$  et des colonnes rectangulaires de dimensions  $94 \text{ mm} \times 188 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$  enveloppés par des feuilles en CFRP. En prenant comme base, les résultats obtenus, des équations ont été proposées pour calculer la résistance du béton confiné et sa déformation spécifique ultime en fonction de la contrainte latérale de confinement pour chaque forme de section transversale utilisée, circulaire, carrée et rectangulaire. Les estimations données par ces équations et celles données par des formules de la littérature ont été comparées avec les résultats expérimentaux. D'après ces comparaisons, les conclusions générales ont été établies :

- L'efficacité de confinement est très influencée par la géométrie de la section des colonnes (circulaire, carrée et rectangulaires) et la pression de confinement exprimée par le nombre de couches de CFRP ;
- Les équations proposées dans cette étude pour l'estimation de la résistance en compression du béton confiné avec des CFRP doivent être associées avec la forme de la section et leurs validités sont limitées à cette géométrie ;

### II.4.4. Lam et Teng (2003)

Lam et Teng (2003) ont testé 10 éprouvettes de section carrée de dimensions  $152 \text{ mm} \times 152 \text{ mm}$  et de 610 mm de hauteur et deux de section rectangulaire de dimensions  $150 \text{ mm} \times 225 \text{ mm}$  et de 600 mm de hauteur, et deux éprouvettes circulaires de dimension  $\text{Ø} 152 \text{ mm} \times 610 \text{ mm}$ . Plusieurs épaisseurs du renfort et valeurs du rayon de coins ont été prises pour avoir différents niveaux de confinement. Sur la base de ces résultats et celles de tests existants, Lam et Teng ont proposé un modèle ( $\sigma - \varepsilon$ ) simple et qui donne de bons résultats, ce modèle est basé sur les hypothèses suivantes :

- la 1<sup>ère</sup> branche du diagramme  $\sigma - \varepsilon$  est parabolique ;
- la 2<sup>ème</sup> branche du diagramme  $\sigma - \varepsilon$  est linéaire ;
- la transition entre les deux branches se fait progressivement ;

- le prolongement de la 2<sup>ème</sup> branche linéaire croise l'axe des contraintes à la valeur de la résistance en compression du béton non confiné  $f_{co}$  ;
- la 2<sup>ème</sup> branche se termine lorsque la résistance et la déformation ultimes sont atteintes simultanément ;

#### II.4.5. Chaallal et al. (2003)

Chaallal et al. (2003) ont étudié le comportement des colonnes rectangulaires et carrées à petite échelle en béton non armé confinées avec des tissus en CFRP collés en surface. Un total de 90 spécimens a été testé sous chargement axial. Deux bétons commerciaux ordinaires ont été utilisés avec des résistances à la compression de 20.7 MPa et 41.4 MPa. Les paramètres suivants ont été considérés : la résistance du béton, le rapport d'aspect de la section transversale ( $b/h = 0.5, b/h = 0.65, b/h = 1$ ), et le nombre de couches de CFRP. Les résultats de cette recherche montrent que :

- Le confinement fourni par le CFRP améliore considérablement la résistance et la ductilité des colonnes carrées et rectangulaires ;
- Le gain de performance (résistance et ductilité) dû à l'enrobage CFRP, était plus important pour les colonnes enrobées de béton de 20.7 MPa que pour les colonnes correspondantes en béton de 41.4 MPa. Le gain maximal obtenu pour les colonnes enveloppées de béton de 20.7 MPa était d'environ 90 %, contre seulement 30 % pour les colonnes de 41.4 MPa ;
- Les déformations axiales et transversales diminuent considérablement avec l'augmentation de la résistance. Les colonnes carrées ont généralement présenté un rapport de dilatation plus élevé que les colonnes rectangulaires. Après un certain degré de confinement, le rapport de dilatation tend à diminuer lorsque la rigidité de l'enveloppe augmente ;
- Le gain de résistance du béton confiné par des tissus de CFRP dépend de la rigidité des tissus par rapport à la rigidité axiale de la colonne ;

#### II.4.6. Ilki et Kumbasar (2003)

Ilki et Kumbasar (2003) ont étudié le comportement sous chargement axial des colonnes courtes en béton confinées avec des matériaux composites en CFRP extérieurement collés. Le travail expérimental a été réalisé sur 27 colonnes circulaires de  $\text{Ø}150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ , 8 colonnes carrées de  $250 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$  et 8 colonnes rectangulaires de  $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ . Les éprouvettes pré-endommagées ainsi que les éprouvettes non endommagées sont considérées dans cette étude. Les paramètres d'étude sont : la forme de la section transversale et l'épaisseur de feuille en CFRP. En outre, deux nouveaux modèles de

résistance et de déformation axiale ultime ont été proposés des colonnes en béton confinées avec des composites en CFRP. A la lumière de cette étude les conclusions suivantes sont formulées par les auteurs:

- La réhabilitation de colonnes à l'aide des matériaux composites en CFRP améliore le comportement en compression en termes de résistance et de déformabilité ;
- La résistance et la déformabilité augmenté de façon linéaire avec l'épaisseur de l'enveloppe CFRP pour les sections circulaires, carrées, et rectangulaires ;
- Les résultats analytiques obtenus par les expressions des modèles proposés sont en bon accord avec les données expérimentales présentées dans cette étude, ainsi qu'avec les résultats obtenus par d'autres chercheurs. Il convient de noter que la validité de ces expressions est limitée à la gamme de variables considérées dans cette étude ;

#### **II.4.7. Masia et al. (2004)**

Masia et al. (2004) ont mené une étude expérimentale afin d'évaluer l'impact de la taille de la section transversale sur les augmentations de la résistance et de la ductilité de prismes en béton soumis à la compression uni-axiale. Dans l'ensemble, 30 prismes sont mis à l'essai, ayant trois tailles différentes de section transversale carrée de 100 mm × 100 mm × 300 mm, 125 mm × 125 mm × 375 mm et 150 mm × 150 mm × 450 mm, tous les spécimens avec un rayon de coin ( $r_c$ ) égale à 25 mm, et confinés à l'aide de deux couches de matériau composite unidirectionnel de type CFRP. La résistance à la compression du béton non confiné était comprise entre 18.11 MPa et 21.85 MPa. Les remarques suivantes sont énoncées suite aux résultats de cette étude :

- L'efficacité du confinement diminue avec l'augmentation de la section transversale ;
- Le confinement a permis d'atteindre des augmentations importantes en résistance et en ductilité. Ceci indique que l'utilisation des enveloppes en CFRP est une technique efficace pour renforcer et (ou) réhabiliter les colonnes en béton ;

#### **II.4.8. Harajli et al. (2006)**

Harajli et al. (2006) ont mené une étude expérimentale et une étude analytique pour évaluer le comportement contrainte-déformation des colonnes courtes de section rectangulaires confinées avec divers types de matériaux composites (CFRP, GFRP, AFRP). Un total de 24 spécimens a été testé sous chargement axial. Les paramètres considérés dans les essais sont : le rapport volumétrique des enveloppes en FRP, le rapport d'aspect de la section de la colonne, et la surface des armatures en acier longitudinales et transversales. Un nouveau modèle contrainte-déformation a été proposé pour prédire le comportement en

compression axiale des colonnes en béton confinées avec des matériaux composites en FRP. Harajli et al. 2006 ont donné les conclusions suivantes :

- Le confinement des colonnes rectangulaires avec des enveloppes en FRP conduit à une amélioration de sa résistance et sa ductilité ;
- La résistance et la ductilité des colonnes confinées avec des FRP diminuent de manière significative avec l'augmentation du rapport d'aspect ( $h/b$ ) ;
- Le confinement externe par des FRP des colonnes en béton armé empêche la rupture prématurée du béton et le flambage des barres d'acier, ce qui améliore considérablement ses performances ;

#### **II.4.9. Campione (2006)**

Campione (2006) a effectué des essais de compression uni-axiale sur des colonnes carrées en béton renforcées à l'aide de feuilles en polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP). Plusieurs paramètres étudiés sur un total de 22 spécimens sont : renforcement local aux coins et aux couches continues, bandes discontinues horizontales et verticales, nombre de couches et la longueur des spécimens. Les éprouvettes testées sont de 150 mm de côté, de 150 mm, 300 mm, 450 mm de hauteur, et un rayon de coin  $r_c$  de 3 mm. Les résultats d'essais montrent que :

- Le renforcement local avec des bandes horizontales et les renforcements locaux aux coins produisent des effets comparables à ceux de l'enrobage continu, et empêchent la coupure des fibres aux coins ;
- La résistance en compression et la déformation axiale du béton renforcé augmente linéairement avec le nombre de couches du matériau composite en CFRP ;

Sur la base de ces résultats, un modèle analytique a été proposé pour décrire la résistance en compression du béton confiné. Ce modèle prenant en compte les effets de la forme de la section transversale et ceux de la longueur des éprouvettes ;

#### **II.4.10. Pantelides et Yan (2007)**

Pantelides et Yan (2007) ont réalisé trois groupes d'essais. Pour le premier groupe ; les spécimens ayant des sections transversales carrées, pour le deuxième groupe ; les spécimens ayant des sections transversales rectangulaires avec un rapport d'aspect de la section transversale de 2, et pour le troisième groupe ; les spécimens ayant des sections transversales rectangulaires avec un rapport d'aspect de la section transversale de 3. Pour chaque groupe deux spécimens supplémentaires de forme modifiée en utilisant des coques préfabriquées en CFRP ou GFRP de rigidité équivalente, post-tendues avec un coulis de ciment expansif. Les essais ont été réalisés sur des spécimens de 914 mm de hauteur. En outre, un modèle contrainte-



déformation a été proposé pour prédire le comportement des colonnes carrées et rectangulaires confinées avec des enveloppes en polymère renforcé par des fibres collées, et pour des sections carrées et rectangulaires de forme modifiée confinées avec des coques en FRP post-tendues. Ce modèle proposé est basé sur la formulation bilinéaire à quatre paramètres de Richard et Abbott 1975.

#### **II.4.11. Rousakis et al. (2007)**

Rousakis et al. (2007) ont effectué une étude expérimentale sur des colonnes en béton confinées à l'aide des enveloppes en FRP extérieurement collées, sous un chargement axial monotone et cyclique. Un totale de 101 spécimens en béton de dimensions carrées de 200 mm × 200 mm × 320 mm avec une gamme de résistances en compression comprise entre 25 MPa et 40 MPa. Neuf spécimens non confinés ont été utilisés comme référence. Les autres spécimens ont été confinés à l'aide des feuilles en FRP de carbone ou en FRP de verre, de différents rapports volumétriques de confinement. Les résultats d'essai ont montré que le FRP de verre est moins efficace en termes d'amélioration de la résistance et de la ductilité par rapport au FRP de carbone pour une même rigidité axiale et pour de faibles rapports volumétriques.

#### **II.4.12. Al-salloum (2007)**

Al-salloum (2007) a effectué une étude expérimentale sur la performance des colonnes carrées en béton confinées avec des enveloppes en CFRP sous un chargement axial. La section de béton a été variée de carrée à circulaire pour déterminer l'effet du rayon de coin d'une section carrée sur la résistance en compression axiale du béton confiné avec des enveloppes en CFRP. Le travail expérimental a été réalisé sur 8 spécimens carrés de dimension 150 mm × 150 mm × 500 mm et deux cylindriques de Ø150 x 300 mm. Les résultats montrent que les cylindres en béton confinés avec des enveloppes en CFRP ont présenté des meilleures performances, suivis des colonnes en béton confinées avec des enveloppes en CFRP avec une section carrée et un rayon de coin de 50 mm, 38 mm, 25 mm et 5 mm. Les colonnes en béton carrées renforcées se sont rompues aux coins des sections ou à proximité.

#### **II.4.13. Wang et Wu (2008)**

Wang et Wu (2008) ont étudié les performances des colonnes en béton ordinaire et en béton à haute performance confinées avec des composites en CFRP sous chargement axial.

Les colonnes en béton avaient une résistance à la compression du béton de 30 MPa et 50 MPa. Les spécimens testés comprennent 108 colonnes carrées en béton non armé à petite échelle avec une section de 150 mm × 150 mm et de hauteur de 300 mm. Les colonnes

avaient des rayons de coins variables de 0, 15, 30, 45, 60 et 75 mm et étaient confinées avec zéro, une et deux couches d'enveloppe en CFRP. Les paramètres étudiés comprenaient le rayon de coin des spécimens, l'épaisseur de l'enveloppe en CFRP et la résistance du béton. Il a été constaté que l'amélioration de la résistance en compression des colonnes en béton carrées confinées avec CFRP dépend de rayon de coin de la section. Les résultats indiquent également que le confinement avec CFRP dans les colonnes carrées avec des coins pointus est insignifiant dans l'amélioration de la résistance en compression de la colonne, mais significatif dans l'amélioration de la ductilité.

#### **II.4.14. Tao et al. (2008)**

Tao et al. (2008) étudient le comportement des colonnes en béton confinées avec des polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP) sous compression uni-axiale. Un total de 30 essais sur des éprouvettes rectangulaires. Parmi lesquels six non renforcés. Tous les spécimens ont été conçus pour avoir une largeur de section transversale  $b = 150$  mm. Plusieurs paramètres considérés dans cette étude sont : la résistance du béton, le rapport d'aspect de la section transversale, le nombre de couches de CFRP, et les rayons des coins. Cinq modèles existants ont été utilisés pour prédire les courbes de contrainte-déformation des spécimens d'essai dans le but de vérifier leur précision. En conclusion les auteurs ont montré que :

- Les colonnes en béton confiné à l'aide des enveloppes en FRP a échoué par la rupture de l'enveloppe en FRP, généralement près de la mi-hauteur ;
- Les enveloppes en CFRP étaient plus efficaces pour confiner le béton à faible résistance ;
- L'efficacité du confinement diminue avec l'augmentation de la section transversale ou la diminution du rayon de coin. L'augmentation du nombre de couches de CFRP peut améliorer le confinement du béton ;

#### **II.4.15. Ozbakkaloglu et Oehlers (2008)**

Ozbakkaloglu et Oehlers (2008) ont étudié le comportement de colonnes en béton carrées et rectangulaires confinées à l'aide des tubes en CFRP sous un chargement concentrique. Les résultats montrent que le confinement avec CFRP améliore considérablement la résistance et la ductilité des colonnes carrées et rectangulaires en béton, avec des performances plus élevées dans les colonnes carrées. Les résultats confirment également que l'efficacité des tubes en CFRP diminue avec l'augmentation de la résistance du béton non confiné.

#### II.4.16. Wu et Wei (2010)

Wu et Wei (2010) présentent des résultats d'une investigation expérimentale sur le comportement de colonnes rectangulaires à petite échelle chargées axialement et renforcées au moyen de matériaux composites CFRP. Trois séries d'essais de compression uni-axiale ont été réalisées sur 45 spécimens. Tous les spécimens avaient une hauteur de 300 mm, un rayon de coin de 30 mm, et des différents rapports d'aspect de section transversale (1 ; 1.25 ; 1.5 ; 1.75 et 2). L'objectif principal était d'étudier l'effet du rapport d'aspect sur l'efficacité du confinement fourni par les enveloppes en CFRP. Deux paramètres ont été considérés à savoir : le rapport d'aspect et le nombre de couches de CFRP (zéro, un et deux). Les conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit :

- Le confinement par des enveloppes en FRP améliore la performance des colonnes rectangulaires en béton. Le confinement par CFRP est plus efficace pour les sections carrées que pour les sections rectangulaires. Lorsque le rapport d'aspect augmente de 1 à 2, le gain de résistance dans les colonnes en béton confinées  $f_{cc}/f_{co}$  diminue jusqu'à devenir insignifiant pour un rapport d'aspect supérieur à 2 ;
- La réponse contrainte-déformation passe d'un type d'augmentation monotone et de durcissement de la déformation à un type de ramollissement de la déformation lorsque le rapport d'aspect augmente. La valeur du rapport d'aspect qui divise les deux types de courbe de réponse contrainte-déformation augmente avec l'épaisseur du FRP ;
- La déformation maximale du FRP à la résistance maximale diminue de manière significative avec l'augmentation du rapport d'aspect ;
- Un nouveau modèle de résistance pour les colonnes rectangulaires en béton confinées par des FRP a été proposé dans lequel un facteur de modification est introduit en fonction du rapport d'aspect. Le nouveau modèle a une forme unifiée pour les sections circulaires, carrées et rectangulaires ;

#### II.4.17. Abbasnia et Ziaadiny (2010)

Abbasnia et Ziaadiny (2010) ont réalisé une série d'essais de compression axiale monotone et différents types de chargement cyclique sur 10 prismes carrés de dimension  $152 \times 152 \times 305$  mm, avec un rayon de coin  $r_c = 29$  mm. L'étude est proposée pour examiner différents aspects du comportement cyclique du béton confiné avec des matériaux composites en FRP. Les résultats des essais montrent que l'enveloppe de la courbe contrainte-déformation cyclique des prismes de béton confinés par des FRP est approximativement la même que la courbe contrainte-déformation du même béton sous chargement monotone. L'étude indique également d'autres résultats importants tels que la linéarité de la relation entre la déformation

plastique et la déformation de déchargement de l'enveloppe, l'effet cumulatif de l'historique de la déformation plastique et la détérioration des contraintes.

#### **II.4.18. Wang et al. (2012)**

Wang et al. (2012) ont réalisé des essais de compression uni-axiale sur des colonnes en béton renforcées à l'aide des FRP de carbone. Les spécimens ont été divisés en 5 groupes en fonction de la taille de la section transversale, qui varie de (100 – 400) mm. Dans chaque groupe, les spécimens étaient composés de deux dimensions de section différentes mais de la même pression de confinement latéral selon le code ACI.440-2R. Le but principal de cette étude était d'examiner l'influence de la taille sur le comportement contrainte-déformation des colonnes confinées avec des CFRP. Les résultats expérimentaux ont montré que :

- Pour les spécimens de différentes dimensions de section transversale mais avec le même confinement latéral, il y avait des différences significatives dans la résistance à la compression et les réponses contrainte-déformation ;
- Le confinement avec des enveloppes en CFRP a entraîné une augmentation significative de la déformation axiale des colonnes confinées de petite échelle, tandis qu'une légère augmentation de la contrainte axiale pour les colonnes carrées de grande échelle ;

#### **II.4.19. Wang et al. (2012)**

Wang et al. (2012) présentent les résultats d'une étude expérimentale sur 34 colonnes carrées en béton armé et non armé confinées par des CFRP. Les paramètres considérés dans cette étude sont : les dimensions de la section transversale, le rapport volumétrique de l'armature interne en acier, le nombre de couches de CFRP, le type de charge (monotone et cyclique), et le niveau d'endommagement avant le confinement par CFRP. Les résultats expérimentaux ont montré que le confinement fourni par les enveloppes en CFRP a amélioré la capacité de déformation axiale des colonnes carrées en béton armé. Ils ont également montré que le renforcement interne influençait la forme de la courbe contrainte-déformation de l'enveloppe et la trajectoire de déchargement, ainsi que les valeurs de la déformation axiale ultime et de la déformation plastique.

#### **II.4.20. Yeh et Chang (2012)**

Yeh et Chang (2012) ont étudié les effets de la taille de la colonne, du rapport volumétrique du CFRP ( $\rho_f$ ), du rapport de rayon du côté de la colonne sur le rayon de coin ( $D/r_c$ ) et du rapport d'aspect du côté de la colonne ( $b/D$ ) sur l'efficacité du confinement des colonnes rectangulaires confinées avec des enveloppes en CFRP. Un total de 28 spécimens carrés et rectangulaires de différentes dimensions sont mis à l'essai et soumis à la

compression axiale. Par ailleurs, ils ont entrepris une étude paramétrique des paramètres ci-dessus sur la résistance et la déformation ultime du béton confiné. Les résultats d'essais et les résultats de l'étude paramétrique indiquent que la résistance à la compression axiale de la colonne et la déformation ultime augmentent avec le rapport volumétrique des CFRP, mais diminuent lorsque le rapport de rayon du côté de la colonne sur le rayon de coin ( $D/r_c$ ) et du rapport d'aspect du côté de la colonne ( $b/D$ ) augmente.

#### **II.4.21. Rousakis et Karabinis (2012)**

Rousakis et Karabinis (2012) ont présenté les résultats d'une recherche expérimentale sur le comportement des colonnes carrées de dimension ( $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 320 \text{ mm}$ ), avec un rayon de coin ( $r_c$ ) égale à 30 mm. Les spécimens sont confinés extérieurement par des feuilles en polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP) ou de verre (GFRP). Quarante-deux colonnes courtes sont enveloppées à l'aide de «FRP» de différentes orientations comme suit: six spécimens prismatique en béton ordinaire sans armatures internes non confinés ; huit prismes en béton ordinaire sans armatures internes confinés avec des feuille de FRP de carbone ou de verre dans deux niveaux de confinement ; deux prismes en béton armé avec des barres minces ; deux prismes en béton armé avec des barres non critiques pour le prématuré (étriers rapprochés) ; vingt-quatre prismes en béton armé confinés par du carbone ou du verre dans trois niveaux de confinement (avec étriers). Ils ont conclu que les colonnes de béton ordinaire renforcées par une enveloppe avec un ratio  $MCR = 0.184$ , ont révélé un comportement mécanique légèrement adéquat avec branche de ramollissement.

#### **II.4.22. Micelli et Modarelli (2013)**

Micelli et Modarelli (2013) conduisent une étude expérimentale visant à évaluer l'effet de divers paramètres expérimentaux sur l'efficacité du confinement procuré par le FRP sur des colonnes circulaires et rectangulaires en béton à noyau plein ou creux de différentes géométries. Les paramètres considérés sont : les différentes résistances du béton, le type de fibres, le nombre de couches de FRP, la géométrie de la colonne, les rayons des coins, le noyau plein ou creux, et le rapport d'aspect de la section transversale. Un total de 128 spécimens, parmi lesquels 89 renforcés avec des CFRP et de GFRP, et 39 non renforcés. Les résultats d'essais indiquent que le confinement externe produit par les FRP peut améliorer la résistance à la compression, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie.

#### **II.4.23. Abbasnia et al. (2013)**

Abbasnia et al. (2013) ont étudié l'effet des rapports d'aspect sur le comportement monotone et cyclique en FRP. Un total de 18 spécimens carrés et rectangulaires confinés avec des polymères renforcés de fibres de carbone CFRP avec trois rapports d'aspect différents (1,

1.5, et 2). Pour chaque rapport d'aspect, six spécimens et trois types de chargement différents. Les résultats des essais ont montré que pour les prismes avec différents rapports d'aspect, la courbe contrainte-déformation monotone est approximativement tangente à la limite supérieure de la courbe contrainte-déformation cyclique. D'autres résultats importants de cette étude sont : la linéarité de la relation entre la déformation plastique et la déformation de déchargement de l'enveloppe, l'indépendance de la déformation plastique et du taux de détérioration de la contrainte par rapport au rapport d'aspect, l'augmentation de la déformation axiale au début des trajectoires de déchargement. L'examen de l'état ultime des prismes rectangulaires montre que lorsqu'un prisme est sous chargement monotone, la déformation axiale ultime et la résistance du béton confiné sont plus petites que lorsqu'il est sous chargement cyclique.

#### II.4.24. Abbasnia et Ziaadiny (2013)

Abbasnia et Ziaadiny (2013) ont étudié les effets du rapport de rayon de coin ( $r_c/b$ ), du rapport d'aspect de la section transversale ( $h/b$ ), et de la résistance du béton sur le comportement des spécimens en béton confinés à l'aide de matériaux composites en FRP. Ils conduisent des essais de compression monotone sur 22 colonnes de sections carrées et rectangulaires en bétons confinés par CFRP. Tous les spécimens de 300 mm de hauteur, et ont été confinés avec deux couches de CFRP. Ils ont utilisé le procédé de stratification humide. Les conclusions suivantes sont énoncées suite à l'étude :

- Le gain de résistance des prismes confinés en FRP augmente linéairement avec l'arrondissement des coins ;
- Le gain de résistance dans tous les spécimens avec un faible class du béton est supérieur à celui des spécimens avec une classe du béton plus élevée. Ce résultat confirme le fait que l'efficacité du confinement est moindre pour un béton de classe élevée ;
- Pour un rapport ( $r_c/b$ ) constant, le gain de résistance des spécimens rectangulaire avec des rapports ( $h/b$ ) plus élevé est beaucoup plus faible que celui des spécimens carrés ;
- Un nouveau modèle de résistance pour le béton confinés avec des enveloppes en FRP dans les colonnes carrées et rectangulaires a été proposé, basé sur l'analyse de régression des données expérimentales actuelles ;

#### II.4.25. Ozbakkaloglu (2013 a)

Ozbakkaloglu (2013 a) a étudié les effets de la quantité de confinement, du rapport d'aspect de la section transversale, et du rayon de coin sur le comportement des tubes en FRP remplis

de béton à ultra-haute résistance sous compression axiale. Un totale de 24 tubes FRP remplis de béton de différent dimensions (150 mm × 150 mm ; 125 mm × 187.5 ; 112.5 mm × 225 mm) qui ont été fabriqués à l'aide de feuilles de fibre de carbone unidirectionnelles avec une résistance moyenne à la compression de 108 MPa. Deux épaisseurs de tube sont produites : 1.17 mm, 1.87 mm. Les conclusions suivantes ont été formulées :

- Les tubes en FRP remplis de béton à ultra-haute résistance, suffisamment confinés, présenter un comportement hautement ductile en compression. Cependant, leur comportement est très sensible à l'efficacité du tube de confinement. Cette sensibilité augmente avec l'augmentation de la résistance du béton ;
- L'efficacité du confinement des tubes en FRP remplis de béton augmente avec l'augmentation du rayon de coin et lorsque le rapport d'aspect de la section approche de l'unité ;
- La résistance en compression et la déformation ultime augmente avec l'épaisseur du tube, si l'efficacité du confinement du tube est suffisamment élevée ;

#### **II.4.26. Ozbakkaloglu (2013 b)**

Ozbakkaloglu (2013 b) a étudié les effets de l'épaisseur du tube, du rapport d'aspect de la section, et du rayon de coin sur le comportement de tubes carrés et rectangulaires en FRP remplis de béton à haute résistance sous compression uni-axiale. Un totale de 24 tubes FRP remplis de béton de différent dimensions (150 mm × 150 mm ; 125 mm × 187.5 mm ; 112.5 mm × 225 mm), avec une résistance moyenne à la compression du béton de 78 MPa. Les conclusions suivantes sont formulées par l'auteur :

- Les tubes en FRP remplis de béton présenter un comportement hautement ductile ;
- L'efficacité du confinement des tubes en FRP remplis de béton augmente avec l'augmentation du rayon des coins et diminue avec l'augmentation du rapport d'aspect de la section transversale ;
- Les tubes en FRP remplis de béton de faible efficacité de confinement subir une perte de résistance au point de transition sur leurs courbes de contrainte-déformation ;

#### **II.4.27. Benzaid et Mesbah (2014)**

Benzaid et Mesbah (2014) ont étudié le comportement de colonnes circulaires et carrées en béton armé à petite échelle confinées avec des enveloppes en CFRP sous une compression axiale. Les spécimens en béton avaient différents degrés de confinement en CFRP et différentes résistances du béton non confiné (26 MPa, 50 MPa et 62 MPa). Les chercheurs ont observé que les colonnes renforcées présentaient une baisse de l'efficacité du confinement en fonction de l'augmentation de la résistance du béton non confiné. De plus, il a été constaté que

le confinement avec CFRP des colonnes circulaires en béton entraînait une meilleure efficacité par rapport à celle des colonnes de section carrées.

#### **II.4.28. Dalgic et al. (2015)**

Dalgic et al. (2015) ont reporté les résultats d'essais sur des prismes en béton endommagés et non endommagés réhabilités/renforcés à l'aide des enveloppes en matériau CFRP extérieurement collées. Ils conduisent des essais en compression sur 22 spécimens carrés et rectangulaires pour évaluer l'efficacité de la méthode de renforcement des prismes en béton endommagés. Les paramètres considérés dans les essais sont : les niveaux de dommages, le type de chargement (monotone ou cyclique), et le type de section transversale (carrée et rectangulaire). Ils ont testé les prismes sous compression jusqu'à trois niveaux de déformation axiale pour être représentatifs des dommages de compression légers, modérés et sévères avant le renforcement. Les tests ont été répétés après le renforcement des spécimens endommagés avec une enveloppe en CFRP. Les conclusions suivantes sont tirées :

- La réhabilitation/renforcement par CFRP a amélioré la résistance des spécimens carrés, même en cas de pré-endommagements sévères ;
- Une augmentation dans la déformabilité des spécimens carrés pré-endommagés confinés et non endommagés ;
- Une réduction dans la rigidité axiale des spécimens pré-endommagés. Cette réduction est plus prononcée pour les spécimens rectangulaires ;

#### **II.4.29. Wang et al. (2016)**

Wang et al. (2016) ont présenté les résultats d'une étude expérimentale sur 23 colonnes carrées et rectangulaires en béton de différentes échelles (petite échelle, grande échelle) à l'aide de CFRP sous compression axial. Les spécimens sont répartis en 10 groupes en fonction de : (i) la taille de spécimen ; (ii) la pression latérale théorique de confinement par FRP ; (iii) le nombre de couches des enveloppes en FRP ; et (iv) l'intégration et l'exclusion des armatures intérieures en acier. Tous les groupes ont la même pression latérale théorique de confinement. L'objectif de l'étude est d'examiner l'effet de la taille sur le comportement contrainte-déformation des colonnes carrées confinées par des FRP. Les conclusions suivantes ont été formulées :

- Le comportement contrainte-déformation différait à mesure que la taille de spécimen augmentait ;
- La déformation latérale au milieu des coins est plus faible que celle de côté. Les auteurs ont observé que les déformations de coin diminuaient avec une augmentation de la taille de l'échantillon. Ils ont donc recommandé de définir la déformation de



rupture de l'enveloppe en FRP dans les régions du coin comme étant la déformation de rupture latérale efficace du FRP. En conséquence, le confinement du CFRP diminue avec une augmentation de la taille des échantillons. Sur la base de ces résultats, un facteur de déformation efficace modifié tenant compte de l'effet de taille a été proposé pour les colonnes carrées confinées en CFRP ;

#### **II.4.30. Chen et Ozbakkaloglu (2016)**

Chen et Ozbakkaloglu (2016) ont effectué une étude expérimentale visant à évaluer la technique de renforcement des coins sur le comportement axial des tubes carrés et rectangulaires en FRP remplis de béton. Une série de 16 tubes en CFRP ont été fabriqués et testés sous compression axiale monotone. Des bandes supplémentaires de FRP ont été appliquées aux coins du tube. Les paramètres d'essai retenus sont : différents rayons de coins, et rapports d'aspect de section. Les résultats expérimentaux montrent que :

- L'application de la technique de renforcement des coins peut protéger les régions des coins des tubes en FRP remplis de béton contre une défaillance prématurée. L'emplacement de la rupture des tubes en FRP remplis de béton avec un renforcement suffisant des coins se déplace des coins aux travées du tube ;
- La technique de renforcement des coins réduit l'affaiblissement temporaire de la résistance après le pic observé dans certains des tubes en FRP remplis de béton. Ce faisant, la technique peut entraîner une augmentation significative des déformations axiales ultimes utilisables des tubes en FRP remplis de béton et donc de leur ductilité en déformation axiale ;
- Le renforcement des coins améliore le comportement en compression des tubes en FRP remplis de béton avec une efficacité de confinement plus faible causée par un rayon de coin plus petit ou un rapport d'aspect plus grand ;
- L'application du renforcement des coins diminue les déformations aux coins et les augmente aux travées des tubes FRP, ce qui entraîne une distribution plus uniforme de la pression de confinement le long de la section transversale de spécimen ;

#### **II.4.31. Isleem et al. (2018)**

Isleem et al. (2018) ont présenté les résultats expérimentaux sur le comportement axial des colonnes rectangulaires en béton armé et non armé de plus grande échelle. Ils conduisent des essais sur 28 colonnes rectangulaires d'une hauteur de 1000 mm et d'une section transversale de 200 × 300 mm, et 200 × 400 mm, confinées avec des enveloppes en CFRP et soumises à une compression monotone et cyclique. Les principaux paramètres considérés sont : la taille de la section transversale, le rapport d'aspect, le nombre de couches de CFRP, le rapport

volumétrique de l'armature en acier, et le type de charge (monotone et cyclique). Les conclusions suivantes sont énoncées suite à l'étude :

- Le confinement assuré par les enveloppes en CFRP dans les colonnes rectangulaires de grande échelle a entraîné une augmentation de la déformation axiale mais seulement une légère augmentation de la résistance. De plus, les courbes contrainte-déformation des colonnes chargées de façon monotone présentent une deuxième branche d'adoucissement qui est suivie d'une troisième branche presque plate ou ascendante, dépendant principalement du niveau de confinement des CFRP (voir la Figure II.6) ;
- Le rapport d'aspect de la section transversale a une influence sur la forme de la deuxième et troisième branche de la courbe (contrainte-déformation) ;
- Une augmentation du ratio de renforcement interne en acier ou du nombre de couches de CFRP influence la forme de la courbe de contrainte-déformation de l'enveloppe en raison de l'augmentation des valeurs de contrainte et de déformation axiales ;
- Les déformations des enveloppes aux coins sont inférieures à celles dans les régions latérales centrales. En outre, l'efficacité du confinement diminue à mesure que la taille de la section augmente ;
- Un modèle pour prédire la résistance ultime a été proposé, le modèle prend en compte les effets des paramètres d'essai, la taille et le rapport d'aspect de la section, et le ratio de renforcement de l'acier. Les performances du modèle proposé ont été validées par rapport aux résultats des expériences actuelles et existantes.

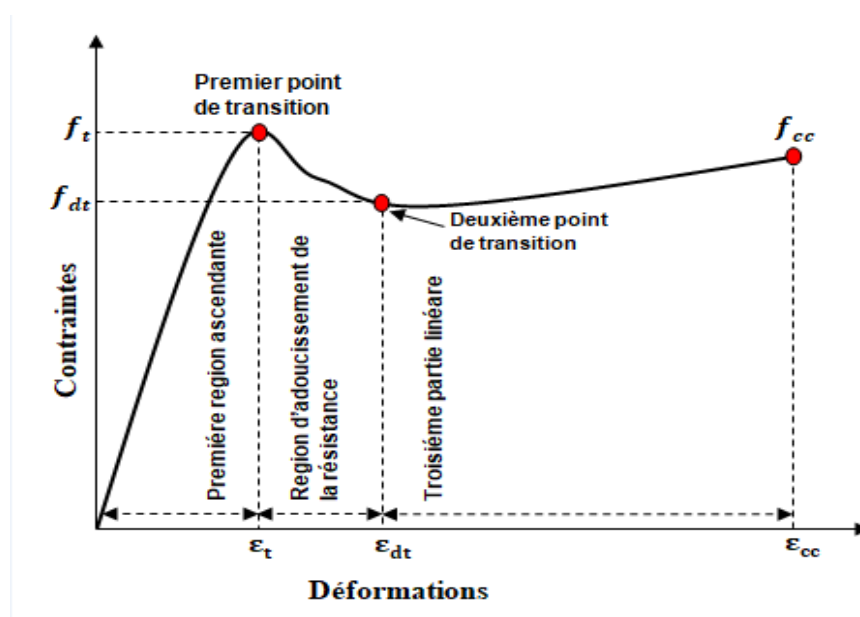


Figure II.6 : Illustration des différentes étapes de la réponse contrainte-déformation axiale.

#### II.4.32. Guo et al. (2018)

Guo et al. (2018) ont étudié le comportement sous chargement axial de colonnes carrées en béton confinées avec des bandes en FRP (confinement total, et partiel). Le travail expérimental a été réalisé sur 17 spécimens de colonnes carrées de taille moyenne avec une largeur de 200 mm, une hauteur de 500 mm, et un rayon de coin ( $r_c$ ) de 30 mm, parmi lesquels trois éprouvettes entièrement enveloppées. Par ailleurs, trois épaisseurs des enveloppes en FRP (0.167 mm ; 0.334 mm ; et 0.501 mm) ont été considérés. Les principaux paramètres sont : Les effets de la largeur et de l'épaisseur de la bande en FRP. En outre, un nouveau modèle de contrainte-déformation a été proposé pour le béton confiné dans les colonnes carrées partiellement confinées avec des bandes en FRP est comparées avec les résultats expérimentaux actuel et les résultats existants.

#### II.4.33. Li et al. (2019)

Li et al. (2019) ont étudié expérimentalement et analytiquement l'effet du rapport de rayon de coin sur le comportement contrainte-déformation des spécimens en béton pré-endommagés renforcées au moyen de matériaux composites en FRP. Les auteurs ont testé 46 spécimens de dimensions 150 mm × 150 mm × 300 mm confinés à l'aide de matériau à base de fibres de carbone CFRP ont été sollicitées sous une compression axiale. Les paramètres suivants sont étudiés : les rapports de rayon de coins, l'épaisseur de renfort (deux, et trois couches), les niveaux de pré-endommagement, et la pression de confinement. Les conclusions suivantes sont tirées de l'étude :

- Le gain de résistance en compression procuré par l'enveloppe en FRP pour les colonnes en béton endommagé lie directement avec le rapport de rayon de coin ;
- La variation du rayon de coin a un effet sur le rapport de déformation ultime lorsque le niveau de dommage est faible (inférieur de 0.2). Cependant, l'influence du rayon du coin devient importante avec l'augmentation du niveau de pré-endommagement, où les spécimens avec un rayon de coin plus petit montrent un rapport de déformation ultime plus élevé ;
- La réponse contrainte-déformation de la colonne de béton pré-endommagée et confinée par des FRP montre une courbe bilinéaire typique. Les résultats des essais indiquent également que le module d'élasticité initial  $E_o$  est indépendant à des rayons des coins et des niveaux de pré-endommagement ;
- Un modèle de contrainte-déformation a été proposé pour colonne en béton pré-endommagé confiné par des FRP basée sur le modèle de confinement de Wu et al.

(2014). Ce modèle tenant compte le rapport de rayon de coin et du niveau de pré-endommagement.

#### II.4.34. De Diego et al. (2019)

De Diego et al. (2019) ont réalisé des essais de compression uni-axiale sur des spécimens de sections carrées de dimensions (150 mm × 150 mm × 600 mm). Deux types de matériaux composites en FRP sont considérés : matériau à base de fibres de carbone CFRP, et matériau à base de fibres de verre GFRP. Le programme expérimental a été développé en deux phases :

- Dans la première phase, testent 26 spécimens en béton armé renforcées avec des FRP et 2 spécimens non renforcées. La résistance à la compression du béton étudié variait entre 10 MPa et 25 MPa. L'armature longitudinale est constituée de 4 barres d'acier, 6 mm de diamètre avec une limite d'élasticité de 500 N/mm<sup>2</sup> et des étriers en acier (6 mm de diamètre) étaient espacés de 100 mm. Les principaux paramètres de l'étude sont : le type de fibre de renforcement (verre ou carbone) et la résistance à la compression du béton, et un rayon de coin ( $r_c = 25 \text{ mm}$ );
- Dans la deuxième phase, testent 14 spécimens en béton ordinaire ; 12 spécimens renforcés avec des FRP de carbone et 2 spécimens non renforcés, avec une résistance moyenne à la compression de 41 MPa. Les principaux paramètres de l'étude sont : la quantité de FRP (1, 2 et 3 couches de CFRP) et le rayon du coin ( $r_c$  de 20 mm et de 40 mm).

Les résultats montrent l'influence du rayon de courbure de coin sur le comportement des colonnes carrées confinées avec des FRP.

## II. 5 CONSTRUCTION DE LA NOUVELLE BASE DE DONNEES

Une base de données expérimentale contient les résultats des essais de 360 spécimens en béton sans armatures internes confinés à l'aide des composites en CFRP soumis à une charge concentrique et de formes variables (carrés et rectangulaires) a été recueillie grâce à une recherche bibliographique approfondie. Cette base de données contient 232 spécimens carrée en béton sans armatures internes confinés avec des CFRP et 128 spécimens rectangulaires en béton sans armatures internes confinés par CFRP. Elle a été constituée à partir de 34 études expérimentales publiées entre 2000 et 2019. Pour assurer la fiabilité et la cohérence de la base de données, tous les résultats ont été sélectionnés en utilisant les critères de sélection suivants :

- a) Le rayon de coin ( $r_c$ ) des spécimens varie de 0 mm à 60 mm ;
- b) La résistance à la compression du béton non confiné  $f_{co}$  comprise entre 11.05 MPa et 94.18 MPa ;

- c) Les résultats des tests par différentes méthodes de confinement telles que ; le confinement avec des enveloppes en CFRP, le confinement avec des tubes en CFRP rempli de béton ont été considérés ;
- d) Les propriétés mécaniques des CFRP sont obtenues à partir d'essais de coupons ;
- e) Tous les spécimens en béton sélectionnés ont été soumis à une charge axiale monotone ;
- f) Seuls les spécimens confinés avec des enveloppes en CFRP unidirectionnelles orientées dans le sens circonférentiel ont été inclus ;
- g) Seuls les spécimens à confinement continu ont été inclus, par contre ceux avec enveloppement partiel ont été exclus ;
- h) Les spécimens ayant un renforcement transversal et/ou longitudinal en acier ou en FRP interne ont été exclus ;
- i) Seuls les résultats d'essais des spécimens de section carrée ou rectangulaire ont été sélectionnés et inclus dans la base de données ;

La base de données expérimentale, résumée dans le Tableau II.1, comprenait les informations suivantes pour chaque spécimen ; technique de confinement du spécimen. (béton enveloppé ou tube rempli de béton) ; propriétés géométriques largeur  $b$  (mm), longueur  $h$  (mm), rayon de coin  $r_c$  (mm), et hauteur  $H$  (mm) ; propriétés du béton non confiné résistance à la compression  $f_{co}$  (MPa) et la déformation correspondante  $\varepsilon_{co}$  (%) ; propriétés du matériau des composites en CFRP module élastique  $E_f$  (GPa), déformation en traction  $\varepsilon_f$  (%), résistance à la traction  $f_f$  (MPa), et épaisseur totale  $t_f$  (mm); les résultats expérimentaux la résistance maximale du béton confiné  $f_{cc}$  (MPa) et la déformation axiale correspondante  $\varepsilon_{cc}$  (%) du béton confiné par CFRP, le rapport de renforcement représentant l'efficacité du confinement ( $f_{cc}/f_{co}$ ) et le rapport d'augmentation de la déformation ( $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ ).

**Tableau II.1 :Résumé de la base de données expérimentales assemblées.**

Source	année	Test	Propriétés géométriques		Propriétés du béton non confiné		Type	Propriétés des FRP de Carbone				Résultats des tests expérimentaux	
			Dimension b x h (mm) <sup>2</sup>	$r_c$ (mm)	$f_{co}$ (MPa)	$\epsilon_{co}$ (%)		$E_f$ (GPa)	$f_f$ (MPa)	$\epsilon_f$ (%)	$t_f$ (mm)	$f_{cc}/f_{co}$	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$
Rochette et Labossière	2000	9 S 4 R	152x152 ; 152x203	5; 25; 38	35.8; 43.9	0.2	wraps	82.7	1265	1.5	0.9; 1.5	1.00; 1.66	3.95; 10.60
Parvin et Wang	2001	1 S	108x108	8.26	21.4	0.2	wraps	188.9	3022.4	1.6	0.17	1.62	-
Shehata et al.	2002	4 S 4 R	150x150 ; 94x188	10	23.7; 29.5	0.14 ; 0.2	wraps	235	3550	1.5	0.17; 0.34	1.09; 1.54	5.36; 7.69
Lam et Teng	2003a	8 S	150x150	15; 25	30; 51.9	0.2	wraps	257	4519	1.76	0.33; 0.83	1.20; 2.69	4.23; 9.01
Chaallal et al.	2003	7 S 15 R	133.35x133.35 ; 107.95x165.1 ; 95.25x190.5	25.4	20.68; 41.4	0.2	wraps	231	3650	1.4	0.12; 0.48	1.27; 2.30	1.40; 3.25
Ilki et Kumbasar	2003	5 S 6 R	250x250 ; 150x300	40	32.8; 34	0.28 ; 0.3	wraps	230	3430	1.5	0.17; 0.83	1.00; 1.73	2.86; 11.07
Masia et al.	2004	15 S	100x100 ; 125x125 ; 150x150	25	18.11; 21.85	0.21 ; 0.27	wraps	230	3500	1.5	0.26	1.64; 3.05	4.24; 7.69
Harajli et al.	2006	2 R	102x176 ; 79x214	15	15.56	0.2	wraps	230	3500	1.5	0.13; 0.26	1.52; 1.89	-
Campione	2006	2 S	150x150	3	11.05	0.2	wraps	230	3430	1.5	0.17; 0.34	1.36; 1.61	-
Pantelides et Yan	2007	1 S 1 R	279x279 ; 152x457	19	14.6; 15.2	0.2	wraps	87	1220	1.4	2	1.46; 1.72	5; 10.5
Rousakis et al.	2007	6 S	200x200	30	33; 34	0.17 ; 0.18	wraps	240	3720	1.55	0.12; 0.59	1.16; 1.69	1.54; 7.55
Al-salloum	2007	3 S	150x150	5; 25	28.5; 31.82	0.2	wraps	75.1	935	1.25	1.2	1.37; 1.60	0.58; 3.48
Wang et Wu	2008	59 S	150x150	0, 15; 30; 45; 60	29.3; 55.2	0.2	wraps	219 ; 225.7	4364 ; 3788	1.99 ; 1.92	0.17; 0.34	1.00; 2.62	-
Tao et al.	2008	11S 13 R	150x150 ; 150x230 ; 150x300	20; 35; 50	16.58; 42.08	0.2	wraps	239	4470	1.87	0.17; 0.34	1.19; 4.10	-
Ozbakkaloglu et Oehlers	2008	1 R	150x300	20	23.89	0.21	tube	240	3800	1.55	0.35	1.13	11.24
Wu et Wei	2010	5 S 16 R	150x150 ; 150x188 ; 150x225 ; 150x263 ; 150x300	30	32.34; 42.38	0.2	wraps	229	4192	1.84	0.17; 0.34	1.00; 1.66	3.85; 11.15
Abbasnia et Ziaadiny.	2010	1 S	152x152	29	27	0.2	wraps	241	3943.5	1.63	0.35	2.29	12.81

**Chapitre II : Travaux expérimentaux antérieurs portant sur les colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné avec CFRP**

Wang et al.	2012a	10 S	100x100 ; 125x125 ; 150x150 ; 200x200 ; 250x250 ; 300x300 ; 175x175 ; 350x350 ; 400x400	10; 15; 20; 25;28; 30; 35; 40; 45	20.74	0.2	wraps	244	4340	1.78	0.17; 0.67	1.30;2.16	6.79;14.03
Wang et al.	2012b	4 S	305x305 ; 204x204	20; 30	21.68	0.2	wraps	240	4340	1.81	0.17; 0.34	1.32;1.49	1.57;2.41
yeh et chang	2012	4 R	300x450 ; 300x600	30	20.6	0.2	wraps	230.54	1152.67	0.5	0.41; 1.10	1.23;1.40	6.17;6.99
Rousakis et Karabinis	2012	2 S	200x200	30	21.68	0.21	wraps	240	3720	1.55	0.12; 0.59	1.27;1.95	5.98;9.19
Micelli et Modarelli	2013	3 S 2 R	150x150 ; 150x200	10; 25	17.58;24.99	0.56 ; 0.88	wraps	230	3430	1.5	0.17; 0.34	1.28;1.96	2.69;5.67
Abbasnia et al.	2013b	2 S 4 R	150x150 ; 120x180 ; 90x180	25.2; 33.6; 42	30	0.2	wraps	241	3943.5	1.63	0.35	1.61;1.85	5.15;7.75
Abbasnia et Ziaadiny	2013a	8 S 12 R	150x150 ; 120x180 ; 90x180	13.6;18.1; 22.6; 26.8; 27.6;34.5; 42	32; 51.5	0.2	wraps	241	3943.5	1.63	0.35	1.01;1.54	3.93;10.25
Ozbakkaloglu	2013a	6 S 16 R	150x150 ; 125x187.5 ; 112.5x225	15; 30	89.42; 94.18	0.34 ; 0.35	tube	240	3800	1.55	1.17; 1.87	1.10;1.27	-
Ozbakkaloglu	2013b	8 S 16 R	150x150 ; 125x187.5 ; 112.5x225	15; 30	65.11; 67.66	0.29 ; 0.3	tube	240	3800	1.55	0.70; 1.17	1.12;1.44	-
Benzaid et Mesbah	2014	6 S	140x140	0	24.77; 59.53	0.22 ; 0.36	wraps	34	450	1.4	1; 3	1.03;1.29	1.03;2.78
Dalgic et al.	2015	9 S 4 R	200x200 ; 200x400	20	15.22; 18.02	0.2 ; 0.24	wraps	230	4900	2.1	0.50	1.30;2.30	1.90;15.91
Wang et al.	2016	10 S	100x100 ; 150x150 ; 175x175 ; 200x200 ; 300x300 ; 350x350	10; 20; 25; 28; 35; 40; 42; 45	18.62; 21.85	0.2	wraps	240	4340	0.18	0.17; 0.67	1.21;1.77	5.56;14.12
Chen et Ozbakkaloglu	2016	5 S 4 R	150x150; 112.5x225	10; 20	38.5	0.23	tube	236	4152	1.76	0.11; 0.33	1.01;1.69	19.29;33.3
Isleem et al.	2018	4 R	200x300; 200x400	30; 40	39.36	0.2	wraps	240	4340	1.81	0.33; 0.67	1.13;1.16	1.04;1.28
Guoet al.	2018	3 S	200x200	30	34.74	0.27	wraps	227.3	4308.6	1.91	0.17; 0.50	1.07;1.79	1.37;9.07
Li et al.	2019	13 S	150x150	15; 30; 45	37.23	0.17 ; 0.25	wraps	258	3844	1.49	0.33; 0.50	1.49;2.29	2.7;7.3
De Diego et al.	2019	6 S	150x150	20; 40	34.67; 37.09	0.2	wraps	237	4161	1.77	0.13; 0.26	1.19; 1.59	2.88; 9.74

## II. 6 CONCLUSION

Nous avons présenté le mécanisme de confinement externe des colonnes circulaires et rectangulaires en béton avec de composites en FRP. Une revue bibliographique de la littérature sur l'utilisation des FRP de carbone pour le confinement des colonnes en béton été exposée. D'autre part, nous avons concentré notre recherche bibliographique sur les études expérimentales qui ont été entreprises sur les colonnes en béton sous une compression axiale. Ces études ont été menées sur des spécimens carrées et rectangulaires en béton confinés avec des tubes ou enveloppes en CFRP. Enfin, une base de données expérimentale a été collectée en considérant différents critères géométrique et de confinement. L'évaluation des différents modèles existants, ainsi que le développement de nouveaux modèles de confinement des colonnes carrées et rectangulaires en béton confinées avec des CFRP en utilisant cette base de données expérimentales fera l'objet du chapitre suivant.



# **CHAPITRE III**

**ANALYSE STATISTIQUE ET PREDICTION DES  
MODELES DE RESISTANCE ET DE  
DEFORMATION POUR DES COLONNES  
CARRÉES ET RECTANGULAIRES EN BETON  
CONFINE AVEC CFRP**

### III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous avons effectué une évaluation statistique de onze modèles empiriques de résistance et de déformation conçus pour des colonnes non circulaires en béton confiné à l'aide des CFRP, en utilisant différents paramètres statistiques à savoir ; le coefficient de détermination ( $R^2$ ), l'erreur quadratique moyenne (**RMSE**), l'erreur moyenne absolue (**AAE**) et l'écart type (**SD**). Ensuite, deux nouveaux modèles analytiques ont été développés pour prédire la résistance ainsi que la ductilité des colonnes en béton confiné avec des CFRP, en utilisant la méthode de régression générale, et en se basant sur la base de données expérimentale reportée dans le chapitre II. La performance de ces nouveaux modèles proposés a été analysée par rapport aux résultats expérimentaux, et comparée avec celles de quelques modèles existants.

### III.2. MODELES DE RESISTANCE ET DE DEFORMATION EXISTANTS

Nous avons évalué la performance de onze modèles de résistance et de déformation choisis parmi plusieurs modèles de confinement existants pour les colonnes en béton de sections carrées et rectangulaires enveloppées extérieurement avec des composites FRP. Cette évaluation est effectuée en comparant les prédictions de ces modèles en matière de résistances et de déformations avec les données expérimentales rapportées dans le chapitre II. Sur l'ensemble des onze modèles étudiés, cinq d'entre eux peuvent estimer à la fois la résistance ultime et la déformation correspondante des sections carrées et rectangulaires enveloppées avec des FRP. Alors que, cinq autres modèles peuvent prédire uniquement la résistance ultime, et un modèle qui prédit seulement la déformation ultime (Tableau III.1).

Pour chaque modèle, on présente le facteur de l'effet du confinement non uniforme ( $K_s$ ), le diamètre équivalent de la section transversale ( $D$ ). Tous les modèles étudiés utilisent la déformation ultime ( $\epsilon_f$ ) et la résistance ultime à la traction du FRP ( $f_f$ ) pour déterminer la pression de confinement. Les onze modèles étudiés sont résumés dans le Tableau (III.1).

**Tableau III.1** : Quelques modèles disponibles pour la prédiction de la résistance et de la déformation axiale des colonnes carrées et rectangulaires en béton confinées par des CFRP.

No.	Références	Modèle de résistance	Modèle de déformation
1	Shehata et al. (2002)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + \alpha \frac{f_1}{f_{co}}$ , $\alpha = \begin{cases} 0.85 & \text{colonnes carrées} \\ 0.7 & \text{colonnes rectangulaires} \end{cases}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + \beta \frac{f_1}{f_{co}}$ , $\beta = \begin{cases} 13.5 & \text{colonnes carrées} \\ 12.4 & \text{colonnes rectangulaires} \end{cases}$
2	Ilki et Kumbasar (2003)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = \alpha \left[ 1 + 2.29 \left( \frac{f_{1,max}}{f_{co}} \right)^{0.87} \right]$ , $\alpha = 0.6 + 0.2 \frac{b}{h}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = \left[ 1 + 15 \left( \frac{f_{1,max}}{f_{co}} \right)^{0.75} \right]$
3	Al-salloum (2007)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.14 \left( \frac{b}{D} \right) \left( \frac{f_1}{f_{co}} \right)$	-
4	Wu et wang (2009)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.23 \left( \frac{2r_c}{b} \right)^{0.73} \left( \frac{f_1}{f_{co}} \right)^{0.96}$	-
5	Wu et Zhou (2010)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = \frac{f_1}{f_{co}} \rho^{0.85} + \sqrt{\left( \frac{16.7}{f_{co}^{0.42}} - \frac{f_{co}^{0.42}}{16.7} \right) \frac{f_1}{f_{co}} \rho^{0.85} + 1}$	-
6	Wei et Wu (2012)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.2 \left( \frac{2r_c}{b} \right)^{0.72} \left( \frac{f_1}{f_{co}} \right)^{0.94} \left( \frac{h}{b} \right)^{-1.9}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1.75 + 12 \left( \frac{f_1}{f_{co}} \right)^{0.75} \left( \frac{f_{30}}{f_{co}} \right)^{0.62} \left( 0.36 \frac{2r_c}{b} + 0.64 \right) \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.3}$
7	Abbasnia et Ziaadiny (2013)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 6.8 \left( \frac{r_c}{b} \right) \left( \frac{f_1}{f_{co}} \right)^{1.9} \left( \frac{h}{b} \right)^{-2.7}$	-
8	Pham et Hadi (2013)	-	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + \frac{t_f k \sqrt{k_c} \Psi_t f_{fe} \epsilon_{fe}}{\epsilon_{co} k_s (2f_{co} + 3.3k_s f_1)}$  $\rho_f = \Psi_t = \frac{t_f [4b - r_c (8 - 2\pi)]}{b^2 - r_c^2 (4 - \pi)}$

A continué

9	Hany et al. (2015)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 0.7 + 4.62 \left(\frac{A_e}{A_c}\right) \left(\frac{b}{h}\right)^{0.92} \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 3.89 + 14.76 \left(\frac{A_e}{A_c}\right) \left(\frac{h}{b}\right)^{0.94} \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)$
10	Cao et al. (2016)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 8.34 \left(\frac{E_l}{E_c}\right)^{1.03} \left(\frac{2r_c}{b}\right)^{0.81} \left(\frac{f_{30}}{f_{co}}\right)^{0.54} \left(\frac{h}{b}\right)^{-1.9} \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{co}}\right)^{0.82}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 9.45 \left(\frac{E_l}{E_c}\right)^{0.68} \left(0.54 \frac{2r_c}{b} + 0.46\right) \left(\frac{f_{30}}{f_{co}}\right)^{0.79} \left(\frac{h}{b}\right)^{-0.64} \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{co}}\right)^{1.14}$
11	Moodi et al. (2017)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.3K_s \frac{f_l}{f_{co}}$	-

**Tableau III.2 : Facteur de forme et le Diamètre équivalent.**

No.	Références	Facteur de forme ( $K_s$ )	Diamètre équivalent (D)
1	Shehata et al. (2002)	$K_s = 1$	$D = b$
2	Ilki et Kumbasar (2003)	$K_s = 1 - \frac{(b - 2r_c)^2 + (h - 2r_c)^2}{3bh} \tan \theta - \frac{(4 - \pi)r_c^2}{bh} - \rho_f$	$D = \frac{2bh}{(b + h)}$
3	Al-salloum (2007)	$K_s = 1 - \frac{2}{3} \left[ \frac{\left(1 - \frac{2r_c}{b}\right)^2}{1 - (4 - \pi) \left(\frac{r_c}{b}\right)^2} \right]$	$D = \sqrt{2}b - 2r_c(\sqrt{2} - 1)$
4	Wu et Wang (2009)	$K_s = \frac{2r_c}{b}$	$D = b$
5	Wu et Zhou (2010)	$K_s = \frac{2r_c}{b}$	$D = b$

A continué

6	Wei et Wu (2012)	$K_s = \frac{2r_c}{b}$	$D = b$
7	Abbasnia et Ziaadiny (2013)	$K_s = \frac{r_c}{b}$	$D = b$
8	Pham et Hadi (2013)	$K_s = 1 - \frac{2}{3} \left( \frac{(1 - 2r_c)^2}{b^2 - r_c^2(4 - \pi)} \right)$ $K_c = \frac{r_c \pi}{2b - r_c(4 - \pi)}$	-
9	Hany et al. (2015)	$K_s = 1 - \frac{\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2}{3A_c}$	$D = \sqrt{b^2 + h^2}$
10	Cao et al. (2016)	-	-
11	Moodi et al. (2017)	$K_s = \frac{\pi r_c + 0.1996b + 0.0107h}{b + h - (4 - \pi)r_c}$	$D = \sqrt{h^2 + b^2}$

### III.3. ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES MODELES EXISTANTS

#### III.3.1. Critères de performance

La performance des modèles de résistance et de déformation existants est évaluée en fonction de leurs indicateurs statistiques, par rapport la base de données de 360 données expérimentales répertoriées dans le (Tableau II.1). De nombreuses mesures ont été développées pour évaluer l'exactitude de ces modèles à prédire la résistance et la déformation ultimes du béton confiné avec des CFRP. Dans cette démarche, quatre indices statistiques sont utilisés pour l'évaluation de la précision, l'ajustement et la cohérence des modèles de confinement étudiés. Ces indices sont, le coefficient de détermination  $R^2$  III.1, l'erreur quadratique moyenne  $RMSE$  III.2, l'erreur moyenne absolue  $AAE$  III.3, et l'écart type  $SD$  III.4.

$$R^2 = \left( \frac{\sum(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x - \bar{x})^2 \sum(y - \bar{y})^2}} \right)^2 \quad (III.1)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum(y - x)^2}{N}} \quad (III.2)$$

$$AAE = \frac{\sum \left| \frac{y-x}{x} \right|}{N} \quad (III.3)$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum \left( \left( \frac{y}{x} - \frac{\bar{y}}{\bar{x}} \right)^2 \right)}{(N - 1)}} \quad (III.4)$$

Où  $x$  et  $y$  sont les valeurs expérimentales et prédites, respectivement;  $(\bar{x})$ ,  $(\bar{y})$  sont les moyennes des valeurs expérimentales et prédites, respectivement et  $N$  le nombre total de points expérimentaux.

Dans la régression linéaire, le coefficient de détermination  $R^2$  (voir la Figure III.1) indique la corrélation entre les valeurs prédites et expérimentales pour l'ensemble de données (Ola Hössjer, 2007). Il est représenté par une valeur qui varie entre 0 et 1. Une valeur élevée de  $R^2$  indique une meilleure qualité d'ajustement du modèle.

L'erreur quadratique moyenne RMSE (voir la Figure III.1) a été utilisée comme indice statistique standard pour mesurer la performance des modèles (Chai et Draxler 2014). L'objectif est donc, de diminuer la valeur du RMSE (Root Mean Square Error ou l'erreur quadratique moyenne) pour tendre vers l'estimation du plus faible écart-type ce qui implique le meilleur modèle. D'autre part, les calculs effectués avec le critère des moindres carrés conduisent à une somme des résidus nulles, ces résidus sont donc bien des écarts à la moyenne qui vaut zéro. C'est un critère d'ajustement très important pour prédire une estimation plus précise.

L'erreur moyenne absolue AAE (voir la Figure III.1), est un autre indice statistique largement utilisé dans les évaluations des modèles (Chai et Draxler 2014). Ils représentent la différence entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales. Les faibles valeurs de RMSE et AAE indiquent un meilleur ajustement, zéro indiquant une prédiction précise, ce qui signifie que tous les points de données sont situés sur la diagonale d'une ligne à 45 degrés. AAE quantifie l'erreur moyenne dans la prédiction de substitution tandis que RMSE capture son sens de la distribution.

L'écart type SD (voir la Figure III.2), est un indice de mesure de la dispersion et de la précision qui permet de connaître la vraie moyenne de la population (Hossein et al. 2010). Il sert à établir l'importance de l'écart des valeurs prédites par rapport à leur valeur moyenne. Une petite valeur de l'indice SD indique que la majorité des valeurs sont regroupées autour de la moyenne. En général, une faible valeur de SD indique un bon ajustement et la valeur élevée indique que les données sont presque aléatoires.

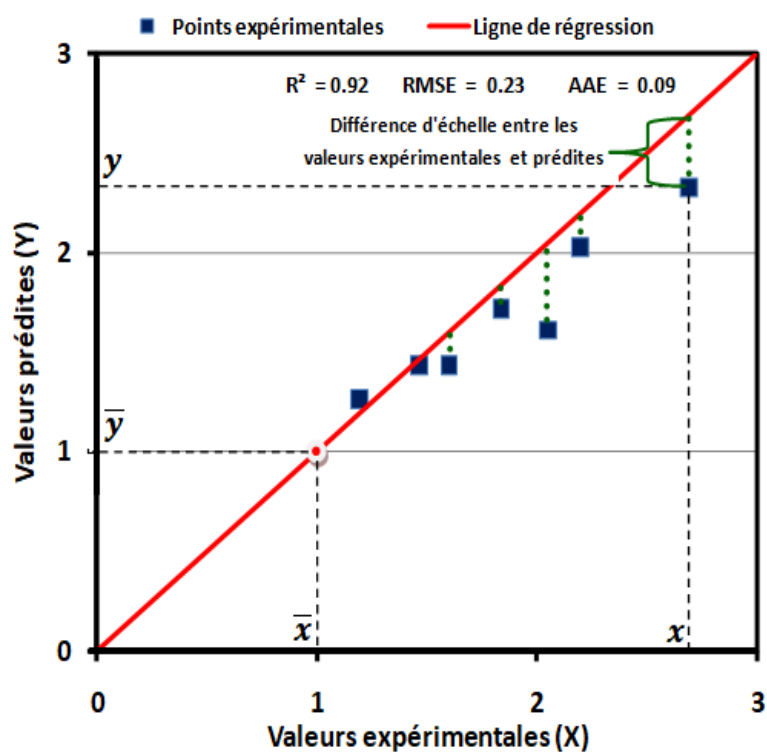


Figure III.1 :  $R^2$ , RMSE, AAE entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales.

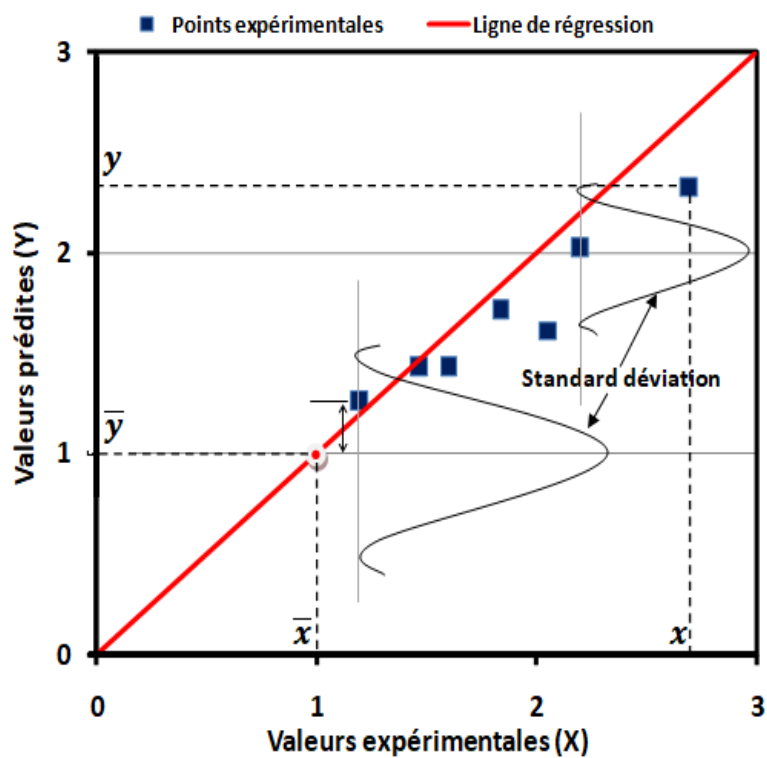


Figure III.2 : SD entre les valeurs prédites et les valeurs expérimentales.



### III.3.2. Performance des modèles étudiés

#### III.3.2.1. Modèle de confinement de Shehata et al. (2002)

Le modèle de résistance et de déformation de Shehata et al. (2002) est présenté dans les équations III.5 et III.6, respectivement. Ce modèle de confinement été développé et calibré sur la base de 80 échantillons expérimentaux obtenus sur des spécimens en béton confiné avec des CFRP. La mise en évidence de la performance est réalisée en utilisant la base de données expérimentale collectée de 360 échantillons illustrée dans le Tableau II.1. Les résultats obtenus sont schématisés sur les Figures III.3 et III.4.

D'après la Figure III.3, la performance du modèle présente une valeur faible du coefficient de détermination  $R^2 = 0.41$ , ce qui signifie une faible corrélation. Bien que les autres indices soient acceptables, comme  $RMSE = 0.37$ ,  $AAE = 0.15$  et  $SD = 0.19$ , qui tendent vers zéro. Ce constat est clairement remarqué par l'ajustement et la dispersion de la majorité du nuage des points sous la diagonale de  $45^\circ$ . Ceci, peut être expliqué par le nombre de données expérimentales utilisées dans le développement de ce modèle (80 spécimens), qui reste très faible par rapport à la base de données de 360 points expérimentaux quand a utilisés dans cette régression. D'autre cause qui a influe la performance de ce modèle c'est du coefficient de forme  $K_s$ .

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + \alpha \frac{f_l}{f_{co}} \quad (III.5)$$

La Figure III. 4 dresse les indices de performance du modèle en matière de déformation. D'après cette figure, on enregistre un  $R^2 = 0.64$ ,  $RMSE = 2.91$ ,  $AAE = 0.72$  et  $SD = 1.40$ . Ces indicateurs montrent une faible performance de ce modèle, expliqué par un coefficient de détermination inférieur de 0.8 et des valeurs des erreurs quadratique moyennes et absolu qui sont loin de zéro. De même, une dispersion assez aléatoire des nuages de points.

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + \beta \frac{f_l}{f_{co}} \quad (III.6)$$

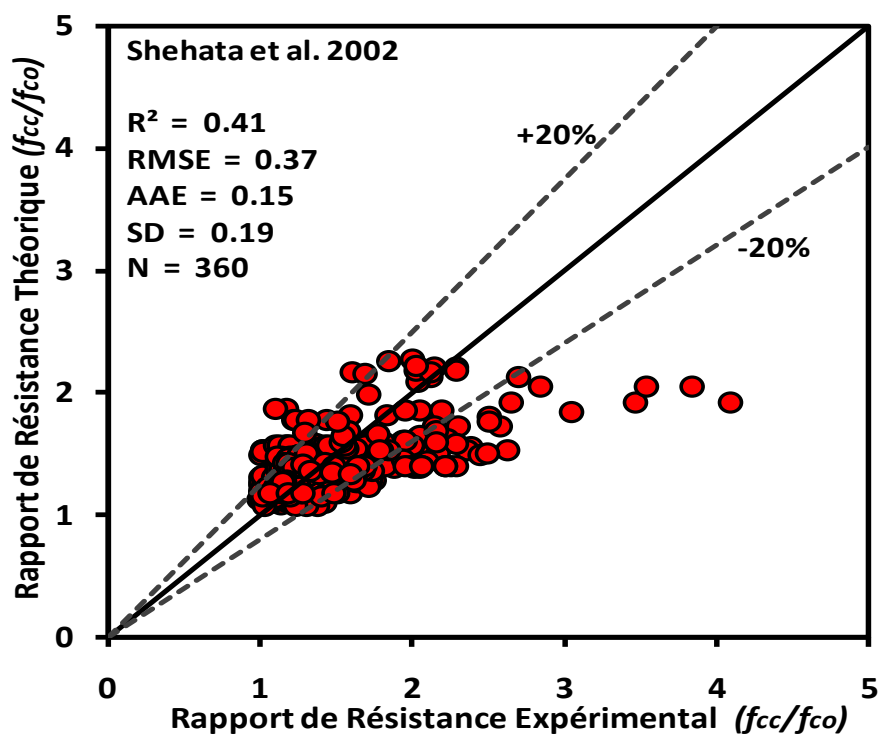


Figure III.3 : Performance du modèle de résistance de Shehata et al. (2002).

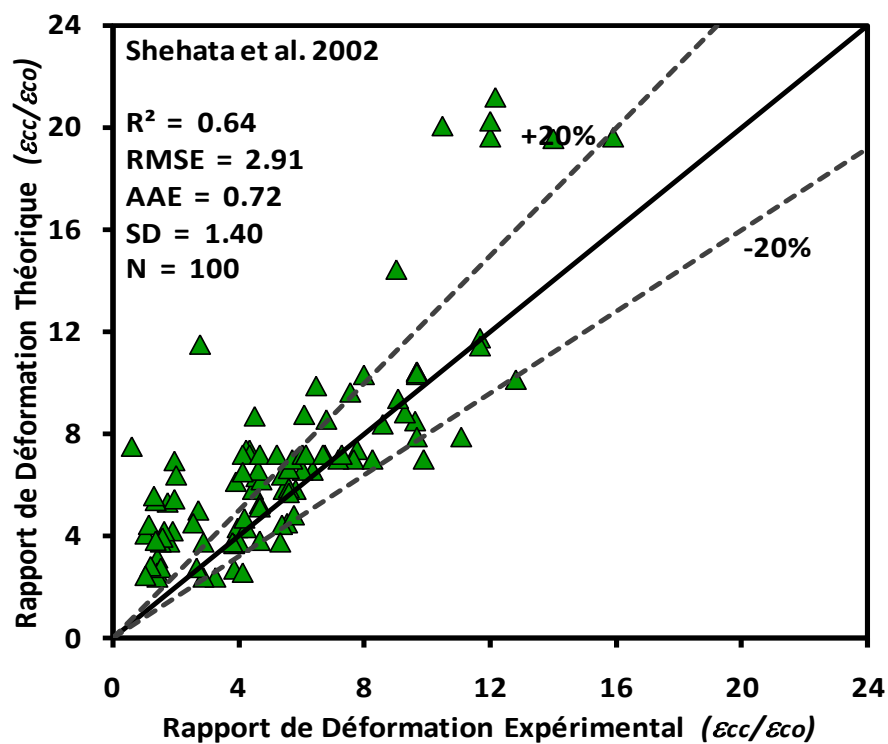


Figure III.4 : Performance du modèle de déformation de Shehata et al. (2002).

### III.3.2.2. Modèle de confinement d'Ilki et Kumbasar (2003)

Le modèle de confinement pour des colonnes en béton confiné avec des CFRP proposé par Ilki et Kumbasar (2003), est présenté par les équations III.7 et III.8, respectivement. Ce modèle a été développé sur la base d'une étude expérimentale de 29 échantillons de sections carrée et rectangulaire.

Les résultats de l'étude de la performance de ce modèle sont schématisés dans la Figure III.5. Pour la prédiction de la résistance, d'un côté les indicateurs RMSE = 0.31, AAE = 0.15 et SD = 0.19 tendent vers zéro, et la distribution de nuage des points se localise sur la diagonale de 45° entre deux limites de  $\pm 20\%$ , ce qui indique une dispersion acceptable de ce modèle. Par ailleurs, le coefficient de détermination est très faible  $R^2 = 0.56$ . Ce qui montre une faible performance de ce modèle lorsque le nombre de données expérimentales est élevé (les 360 points expérimentaux utilisés dans cette régression).

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = \alpha \left[ 1 + 2.29 \left( \frac{f_{l,max}}{f_{co}} \right)^{0.87} \right] \quad (III.7)$$

Concernant la performance du modèle pour la prédiction de la déformation (l'équation III.8), la Figure III.6 montre que  $R^2 = 0.79$ , ce qui indique une corrélation acceptable de ce modèle, néanmoins, les indices RMSE = 2.14, AAE = 0.72, SD = 1.19, sont loin de la valeur de zéro (0) indiquant un ajustement faible et une dispersion des juste moyenne entre les prédictions du modèle et les valeurs expérimentales. La même figure, montre une dispersion aléatoire des nuages de point représentés au-dessus de la diagonale de la ligne de 45° et en dehors des limites de  $\pm 20\%$ . Les faibles indices statiques de dispersions de ce modèle en matière de déformation sont dus principalement aux nombres de données expérimentales plus élevé (N = 100 spécimens) comparées à celle d'Ilki et Kumbasar (2003) au nombre de 29 spécimens.

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = \left[ 1 + 15 \left( \frac{f_{l,max}}{f_{co}} \right)^{0.75} \right] \quad (III.8)$$

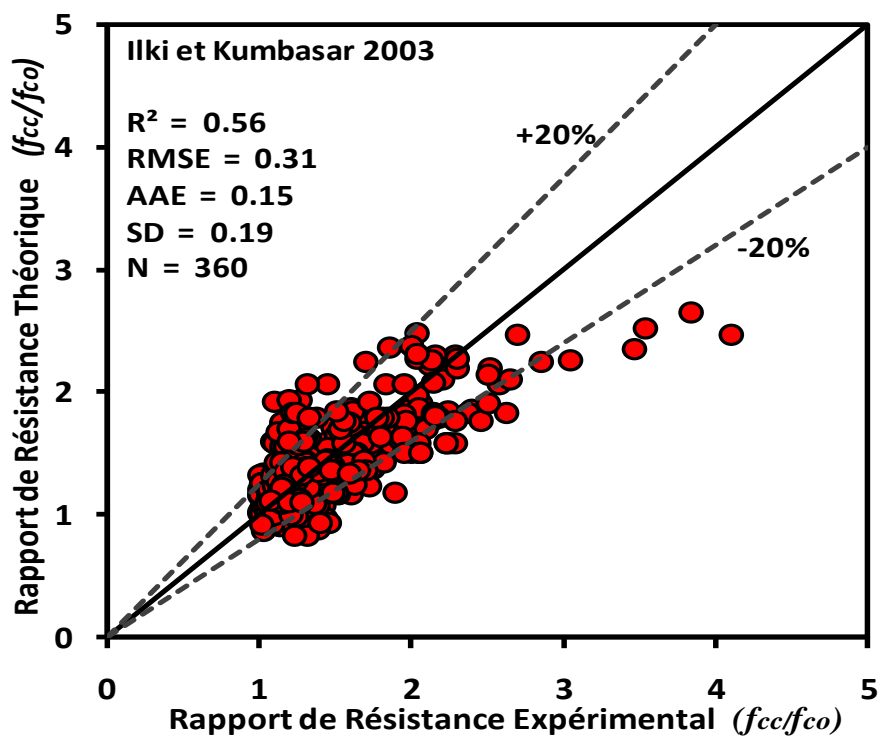


Figure III.5 : Performance du modèle de résistance d'Ilki et Kumbasar (2003).

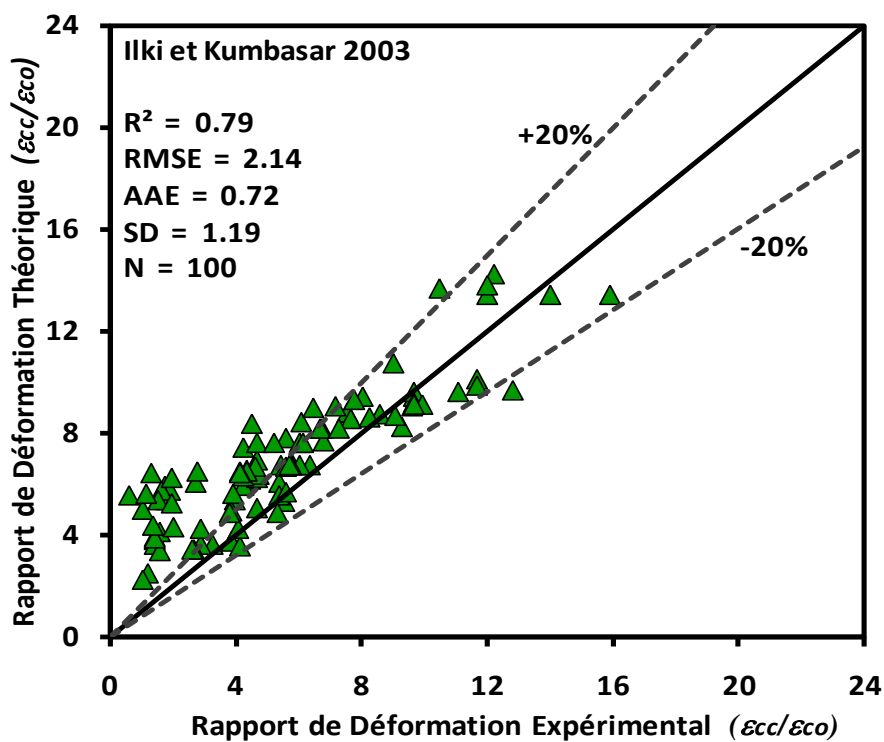


Figure III.6 : Performance du modèle de résistance d'Ilki et Kumbasar (2003).

### III. 3.2.3. Modèle de confinement d'Al-salloum (2007)

La Figure III. 7 présente la performance du modèle de résistance proposée par Al-salloum (2007). Ce modèle linéaire illustré dans l'équation III.9, été proposé pour des colonnes carrées et circulaires, il a été conçu sur la base des résultats expérimentaux de 20 colonnes en béton confine avec des CFRP. Le coefficient de détermination  $R^2 = 0.28$  présenté dans la Figure III.7 montre une mauvaise corrélation par rapport à la base de données expérimentale de 360 points utilisés dans notre étude. Ce constat est largement visible par la distribution du nuage des points aléatoire qui passent au-dessus de la limite de  $\pm 20\%$ . Cependant, les valeurs de  $RMSE = 0.64$ ,  $AAE = 0.33$ ,  $SD = 0.38$  ; ce qui montre que le modèle de résistance présente une faible performance, malgré que ce modèle considère explicitement le diamètre équivalent  $D$  et le coefficient de forme  $K_s$  (Tableau III.2). Il est a noté que Al-salloum (2007) n'avait pas prédit dans son modèle la déformation ultime.

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.14 \left(\frac{b}{D}\right) \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right) \quad (\text{III. 9})$$

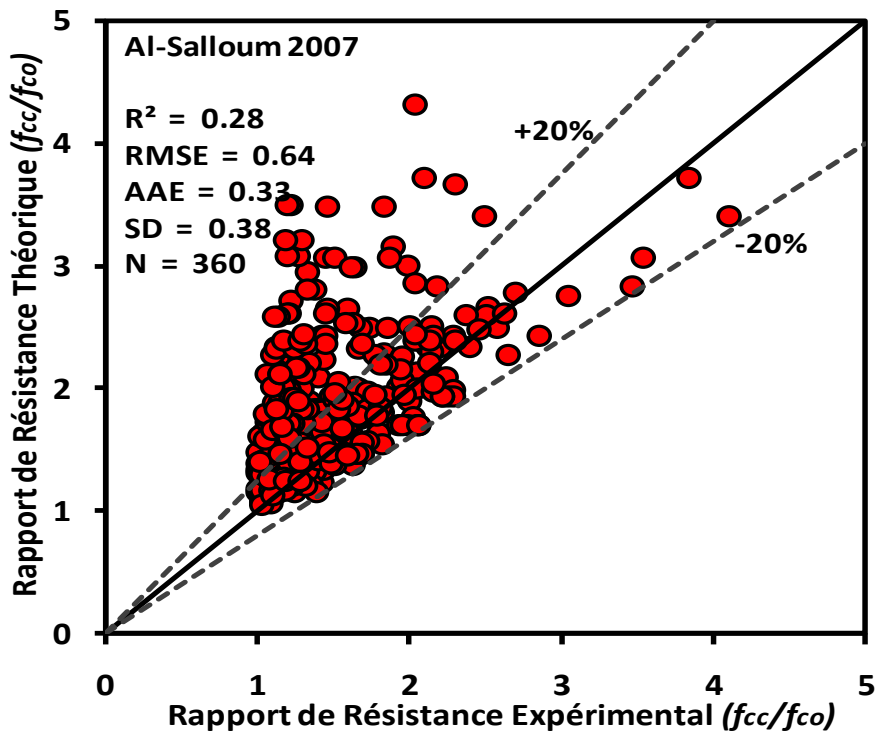


Figure III.7 : Performance du modèle de résistance d'Al-Salloum (2007).

### III.3.2.4. Modèle de confinement de Wu et Wang (2009)

Wu et Wang (2009) ont développé un modèle de résistance unifié, applicable pour les colonnes carrées et circulaires en béton confiné avec des enveloppes en FRP. Ce modèle a été conçu sous forme d'une fonction de puissance (voir l'équation III.10), et calibré sur la base des résultats d'essais expérimentaux de 297 colonnes circulaires et 170 colonnes carrées. La Figure III.8 montre la performance de ce modèle examiné par rapport à 360 données expérimentales que nous avons récolté pour notre étude. Le modèle évalué offre un coefficient de détermination très faible  $R^2 = 0.28$ . Ce qui indique une mauvaise corrélation entre les valeurs de résistance expérimentales et celles analytiques pour les sections carrées. Les autres indices statistiques ( $RMSE = 0.45$ ;  $AAE = 0.24$  et  $SD = 0.30$ ), montrent un ajustement et une dispersion aléatoire le long de la diagonale de  $45^\circ$  (Figure III.8), ou la majorité des points excèdent la ligne de  $\pm 20\%$ . Ceci s'explique par la simplicité du diamètre équivalent  $D$  considéré et le choix du coefficient de forme  $K_s$  (voir Tableau III.2).

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.23 \left(\frac{2r_c}{b}\right)^{0.73} \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{0.96} \quad (III.10)$$

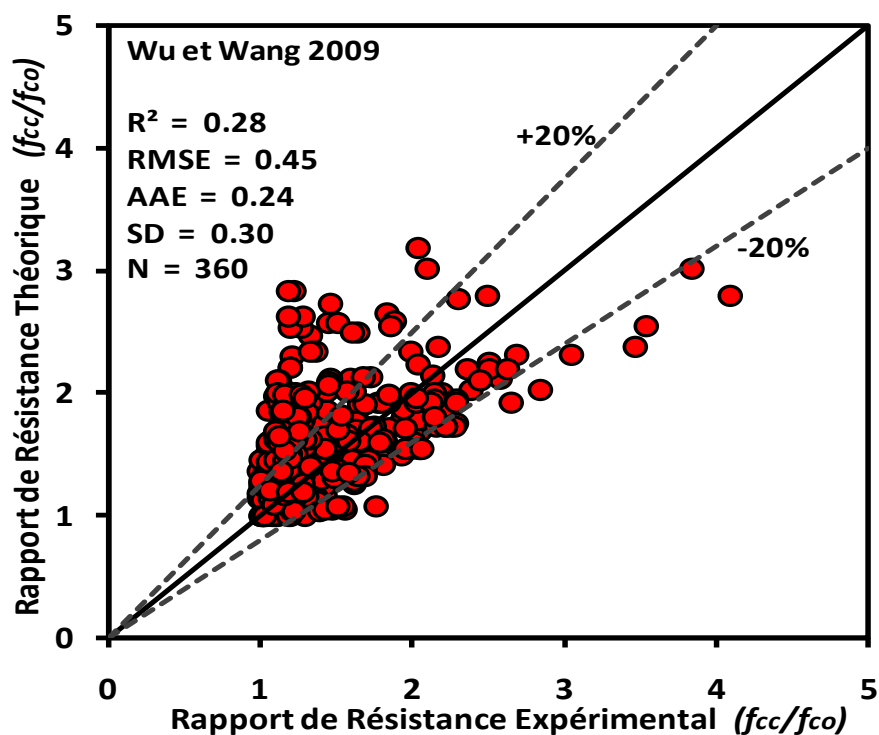


Figure III.8 : Performance du modèle de résistance de Wu et Wang (2009).

### III.3.2.5. Modèle de confinement de Wu et Zhou (2010)

Wu et Zhou (2010) ont suggéré eux aussi une relation unifiée pour les colonnes circulaires et carrées pour prédire la résistance maximale du béton confiné en FRP. Ce modèle a été conçu sur la base des résultats expérimentaux de 297 colonnes circulaires et 170 colonnes carrées. L'expression prédictive de la résistance à la compression maximale est présentée dans l'équation III.11. Les indicateurs de performance de ce modèle sont présentés sur la Figure III.9, où on remarque un faible coefficient de détermination ( $R^2 = 0.40$ ). Ce modèle présente une faible corrélation entre le rapport  $f_{cc}/f_{co}$  expérimental et analytique. En effet, seulement 40 % de la variance de 360 points utilisés sont exprimés réellement par ce modèle, bien que la fiabilité de ce modèle exprimé par l'indice  $RMSE = 0.39$  et  $AAE = 0.21$  montre une bonne cohésion entre ces erreurs. Le faible ajustement montre une carence dans la prédiction de la résistance pour un nombre élevés de points expérimentaux pour la section carrée. La comparaison de ces indices statistiques a montré des valeurs similaires que celles du modèle de Shehata et al. (2002).

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = \frac{f_l}{f_{co}} \rho^{0.85} + \sqrt{\left(\frac{16.7}{f_{co}^{0.42}} - \frac{f_{co}^{0.42}}{16.7}\right) \frac{f_l}{f_{co}} \rho^{0.85} + 1} \quad (\text{III.11})$$

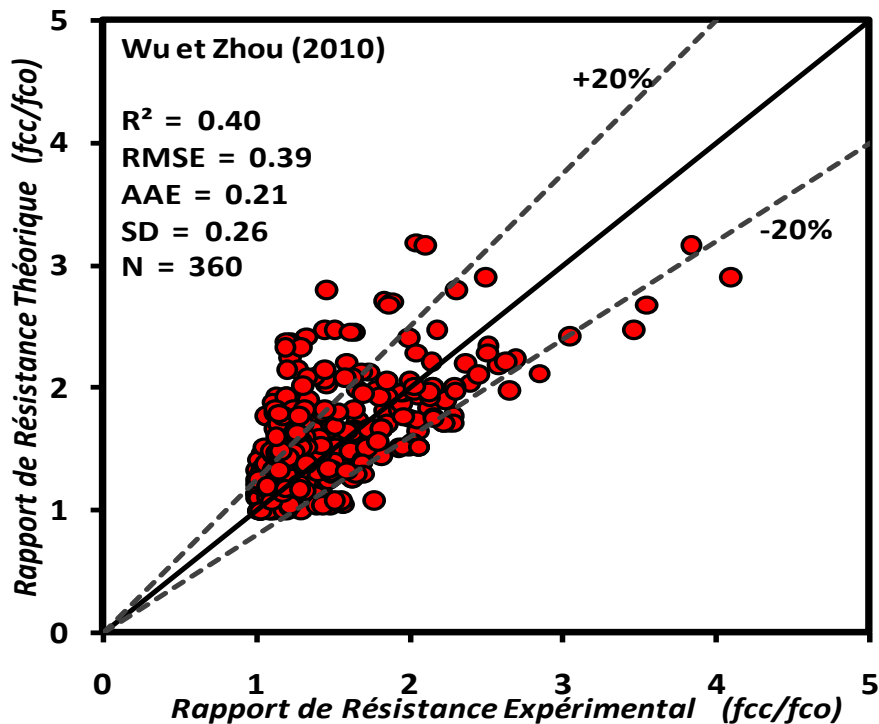


Figure III.9 : Performance du modèle de résistance de Wu et Zhou (2010).

### III.3.2.6. Modèle de confinement de Wei et Wu (2012)

Nous avons évalué la performance du modèle de résistance de Wei et Wu (2012), (équation III.12) par rapport aux 360 données expérimentales récoltées (Tableau II.1). La Figure III.10 montre une valeur du coefficient de détermination  $R^2 = 0.66$ , indiquant un modèle conservatif. Ce constat signifie que 66 % du nuage des points de résistance s'ajuste sur la diagonale de  $45^\circ$ . De même, les autres indices statistiques de quantification des erreurs montrent que la moyennes des erreurs et l'erreur absolu tendent vers zéro (RMSE = 0.28 et AAE = 0.14) ; c.à.d. une distribution acceptable du modèle. Ainsi, le faible écart types (SD = 0.17) indique que ces points sont très serrés. De ce qui précède, nous pouvons dire que la performance de ce modèle reste meilleure que celles des autres modèles (Shehata et al. 2002, Ilki et Kumbasar 2003, Al salloum 2007). La performance de l'équation III.12 de ce modèle est due certainement au nombre important de données expérimentales utilisées par les auteurs (237 spécimens pour les sections carrés et rectangulaires), et à la simplicité du facteur de forme ( $K_s$ ) (voir tableau III. 2).

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.2 \left( \frac{2r_c}{b} \right)^{0.72} \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.94} \left( \frac{h}{b} \right)^{-1.9} \quad (\text{III.12})$$

Par contre, la Figure III.11 montre une distribution aléatoire du nuage des points des déformations en raison d'une diminution du coefficient de détermination qui enregistre une valeur  $R^2 = 0.54$ , et une augmentation des erreurs moyennes et (RMSE = 2.74, AAE = 0.78). Tandis que, l'écart-type (SD = 1.35) montre bien la dispersion du nuage de points. Tous ces indicateurs indiquent que la performance de l'équation III.13 de ce modèle est similaire à celle de Shehata et al. (2002), mais et il reste comme même très faible comparé à la performance du modèle de déformation d'Ilki et Kumbasar (2003).

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 12 \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.75} \left( \frac{f_{30}}{f_{co}} \right)^{0.62} \left( 0.36 \frac{2r_c}{b} + 0.64 \right) \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.3} \quad (\text{III.13})$$



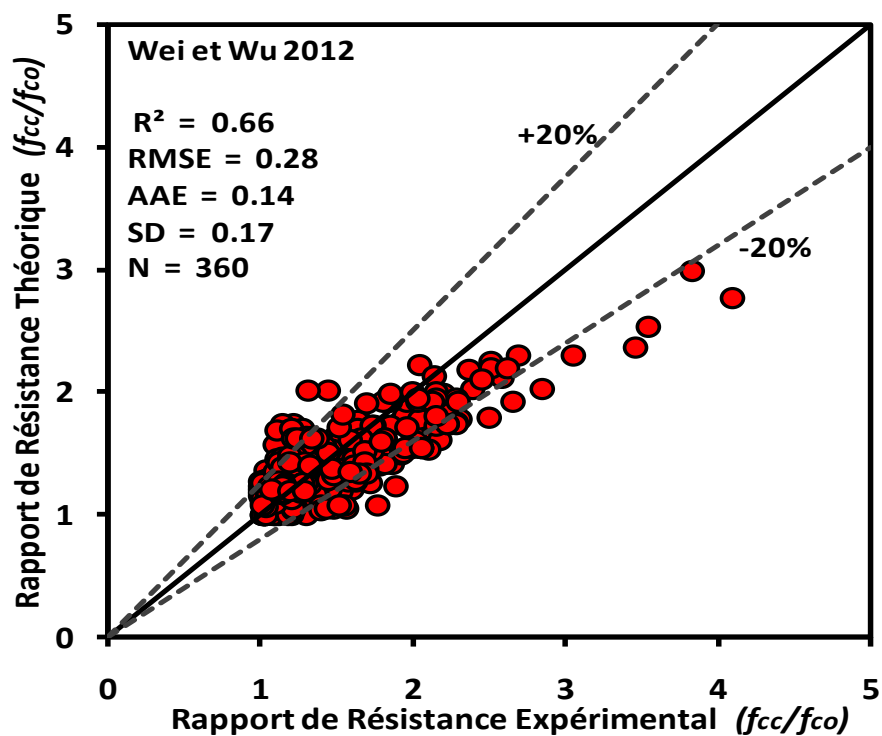


Figure III.10 : Performance du modèle de résistance de Wei et Wu (2012).

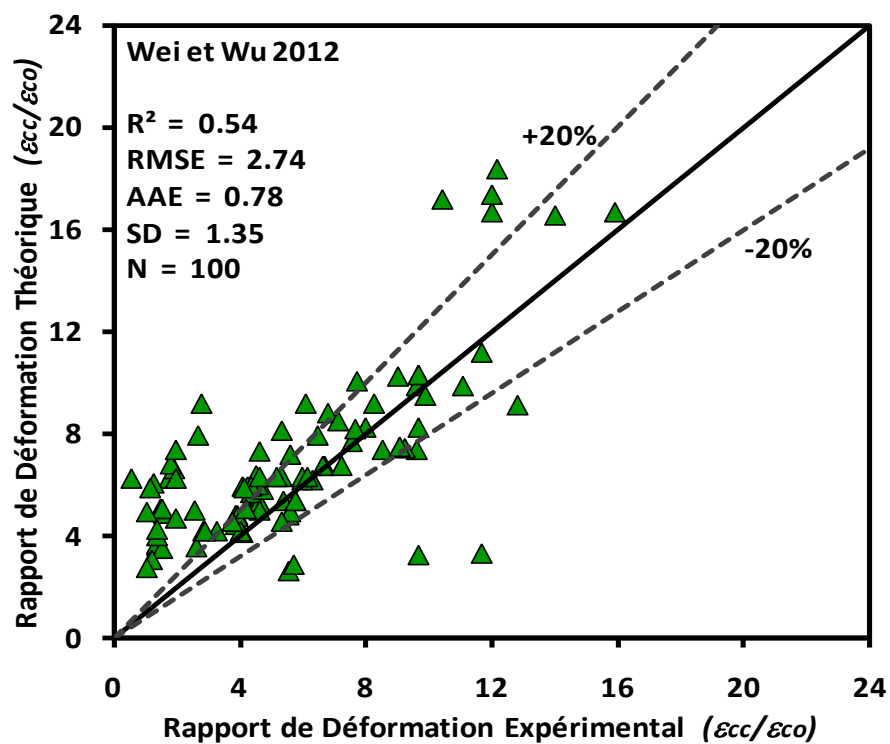


Figure III.11 : Performance du modèle de déformation de Wei et Wu (2012).

### III. 3.2.7. Modèle de confinement d'Abbasnia et Ziaadiny (2013)

Le modèle de résistance d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) est conçu pour des colonnes en béton carrées et rectangulaires. Pour le développement de ce modèle, les auteurs ont utilisé 22 éprouvettes renforcées avec des CFRP, testées sous une charge axiale monotone. Dans ce modèle, la résistance à la compression axiale est directement liée au coefficient de forme  $K_s$  qui considère le rayon de coin de la section ( $r_c/b$ ) (équation III.14).

L'évaluation de la performance de ce modèle de résistance est montrée dans la Figure III.12, dans laquelle le coefficient de détermination  $R^2 = 0.68$ . Ce résultat montre une corrélation acceptable par rapport à la base de 360 données expérimentale (Tableau II.1). Néanmoins, la majeure partie du nuage des points de résistance se localise au-dessous de la diagonale de  $45^\circ$ , ce qui laisse le modèle un peu conservatif. D'autre part, les indices des erreurs quadratiques moyennes et absolues ( $RMSE = 0.30$ ,  $AAE = 0.14$ ), et l'écart type ( $SD = 0.16$ ) sont minimales, ce qui explique la faible distance entre les points des données. En générale, la performance de ce modèle reste similaire à celle du modèle de Wei et Wu (2012), en raison des mêmes paramètres adoptés concernant le coefficient de forme  $K_s$  et le diamètre équivalent égale à la plus petite dimension de la section.

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 6.8 \left(\frac{r_c}{b}\right) \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^{1.9} \left(\frac{h}{b}\right)^{-2.7} \quad (\text{III.14})$$

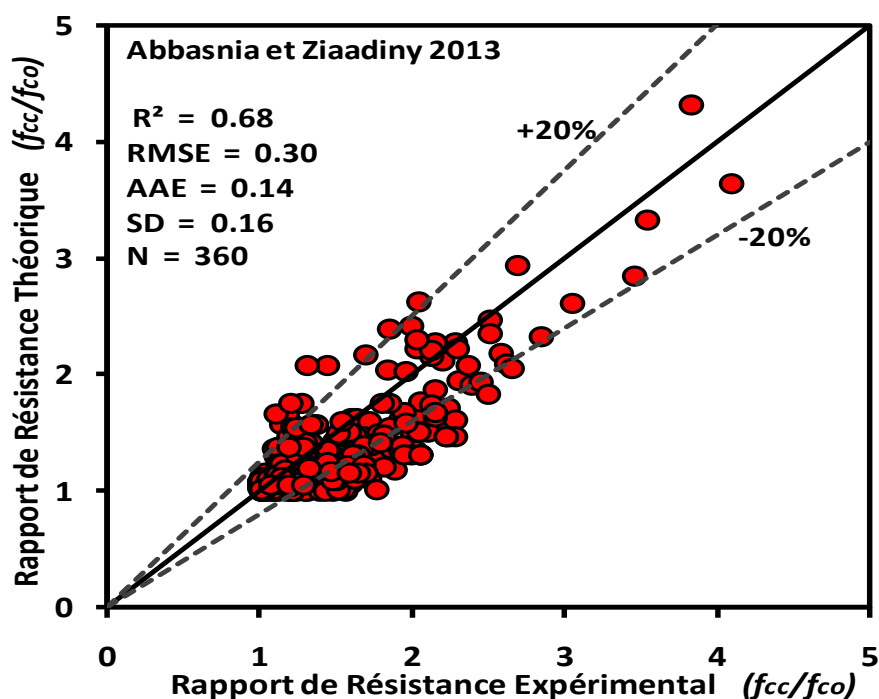


Figure III.12 : Performance du modèle de résistance d'Abbasnia et Ziaadiny (2013).

### III.3.2.8. Modèle de confinement de Pham et Hadi (2013)

Pham et Hadi (2013) ont développé et calibré un modèle de déformation (équation III.15), par une méthode énergétique, sur la base des données de 69 éprouvettes carrées enveloppées par des polymères renforcés de fibre de carbone (CFRP).

La Figure III.13 illustre la performance de ce modèle par rapport à 100 données expérimentales (Tableau II.1). Le coefficient de détermination  $R^2 = 0.29$  est très au-dessous de la valeur de 0.8. Cet indicateur montre que la corrélation, entre les valeurs prédites et expérimentales, de ce modèle est très faible. De même, les autres indicateurs statistiques confirment ce constat avec  $RMSE = 5.08$ ,  $AAE = 1.31$ , en plus de l'ajustement aléatoire, avec un écart types  $SD = 1.81$  supérieure à 1. En effet, on peut dire que la performance de ce modèle de déformation est très faible et reste largement au-dessous de celle du modèle de (Ilki et Kumbasar 2003).

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + \frac{t_f k \sqrt{k_c} \Psi_t f_{fe} \varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{co} k_s (2f_{co} + 3.3k_s f_l)} \quad (III. 15)$$

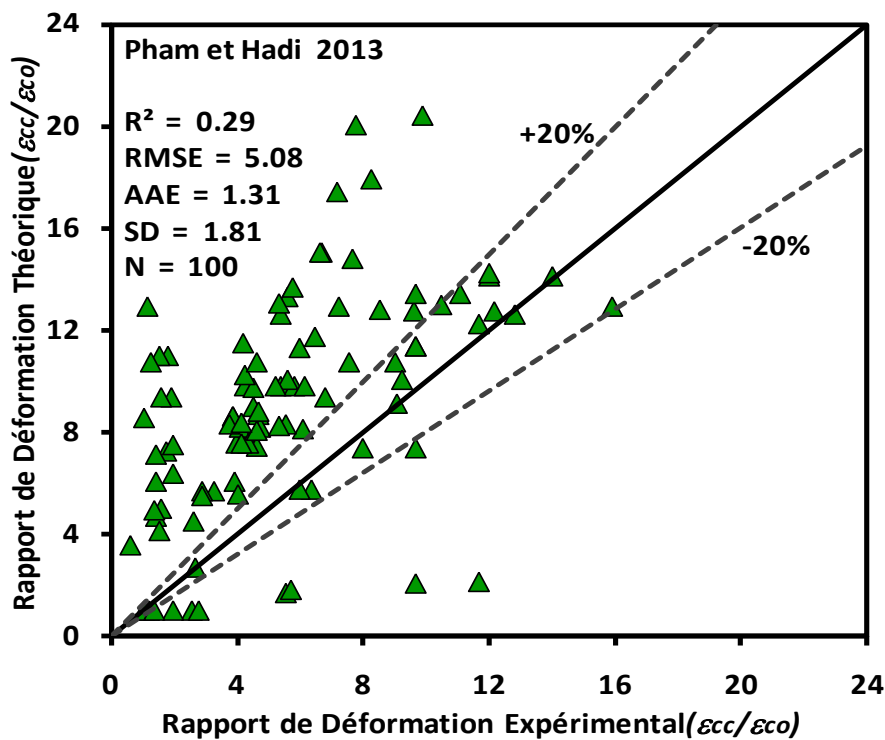


Figure III.13 : Performance du modèle de déformation de Pham et Hadi (2013).

### III.3.2.9 Modèle de confinement de Hany et al. (2015)

La Figure III.14, montre la performance du modèle de résistance proposé par Hany et al. (2015). Dans cette figure le nuage des points des données de résistance se localise en dessous de la diagonale de 45°, ce qui est indiqué par la valeur du coefficient de détermination  $R^2 = 0.60$ . Cela signifie que l'équation de la droite de régression est capable de déterminer 60 % de la distribution des points entre résistance confinée expérimentale et analytique. Cette corrélation est moins acceptable, lorsqu'on examine ce modèle par rapport aux 360 données expérimentales (Tableau II.1). Malgré ça, ce modèle montre de faibles erreurs moyenne et absolu décrit par la racine carrée des erreurs quadratique moyennes  $RMSE = 0.35$  et l'erreur absolue moyenne  $AAE = 0.18$  avec une distance minimale caractérisée par un écart type  $SD = 0.18$  qui sont plus ou moins proche de zéro. Cette observation explique le nuage de points serré au-dessous de la diagonale de 45°. Les indicateurs statistiques de performance de ce modèle restent très comparables avec ceux du modèle de résistance d'Ilki et Kumbasar (2003) et au-dessous de ceux des modèles de Wei et Wu (2012) et Abbasnia et Ziaadiny (2013).

Il est à noter que, généralement, les modèles ayant utilisés le rapport entre la section effectif ( $A_e$ ) et la section du béton ( $A_c$ ) ont de faibles indices de performances.

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 0.7 + 4.62 \left( \frac{A_e}{A_c} \right) \left( \frac{b}{h} \right)^{0.92} \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (\text{III. 16})$$

La Figure III.15, montre les indicateurs de performance de l'équation de la déformation axiale du modèle de Hany et al. (2015) par rapport à une base de 100 données expérimentales (Tableau II.1). Il est important de signaler que le coefficient de détermination conserve presque la même valeur que celle de l'équation de résistance, à savoir  $R^2 = 0.58$ . Par ailleurs, on observe une augmentation des erreurs moyenne et absolu ( $RMSE = 2.60$  et  $AAE = 0.72$ ), ainsi qu'une distance élevée entre les erreurs ( $SD = 1.21$ ). Ces indicateurs indiquent un mauvais ajustement avec une dispersion aléatoire du nuage des points le long de la ligne de régression. La performance de ce modèle de déformation est similaire à celle du modèle de Wei et Wu (2012), et au-dessus de celle d'Ilki et Kumbasar (2003).

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 3.89 + 14.76 \left( \frac{A_e}{A_c} \right) \left( \frac{h}{b} \right)^{0.94} \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (\text{III. 17})$$

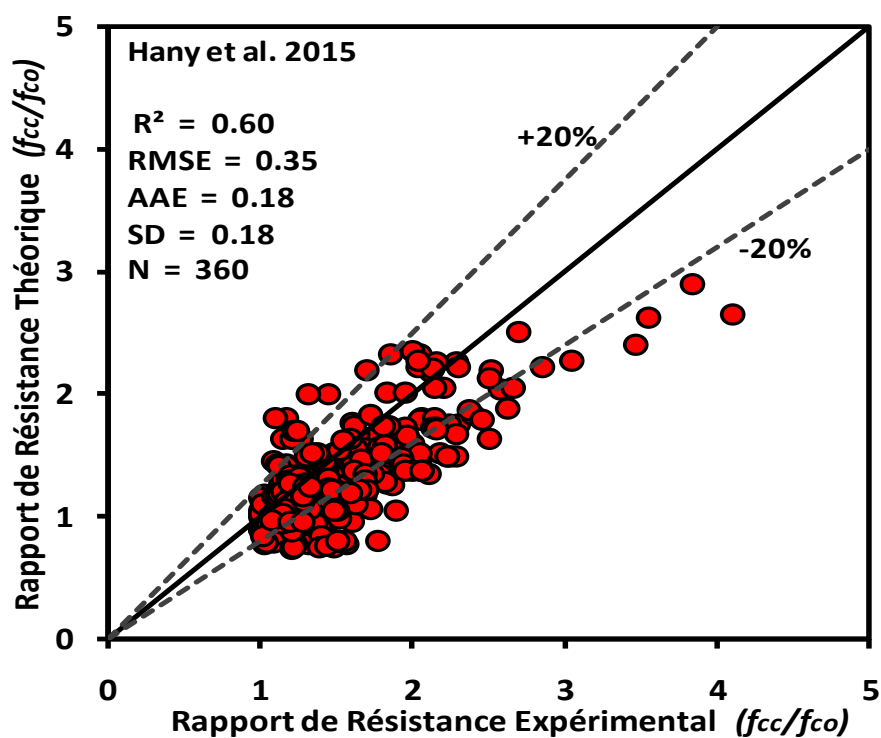


Figure III.14 : Performance du modèle de résistance de Hany et al. (2015).

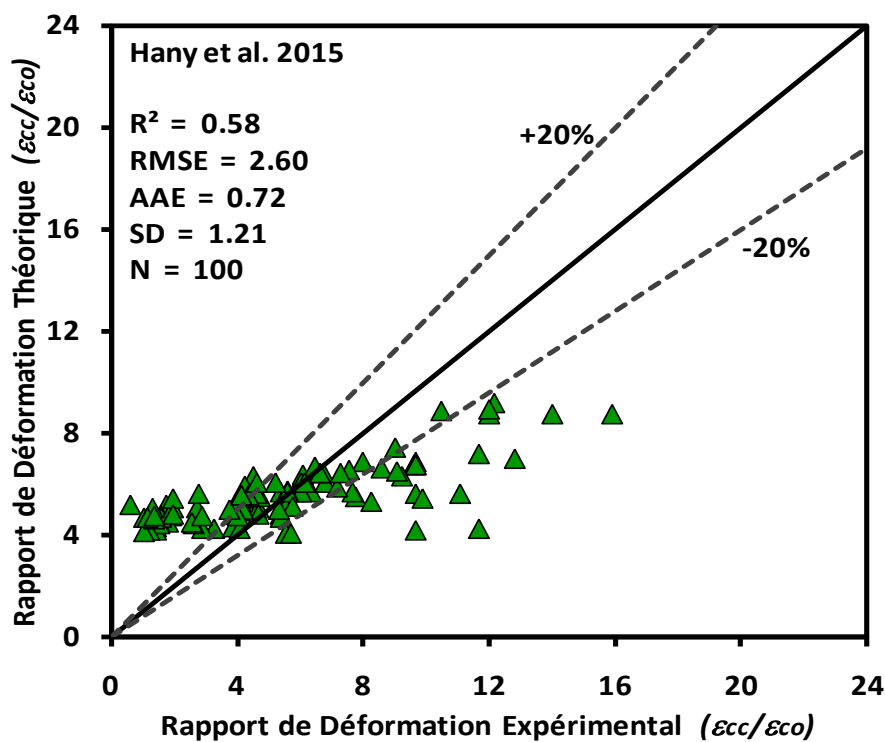


Figure III.15 : Performance du modèle de déformation de Hany et al. (2015).

### III.3.2.10. Modèle de confinement Cao et al. (2016)

Le modèle de Cao et al. (2016) est calibré avec les données de plusieurs études expérimentales sur des colonnes circulaires, carrées, elliptiques et rectangulaire confinées avec des FRP. Il a été conçu pour étudier la relation contrainte-déformation en tenant compte du rayon de coin ( $r_c$ ), et du rapport ( $b/h$ ).

L'estimation des indices de performance de résistance est présentée dans la Figure III.16. D'après cette figure, on enregistre un coefficient de détermination  $R^2 = 0.74$ , assez acceptable, et qui montre la qualité de la corrélation du modèle par rapport aux résultats de 360 données expérimentales (Tableau II.1). Même du point de vue cohérence, ce modèle présente un RMSE = 0.26, ce qui indique une somme des résidus nuls. La valeur de l'indice AAE = 0.12 montre que la différence entre les valeurs prédites par le modèle et les valeurs expérimentales est faible ce qui donne un ajustement très acceptable. De même pour l'indice SD = 0.15 indiquant une dispersion très logique du modèle.

On peut dire que ce modèle offre la meilleure performance parmi les neuf modèles présentés précédemment:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 8.34 \left(\frac{E_1}{E_c}\right)^{1.03} \left(\frac{2r_c}{b}\right)^{0.81} \left(\frac{f_{30}}{f_{co}}\right)^{0.54} \left(\frac{h}{b}\right)^{-1.9} \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{co}}\right)^{0.82} \quad (\text{III. 18})$$

La Figure III.17 présente les indicateurs de performance de l'équation de déformation axiale du modèle de Cao et al. (2016) par rapport à une base de 100 données expérimentales (Tableau II.1). Le coefficient de détermination ( $R^2 = 0.50$ ) montre une faible corrélation du modèle. De même, l'augmentation de RMSE = 2.83 et de l'écart type SD = 1.29 indique une dispersion aléatoire du nuage des points le long de la diagonale de 45°, avec des valeurs en dehors des deux limites de  $\pm 20\%$ . Donc, l'équation de déformation de ce modèle présente une performance faible comparée à d'autres modèles tels que le modèle d'Ilki et Kumbasar (2003) et le modèle de Wei et Wu (2012).

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 9.45 \left(\frac{E_1}{E_c}\right)^{0.68} \left(0.54 \frac{2r_c}{b} + 0.46\right) \left(\frac{f_{30}}{f_{co}}\right)^{0.79} \left(\frac{h}{b}\right)^{-0.64} \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{co}}\right)^{1.14} \quad (\text{III. 19})$$

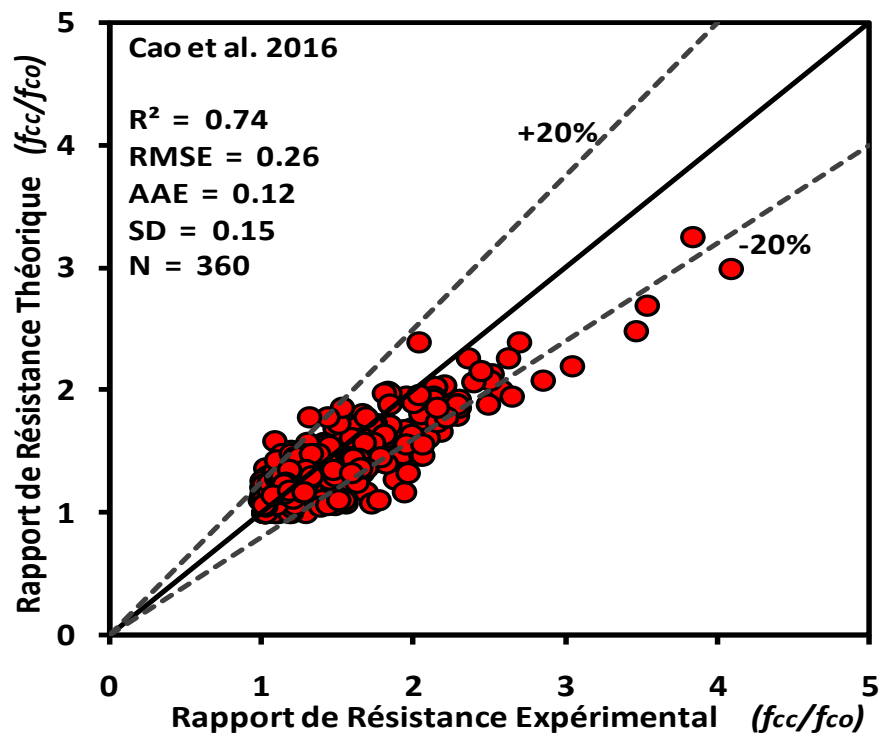


Figure III.16 : Performance du modèle de résistance de Cao et al. (2016).

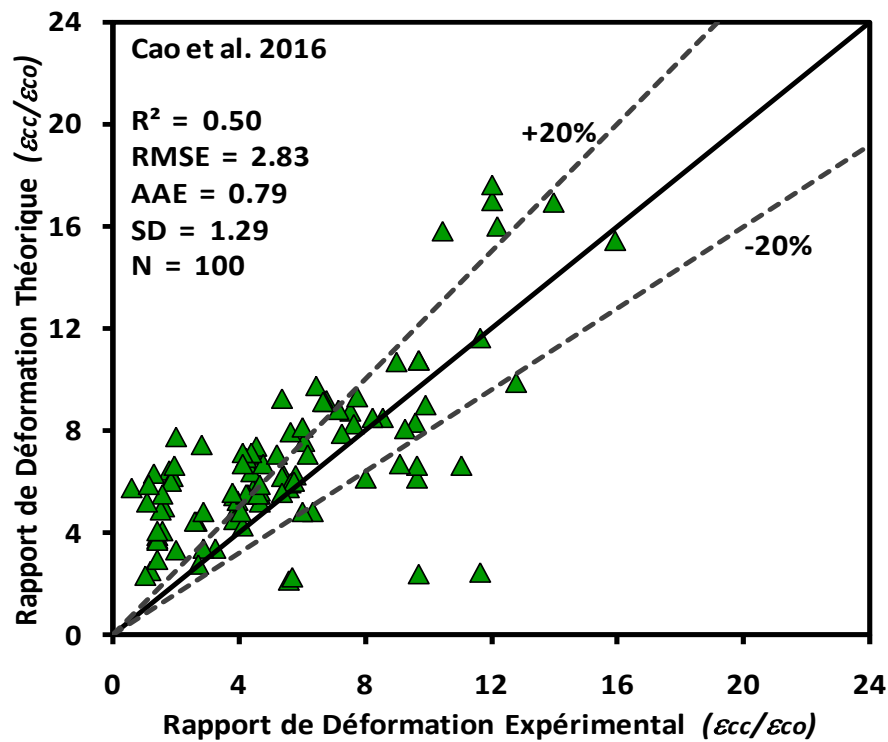


Figure III.17 : Performance du modèle de déformation de Cao et al. (2016).

### III.3.2.11. Modèle de confinement de Moodi et al. (2017)

Le modèle de résistance de Moodi et al. (2017) est linéaire et simple (équation III.20). Il a été développé sur la base des résultats des tests de 309 colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné avec des FRP.

L'analyse de la performance de ce modèle est traitée par rapport aux 360 données expérimentales que nous avons récoltées (Tableau II.1). La Figure III.18 montre un faible coefficient de détermination ( $R^2 = 0.65$ ), la corrélation de ce modèle semble donc moins efficace. Les erreurs moyenne et absolu décrites par la racine carrée des erreurs quadratique moyennes ( $RMSE = 0.28$ ) ce qui indique une somme des résidus faible. La valeur de l'erreur absolue moyenne ( $AAE = 0.14$ ) montre que la différence entre les valeurs prédites par le modèle et les valeurs expérimentales est faible ce qui donne un ajustement acceptable. D'autre part, un faible indice de l'écart type ( $SD = 0.18$ ), explique la dispersion du nuage des points est au-dessous de la droite des moindres carrés de la pente à  $45^\circ$  (on remarque quelques points au-dessous de la limite de  $(-20\%)$ ). Comparativement à la performance des modèles précédents, les indices statistiques de ce modèle restent semblables à ceux du modèle de Wei et Wu (2012).

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.3K_s \frac{f_l}{f_{co}} \quad (III.20)$$

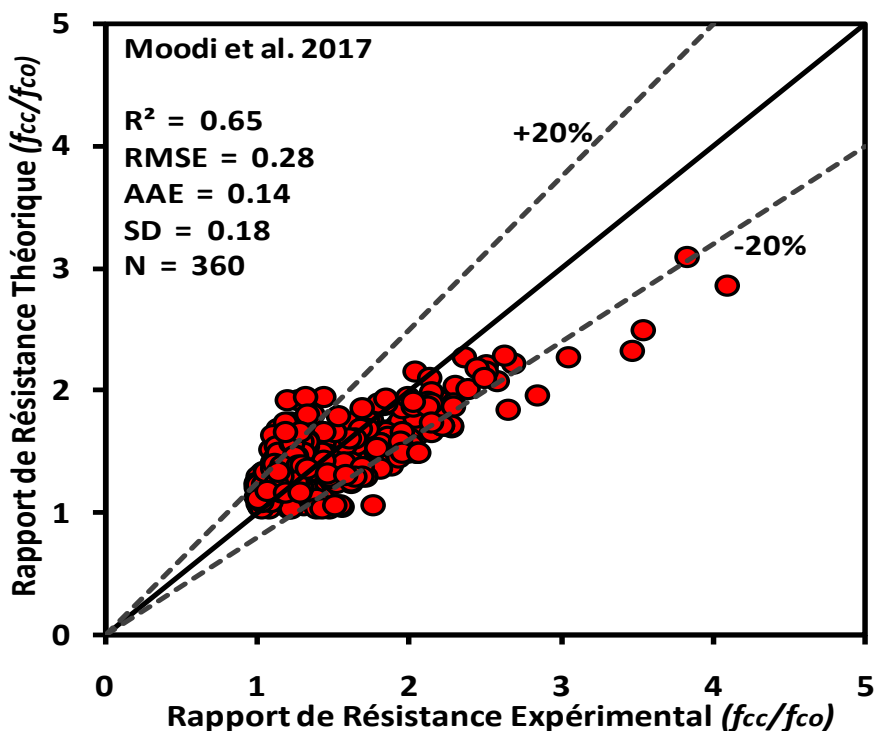


Figure III.18 : Performance du modèle de résistance de Moodi et al. (2016).



### III.4. PROPOSITION DE NOUVEAU MODELE DE CONFINEMENT

#### III.4.1. Développement du modèle

La concentration des contraintes dans la section transversale d'une colonne carrée ou rectangulaire en béton confiné avec des FRP se dirigent vers les coins (Figure II.5b, citer dans le chapitre II), alors que sur les côtés de la section les contraintes sont plus faibles (Lam et Teng 2003, Islam et al. 2015).

Il existe deux catégories de modèles de confinement pour les sections carrées et rectangulaires, des modèles qui estime la résistance et de déformation ultime avec des équations linéaires (Richart et al. 1928, 1929, Shehata et al. 2002, Al-salloum 2007, Youssef et al. 2007, Hany et al. 2015, Moodi et al. 2017), et des modèles de confinement sous forme non linéaires (Ilki et Kumbasar 2003, Wu et Wang 2009, Wu et Zhou 2010, Wu et Wei 2012, Abbasnia et Ziaadiny 2013, Cao et al. 2016).

Dans le modèle proposé, nous avons introduit deux facteurs de forme  $K_{s1}$  et  $K_{s2}$  qui sont obtenus en fonction du rayon de coin  $r_c$  et le diamètre équivalent de la diagonale des sections carrées et rectangulaires  $D$ . Ces modèles sont exprimés sous la forme suivante :

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + \alpha k_1 K_{s1} \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^\beta \quad (III.21)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = \gamma + \delta k_2 K_s \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^\eta \quad (III.22)$$

Où  $f_{cc}$  et  $f_{co}$  sont respectivement les résistances à la compression du béton confiné et non confiné,  $\varepsilon_{cc}$  et  $\varepsilon_{co}$  sont respectivement les déformations ultimes du béton confiné et non confiné, et  $f_l$  la pression de confinement latérale exprimée par l'équation II.1.  $K_1$  représente le coefficient d'efficacité de la résistance de confinement;  $K_1$  le coefficient d'amélioration de la déformation,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$  et  $\eta$  sont des coefficients obtenus en par régression des équations (III.21) et (III.22) en utilisant la base de données récoltées.

#### Diamètre équivalent de la diagonale des sections carrées et rectangulaires (D)

Dans l'équation (II.1), la pression de confinement latérale  $f_l$ , est exprimée en fonction du diamètre  $D$ . Pour les sections non circulaires (Figure II.6), Shehata et al. (2002), Lam et Teng (2003), Hany et al. (2015), Moodi et al. (2017) ont proposés  $D$  comme étant la diagonale de la

section rectangulaire. Alors que, Campione et Miraglia (2003), Wu et Wang (2009), Wu et Zhou (2010), Wu et Wei (2012) ont considérés  $D$  comme étant la plus petite dimension de la section rectangulaire. D'autre part, Youssef et al. (2007) et Al-salloum (2007) ont proposés d'autre expression pour le diamètre équivalent  $D$ . Les différentes expressions du diamètre équivalent  $D$  sont illustrées dans le Tableau III.2.

Dans notre modèle de confinement nous adoptons, pour les sections carrées et rectangulaires, l'expression d'Ilki et Kumbasar (2003), exprimée par la relation suivante:

$$D = \frac{2bh}{(b + h)} \quad (\text{III.23})$$

### **Facteur de forme ( $K_s$ )**

L'efficacité du confinement avec des composite en CFRP d'une colonne en béton de section transversale carrée ou rectangulaire dépend principalement du rayon du coin  $r_c$ , et du rapport des dimensions ( $b/h$ ). Des études ultérieures ont montré que le rapport effectif de la zone confinée  $A_e/A_{cc}$  augmente avec l'augmentation du rapport  $r_c/h$ , ce qui entraîne l'amélioration de la résistance ultime et de la capacité de déformation axiale (Isleem 2018, Pessiki et al. 2001, Masia et al. 2004, Al-Salloum 2007, Wang et al. 2016).

Dans une étude expérimentale de Abbasnia et Ziaadiny (2013), ils ont étudié l'influence du rapport hauteur sur largeur ( $h/b$ ) des échantillons de section carrée et rectangulaire, avec différents rapports de  $h/b$  (1, 1.5 et 2). Ils ont montré qu'avec un rapport  $r_c/h$  constant, il y a un gain de résistance ultime pour les spécimens ayant  $b/h > 1$  par rapport aux spécimens de section carrée ( $h/b = 1$ ). Ce résultat indique, que la profondeur de la section transversale d'une section rectangulaire  $h$  a un effet déterminant sur l'efficacité du confinement en CFRP. Par ailleurs, d'autres auteurs (Wu et Wang 2009, Wu et Zhou 2010, Wei et Wu 2012, Cao et al. 2016) ont proposé un coefficient de forme ( $K_s$ ) comme étant le rapport ( $2r_c/b$ ) pour les sections carrées et rectangulaire (Tableau III.2).

Or, lorsque le rapport  $b/h$  dépasse 1 pour les sections rectangulaires, l'effet du facteur de forme ( $K_s$ ) ne sera pas effectivement déterminant. Cet état de fait, devient très influençant lorsque le rapport  $b/h$  dépasse 2, le cas d'une section de voile par exemple.

Afin de tenir compte explicitement de la profondeur de la section transversale  $h$  et du rayon de coin  $r_c$ , pour notre modèle, on propose un nouveau facteur de forme ( $K_s$ ), pour la résistance et la déformation ( $K_s = K_{s1} = K_{s2}$ ). Ce facteur sera exprimé par la relation linéaire suivante :

$$K_s = \frac{2r_c}{h} \quad (III.24)$$

**Coefficients d'efficacité de confinement  $k_1$  et  $k_2$ .**

Un certain nombre de modèles (Tableau III.1) ont été proposés spécifiquement pour le béton confiné en CFRP, en utilisant la même forme de l'équation (III.1) avec des expressions modifiées pour le facteur  $k_1$  (Al-Slloum 2007, Abbasnia et Ziaadiny 2013, Hany et al. 2015, et Moodi et al. 2017). La plupart de ces modèles exprimaient  $k_1$  et  $k_2$  par des valeurs constantes entre 2 et 5 en fonction du nombre des données expérimentales exploitées dans chaque étude.

Pour notre modèle de confinement, on considère l'efficacité de confinement comme le rapport de l'épaisseur totale du CFRP ( $t_f$ ) et le diamètre équivalent de la diagonale des sections carrée ou rectangulaire ( $D$ ). Les expressions non linéaires que nous proposons pour  $k_1$  et  $k_2$  sont exprimées comme suit :

$$k_1 = \left(\frac{t_f}{D}\right)^\lambda \quad (III.25)$$

Et

$$k_2 = \left(\frac{t_f}{D}\right)^\xi \quad (III.26)$$

Où  $\lambda$  et  $\xi$  sont des coefficients constants obtenus par régression numériques.

En remplaçant  $K_s$  et  $k_1$  dans l'équation (III.21) et  $K_s$  et  $k_2$  dans l'équation (III.22), le modèle de résistance et de déformations devient comme suit :

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + \alpha \left(\frac{2r_c}{h}\right) \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^\beta \left(\frac{t_f}{D}\right)^\lambda \quad (III.27)$$

Et

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = \gamma + \delta \left(\frac{2r_c}{h}\right) \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)^\eta \left(\frac{t_f}{D}\right)^\xi \quad (III.28)$$

Les constantes inconnues  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\lambda$ ,  $\gamma$ ,  $\delta$ ,  $\eta$  et  $\xi$  dans les équations (III.27) et (III.28) sont calibrés par la méthodologie de régression numérique non linéaire en utilisant toutes les données récoltées dans le Tableau II.1 (avec 360 données expérimentales) pour les sections carrées et rectangulaires.

Finalement, le nouveau modèle de confinement proposé sera formulé de la manière suivante :

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0.10 \left( \frac{2r_c}{h} \right) \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{1.5} \left( \frac{t_f}{D} \right)^{-0.60} \quad (\text{III.29})$$

Et,

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 3.5 + 15 \left( \frac{2r_c}{h} \right) \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{1.5} \left( \frac{t_f}{D} \right)^{-0.12} \quad (\text{III.30})$$

#### **III.4.2. Performance du nouveau modèle de confinement proposé**

La performance du nouveau modèle de confinement (Figure III.19) est vérifiée en utilisant la base de 360 données expérimentales des colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné en CFRP (Tableau II.1). D'après Figure III.19, le coefficient de détermination  $R^2 = 0.81$  cette valeur dépasse 0.8 ce qui signifie que ce modèle présente une bonne corrélation avec 81 % de la variance de l'ensemble de données entre la résistance à la compression prédite et expérimentales. La même figure montre des valeurs minimales pour les erreurs quadratique moyenne et absolue  $RMSE = 0.20$ ,  $AAE = 0.10$  et le meilleur indicateur de l'écart type  $SD = 0.12$ , tous ces indices sont très proches de 0 indiquant ainsi un bon ajustement et une dispersion acceptable des prédictions du modèle. Nous constatons aussi, une répartition idéale du nuage de points de données le long de la diagonale de  $45^\circ$  entre les deux limites de  $\pm 20\%$ , où nous remarquons une homogénéité, entre les points de prédiction et les résultats expérimentaux.

La Figure III.20 expose la performance de l'équation proposée dans notre modèle pour la déformation ultime. D'après cette figure, l'équation proposée présente un meilleur  $R^2 = 0.81$  ce qui indique une bonne corrélation. Les autres indices montrent un ajustement et une dispersion juste moyenne, comme on peut le constater du nuage des points le long de la diagonale de  $45^\circ$  ( $RMSE = 1.95$ ,  $AAE = 0.66$  et  $SD = 1.02$ ). En conséquence, l'équation proposée pour la déformation axiale des sections carrées et rectangulaires en béton confiné avec CFRP peut être considérée comme performante.

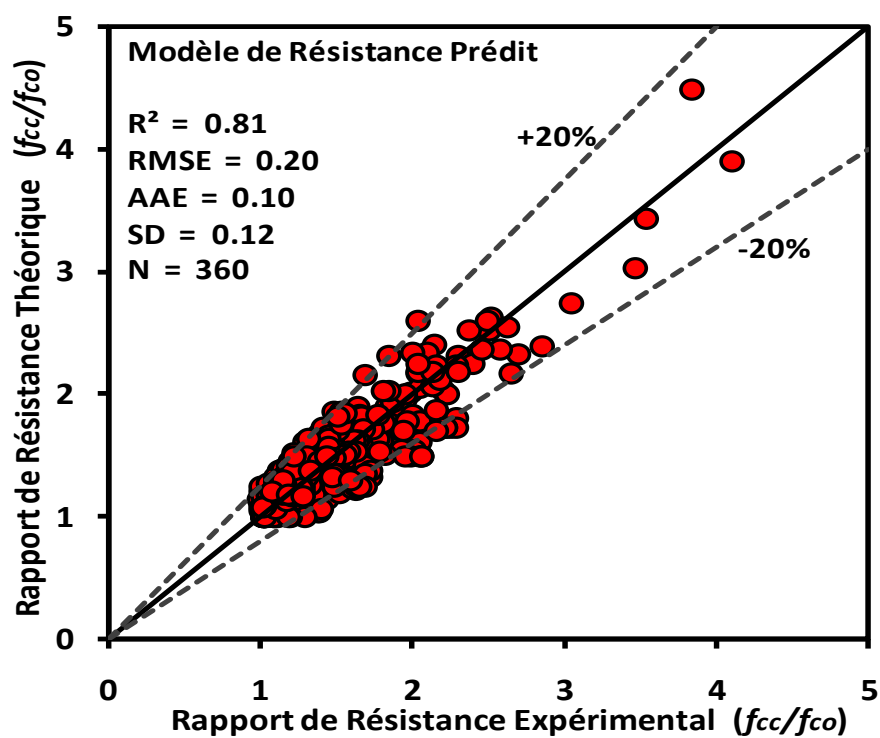


Figure III.19 : Performance du modèle de résistance proposé.

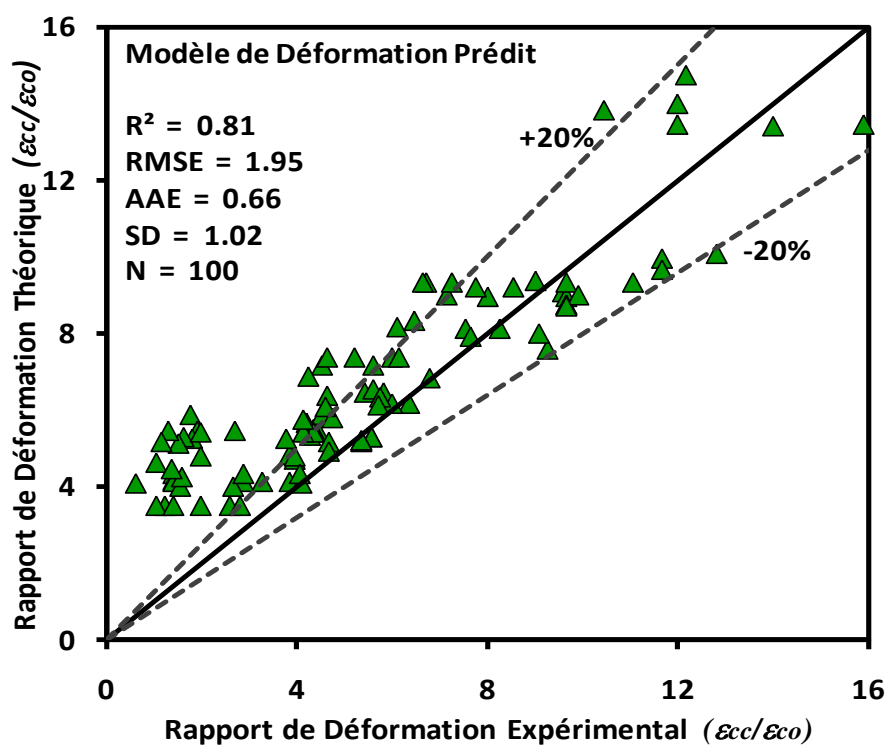


Figure III.20 : Performance du modèle de déformation proposé.

### III.4.3. Comparaison des indicateurs de performance

Les Figures III.21-III.24 illustrent la comparaison des indicateurs statistiques de performance ( $R^2$ , RMSE, AAE, SD), du modèle de confinement proposé par rapport à quelques modèles existants (Tableau III.1) en matière de prédiction de la résistance en compression axiale.

L'histogramme de la Figure III.21 montre la comparaison du coefficient de détermination du modèle proposé avec ceux de dix (10) modèles traités précédemment. D'après cet histogramme, on remarque que notre modèle de confinement donne un coefficient de détermination plus élevé ( $R^2 = 0.81$ ) par rapport aux autres modèles. Ce qui montre que le modèle proposé offre une meilleure corrélation. L'histogramme de la Figure III.22 indique les valeurs de la racine carrée des erreurs quadratique moyennes (RMSE), on distingue que le modèle proposé présente la valeur minimale des erreurs moyennes soit  $RMSE = 0.2$ , alors que la valeur la plus proches parmi les autres modèles est de celle du modèle de Cao et al. (2016) avec une RMSE de 0.26.

D'autre part, l'histogramme de la Figure III.23 montre la comparaison des erreurs moyenne absolue (AAE) du modèle proposé avec celles des autres modèles. Comparé aux autres modèles, il est clair que, le modèle proposé donne la valeur minimale des erreurs moyennes absolues ( $AAE = 0.10$ ) qui tend vers zéro, ce qui indique que notre modèle présente la meilleure précision.

L'histogramme de la Figure III.24, illustre la comparaison entre les valeurs des écarts types (SD) du modèle proposé avec celles des autres modèles traités précédemment. Cet histogramme indique que le modèle proposé offre la valeur minimale des écarts types ( $SD = 0.12$ ), ce qui confirme une fois encore que notre modèle présente largement la meilleure dispersion par rapport aux données expérimentales et théoriques.

Les Figures III.25-III.28 illustrent la comparaison des indicateurs statistiques de performance du modèle proposé par rapport aux quelques modèles existants (Tableau III.1) en matière de prédiction de la déformation ultime.

L'histogramme de la Figure. III.25 montre que le modèle de déformation proposé présente le meilleur  $R^2 = 0.81$ , cette valeur est la plus élevée par rapport aux autres modèles. Les histogrammes des Figure III.26-III.28 illustrent que les indices RMSE, AAE et SD du modèle proposé sont les plus faibles comparativement aux autres indices de six modèles existants. Ce constat indique clairement que l'équation de déformation du modèle proposé possède les meilleurs indicateurs de corrélation, ajustement, précision et dispersion.

De ce qui précède, on peut déduire que le modèle proposé pour les sections carrées et rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes en CFRP présente les meilleures exigences de la performance de précision, ajustement et dispersion des erreurs comparée à quelques modèles existants.

### Coefficient de détermination ( $R^2$ )

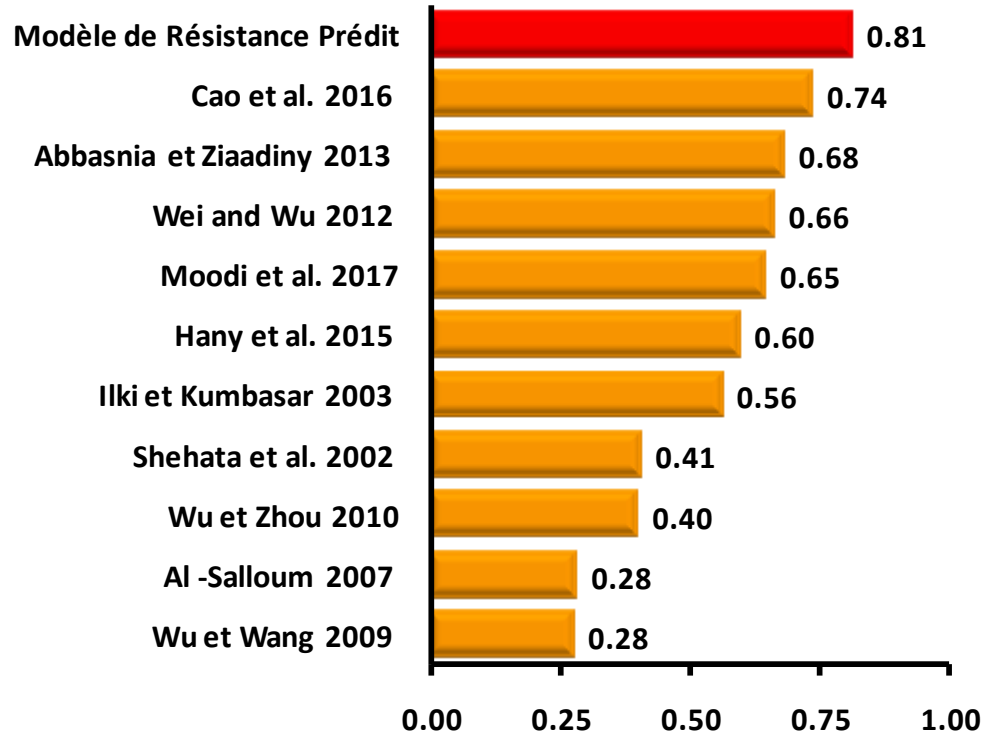


Figure III.21 : Comparaison du coefficient de détermination ( $R^2$ ) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.

### Erreur quadratique moyenne (RMSE)

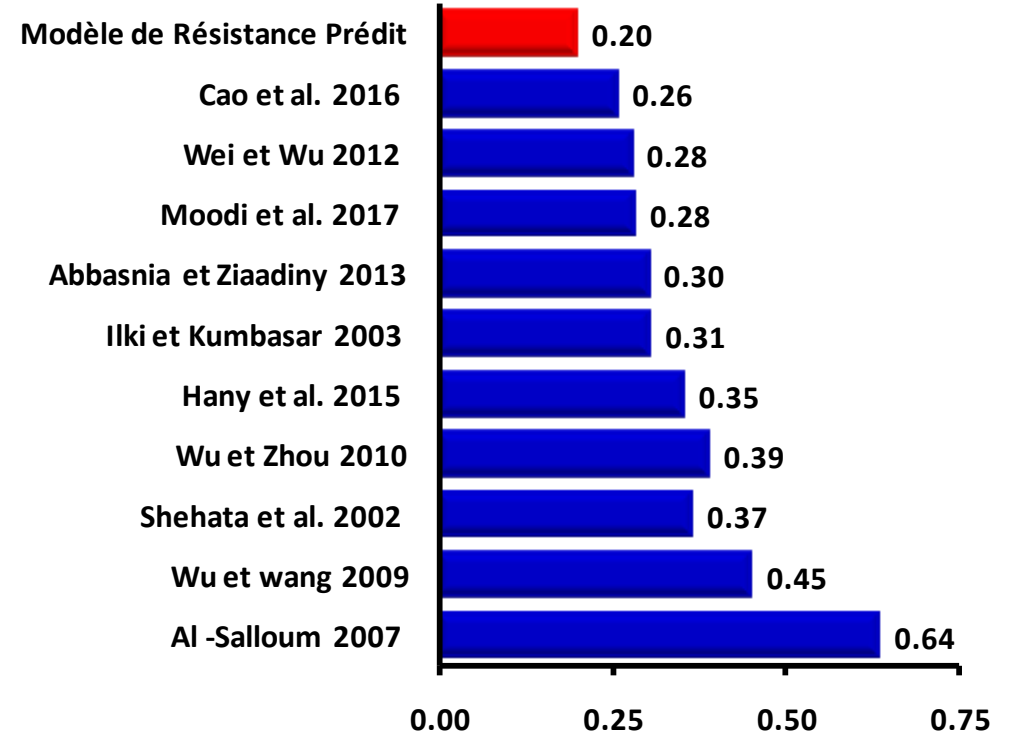


Figure III.12 : Comparaison d'erreur quadratique moyenne (RMSE) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.

### Erreurs moyenne absolue (AAE)

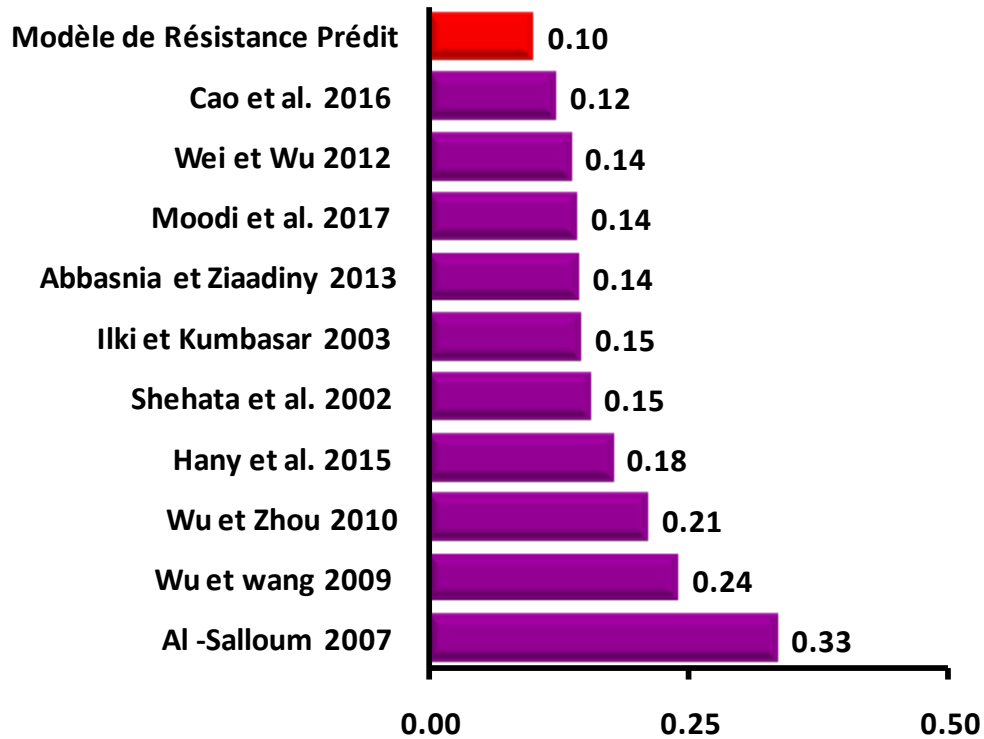


Figure III.23 : Comparaison d'erreur moyenne absolue (AAE) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.

### Standard Déviation (SD)

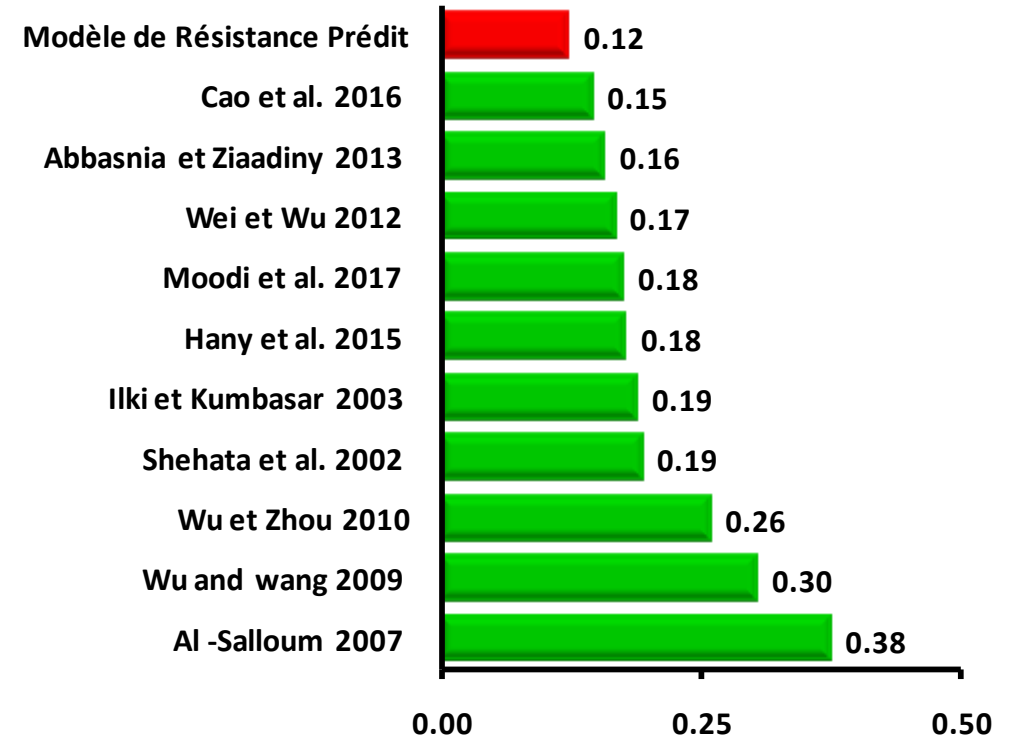
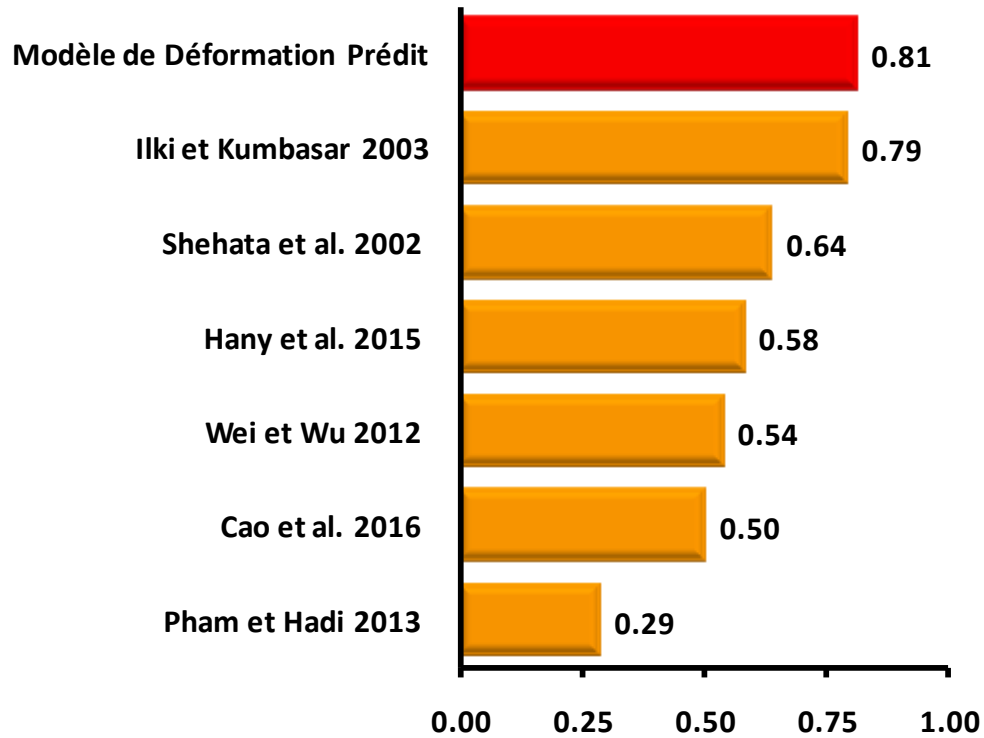


Figure III.24 : Comparaison de standard déviation (SD) du modèle de résistance prédit et les modèles existants.

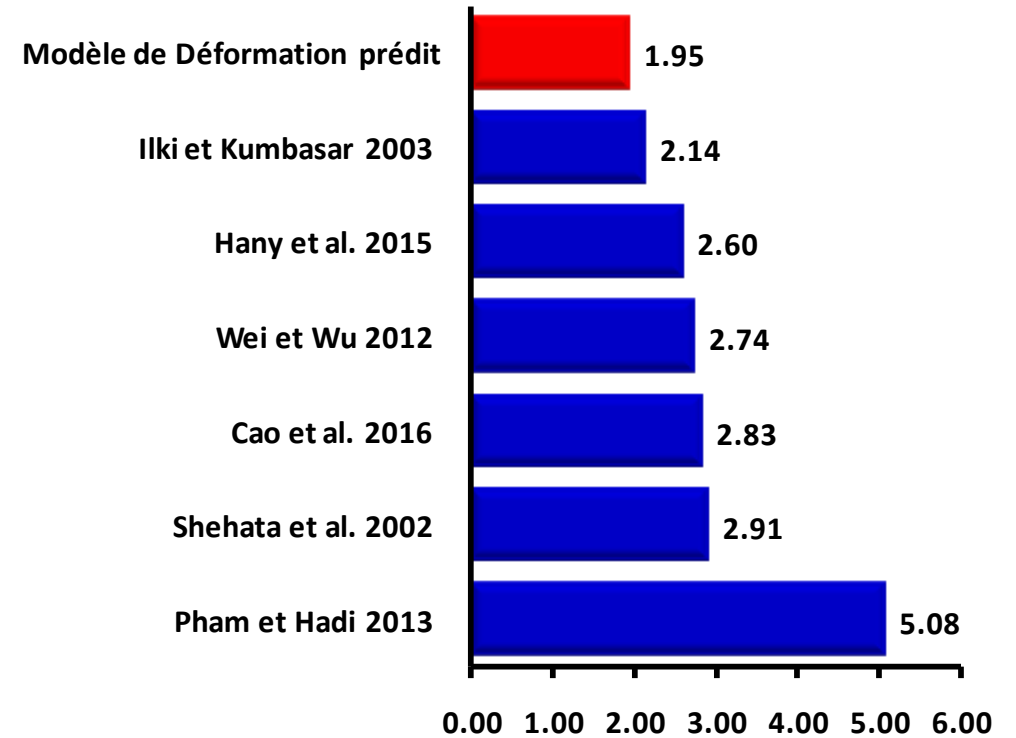


**Coefficient de détermination ( $R^2$ )**

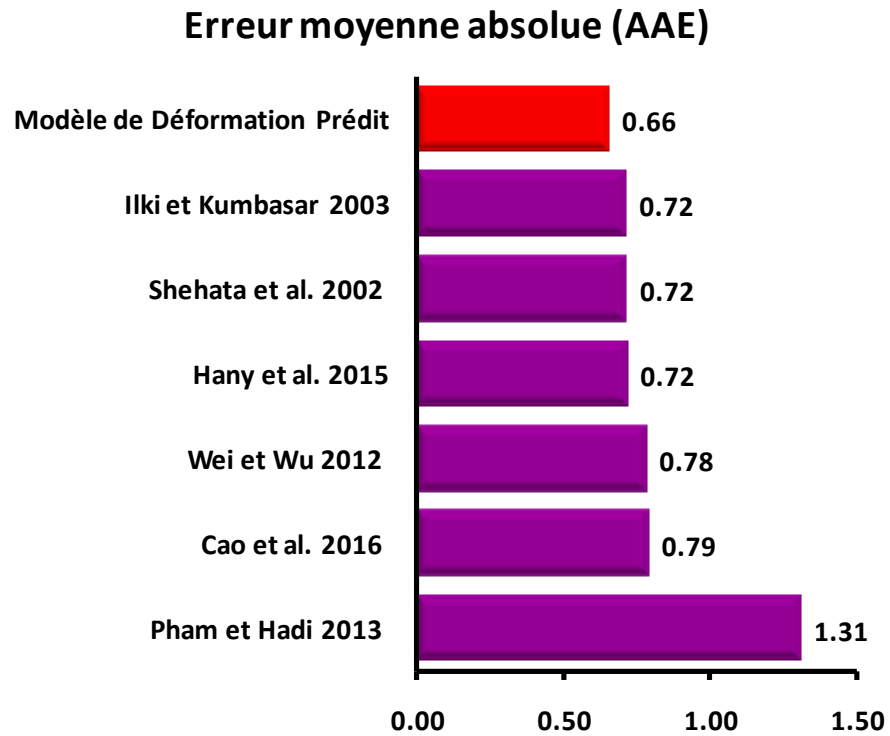


**Figure III.25 :** Comparaison du coefficient de détermination ( $R^2$ ) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.

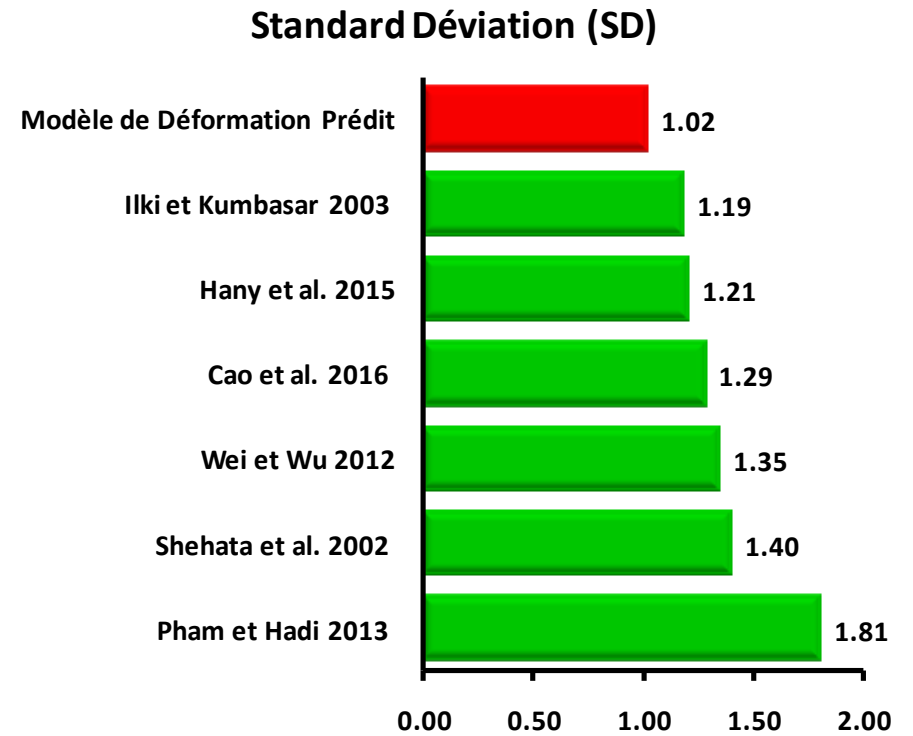
**Erreur quadratique moyenne (RMSE)**



**Figure III.26:** Comparaison d'erreur quadratique moyenne (RMSE) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.



**Figure III.27:** Comparaison d'erreur moyenne absolue (AAE) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.



**Figure III.28 :** Comparaison de standard déviation (SD) du modèle de déformation prédit et les modèles existants.

### III.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, une étude de la performance de quelques modèles de confinement externe en FRP a été effectuée sur la base de 360 données expérimentale. En utilisant l'analyse de régression, basée sur quatre indices statistiques à savoir : le coefficient de détermination ( $R^2$ ), l'erreur quadratique moyenne (RMSE), L'erreur moyenne absolue (AAE), et l'écart type (SD), les conclusions suivantes peuvent être tirées:

Les prédictions de la déformation ultime présentent une erreur beaucoup plus importante que celles des prédictions de la résistance de compression axiale. Ceci peut être attribué à la dispersion des points expérimentaux par rapport à la résistance axiale expérimentale, et au fait que, au laboratoire, la déformation circonférentielle a la rupture de l'enveloppe FRP peut être atteinte a différents endroits sur la hauteur de la colonne testées.

Le modèle qui a donné une bonne performance de prédiction de la résistance en compression axiale est celui Cao et al. (2016). Par contre, parmi les modèles étudiés, c'est celui d'Ilki et Kumbasar (2003) qui a donné la bonne performance en matière de prédiction de la déformation ultime.

Un nouveau modèle de confinement a été proposé afin de prédire la résistance à la compression axiale et la déformation ultime correspondante des sections carrées et rectangulaires en béton confiné avec des CFRP. Ce modèle été calibré sur la base de données expérimentale de 360 spécimens. Le modèle proposé fournit des prédictions précises et montrent une meilleure performance que les modèles existants étudiés.

# **CHAPITRE IV**

**PROPOSITION DEMODELECONTRAINTE-  
DEFORMATION POUR LES SECTIONS CARREES  
OU RECTANGULAIRES EN BETON CONFINE  
AVEC CFRP**

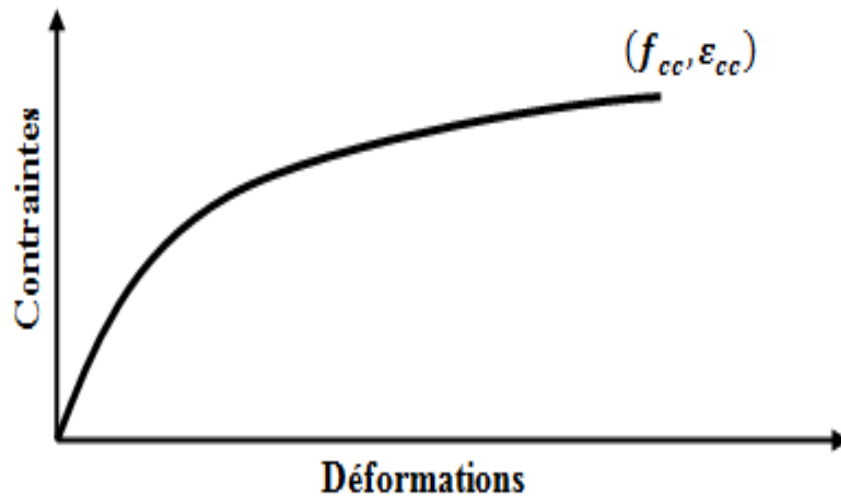
## IV.1. INTRODUCTION

L'objectif principale de ce chapitre est de développer une nouvelle loi du comportement contrainte-déformation, pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP). En premier lieu, certains modèles de confinement de type contrainte-déformation développés précédemment pour prédire le comportement en compression axiale des colonnes carrées ou rectangulaires en béton confiné avec FRP sont examinés et évalués par rapport aux courbes expérimentales récoltées de la bibliographie. En second lieu, nous proposons un nouveau modèle de confinement de type contrainte-déformation pour les sections carrées ou rectangulaires en béton enveloppé avec des CFRP. Par la suite, le modèle proposées validé par comparaison avec des courbes expérimentales récoltées des travaux antérieurs ainsi que celles de quelques modèles analytiques existants.

## IV.2. DEVELOPPEMENT DES MODELES DE TYPE CONTRAINTE-DEFORMATION

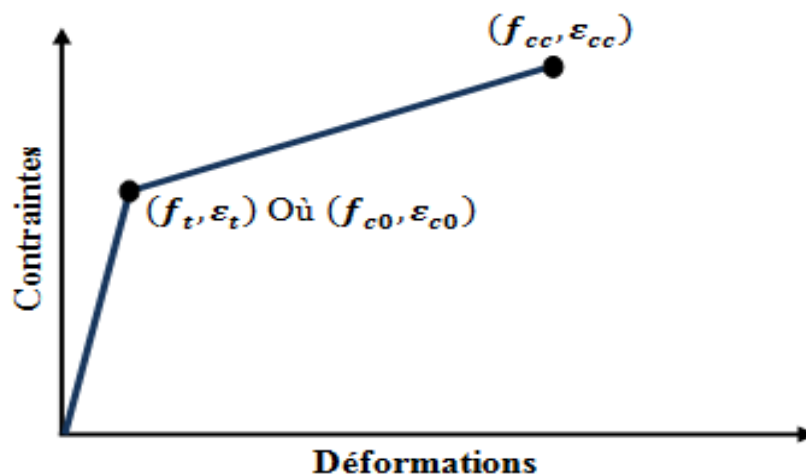
La progression de la recherche sur les sections en béton confiné avec des FRP a permis le développement d'un nombre important de relations ou loi de type contraintes-déformations. Les modèles orientés pour la conception sont classés en trois catégories selon la forme géométrique des courbes contraintes-déformations (Ozbakkaloglu et al. 2013) à savoir : la forme parabolique, bilinéaire ou combinée (combinaison des deux première forme). La plupart des modèles orientés pour la conception prédisent une réponse d'écroutissement, alors que les autres modèles (Binici 2005, Wei et Wu 2012) peuvent prédire à la fois une réponse d'écroutissement et d'adoucissement (Parghi 2016).

Dans les premières études sur le confinement du béton avec des FRP, les modèles élaborés pour le béton confiné avec des aciers internes (Popovics 1973, Ahmad et Shah 1982) ont été appliqués pour décrire le comportement contrainte-déformation du béton confiné avec des composites FRP (Fardis et Khalili, 1982, Ahmad et al. 1991, Saadatmanesh et al. 1994, Li et al. 2003). Ainsi, les courbes contrainte-déformation issues de ces premiers modèles présentent des courbes paraboliques semblables à celles du béton confiné avec des armatures internes (Figure IV.1).



**Figure IV.1 :** Courbe contrainte-déformation du béton confiné avec FRP dérivée des modèles conçus pour les sections en béton armé (Ozbakkaloglu et al. 2013).

Les courbes contrainte-déformation de forme bilinéaires (Figure IV.2), sont apparues par la suite dans les études sur le béton confiné avec des FRP (Demers et Neale 1994, Nanni et Bradford 1995, Karbhari et Gao 1997). Ces premières études ont montré que le béton confiné en FRP développait une réponse contrainte-déformation significativement différente de celle du béton confiné avec des armatures internes. Des courbes bilinéaires composées de deux parties linéaires reliées par un point de transition  $(f_t, \varepsilon_t)$  ont été adoptées par certains auteurs (Karbhari et Gao 1997). Alors que, certains modèles ont simplement défini  $(f_t, \varepsilon_t)$  comme la résistance et la déformation du béton non confiné  $(f_{co}, \varepsilon_{co})$ .



**Figure IV.2 :** Courbe contrainte-déformation bilinéaire du béton confiné avec FRP.

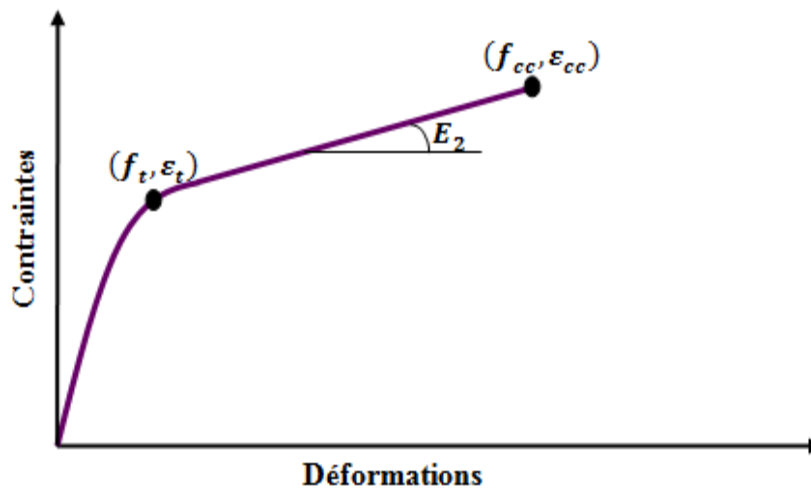
D'autres auteurs ont remplacé la première partie du modèle bilinéaire par une parabole (Figure IV.3). A titre d'exemple, Matthys et al. (2006), Youssef et al. (2007) ont adopté la parabole de Hognestad (1951), alors ils proposent deux équations constituant le modèle, l'équation (IV.1) pour décrire la première branche et l'équation (IV.2) pour décrire la deuxième branche de la courbe contrainte-déformation, cette dernière reste linéaire jusqu'au point ultime.

$$f_c = f_t \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right] \quad \text{pour } \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \quad (\text{IV.1})$$

$$f_c = f_t + E_2(\varepsilon_c - \varepsilon_t) \quad \text{pour } \varepsilon_c > \varepsilon_t \quad (\text{IV.2})$$

Avec

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_t}{\varepsilon_{cc} - \varepsilon_t} \quad (\text{IV.3})$$



**Figure IV.3:** Courbe de contrainte-déformation parabolique-linéaire du béton confiné avec FRP.

En outre, de nombreuses études ont adopté pour les deux parties de la relation contrainte-déformation l'équation proposée par Richart et Abbo (1975), équation IV.4, tandis que d'autres chercheurs ont modifié cette équation pour établir une nouvelle forme du modèle contrainte-déformation.

$$f_c = \frac{(E_c - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{E_c - E_2}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + E_2\varepsilon_c \quad (IV.4)$$

Quatre paramètres ont été utilisés dans cette équation pour la description de la courbe contrainte-déformation (Figure. IV.4) : le module d'élasticité ( $E_c$ ) où la plupart des modèles ont adopté l'expression donnée par l'ACI 318-95 (équation IV.5), la pente de la deuxième branche ( $E_2$ ), un paramètre de forme ( $n$ ) pour contrôler la transition entre les deux parties de la courbe (équation IV.6), et la contrainte ( $f_0$ ) qui représente la contrainte plastique de référence à l'intersection de la seconde pente de la relation contrainte-déformation avec l'axe des contraintes (équation IV.7).

$$E_c = 4730\sqrt{f_{co}} \quad (IV.5)$$

$$n = 1 + \frac{1}{\frac{E_c}{E_2} - 1} - E_2\varepsilon_{cc} \quad (IV.6)$$

$$f_0 = f_{cc} - E_2\varepsilon_{cc} \quad (IV.7)$$

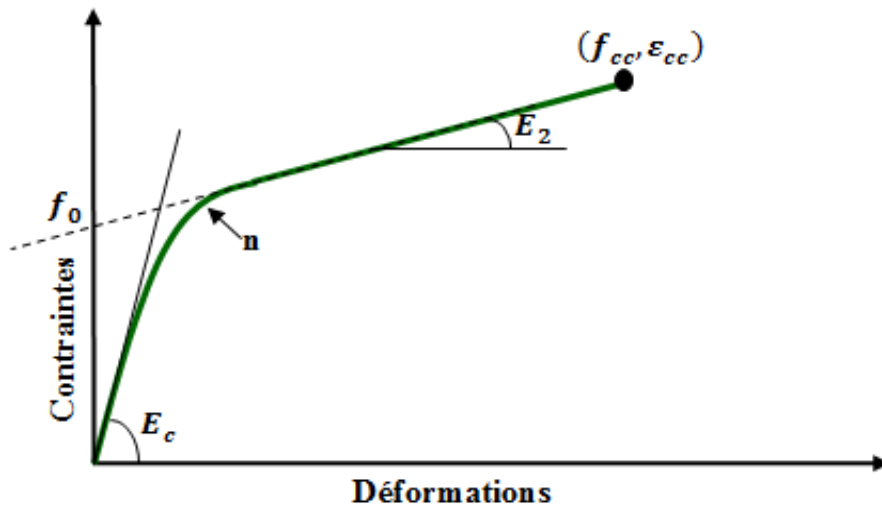


Figure IV.4 : Courbe de contrainte-déformation basée sur l'équation de Richard et Abbott (1975).

D'autres modèles ont été adoptés : le modèle contrainte-déformation développé par Toutanji (1999) (Figure IV.5).



$$f_c = \frac{A_j \varepsilon_c}{1 + C_j \varepsilon_c + D_j \varepsilon_c^2} \quad (\text{IV.8})$$

$$A_j = E_c \quad (\text{IV.9})$$

$$C_j = \frac{E_c}{f_t} - \frac{2}{\varepsilon_t} + \frac{E_1 E_2 \varepsilon_t}{f_t^2} \quad (\text{IV.10})$$

$$D_j = \frac{1}{\varepsilon_t^2} - \frac{E_c E_2}{f_t} \quad (\text{IV.11})$$

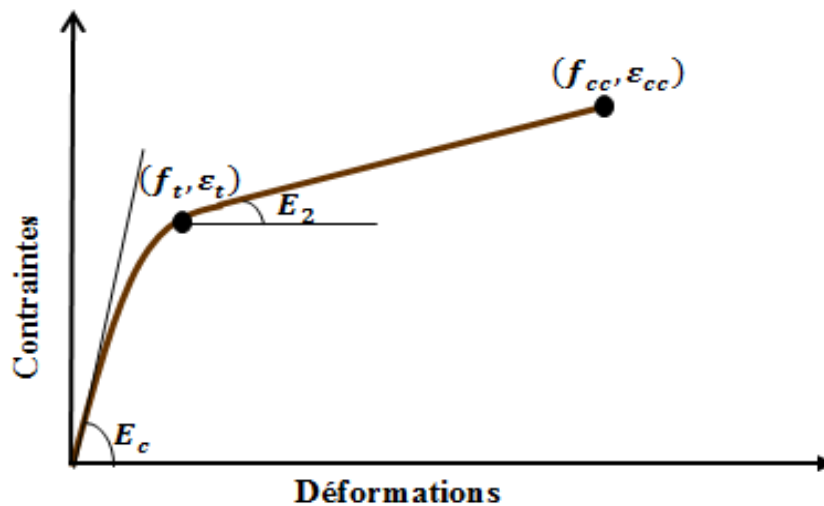


Figure IV.5 : Courbe de contrainte-déformation basée sur l'équation de (Toutanji 1999).

### IV.3. QUELQUES MODELES EXISTANTS DE TYPE CONTRAINTE-DEFORMATION

Plusieurs modèles de type contrainte-déformation ont été développés pour des colonnes en béton confiné avec des FRP sous chargement axial (Lam et Teng 2003, Hany et al. 2015, Wei et Wu 2012, Cao et al. 2016). Généralement, ces modèles sont divisés en deux parties, la première partie est de forme parabolique dont la pente initiale représente le module d'élasticité du béton non confiné  $E_c$ , et la seconde partie linéaire avec une pente plus faible que la première  $E_2$ , ces deux parties sont liée avec une zone de transition. La courbe contrainte- déformation se termine avec la valeur maximale de la résistance du béton confiné avec le FRP ( $f_{cc}$ ) et la déformation ultime correspondante ( $\varepsilon_{cc}$ ), Figure IV.6.

Nous présentons ci-dessous quelques modèles existants de type contrainte-déformation.

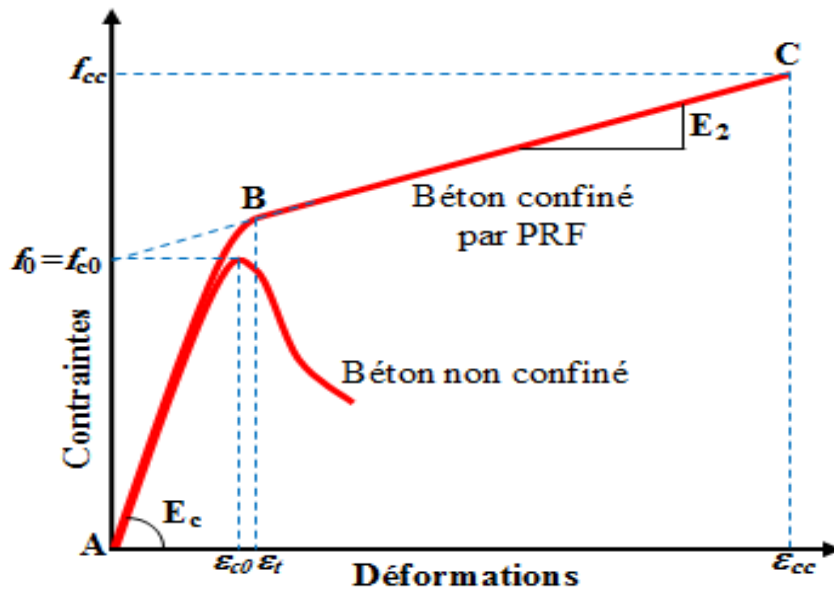


Figure IV.6 : Courbe contrainte-déformation typique pour un béton confiné avec des FRP.

### IV.3.1. Modèle de Lam et Teng (2003)

Lam et Teng (2003) ont modifié un modèle de type contrainte-déformation conçu initialement pour les sections circulaires en béton confiné avec des CFRP, pour l'adapter aux sections carrées ou rectangulaires. La courbe contrainte-déformation est exprimée par les relations suivantes :

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{c0}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f_{c0} + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (\text{IV.12})$$

Avec

$$E_c = 4730 \sqrt{f_{c0}} \text{ (MPa)} \quad (\text{IV.13})$$

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_{c0}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{IV.14})$$

$$\varepsilon_t = \frac{2f_{c0}}{E_c - E_2} \quad (\text{IV.15})$$

Où  $f_c$  et  $\varepsilon_c$  sont la résistance et la déformation du béton confiné avec des FRP, respectivement,  $\varepsilon_t$  la déformation transitoire à l'intersection entre la première et la seconde portion de la courbe contrainte-déformation du modèle,  $E_c$ , est le module d'élasticité du béton non confiné et  $\varepsilon_{cc}$  la déformation ultime. D'après (Lam et Teng 2003, Harries et Carey 2003), la déformation de rupture des gaines en FRP,  $\varepsilon_{h,rup}$ , est inférieure à la déformation de traction ultime  $\varepsilon_f$  telle que déterminée par des essais de traction directs sur des coupons en FRP, en raison des effets de la distribution non-uniforme des contraintes dans la section d'une colonne.

Sur la base d'une évaluation de leurs données expérimentales Lam et Teng ont proposé un coefficient entre ces deux déformations, ou  $\varepsilon_{h,rup} = a \cdot \varepsilon_f$ . Pour les polymères renforcés de fibres de carbone, de verre ou d'Aramide (CFRP, GFRP et AFRP), ces coefficients sont respectivement de 0.586, 0.624 et 0.851 (Lam et Teng, 2003).

### IV.3.2. Modèle de Wei et Wu (2012)

Wei et Wu (2012) ont proposé un modèle contrainte-déformation unifié pour les colonnes circulaires, rectangulaires ou carrées en béton confiné avec des FRP. Ils ont intégré dans leurs modèles deux paramètres, à savoir les rapports  $(b/h)$  et  $(2r_c/b)$ , où  $h$  et  $b$  sont les dimensions de la section transversale, et  $r_c$  le rayon du coin de la section.

Les équations de ce modèle sont les suivantes :

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c + \frac{f_t - E_c \varepsilon_t}{\varepsilon_t^2} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f_t + E_2 (\varepsilon_c - \varepsilon_t) & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (IV.16)$$

$$E_c = 3320 \sqrt{f_{c0}} + 6900 \text{ (MPa)} \quad (IV.17)$$

$$\varepsilon_t = \frac{(f_t + f_{cc} + E_c \varepsilon_{cc}) - \sqrt{(f_t + f_{cc} + E_c \varepsilon_{cc})^2 - 8 f_t E_c \varepsilon_{cc}}}{2 E_c} \quad (IV.18)$$

$$f_t = f_{c0} + 0.43 \left( \frac{2r_c}{b} \right)^{0.68} \left( \frac{h}{b} \right)^{-1} f_i \quad (IV.19)$$

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_t}{\varepsilon_{cc} - \varepsilon_t} \quad (IV.20)$$

### IV.3.3. Modèle de Hany et al. (2015)

Hany et al. (2015) ont suggéré un modèle contrainte-déformation axiale constitutive du béton confiné avec des CFRP sous chargement généralisé. Le modèle proposé est applicable pour les types courants de sections, y compris les sections circulaires, carrées et rectangulaires. La valeur moyenne adoptée pour la pente de l'intersection de la deuxième partie est ( $f_t = 1.15f_{co}$ ). L'enveloppe de la partie décrivant la réponse monotone est composée par :

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4.6 f_{co}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ 1.15 f_{co} + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (IV.21)$$

Où  $\varepsilon_t$  = déformation de transition définie comme suit:

$$\varepsilon_t = \frac{2.3 f_{co}}{E_c - E_2} \quad (IV.22)$$

Le module d'élasticité du béton non confiné  $E_c$  est défini selon l'ACI 318-11 (2011), par :

$$E_c = 4730 \sqrt{f_{co}} \text{ (MPa)} \quad (IV.23)$$

La pente de la deuxième branche de la courbe contrainte-déformation  $E_2$ , est exprimée par la relation suivante :

$$E_2 = \frac{f_{cc} - 1.15 f_{co}}{\varepsilon_{cc}} \quad (IV.24)$$

### IV.3.4. Modèle de Cao et al. (2016)

Contrairement aux modèles précédents constitués de deux branches, Cao et al. (2016) ont adopté une expression continue monotone. Ils ont modifié les quatre paramètres ( $E_1$ ,  $f_0$ ,  $E_2$  et  $n$ ) proposés par Zhou et Wu (2012), pour décrire le comportement contrainte-déformation des sections en béton confiné avec des FRP. L'expression de ce modèle est formulée par la relation suivante

$$f_c = \left\{ (E_1 \varepsilon_n - f_t) e^{-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_n}} + f_t + E_2 \varepsilon_c \right\} \left( 1 - e^{-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_n}} \right) \quad (IV.25)$$

Où  $E_1$  est la rigidité initiale de la courbe contrainte-déformation, qui se révèle supérieur à  $E_c$  (ACI 318-11 2011). Les relations de  $E_1$ ,  $f_t$  et  $E_2$  sont exprimées comme suit :

$$E_1 = 5573\sqrt{f_{co}} \text{ (MPa)} \quad (\text{IV.26})$$

$$f_t = f_{co} \quad (\text{IV.27})$$

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_0}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{IV.28})$$

$n$  est un paramètre satisfaisant  $0 < n < 1$  qui contrôle la courbure de la partie de transition.

$$n = 0.76 \quad (\text{IV.29})$$

Et

$$\varepsilon_n = n \left( \frac{f_0}{E_c} \right) \quad (\text{IV.30})$$

En vue d'analyse quantitative, un rayon de coin équivalent,  $r_c$ , est introduit pour tenir compte de l'effet équivalent de la section transversale.

#### IV.4. DEVELOPPEMENT D'UN NOUVEAU MODELE DE TYPE CONTRAINTE-DEFORMATION

##### IV.4.1. Forme Générale de la courbe

Les résultats expérimentaux sous forme de courbe contraintes-déformation axiales indiquent trois zones différentes rencontrées tout au long des courbes expérimentales de Rochette et Labossière (2000), Wang et Wu (2008), Tao et al. (2008), Abbasnia et Ziaadiny (2013), et De Diego et al. (2019) et autres. Ces trois zones sont les suivantes (Figure IV.6) :

**Zone 1 :**  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t$  la partie initiale de la réponse contrainte-déformation du béton confiné suit la trajectoire du béton non confiné. Par conséquent, la pente de la courbe dans cette zone est donnée comme  $E_c$ , le module d'élasticité du béton. Dans cette zone, le point (A) montre le point de départ lorsque la contrainte et la déformation axiale sont nulles. Pour prédire le modèle de confinement externe avec des enveloppes en CFRP, l'expression de Lam et Teng (2003) sera adoptée ; où la contrainte du béton ( $f_c$ ) en fonction de la déformation ( $\varepsilon_c$ ), sera exprimée par la relation suivante :

$$f_c = E_c \varepsilon_c - \frac{0.25(E_c - E_2)^2}{f_{co}} \varepsilon_c^2 \quad (\text{IV.31})$$

**Zone 2: point B** lorsque la résistance du béton non confiné est dépassée, la courbe contrainte-déformation commence à se ramollir formant une zone de transition lorsque des fissures dans le béton commencent à apparaître (Youssef et al. 2007) et supporte l'enveloppe du CFRP en l'activant. Cette zone est caractérisée par le point B, qui représente la fin de la zone 2 où l'enveloppe est totalement activée sous l'effet des efforts de traction dus à la dilatation du béton (Benzaid et al. 2010).

**Zone 3:** les enveloppes CFRP dans cette zone sont entièrement activées ou sollicitées et la contrainte de confinement fournie par les enveloppes CFRP augmente proportionnellement en fonction de la charge appliquée jusqu'à la rupture. À ce stade, les résultats expérimentaux indiquent que la courbe présente un comportement linéaire ascendant jusqu'à la rupture au point C (Samaan et al. 1998). Ce point représente la condition ultime distinguée par une résistance axiale ultime  $f_{cc}$ , et une déformation axiale ultime de  $\varepsilon_{cc}$ . Cette branche est illustrée dans la pente ascendante, par une ligne linéaire entre les points B et C. Pour le modèle proposé, l'expression de  $f_c(\varepsilon_c)$  de Lam et Teng (2003) sera modifiée de la manière suivante:

$$f_c = f_t + E_2 \varepsilon_c \quad (\text{IV.32})$$

En résumé, la forme générale du nouveau modèle contrainte-déformation proposé est la suivante :

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{0.25(E_c - E_2)^2}{f_{co}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f_{co} + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (\text{IV.33})$$

#### IV.4.2. Prédiction des paramètres du modèle contrainte-déformation

Dans le modèle proposé, les paramètres de contrôle suivants sont requis :

- i. La résistance maximale du béton confiné avec des enveloppes CFRP  $f_{cc}$ ;
- ii. La déformation ultime du béton confiné avec le FRP,  $\varepsilon_{cc}$ ;
- iii. La déformation axiale au point de transition,  $\varepsilon_t$ ;
- iv. Le module d'élasticité du béton  $E_c$ ;
- v. La Pente de la deuxième branche  $E_2$ ;

#### IV.4.2.1. Résistance maximale du béton confiné avec des enveloppes CFRP $f_{cc}$

La résistance ultime  $f_{cc}$  est le paramètre important qui caractérise le modèle contrainte-déformation du béton confiné avec des enveloppes en CFRP. Cette résistance sera atteinte par le béton confiné juste avant la rupture. Dans cette étude pour les sections de colonnes carrées ou rectangulaires, l'équation de la résistance ultime à la compression du béton est exprimée par l'équation III.25, en se basant sur la régression de 360 données. Leur performance été évaluée par rapport à celles de dix modèles existants. La comparaison des indices statistiques obtenus a montré une meilleure prédiction du modèle proposé par rapport aux autres modèles (résultats présentés au chapitre III).

#### IV.4.2.2. Déformation ultime du béton confiné $\varepsilon_{cc}$

La déformation  $\varepsilon_{cc}$  est également considérée comme un paramètre très important de la courbe contrainte-déformation du béton confiné. La formule de  $\varepsilon_{cc}$  est présentée dans l'équation III.26, elle a été déterminée sur la base d'une régression de 100 données expérimentales. Les indices statistiques estimés de l'équation proposée pour la déformation ultime (présentés au chapitre III) indiquent une meilleure performance par rapport aux modèles existants étudiés.

#### IV.4.2.4. Déformation axiale au point de transition $\varepsilon_t$

La déformation axiale de transition  $\varepsilon_t$  est située à la frontière entre la zone 1 et la zone 2 sur la courbe contraintes-déformations. Nous avons proposé pour notre modèle la même expression de  $\varepsilon_t$  adoptée par Lam et Teng (2003), elle s'écrit comme suit :

$$\varepsilon_t = \frac{2f_{co}}{E_c - E_2} \quad (IV.34)$$

#### IV.4.2.5. Module d'élasticité du béton $E_c$

La pente de la courbe contraintes-déformations dans la première zone est donnée comme étant égale à  $E_c$ , qui est le module d'élasticité du béton non confiné. Dans la littérature il existe plusieurs propositions pour calculer  $E_c$  (Wei et Wu 2012, Cao et al. 2016). Alors que, de nombreux résultats expérimentaux ont été mis en corrélation avec la valeur de  $E_c$  recommandée par l'ACI 318-11 (2011) qui s'exprime comme suit :

$$E_c = 4730\sqrt{f_{co}}(MPa) \quad (IV.35)$$

#### IV.4.2.6. Pente de la deuxième branche $E_2$

Dans la zone 3, la partie de la courbe contrainte-déformation est modélisée comme une droite ascendante de la pente  $E_2$ . Après régression des données expérimentales, on a proposé la pente de la deuxième branche  $E_2$  comme suit :

$$E_2 = \frac{0.70(f_{cc} - f_0)}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{IV.36})$$

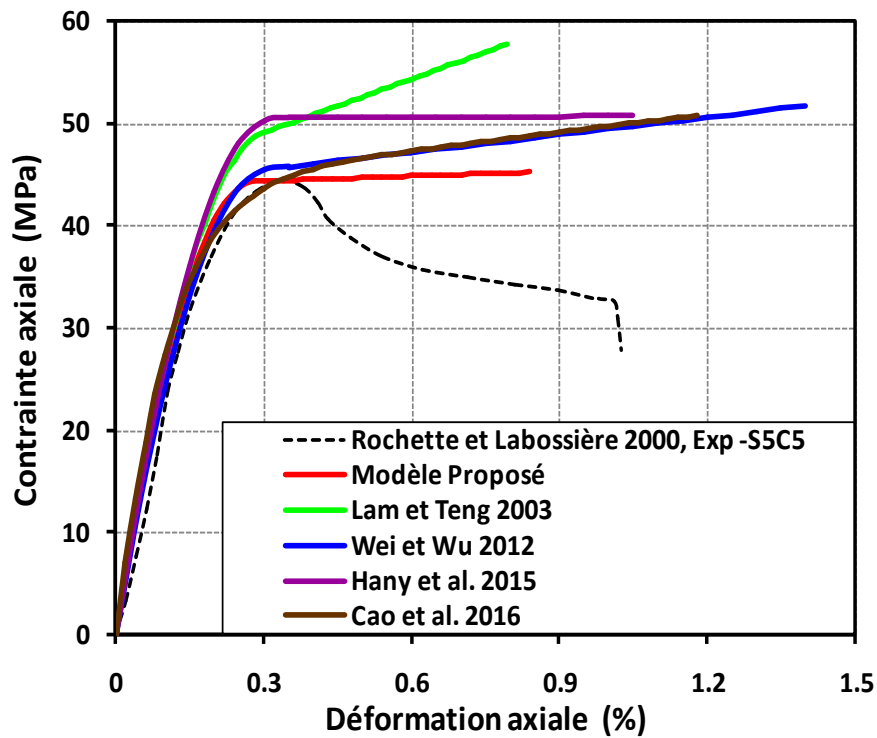
### IV.5. VALIDATION DU NOUVEAU MODELE CONTRAINTE-DEFORMATION

La validation du nouveau modèle contrainte-déformation proposé sera réalisée avec sa comparaison aux différents résultats expérimentaux de Rochette et Labossière (2000), Wang et Wu (2008), Tao et al. (2008), Abbasnia et Ziaadiny (2013) et Diego et al. (2019) ; ainsi qu'avec quatre autres modèles théoriques existants à savoir les modèles de Lam et Teng (2003), Wei et Wu (2012), Hany et al. (2015) et Cao et al. (2016). Dans la partie suivante, nous illustrons avec discussion cette comparaison avec chaque un des modèles cités ci-dessus.

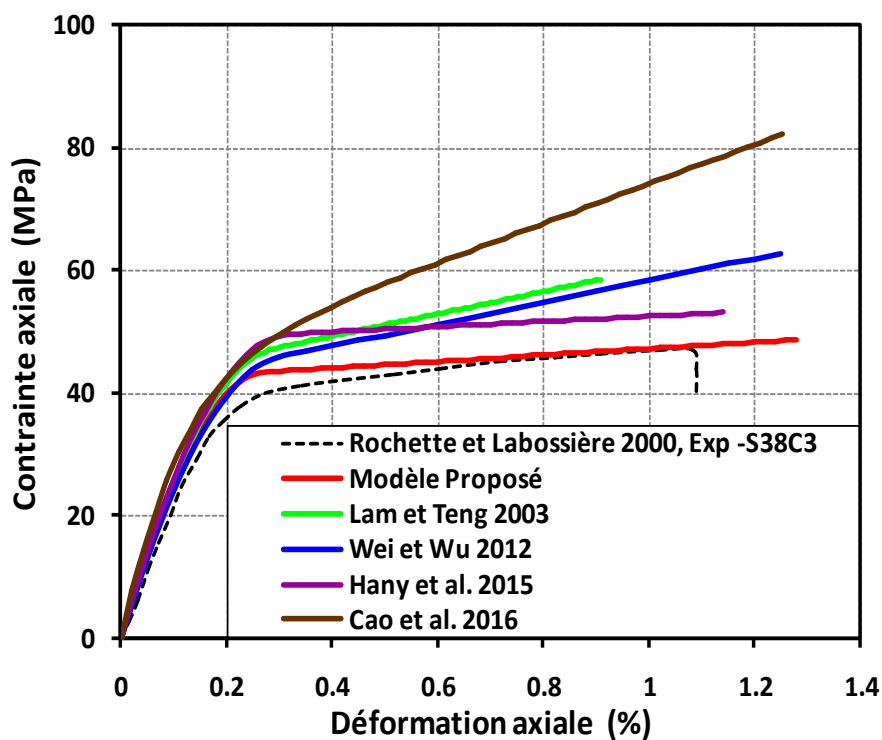
#### IV. 5.1. Comparaison avec les courbes expérimentales de Rochette et Labossière (2000)

La Figure IV.7 illustre la comparaison de la courbe du modèle proposé en couleur rouge avec les courbes expérimentales de Rochette et Labossière (2000). Cette figure montre le comportement des spécimens de sections transversales carrées ( $b/h = 1$ ), confinés avec des CFRP avec deux résistances initiales du béton  $f_{co} = 43.9$  et  $42$  MPa. Pour le rayon de coin,  $r_c = 5$  mm (Figure IV.7a) et  $r_c = 38$  mm (Figure IV.7b). Ici, on observe une bonne accordance entre la courbe du modèle proposé et la courbe expérimentale (Figure IV.7b). D'autre part, la comparaison de la courbe proposée avec les quatre autres courbes analytiques illustre que notre modèle décrit mieux les résultats expérimentaux. En conséquence, le modèle proposé est en bon agrément avec les données expérimentales de la Figure IV.7a et la Figure IV.7b même avec le changement du rayon de coin, et, il reste le meilleur comparativement aux autres modèles théoriques.





(a)  $f_{co} = 43.9 \text{ MPa}$ ,  $n_l = 5$ ,  $2r_c/b = 0.07$



(b)  $f_{co} = 42 \text{ MPa}$ ,  $n_l = 3$ ,  $2r_c/b = 0.5$

**Figure IV.7 :** Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Rochette et Labossière (2000) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.

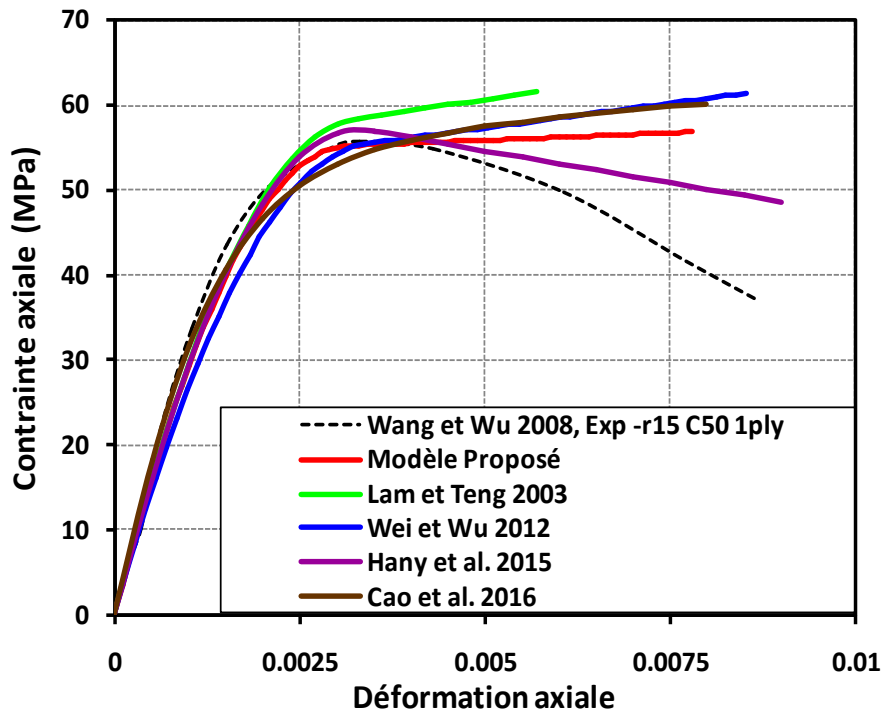
### IV.5.2. Comparaison avec les courbes expérimentales de Wang et Wu (2008)

La Figure IV.8 présente la comparaison de la courbe expérimentale de Wang et Wu (2008) avec la courbe du modèle contrainte-déformation proposé et celles de quatre autres modèles théorique (Lam et Teng 2003, Wei et Wu 2012, Hany et al. 2015, Cao et al. 2016). Les spécimens considérés sont des colonnes avec une section transversale carrés  $b/h = 1$ . Trois paramètres sont mises en évidences, à savoir, la résistance du béton non confinée  $f_{co}$ , avec deux classes du béton C50 et C30, le nombre de couche  $n_l$  de l'enveloppe du CFRP et l'effet du rayon de coin  $2r_c/b$ .

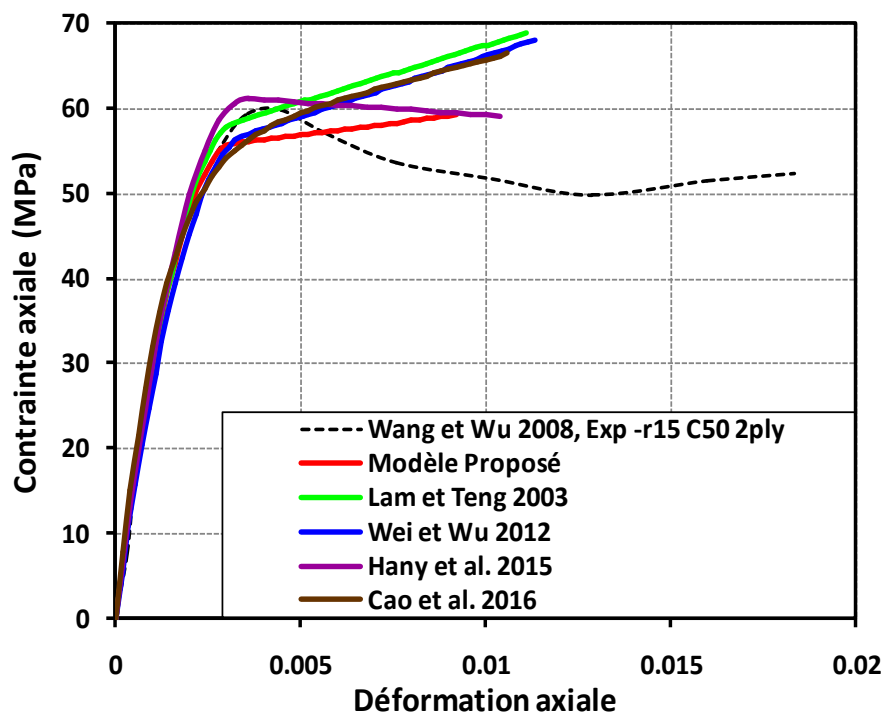
La Figure IV.8a illustre la comparaison de la courbe expérimentale avec  $f_{co} = 54.1$  MPa (C50)  $n_l = 1$  et l'effet du rayon de coin  $2r_c/b = 0.2$ . D'après cette figure, on constate que la courbe du modèle proposé suit la courbe expérimentale. Pour les mêmes données dans la Figure IV.8b lorsque le nombre de couche  $n_l$  augmente à 2, la courbe du modèle proposé convergent bien avec la courbe expérimentalesur la première zone avec un léger décalage dans la deuxième zone. Ce constat sera largement amélioré lorsque l'effet du rayon de coin est doublé à  $2r_c/b = 0.4$  (Figure IV.8c et la Figure IV.8d).

La Figure IV.8e illustre la comparaison de la courbe expérimentale avec  $f_{co} = 32,3$  MPa (C30),  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.4$ , la courbe du modèle proposé reste au-dessus de la courbe expérimentale bien qu'elle converge bien avec les autres courbes des modèles existants de Lam et Teng (2003), Wei et Wu (2012), Cao et al. (2016). Par contre, elle converge bien avec la courbe expérimentale, lorsque  $n_l$  augmente (Figure IV.10f). Ces constats sont largement répétées dans la Figure IV.10g, et la Figure IV.10h avec C50 ainsi que dans la Figure IV.10j, et la Figure IV.10k avec C30, lorsque  $n_l$  et  $2r_c/b$  augmentent. Néanmoins, la courbe du modèle proposé coïncide parfaitement avec la courbe expérimentale dans la Figure IV.10i, et la Figure IV.10l.

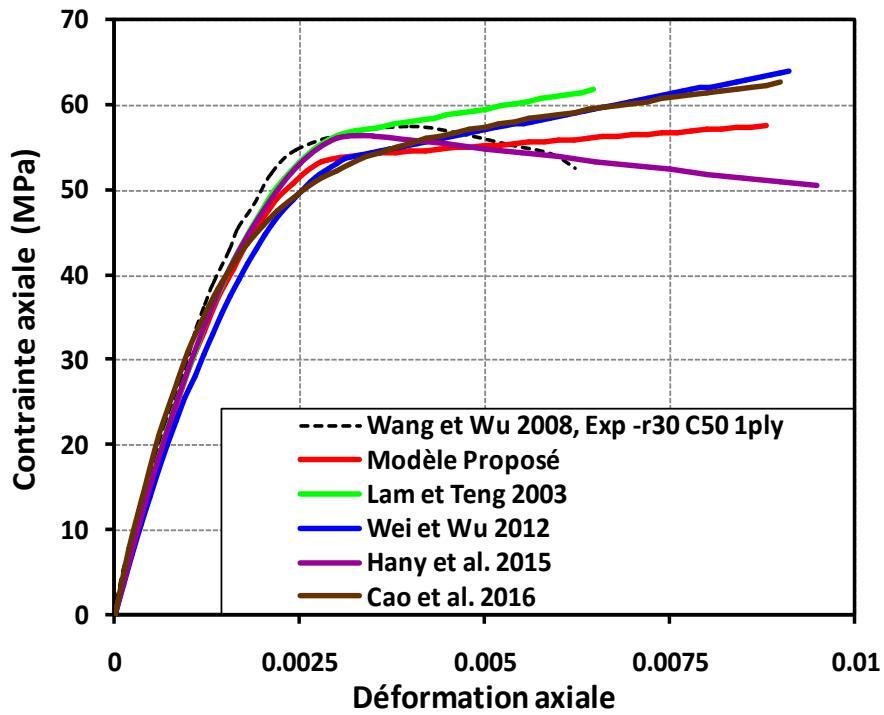
En conséquent, les courbes du modèle proposé s'accordent bien avec les courbes expérimentales de Wang et Wu (2008).



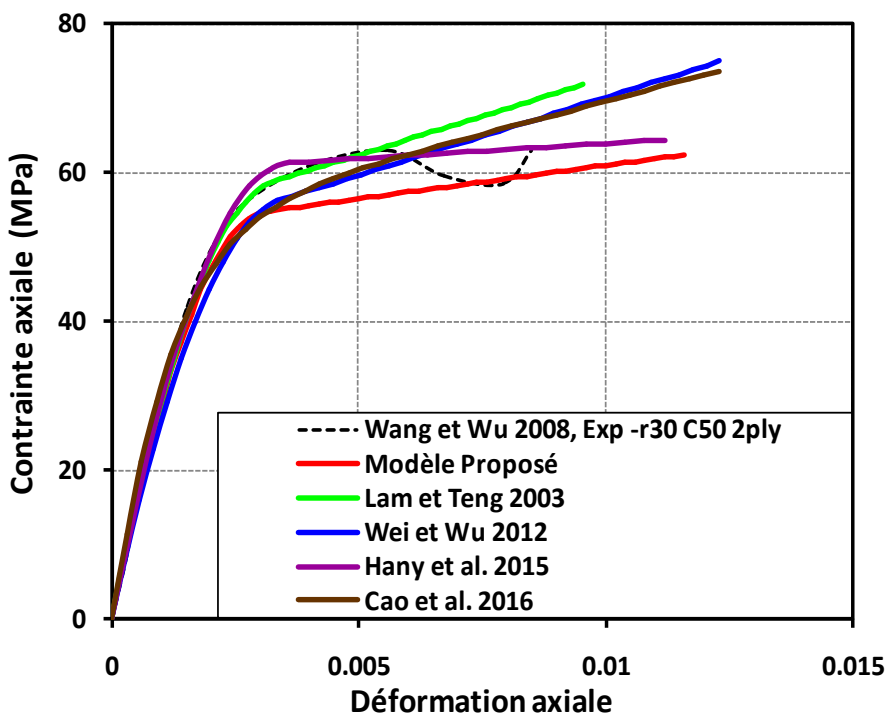
(a)  $f_{co} = 54.1$  MPa,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.2$



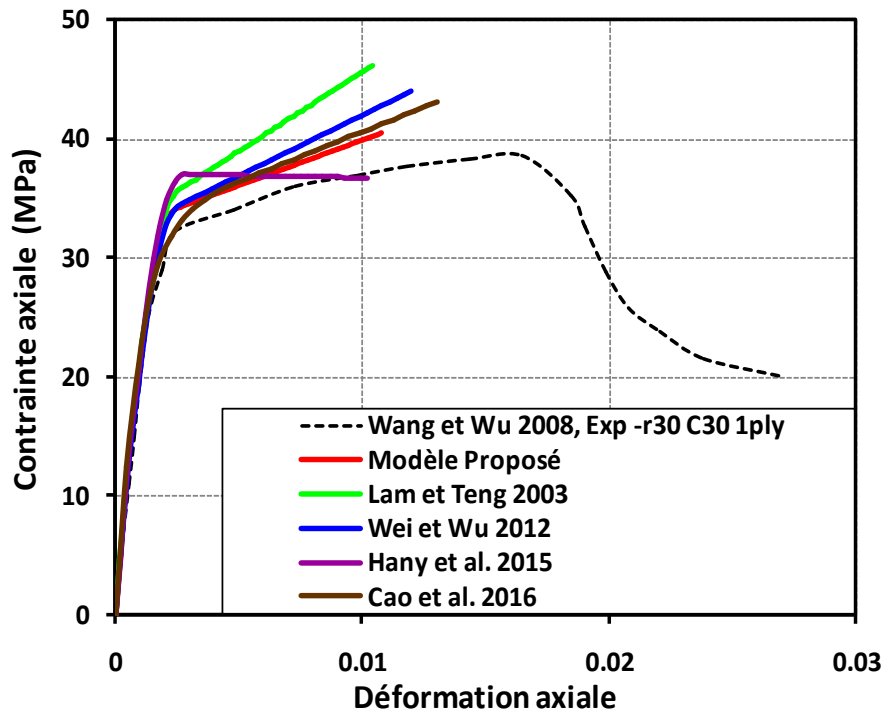
(b)  $f_{co} = 54.1$  MPa,  $n_l = 2$ ,  $2r_c/b = 0.2$



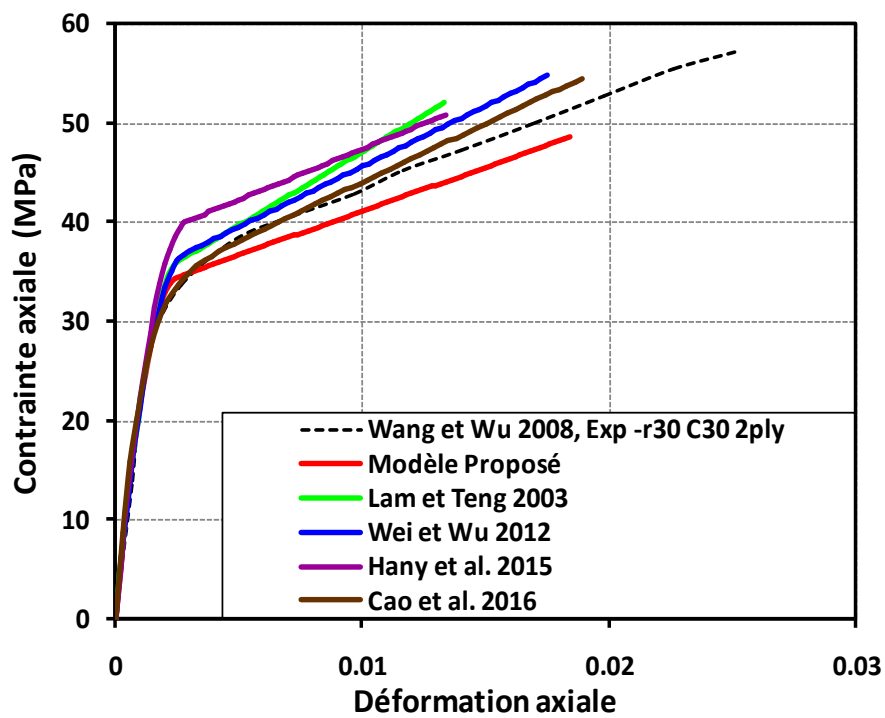
(c)  $f_{co} = 52$  MPa,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.4$



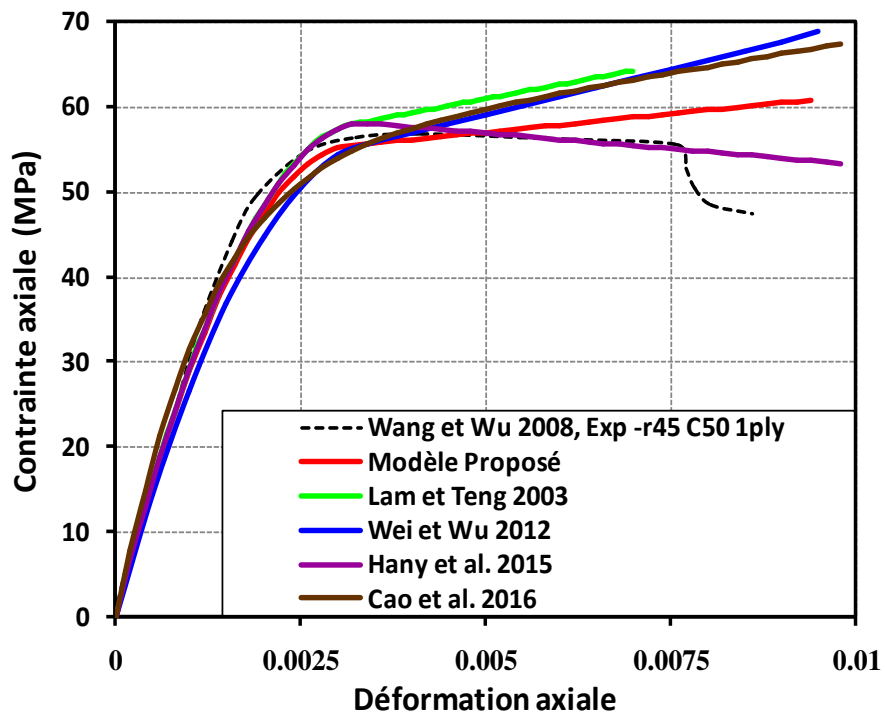
(d)  $f_{co} = 52$  MPa,  $n_l = 2$ ,  $(2r_c/b) = 0.4$



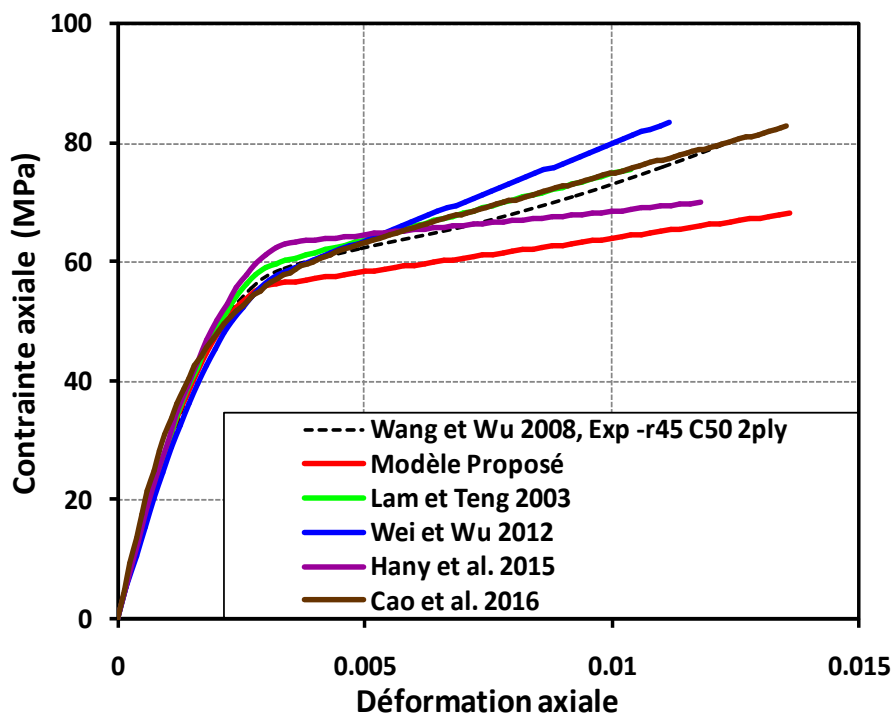
(e)  $f_{co} = 32.3$  MPa,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.4$



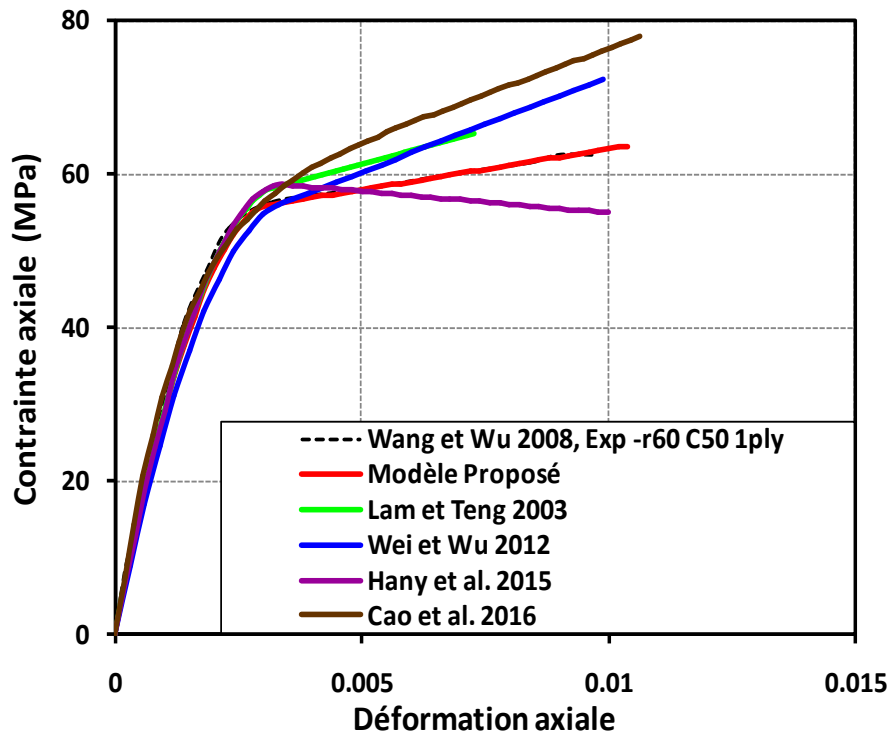
(f)  $f_{co} = 32.3$  MPa,  $n_l = 2$ ,  $2r_c/b = 0.4$



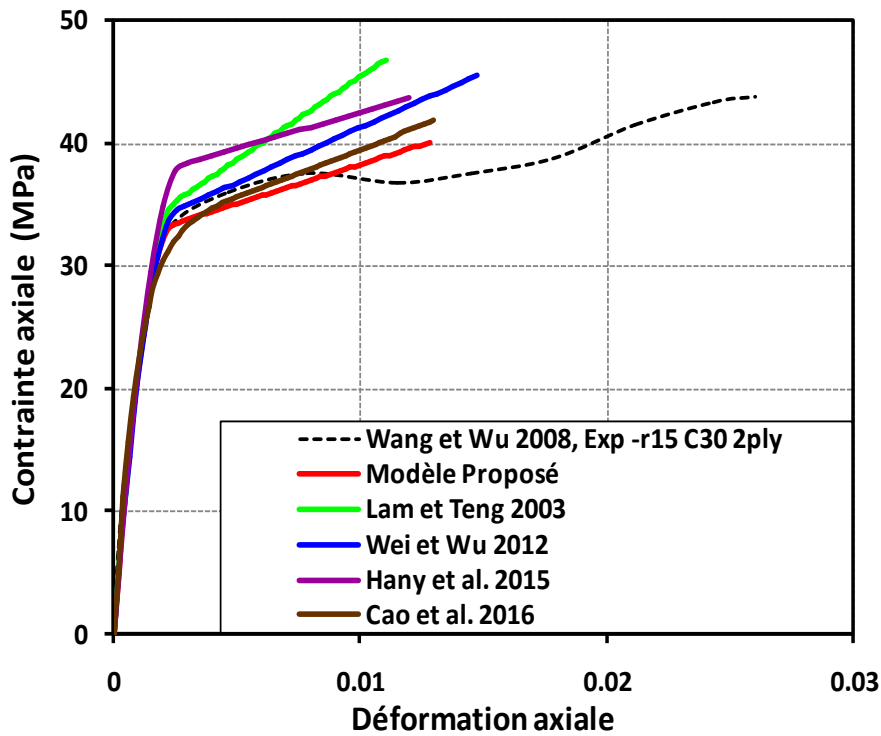
(g)  $f_{co} = 52.7$  Mpa,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.6$



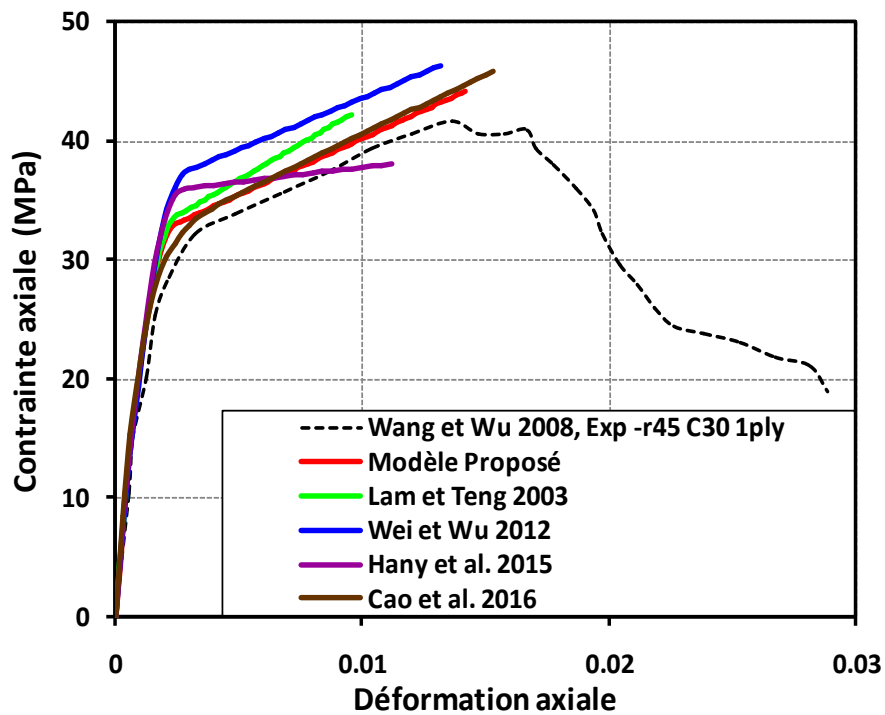
(h)  $f_{co} = 52.7$  MPa,  $n_l = 2$ ,  $2r_c/b = 0.6$



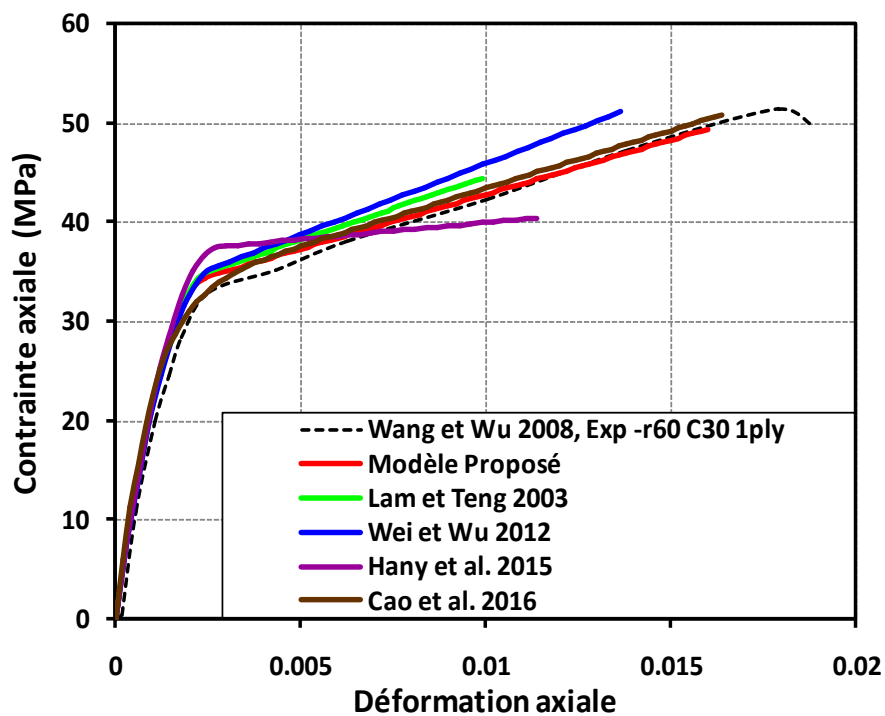
(i)  $f_{co} = 52.7$  MPa,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.8$



(j)  $f_{co} = 31.9$  MPa,  $n_l = 2$ ,  $2r_c/b = 0.2$



(k)  $f_{co} = 30.7\text{MPa}$ ,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.6$



(l)  $f_{co} = 31.8\text{ MPa}$ ,  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.8$

**Figure IV.8 :** Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Wang et Wu (2008) (section carrée  $b/h = 1$ ) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.

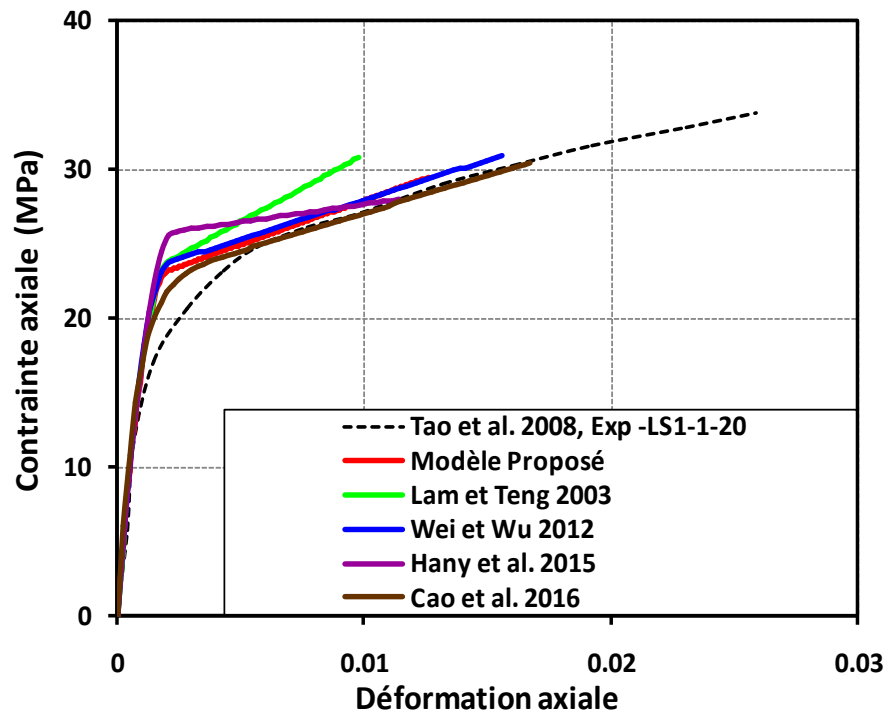


### IV.5.3. Comparaison avec les courbes expérimentales de Tao et al. (2008)

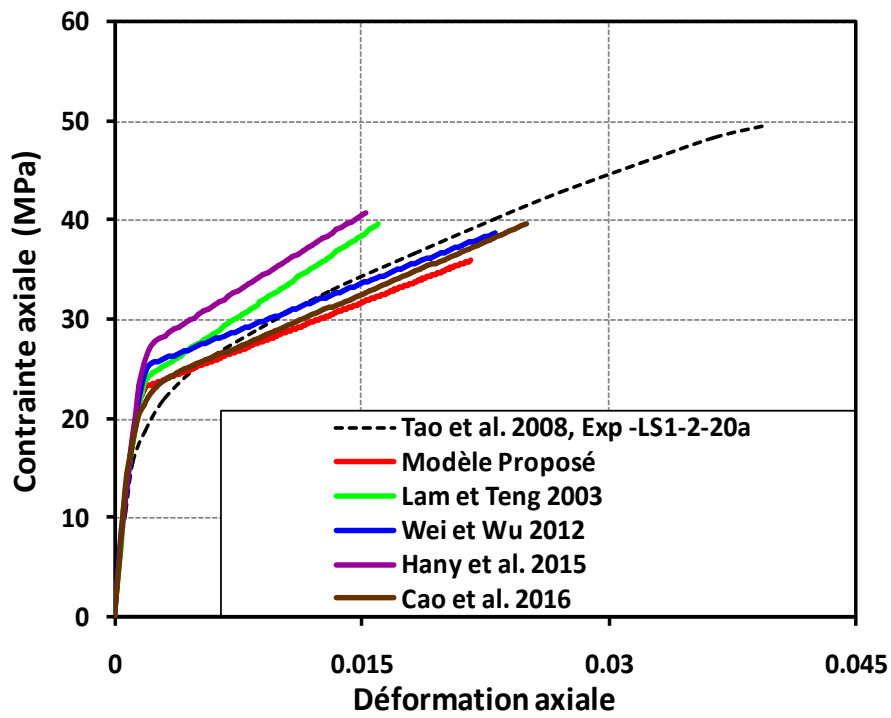
La Figure IV.9 et la Figure IV.10 illustrent la comparaison entre le modèle proposé, les courbes expérimentales de Tao et al. (2008) et les courbes de quatre modèles théoriques existants. Les paramètres traités dans les essais expérimentaux sont la résistance du béton non confiné  $f_{co}$  (22 et 49.5 MPa), le nombre de couches des enveloppes de CFRP  $n_l$  (1 et 2), l'effet du rayon de coin  $2r_c/b$  (0.27 – 0.67), et le rapport des dimensions ( $h/b$ ) (1 et 2).

La Figure IV.9 est réalisé avec une résistance du béton non confiné  $f_{co} = 22$  MPa. La Figure. IV. 9a montre la comparaison des courbes du modèle proposé et celles des quatre modèles existants avec la courbe expérimentale de Tao et al. (2008) avec  $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1$ , section carrée et  $n_l = 1$ . D'après cette figure, on constate que la courbe expérimentale de Tao et al. (2008) se localise au-dessous des courbes théoriques. Pour les mêmes données expérimentales avec  $n_l = 2$ , la Figure IV.9b montre que les courbes du modèle proposé et celles de Wei et Wu (2012), et de Cao et al. (2016) se rapprochent bien à la courbe expérimentale. Le même constat reste valable lorsque  $h/b = 1.5$  (pour les sections rectangulaire) dans la Figure IV.9c et la Figure IV.9d.

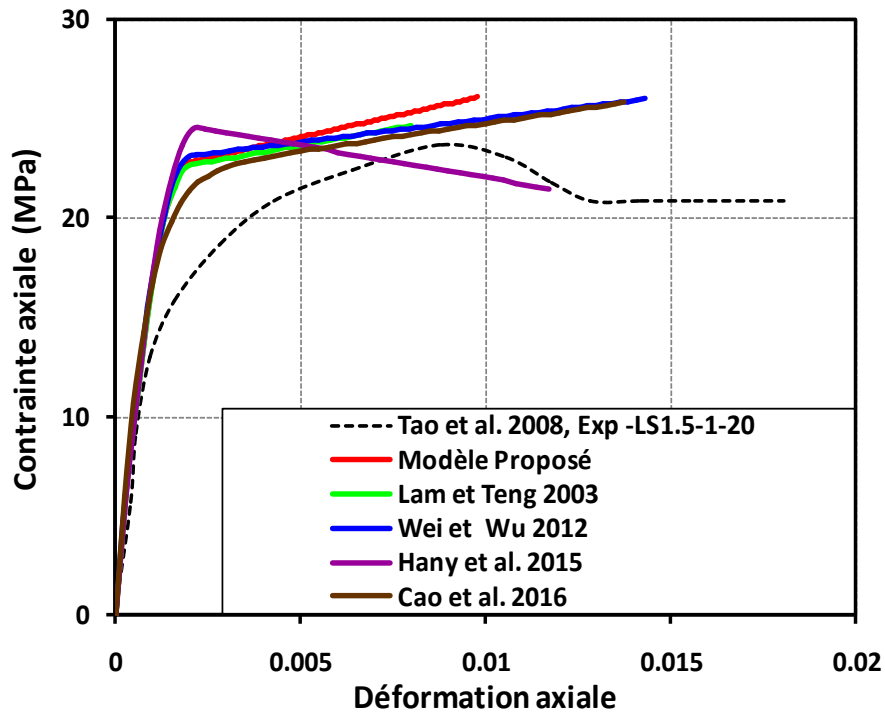
De ce qui a précédé on peut déduire que, l'augmentation de  $n_l$  et  $b/h$  ont un effet favorable sur le comportement des colonnes renforcés avec des CFRP, d'autre part le modèle proposé décrit d'une manière satisfaisante comportement contraintes-déformations recherché. La Figure IV.9d, Figure IV.9e, et la Figure IV.9f examinent l'effet du rapport ( $2r/b$ ), lorsque ce dernier augmente de 0.27 (Figure IV.9d) à 0.47 (Figure IV.9e) et en suite à 0.67 (Figure IV.9f). La comparaison de ces trois figures montre que la courbe du modèle proposé reste toujours très proche de la courbe expérimentale comparée aux autres courbes théoriques des quatre modèles existants.



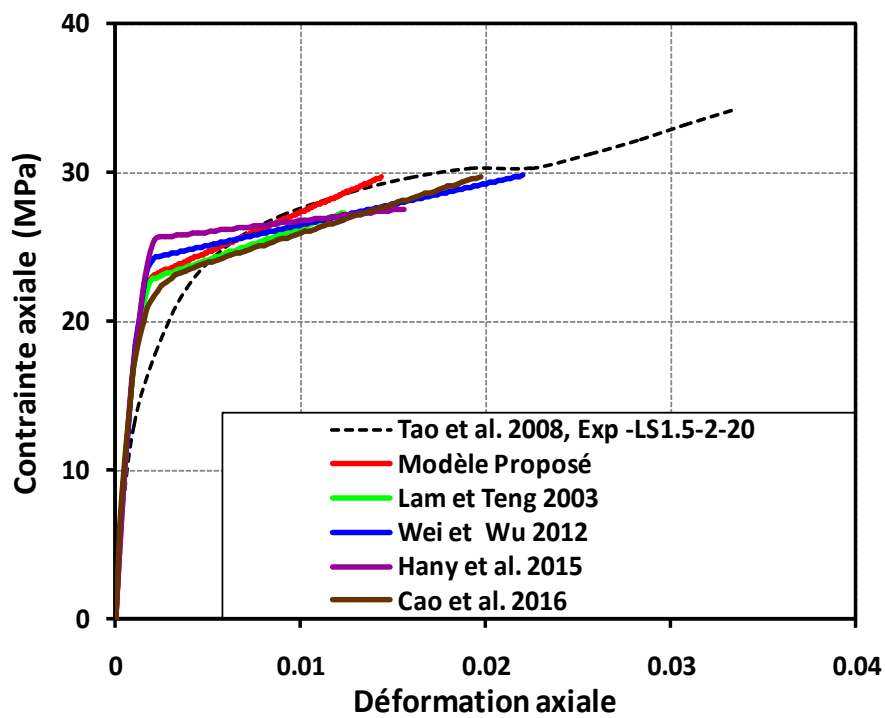
(a)  $n_l = 1, 2r_c/b = 0.27, h/b = 1$



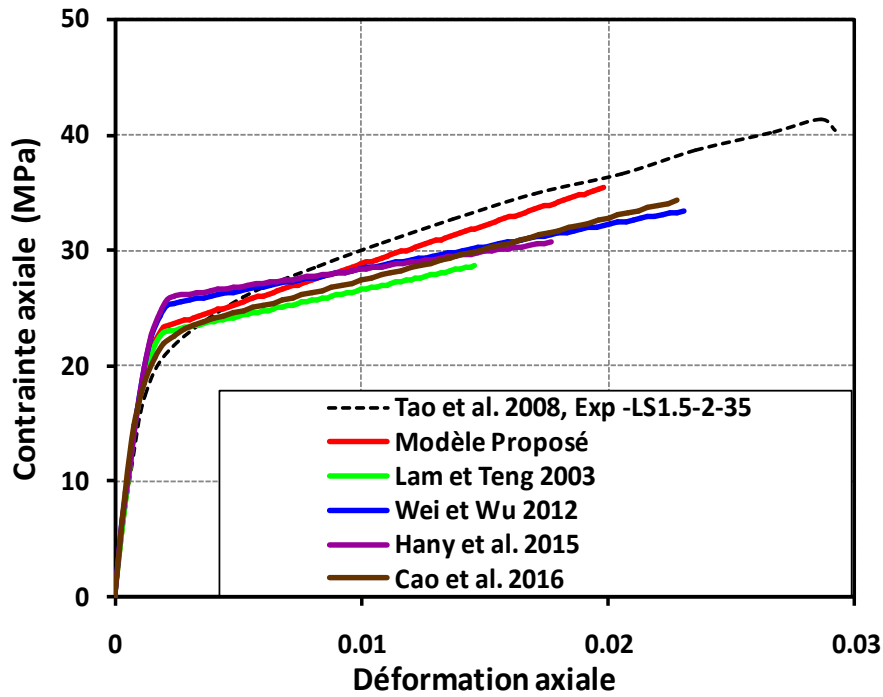
(b)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.27, h/b = 1$



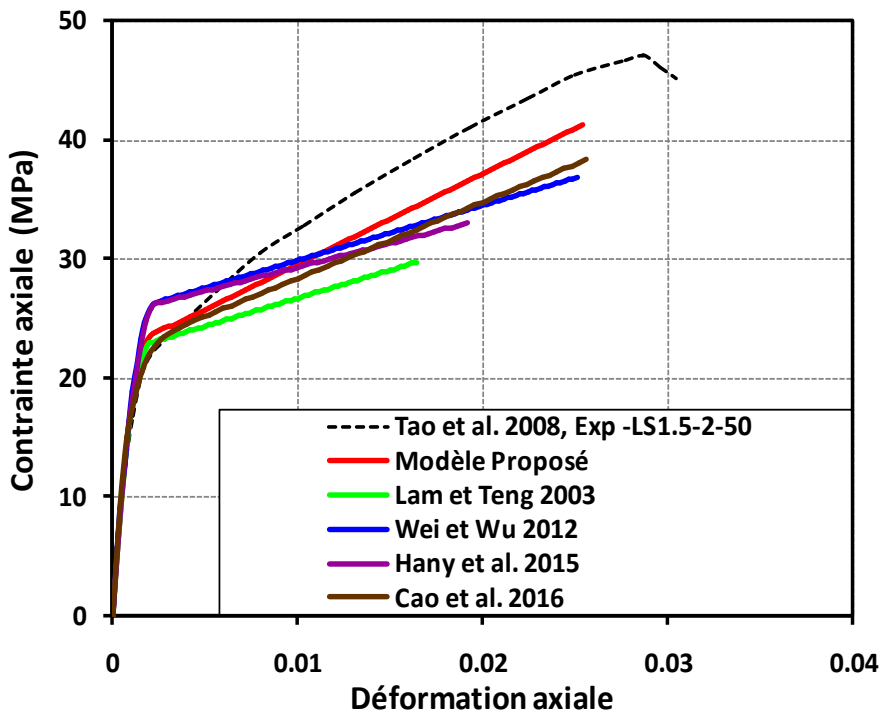
(c)  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1.5$



(d)  $n_l = 2$ ,  $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1.5$



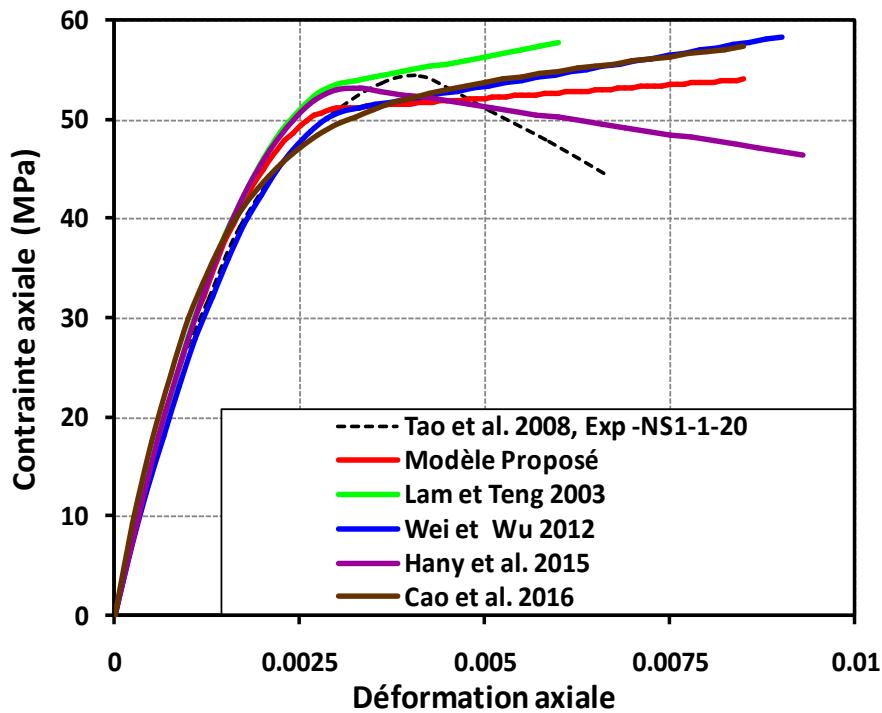
(e)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.47, h/b = 1.5$



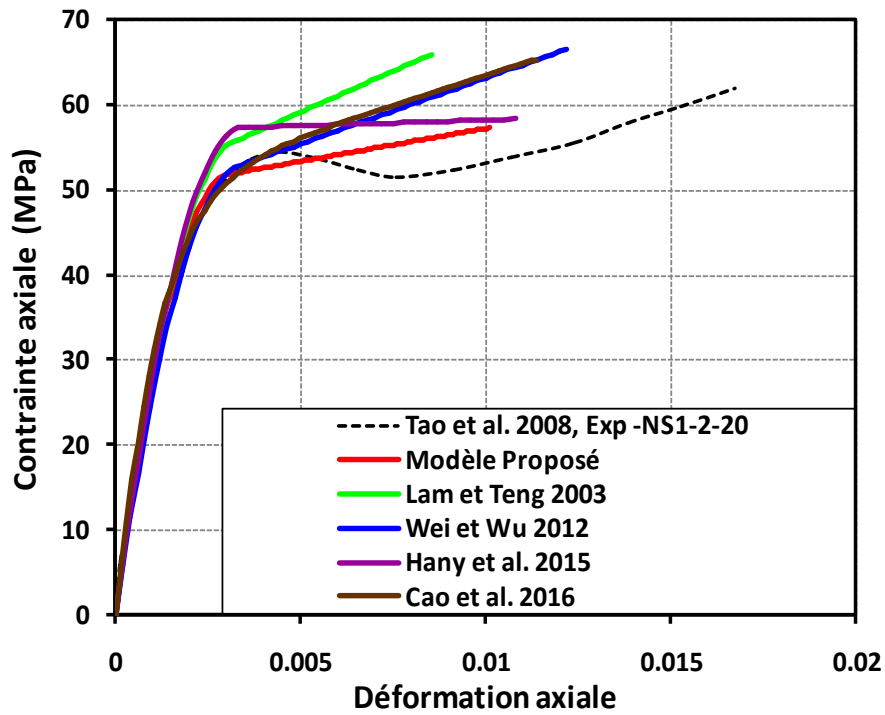
(f)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.67, h/b = 1.5$

**Figure IV.9 :** Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Tao et al. (2008) et les courbes théoriques de quatre modèles existants, avec  $f_{co} = 22$  MPa.

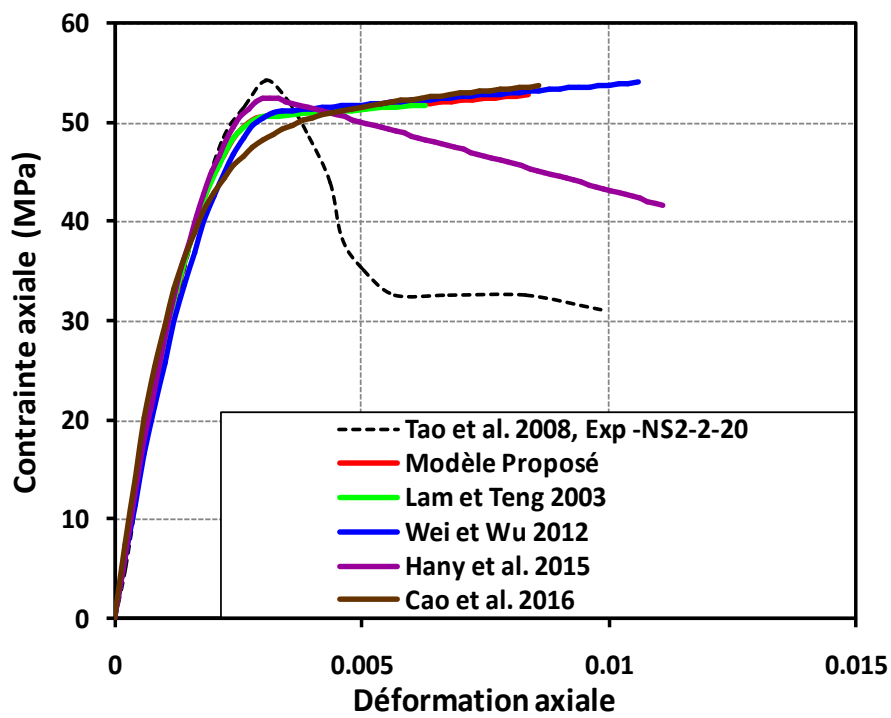
La Figure IV.10 est représentée avec  $f_{co} = 49$  MPa. Dans la Figure IV.10a montre la confrontation des courbes des modèles prédit et existants avec la courbe expérimentale avec  $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1$ (section carrée) et  $n_l = 1$ . La confrontation des Figures IV. 9a, et IV. 10a lorsque  $f_{co}$  augmente de 22 à 49.5 MPa, montre que la deuxième branche de la courbe expérimentale devient descendante. Par ailleurs, cette deuxième branche reste très voisine des autres courbes théoriques, y compris la courbe du modèle proposé. Ce constat reste visible avec l'augmentation des autres paramètres de  $n_l$ ,  $2r_c/b$  et  $h/b$ , dans les Figures IV.10b-10e. Ceci montre que l'augmentation de  $f_{co}$  a un effet néfaste sur la deuxième branche après le point de pic de la courbe expérimentale avant leur chute.



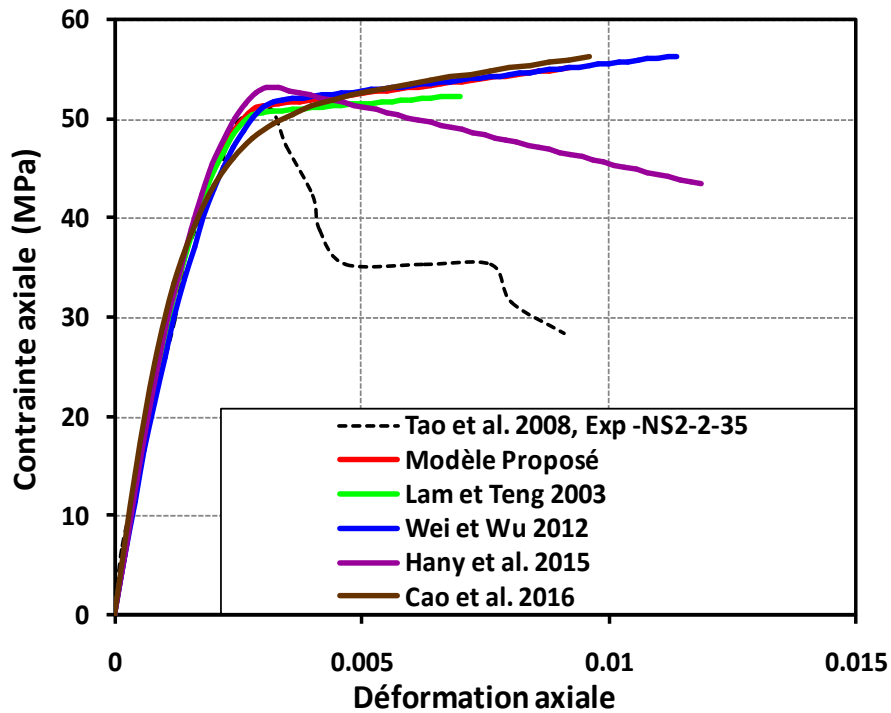
(a)  $n_l = 1$ ,  $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1$



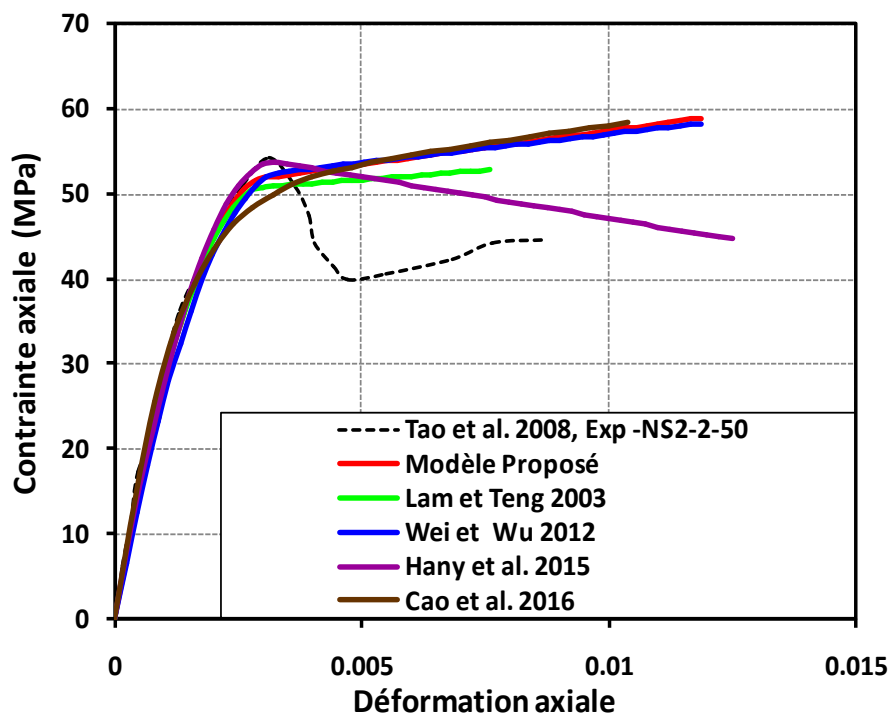
(b)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.27, h/b = 1$



(c)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.27, h/b = 2$



(d)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.47, h/b = 2$



(e)  $n_l = 2, 2r_c/b = 0.67, h/b = 2$

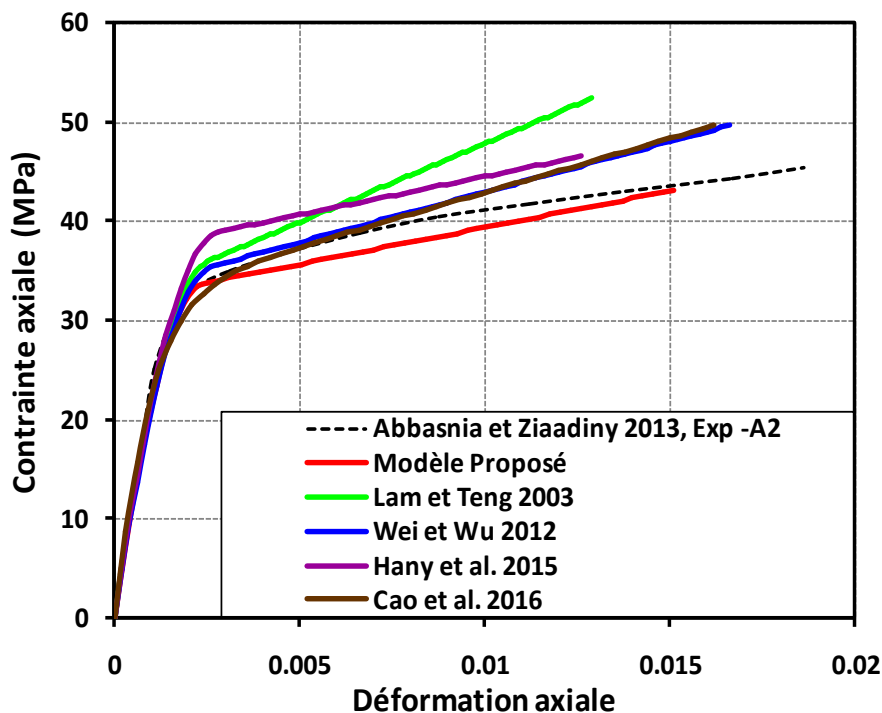
**Figure IV.10** : Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales de Tao et al. (2008) et les courbes théoriques de quatre modèles existants, avec  $f_{co} = 49.5$  MPa.

#### IV.5.4. Comparaison avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013)

Les Figures IV 11-13 présentent la comparaison du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) et les courbes théoriques de quatre modèles existants. Les variables considérées sont celles qui ont été prise dans l'étude expérimentale.

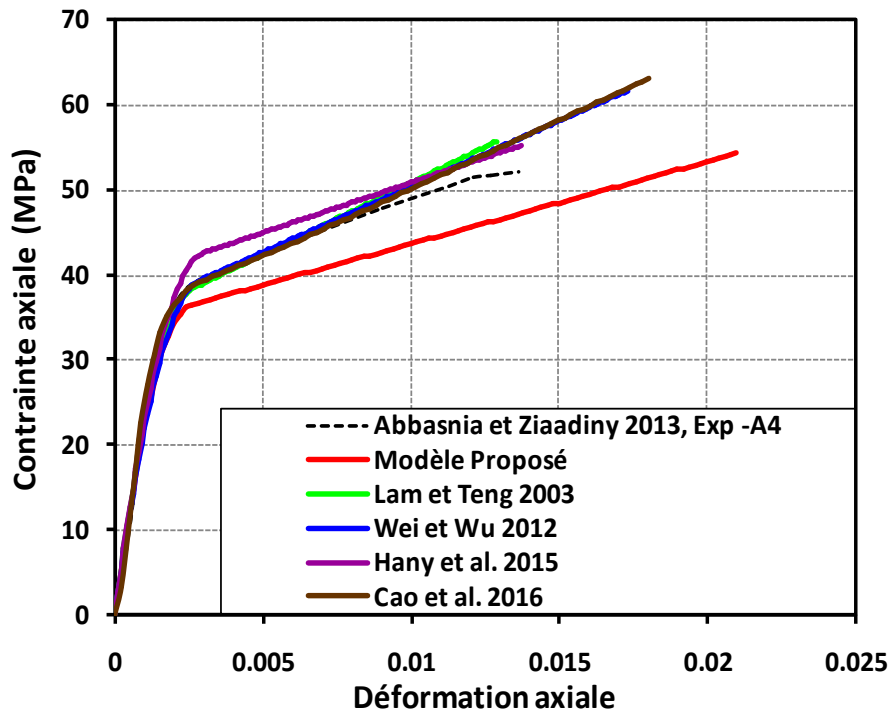
Pour la série (A) des essais où  $f_{co} = 32$  MPa et  $n_l = 2$  couches avec  $2r_c/b = 0.3$  ;  $h/b = 1$  (Figure IV.11a), la courbe du modèle proposé converge bien avec la courbe expérimentale. Lorsque le rapport  $2r_c/b$  augmente à 0.56, la Figure IV.11b indique bien que la courbe du modèle ne s'accorde pas exactement avec la courbe expérimentale.

Pour les sections rectangulaire  $h/b = 1.5$  (Figures IV. 11c-11d), la courbe du modèle proposé s'accorde mieux avec la courbe expérimentale, comme elle reste très comparable avec les quatre modèles théoriques. Ce constat reste toujours valable lorsque le rapport  $h/b$  augmente à 2 (Figures IV. 11e, et IV. 11f).

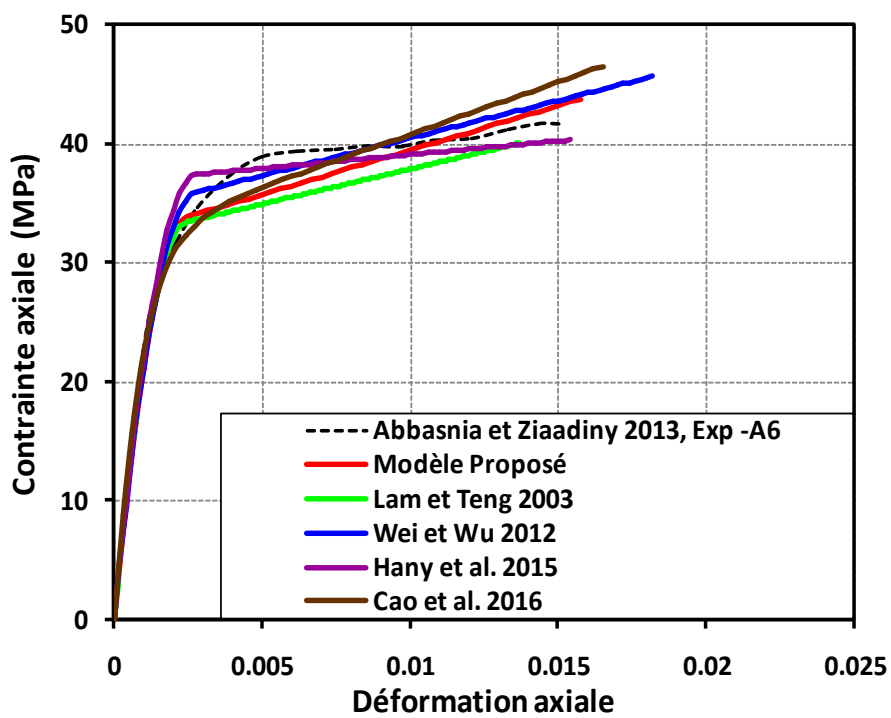


(a)  $2r_c/b = 0.3, h/b = 1$

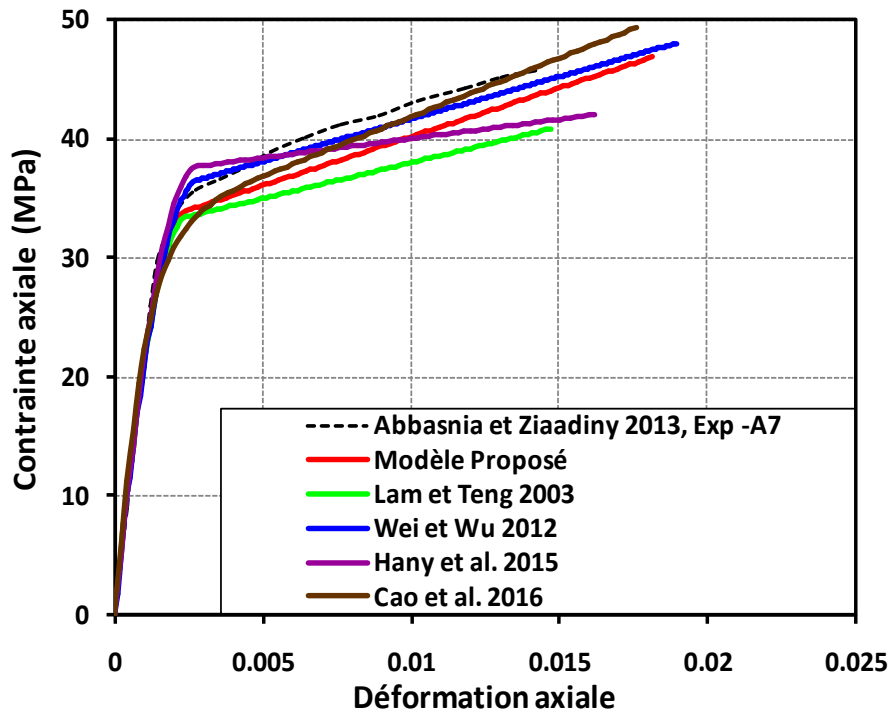




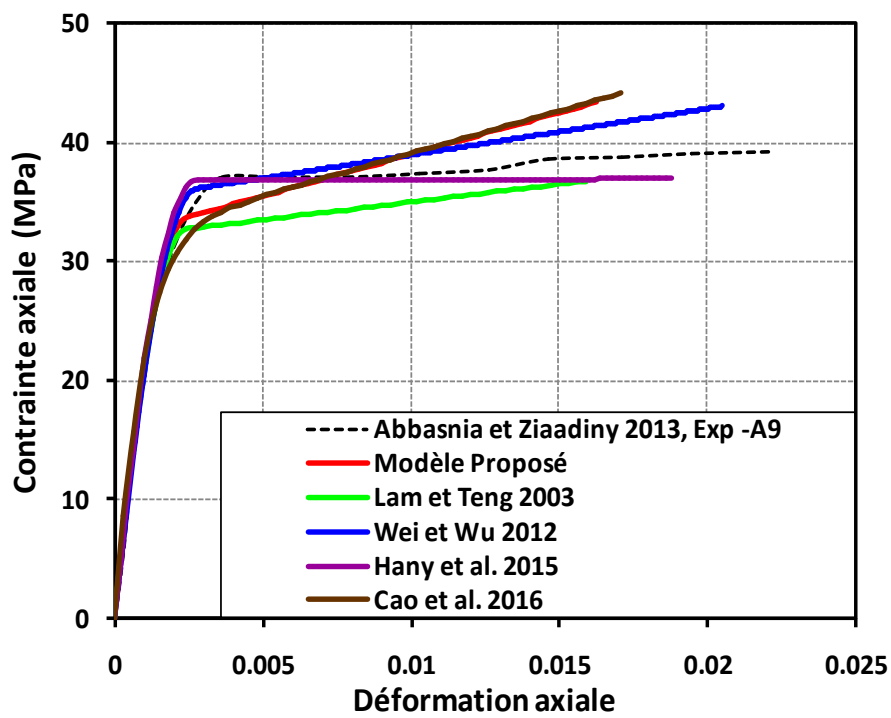
(b)  $2r_c/b = 0.56, h/b = 1$



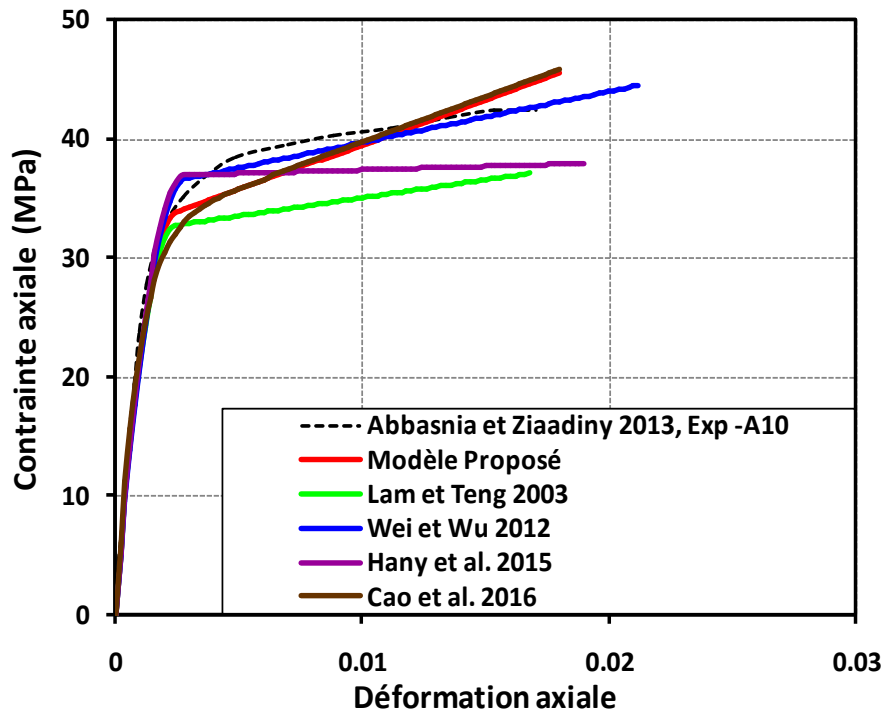
(c)  $2r_c/b = 0.46, h/b = 1.5$



(d)  $2r_c/b = 0.56, h/b = 1.5$



(e)  $2r_c/b = 0.5, h/b = 2$



$$(f) f_{co} = 32 \text{ MPa}, n_l = 2, 2r_c/b = 0.6, h/b = 2$$

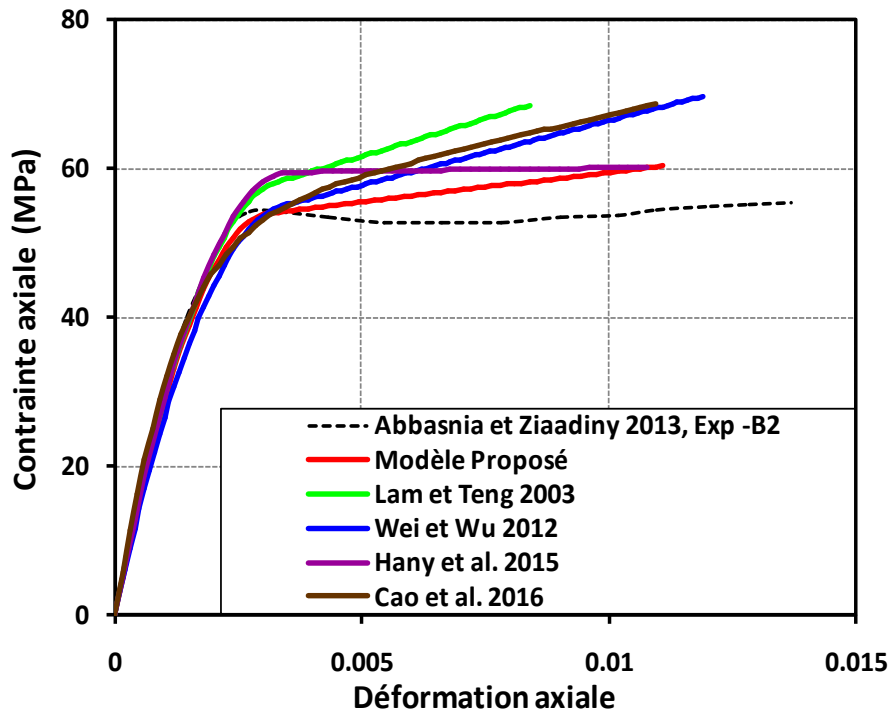
**Figure IV.11 :** Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) (Série-A avec  $f_{co} = 32$  MPa et  $n_l = 2$  couches CFRP) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.

Pour la série (B) des essais avec un béton de haute résistance  $f_{co} = 50$  MPa et  $n_l = 2$  couches CFRP enveloppant une section carrée  $h/b = 1$ , et  $2r_c/b = 0.3$  (Figure IV.12a) ; la seconde branche du modèle proposé reste au-dessus de la courbe expérimentale, mais meilleure que les autres courbes des quatre modèles théoriques.

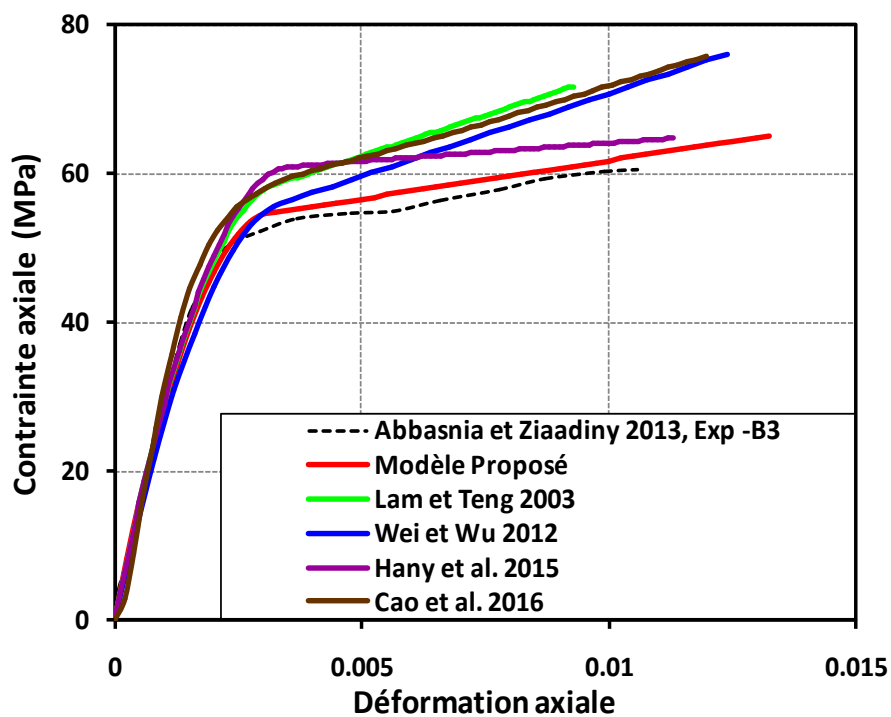
Dans la Figure IV.12b, lorsque  $2r_c/b$ , augmente à 0.46, la seconde branche de la courbe du modèle proposé s'améliore d'avantage et s'approche de la courbe expérimentale. Même remarque pour la Figure IV.12c, lorsque  $2r_c/b$ , augmente à 0.56. En conséquence, l'augmentation du rayon de coin de la section a un effet favorable sur l'allure de la deuxième branche du modèle proposé comparée à la courbe expérimentale.

Pour les sections rectangulaires, lorsque  $h/b = 1.5$ , et  $2r_c/b = 0.3$ , la Figure IV.12d montre que la seconde branche du modèle proposé reste au-dessus de la courbe expérimentale. Lorsque  $2r_c/b$ , augmente à 0.46 (Figure IV.12e), la seconde branche de la courbe du modèle proposé s'améliore et s'approche bien de la courbe expérimentale. Alors que dans la Figure IV.12f, lorsque  $2r_c/b$ , augmente à 0.58, la courbe du modèle proposé converge vers la courbe expérimentale comparée aux courbes des autres modèles.

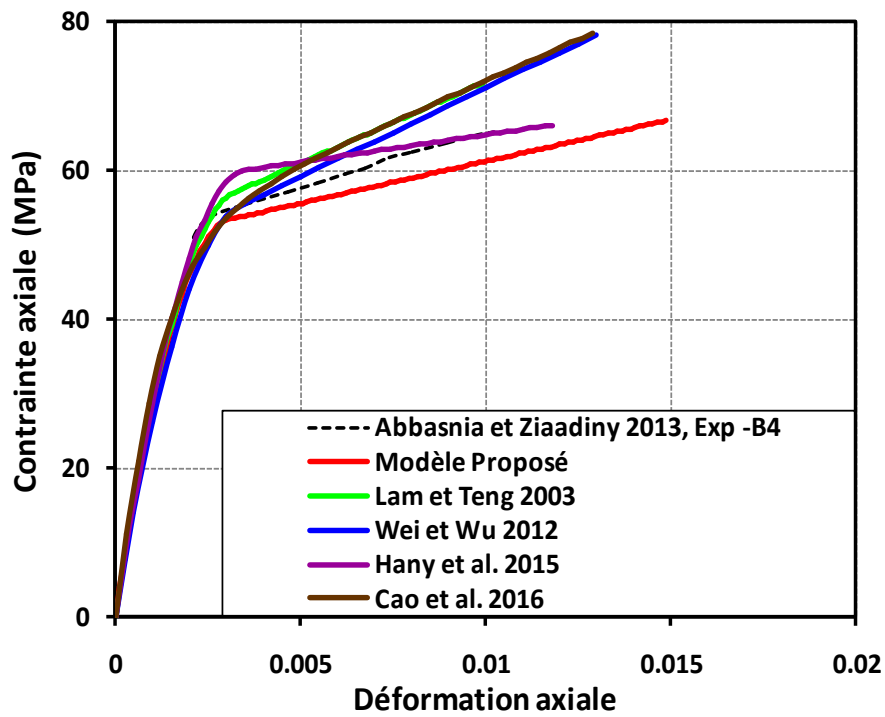
En effet, l'augmentation du rapport de dimension  $h/b$  un effet favorable considérable sur l'allure de la deuxième branche du modèle proposé comparée à la courbe expérimentale.



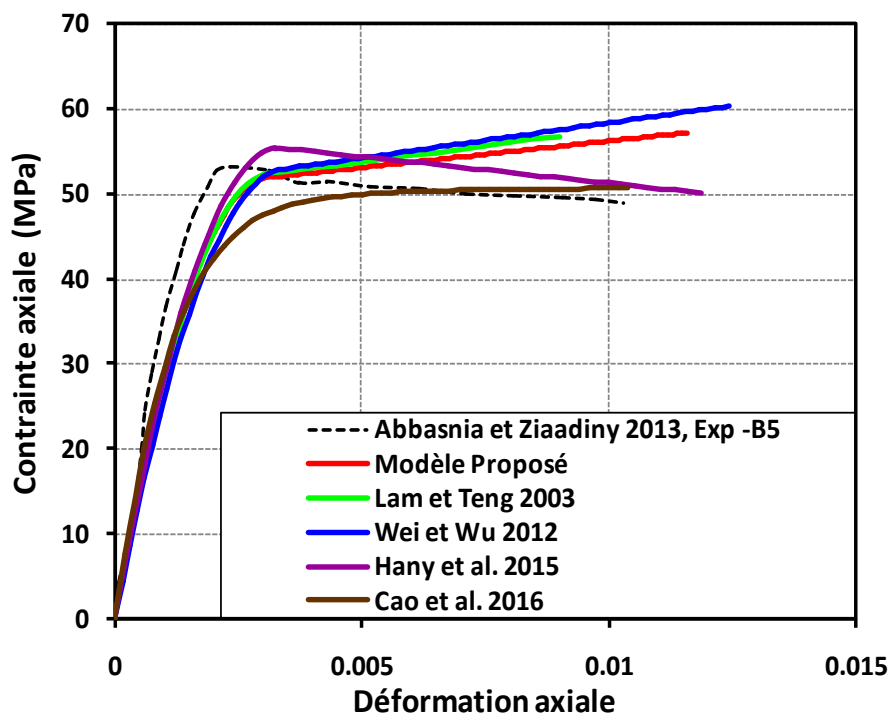
(a)  $2r_c/b = 0.3, h/b = 1$



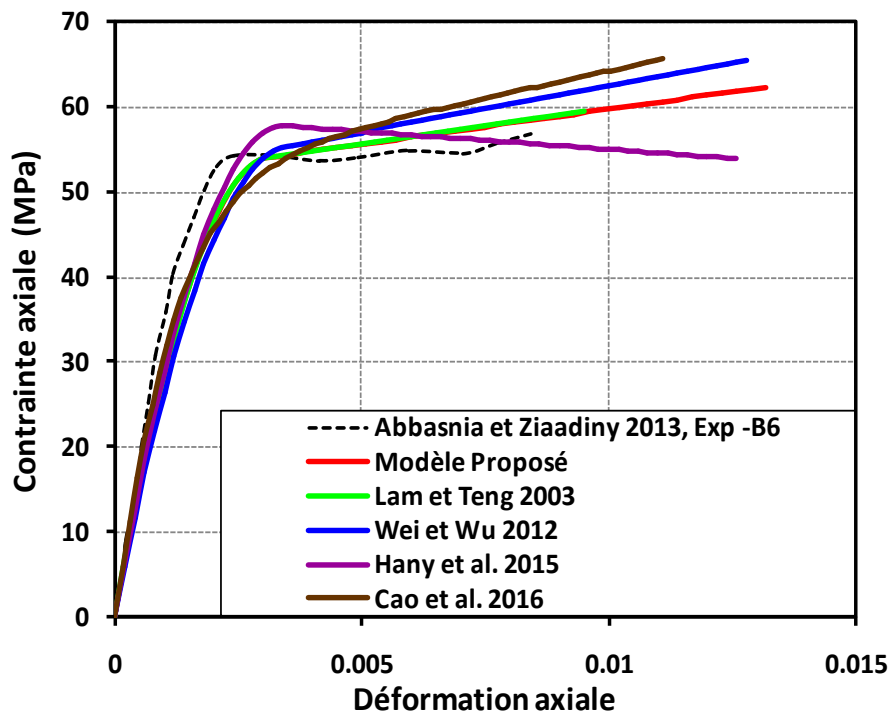
(b)  $2r_c/b = 0.46, h/b = 1$



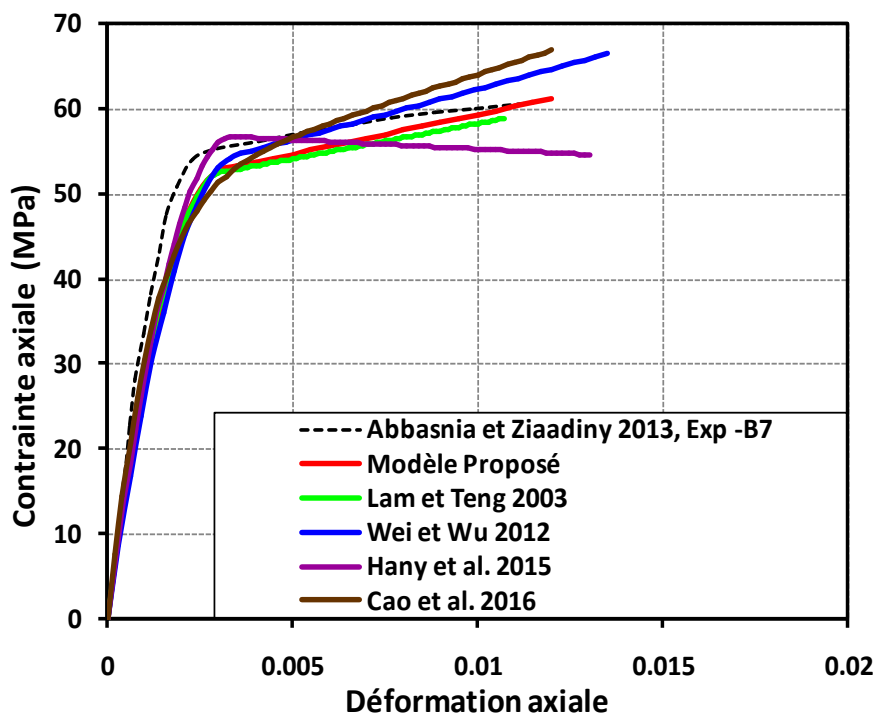
(c)  $2r_c/b = 0.56, h/b = 1$



(d)  $2r_c/b = 0.3, h/b = 1.5$



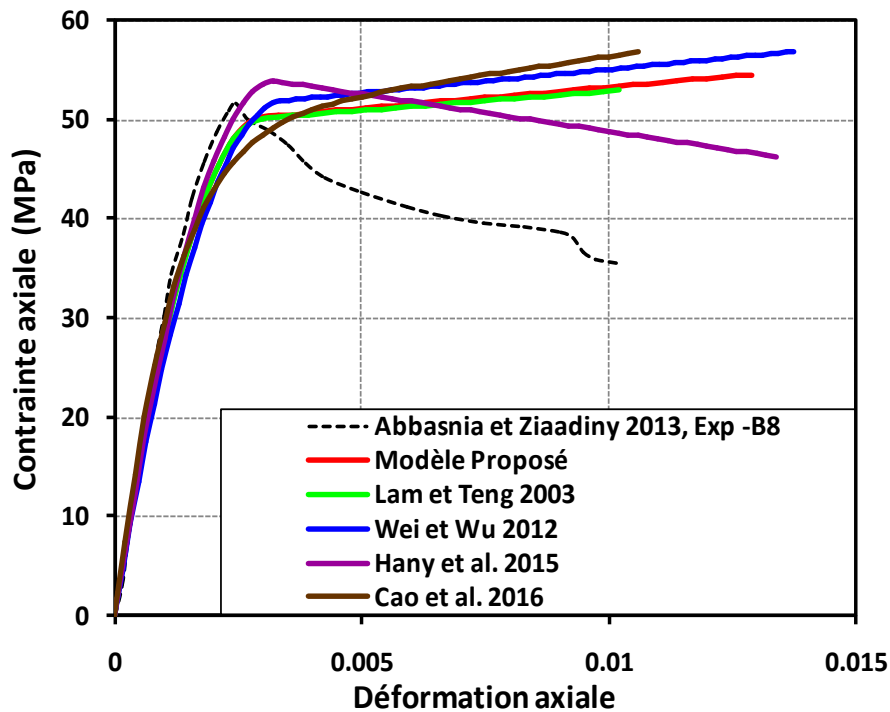
(e)  $2r_c/b = 0.46, h/b = 1.5$



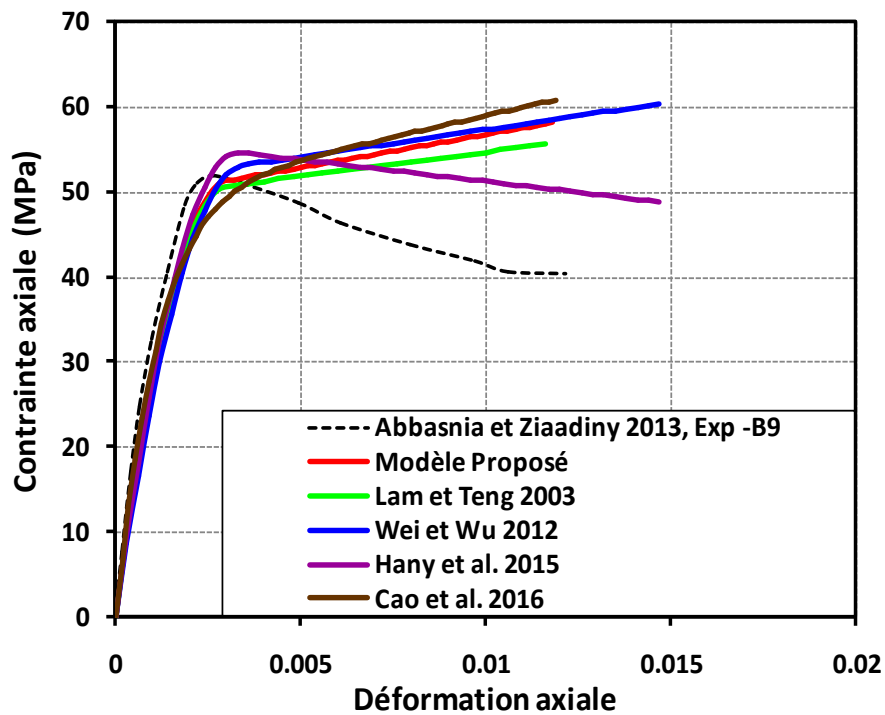
(f)  $2r_c/b = 0.58, h/b = 1.5$

**Figure IV.12** : Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) (Série-B avec  $f_{co} = 50$  MPa et  $n_l = 2$  couches CFRP) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.

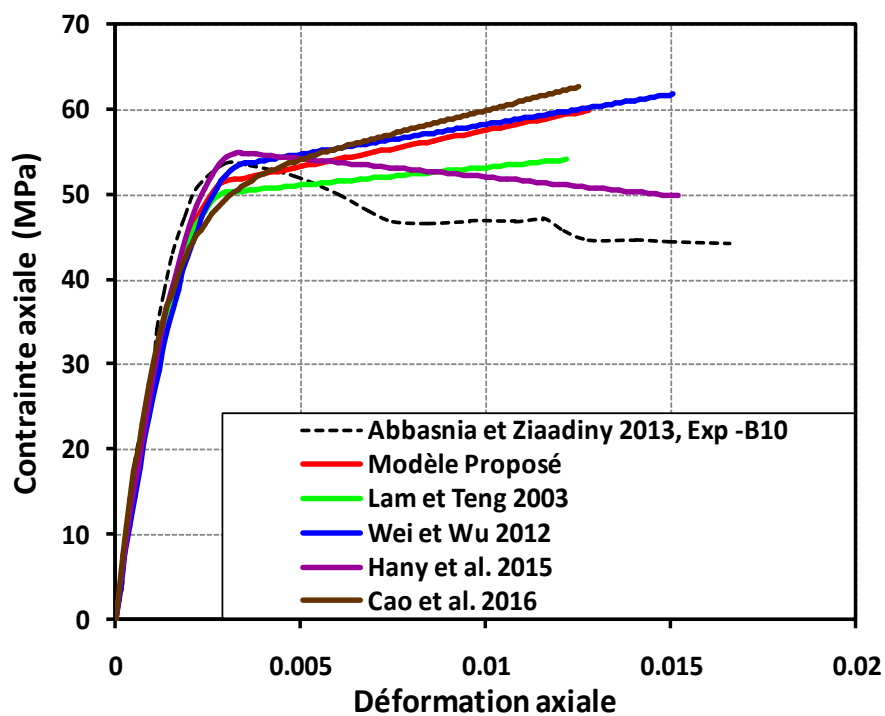
La Figure IV.13 présente la comparaison de la courbe du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) avec  $f_{co} = 50$  MPa,  $n_1 = 2$  couches et  $h/b = 2$  avec l'augmentation du rayon de coin  $2r_c/b$  de 0.3 à 0.6. Le même constat est enregistré que celui dans les Figures. IV.10c-10e de Tao et al. (2008), lorsque  $h/b = 2$  on remarque la chute de la courbe expérimentale après le point du pic ( $f_{cc} < f_{co}$ ). Dans ce cas de figure, l'effet du confinement avec des CFRP sur la deuxième branche de la courbe contraintes-déformations devient négligeable (c'est le cas des sections insuffisamment confinées avec des FRP). Pour ce cas particulier, le modèle proposé ainsi que les autres modèles théoriques donnent des courbes dont les formes sont loin de la courbe expérimentale malgré l'augmentation de  $2r_c/b$ , à l'exception du modèle de Hany et al. (2015) qui présente une deuxième branche descendante mais avec un écart remarquable.



(g)  $2r_c/b = 0.3$ ,  $h/b = 2$



(h)  $2r_c/b = 0.5$ ,  $h/b = 2$



(i)  $2r_c/b = 0.6$ ,  $h/b = 2$

**Figure IV.13 :** Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) du modèle proposé avec les courbes expérimentales d'Abbasnia et Ziaadiny (2013) (Série-B avec  $f_{co} = 50$  MPa et  $n_l = 2$  couches CFRP,  $h/b = 2$ ) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.



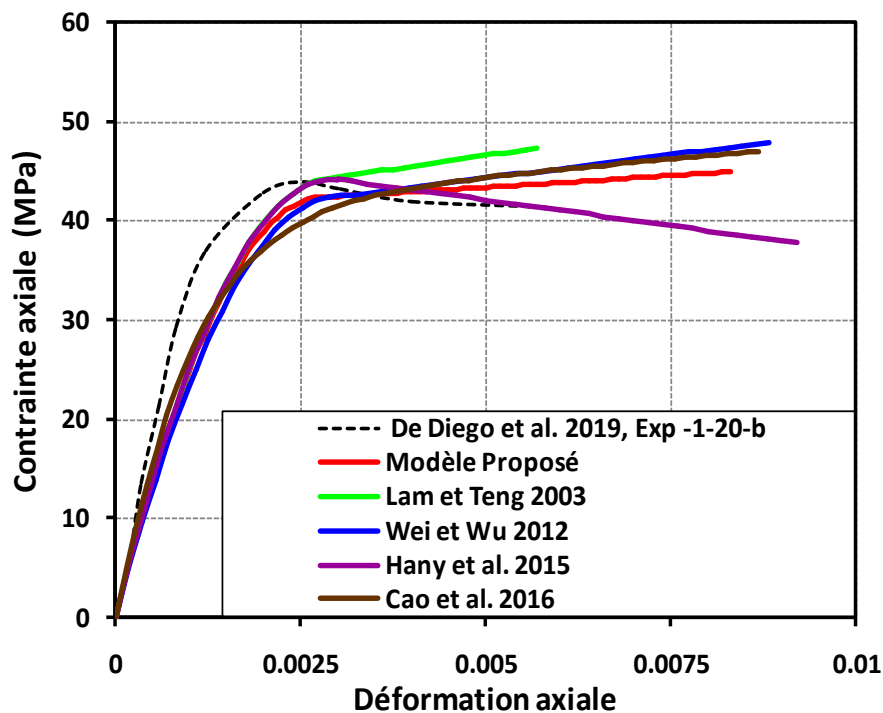
#### IV.5.5. Comparaison avec les courbes expérimentales de Diego et al. (2019)

La Figure IV.14, montre la comparaison du modèle proposé avec les courbes expérimentales de De Diego et al. (2019) les courbes théoriques de quatre modèles existants (Lam et Teng2003, Wei et Wu 2012, Hany et al.2015, et de Cao et al. 2016).

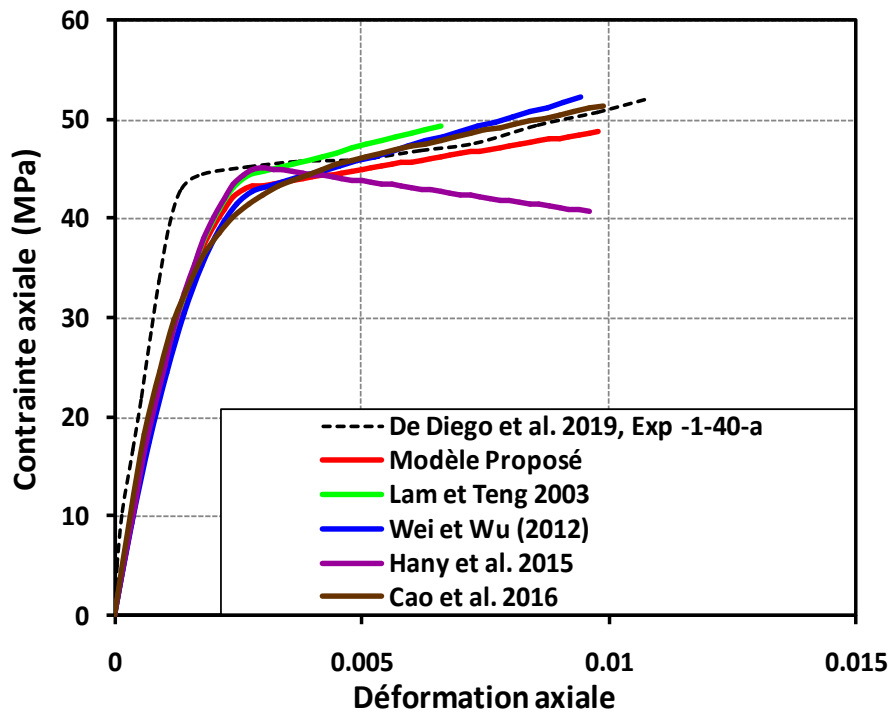
Les paramètres traités dans les essais expérimentaux sont, le rayon de coin de la section( $r_c$ ) avec des sections carrées de dimension 150 mm x 150 mm ainsi que nombres de couches CFRP ( $n = 1$  et  $2$ ). La résistance du béton non confiné  $f_{co}$  varie entre (41.02 et 43.63 MPa).

La Figure IV.14 confirme les remarques précédentes sur les courbes expérimentales des sections carrées ( $h/b = 1$ ) de Rochette et Labossière (2000), Figure IV.7 ; Wang et Wu (2008), Figure. IV.8 ; Tao et al. (2008), Figures IV.9-10 et Abbasnia et Ziaadiny(2013), Figures IV.11-13.

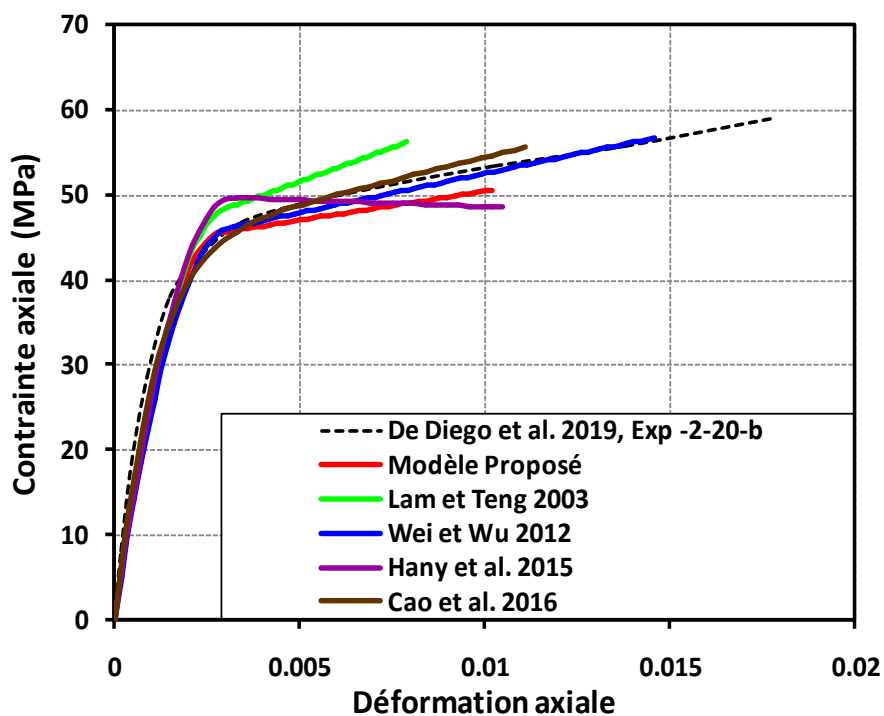
Il est clair que les courbes du modèle proposé concordent très bien avec les courbes expérimentales de De Diego et al. (2019) lorsque ( $2r_c/b$ ) passe de 0.27 à 0.53 (voir Figure IV.14b). Cette concordance est plus marquée dans le cas de la Figure IV.14c. De plus, les courbes du modèle proposé restent très comparables, voir meilleures, que celles des autres modèles théoriques étudiés.



(a)  $f_{co} = 41.10 \text{ MPa}$ ,  $n_l = 1 \text{ layer}$ ,  $r_c = 20 \text{ mm}$ ,  
 $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1$



(b)  $f_{co} = 41.02 \text{ MPa}$ ,  $n_l = 1 \text{ layer}$ ,  $r_c = 40 \text{ mm}$ ,  
 $2r_c/b = 0.53$ ,  $h/b = 1$



c-  $f_{co} = 43.63 \text{ MPa}$ ,  $n_l = 2 \text{ layers}$ ,  $r_c = 20 \text{ mm}$ ,  
 $2r_c/b = 0.27$ ,  $h/b = 1$

**Figure IV.14 :** Comparaison des courbes ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) du modèle proposé, avec les courbes expérimentales de De Diego al. (2019) et les courbes théoriques de quatre modèles existants.

## IV.6.CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté des modèles de confinement de type contraintes-déformations conçus pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des FRP. Quatre modèles, les plus cités en bibliographie, ont été examinés et évalués sur la base d'une comparaison entre des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) expérimentales et celle prédites par ces modèles. Un nouveau modèle de type contrainte-déformation a été proposé pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des CFRP. Ce modèle est composé d'une équation parabolique pour décrire la première branche de la courbe ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ), et d'une équation linéaire pour la seconde branche.

Le modèle proposé a été validé en comparant ces courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) avec des courbes expérimentales existantes et des courbes théoriques de quatre modèles existants. Les résultats obtenus ont montré que le nouveau modèle proposé fournit des courbes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) concordantes avec les courbes expérimentales avec des performances meilleures que les quatre modèles étudiés.

**CONCLUSIONS GÉNÉRALES**

**&**

**PERSPECTIVES**

En Algérie, comme dans de nombreux pays, de nombreuses infrastructures, notamment des bâtiments historiques et des ponts, sont en fin de vie utile. Des études ont montré qu'il est urgent de développer des techniques pour remettre ces structures en état et leur permettre de résister aux contraintes auxquelles elles sont soumises. Une technique prometteuse consiste à utiliser des matériaux composites en FRP. Ces matériaux peuvent être utilisés pour renforcer les colonnes en béton armé en les enveloppant d'une couche de matériaux composites. Plusieurs études ont montré que cette approche est efficace pour la réhabilitation, le renforcement ou la réparation des colonnes en béton armé.

Le présent travail de recherche porte sur la compréhension et la modélisation du comportement axial du béton confiné avec des enveloppes en CFRP. Il montre une revue plus ou moins complète des études expérimentales et analytiques antérieures menées sur le comportement axial du béton confiné avec des CFRP. Au cours de ce manuscrit, nous avons discuté ce qui suit :

1. L'analyse de la performance de quelques modèles existants des colonnes carrées et rectangulaires en béton confiné avec des CFRP, en utilisant une large base de données expérimentale collectée à partir de 360 tests expérimentaux, et la confrontation des résultats trouvés en utilisant quatre indicateurs statistiques, à savoir, le coefficient de détermination ( $R^2$ ), l'erreur quadratique moyenne (RMSE), l'erreur absolue (AAE) et l'écart type (SD). Cette partie de recherche s'est terminée par les résultats suivants :
  - A partir des indicateurs statistiques, les prédictions de la déformation ultime du béton confiné avec des FRP présentent des erreurs beaucoup plus importantes que celles enregistrées pour les prédictions de la résistance ultime. Ceci peut être attribué à la dispersion des points expérimentaux de mesure des déformations au laboratoire par rapport à ceux de la résistance axiale ;
  - Le modèle de confinement qui a donné une bonne performance statistique pour la prédiction de la résistance ultime du béton confiné avec des FRP est celui de Cao et al. (2016). En outre, parmi les modèles étudiés, c'est celui d'Ilki et Kumbasar (2003) qui a donné la meilleure performance statistique pour la prédiction de la déformation ultime du béton confiné avec des FRP.
2. Le développement d'un nouveau modèle de type résistance destinés aux sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes externes en CFRP. Les résultats de cette partie indiquent que :

- Le modèle proposé pour prédire la résistance ultime et la déformation correspondante du béton confiné avec des CFRP est constitué d'expressions très simples et plus précises comparées à d'autres modèles de confinement existants ;
  - D'après l'évaluation de la performance de ce nouveau modèle proposé, les quatre indicateurs statistiques ont indiqué une meilleure précision et cohérence des résultats comparativement aux différents modèles de confinement étudiés. De plus, il est très simple et facile à utiliser pour les applications de conception.
3. La dernière partie de ce travail s'intéresse au développement d'un nouveau modèle de type contraintes-déformations pour les sections carrées ou rectangulaires en béton confiné avec des enveloppes externes en CFRP, en considérant la profondeur de la section transversale dans le facteur de forme. Les résultats de cette dernière partie montrent ce qui suit :
- La relation contrainte-déformation proposée comporte une forme bilinéaire, la première branche de la courbe ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) suit celle du béton non confiné jusqu'à la zone de transition, à ce stade, la courbe devient ascendante jusqu'à atteindre l'état ultime ;
  - La confrontation de la courbe contraintes-déformations de notre modèle avec d'autres modèles de type contraintes-déformations existants et quelques résultats expérimentaux a montré que les courbes prédites par notre modèle sont les plus proches et présentent une meilleure concordance avec les courbes contrainte-déformation expérimentales.

En perspective, ce travail sera suivi par une étude expérimentale en laboratoire sur des colonnes non circulaires de petites et grandes échelles en béton confiné à la fois par des enveloppes externes ou des tubes en FRP et des armatures internes en aciers ou en FRP. Comme, on recommande de suivre cette recherche par une étude analytique en utilisant la méthode d'intelligence artificielle ainsi qu'une analyse numérique à l'aide de logiciels tels que Ansys, Abaqus ou autres.

## BIBLIOGRAPHIE

- Abbasnia R, Hosseinpour F, Rostamain M, et Ziaadiny H. Cyclic and monotonic behavior of FRP confined concrete rectangular prisms with different aspect ratio. *Construction and Building Materials* 2013; 40: 118-125.
- Abbasnia R, et Ziaadiny H. Behavior of concrete prisms confined with FRP composites under axial cyclic compression. *Engineering Structure* 2010; 32: 648-655.
- Abbasnia R, et ZiaadinyV H. Experimental investigation and strength modelling of CFRP-confined concrete rectangular prisms under axial monotonic compression. *Materials and Structure* 2013; 1-16.
- Abdel-Hay A.S.h, et Fawzy Y.A.G. Behavior of partially defected R.C columns strengthened using steel jackets H. B. R. C. J. 2015; 11: 194-200.
- Abdul-Salam B. Behaviour of Shear Critical FRP Reinforced Concrete One-Way Slabs. Ph.D. Thesis, 2014; Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada.
- ACI (American Concrete Institute). Building code requirements for reinforced concrete and commentary. ACI318-2011/ACI 318 R-11, Farmington Hills, MI.
- ACI 440. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, American Concrete Institute, Farmington Hills (Michigan), USA, 2008.
- ACI committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI318-05) and commentary (ACI 318-05). Farmingto Hills Mich: American concrete Institute, 1995.
- ACI 440 R-96. State-of-the-art report on fiber reinforced plastic FRP reinforcement for concrete structures. American Concrete Institute Committee 440, Farmington Hills, Michigan, USA, 1996.
- ACI Committee 440 Report. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI Committee 440, Technical Committee Document 440.2R-02, 2002
- Ahmad S.H, Khaloot A R, et Irshaid A. Behaviour of concrete spirally confined by fibreglass filaments. *Magazine of Concrete Research* 1991; 43: 143-148.
- Ahmad S.H, et Shah S P. Complete triaxial stress-strain curves for concrete. *Structural Engineering* 1982; 108: 7 28-742.
- Alsadey S. Review of Strengthening RC Columns with FRP Composites Fiber Reinforced polymer (FRP). LAMBERT Academic Publishing ISBN: 978-3-659-47170-4, 2013.

- Al-salloum Y.A. Influence of edge sharpness on the strength of square concrete columns confined with FRP composite laminates. *Composites: Part B* 2007; 38, 640-650.
- American Concrete Institute Committee 440 (ACI 440). State-of-the-art report on fiber reinforced plastic FRP reinforcement for concrete structures 1996.
- Attari N, Amziane S, et Chemrouk M. Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets. *Construction and Building Materials* 2012; 37: 746-757.
- Bakis C.E, Bank L.C, Brown V.L, Cosenza E, Davalos J.F, Lesko J.J, Machida A, Rizkalla S H, et Triantafillou T.C. Fiber reinforced polymer composites for construction-State-of-the-art review. *Composites for Construction* 2002; 6(2): 73–87.
- Balaguru P, Nanni A, et Giancaspro J. *FRP Composites For Reinforced And Prestressed Concrete Structures*, 1st ed. Taylor & Francis 2009.
- Ballinger C.A. Development of composite for civil engineering. *Advanced composite materials in civil engineering structures, proceedings of the specialty conference 1991*; S.L. Iyer and R. Sen, eds, 288.
- Balmer G.G. Shearing strength of concrete under high triaxial stress, US. Bureau of Reclamation, Structural Research Laboratory, Report No. SP-23, Denver, CO, 1949
- Belal M.F, Mohamed H.M, et Morad S.h.A. Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket . *H. B. R. C. J.* 2015; 11: 201-212.
- Benzaid R, Mesbah H-A, et Chikh N. FRP-confined Concrete Cylinders: Axial Compression Experiments and Strength Model. *Reinforced plastics and composites* 2010; 29(16): 2469- 2488.
- Benzaid R, et Mesbah H-A. The confinement of concrete in compression using CFRP composites – effective design equations. *Civil Engineering and Management* 2014; 20(5): 632-648.
- Benzaid R. Contribution à l'étude des matériaux composite dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton. Thèse de doctorat science, Université Mentouri Constantine en cotutelle avec l'INSA de Rennes- France 2010; 280.
- Berradia M, Alashker Y, et El Ouni M.H. Artificial neural networks approach for prediction of axial loading capacity of circular normal strength concrete columns confined by both transverse steel reinforcement and carbon fiber reinforced polymer wraps. *Advances in Structural Engineering* 2022; 1-24.
- Berbain F, Chevalier A, et Choudin C. Mise en oeuvre des composites, Méthodes et Matériels. A 3 720, Technique de l'Ingénieur, *Traité Plastiques et Composites*, 1997 ; AM 5.
- Berthelot J.M. *Matériaux composites: Comportement mécanique et analyse des structures*. 5<sup>ème</sup> Edition. Lavoisier, Edition TEC & DOC 2012



- Berthet J.F, Ferrier E, et Hamelin P. Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets- Part A: Experimental study. *Construction and Building Materials* 2005; 19: 223-232.
- Berthet J.F, Ferrier E, et Hamelin P. Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets- Part B: Modeling. *Construction and Building Materials*, 2006; 20, 338-347.
- Berreur L, De Maillard B, et Nösperger S. L'industrie française des matériaux composites. Etude stratégique réalisée par Nodal Consultants pour le compte de la DiGITIP / SIM, Rapport final, Révision 2 du 13 mai 2002.
- Binici B. An analytical model for stress–strain behavior of confined concrete. *Engineering Structures* 2005; 27: 1040–1051.
- Bardonnet P. Résines époxy. *Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites* 1992 ; A 3 465, A 3 466.
- Campione G, Cannella F, Cavaleri, et Ferrotto M.F. *Papia1M 2018 Assessment of the load carrying capacity of reinforced concrete columns strengthened by steel cages Conf. Italian Concrete Days 2018 At: Lecco IT.*
- Campione G, Colajanni P, La Mendola L, et Spinella N. Ductility of reinforced concrete members externally wrapped with fiber reinforced polymer sheets. *Composites for Construction* 2007; 11(3): 279–290.
- Campione G, et Miraglia N. Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement & Concrete Composites* 2003; 25: 31-41.
- Campione G. Influence of FRP wrapping techniques on the compressive behaviour of concrete prisms. *Cement & Concrete Composites* 2006; 28:497-505.
- Calgaro J.A, et Lacroix R. *Maintenance et réparation des ponts. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), 1997; 666.*
- Canard P. *Polyesters insaturés UP. Technique de l'Ingénieur, Traité plastiques et composites* 1993 ; A 3 445.
- Cao Y.G, Jiang C, et Wu Y.F. Cross-sectional unification on the stress-strain model of concrete subjected to high passive confinement by fiber-reinforced polymer. *Polymers* 2016; 1-17.
- Carolin A, *Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements. Doctorate Thesis, Lulea University of Technology, 2003; 178.*
- Chaallal O, Shahawy M, et Hassan M. Performance of axially loaded short rectangular columns strengthened with carbon fiber reinforced polymer wrapping. *Composites for Construction* 2003; 7(3): 200-208.
- Chai T, et Draxler R.R. Root mean square error (RMSE) or mean absolute error (MAE)? – Arguments against avoiding RMSE in the literature. *Geoscientific Model Development* 2014; 7: 1247-1250.

- Chakra F.A. Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone : comparaison des codes. *Matériaux composites et construction* 2016 ; HAL archives-ouvertes.fr.
- Chatain M. Matériaux composites: présentation générale. AM 5000, *Technique de l'ingénieur, Traité. Plastiques et Composites* 2001; 6.
- Chen L, et Ozbakkaloglu T. Corner strengthening of square and rectangular concrete-filled FRP tubes. *Engineering Structure* 2016; 117: 486-495.
- Chinn I, et Zimmerman R.M. Behavior of plain concrete under various triaxial compression loading conditions. Technical Report No.WLTR-64-163, Air Force Weapons Laboratory, NM, 1965.
- Choi E, Chung Y.S, Park C, et Kim D.J. Seismic performance of circular RC columns retrofitted with prefabricated steel wrapping jackets. *Magazine of Concrete Research* 2013; 65: 1429–1440.
- Chowdhury F.H, et Islam G.M.S. Application of FRP materials for strengthening of rc structural members. 2nd International Conference on Advances in Civil Engineering 2014; (ICACE-2014), CUET, Chittagong, Bangladesh.
- Cole C, et Belarbi A. Confinement characteristics of rectangular FRP-jacketed RC column”, *Proceedings of the Fifth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-5)* July 16-18, 2001; Cambridge, UK, pp. 823-832.
- Concrete Society Committee. Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials 2004; UK, 55,
- Csuka B, et Kollár L.P. Analysis of FRP confined columns under eccentric loading. *Composite Structures* 2012; 94: 1106-1116.
- Cui C, et Sheikh S.A. Experimental study of normal- and high-strength concrete confined with fiber-reinforced polymers, *Composites for Construction* 2010; 14(5): 553–561.
- Dalgic K.D, Ispir M, et Ilki A. Cyclic and monotonic compression behaviour of CFRP-jacketed damaged non circular concrete prisms. *Composites for Construction* 2015; 1-14.
- De Diego A, Arteaga A, et Fernández J. Strengthening of square concrete columns with composite materials. Investigation on the FRP jacket ultimate strain. *Composites Part B* 2019; 162: 454-460.
- De Lorenzis L. A comparative study of models on confinement of concrete cylinders with FRP composites. Publication: 01:04, work N°46, Division of Building Technology, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2001; 81, ISSN 1400-5883.
- Demers M, et Neale K.W. Strengthening of concrete columns with unidirectional composite sheets. *Development in short and Medium Span Bridge Engineering'94*, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Canada, 1994; 895-905.

- Dorlot J.M, Baillon J.P, et Masounave J. Des matériaux 2ème édition, Ecole polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 1986 ; 467.
- Dumas P. Structural retrofitting using fiber reinforced polymers (Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology) 2012.
- Esfahani M.R, Kianoush M.R, et Tajari A.R. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Engineering structures* 2007; 29(10): 2428-2444.
- Ezz-Eldeen H.A. Steel Jacketing Technique used in Strengthening Reinforced Concrete Rectangular Columns under Eccentricity for Practical Design Applications. *Engineering Trends and Technology* 2016; 35: 195-204.
- Fardis M.N, et Khalili H. Concrete encased in fiber glass reinforced-plastic. *American Concrete Institute. Proceedings* 1981; 78: 440–446.
- Fardis M.N, et Khalili H. FRP-encased concrete as a structural material. *Magazine of Concrete. Research* 1982; 34: 191–202.
- Fardis M.N. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings. Department of Civil Engineering 2009; University of Patras, Greece.
- FIB Bulletin 14. Technical Report. Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures; International Federation of Structural Concrete 2001; Lausanne, Switzerland.
- Foo S, Naumoski N, et Saatcioglu M. Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d’atténuation des risques pour les immeubles canadiens, Bureau de la Protection des Infrastructures Essentielles et de la Protection Civil, Ministère des Travaux Publics et Service Gouvernementaux N° du Catalogue : D 82-73/2002F-IN, 2001.
- Gangra-Rao H.V.S, Taly N, et Vijay P.V. Reinforced concrete design with FRP composite, 1st ed Taylor & Francis 2007.
- Guo Y.C, Xiao S.H, Luo J.W, Ye Y.Y, et Zeng J.J. Confined concrete in fiber-reinforced polymer partially wrapped square columns: axial compressive behaviour and strain distributions by a particle image velocimetry sensing technique. *Sensors* 2018; 1-27.
- Hany N.F, Elie, Hantouche G, et Harajli M.H. Axial stress-strain model of CFRP-confined concrete under monotonic and cyclic loading. *Composites for Construction* 2015; 1-16.
- Harajli M.H, Hantouche E, et Soudki K. Stress-strain model for fiber reinforced polymer jacketed concrete columns. *ACI Structure* 2006; 103(5): 672-682.
- Harries K.A, et Kharel G. Experimental investigation of the behavior of variably confined concrete. *Cement and Concrete Research* 2003; 33: 873-880.
- Harries K.A, et Carey S.A. Shape and “gap” effects on the behavior of variably confined concrete. *Cement of Concrete Research* 2003; 33: 881-90.
- Hassani H, Ghodsi M, et Howell G. A note standard deviation and standard error. *Teaching Mathematics and its Applications* 2010; 29: 108-112.
- Hognestad E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois 1951.

- Hössjer O. On the coefficient of determination for mixed regression models. *Statistical Planning and Inference* 2008; 138: 3022-3038.
- Ilki A, et Kumbasar N. Compressive behavior of carbon fibre composite jacketed concrete with circular and non-circular cross-section. *Earthquake Engineering* 2003; 7(3): 381-406.
- Irwin I, et Rahman A. FRP strengthening of concrete structures-Design constraints and paractical effect on construction detailing. *Engineering, Materials Science* 2002.
- Islam M.M, et Choudhury M SI, Amin AFMA. Dilation effects in FRP-confined square concrete columns using stone brick and recycled coarse aggregates. *Composites for Construction* 2015; 1-11.
- Isleem H.F, Wang Z, Wang D, et Smith S.T. Monotonic and cyclic axial compressive behaviour of CFRP-confined rectangular RC columns. *Composites for Construction* 2018; 22(4): 1-16.
- Jayaprakash J, Abdul Samad A.A, et Anvar Abbasovich A, Abang Ali A.A. Shear capacity of precracked and non-precracked reinforced concrete shear beams with externally bonded bi-directional CFRP strips. *Construction and Building Materials* 2008; 22(6): 1148-1165.
- Karbhari V.M, et Gao Y. Composite Jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations. *Materials in Civil Engineering* 1997; 9 (4): 185-193.
- Kumutha R, Vaidyanathan R, et Palanichamy M.S. Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP. *Cement and concrete composites* 2007; 29(8): 609-615.
- Luyckx J, *Composites à fibres de carbone dans le génie civil. Technique de l'ingénieur - Traité Plastiques et Composites*, 1999, AM 5 620.
- Lam L, et Teng J.G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. *Reinforced Plastics and Composites* 2003; 22(13): 1149-1186.
- Lam L, et Teng, J.G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials* 2003; 17: 471-489.
- Li P, Sui L, et Xing F, Li M, Zhou Y.W, Wu Y.F. Stress-strain relation of FRP-confined predamaged concrete prisms with square sections of different corner radii subjected to monotonic axial compression. *Composites for Construction* 2019; 23(2): 1-15.
- Li Y.F, Lin C.T, et Sung Y.Y. A constitutive model for concrete confined with carbon fiber reinforced plastics. *Mechanics of Materials* 2003; 35: 603–619.
- Li, Y.F, Lin, C.T, et Sung Y.Y. A constitutive model for concrete confined with carbon fiber reinforced plastics. *Mechanics of Materials* 2003; 35: 603-619.
- Liang M, Wu Z.M, Ueda T, Zheng J.J, et Akogbe R. Experiment and modeling on axial behavior of carbon fiber reinforced polymer confined concrete cylinders with different sizes. *Reinforced Plastics and Composites* 2012; 31(6), 389–340.

- Lin H.J, et Liao C.I. Compressive strength of reinforced concrete column confined by composite material. *Composite Structures* 2004 ; 65: 239-250.
- Liu C.Y, Ma H, Chen L, Li Z.B, et Yang D.B. Experimental study on seismic performance of reinforced concrete column retrofitted by asymmetric increased single lateral section. *Advances in Structural Engineering* 2017; 20: 1325–1339.
- Liu X, Lu Z.D, et Li L.Z. The use of bolted side plates for shear strengthening of RC beams: A review. *Sustainability* 2019; 10: 4658.
- Mander J.B, Priestley M.J.N, et Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Structural Engineering* 1988; ASCE, 114, (8), 1804-1826.
- Mahmud R, Ahmed K S. Interface dependency of reinforced concrete jacketing for column strengthening *Proc. Institu. Civ. Eng. – Stru. Build* 2020; 173: 31–41.
- Masia M.J, Gale T.N, et Shrive N.G. Size effects in axially loaded square-section concrete prisms strengthened using carbon fibre reinforced polymer wrapping. *Civil Engineering* 2004; 31:1-13.
- Master Builders, Inc. and Structural Preservation Systems. *MBrace Composite Strengthening System: Engineering Design Guidelines*. 2nd edition. Cleveland, OH: Master Builders, Inc, 1998.
- Matthys S, Toutanji H, et Taerwe L. Stress–strain behavior of large-scale circular columns confined with FRP composites. *Structural Engineering* 2006; 132: 123–133.
- Micelli F, et Modarelli R. Experimental and analytical study on properties affecting the behaviour of FRP-confined concrete. *Composites: Part B* 2013; 45: 1420-1431.
- Monti G. Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP, Technical report, Teheran 2003; 29.
- Moodi Y, Shahri S.F, et Mousavi S.R. Providing a model for estimating the compressive strength of square and rectangular columns confined with a variety of fibre-reinforced polymer sheets. *Reinforced Plastics and Composites* 2017; 36(21): 1-11.
- Mortazavi A.A, Pilakoutas K, et Son K.S. RC column strengthening by lateral pre-tensioning of FRP. *Construction and Building Materials* 2003; 17: 491-497.
- Nanni A, et Bradford, N.M. FRP jacketed concrete under uniaxial compression. *Construction and Building Materials*, 1995; 9(2): 115-124.
- Nanni A, et Norris M S. « FRP » jacketed concrete under flexure and combined flexure-compression. *Construction and Building Materials* 1995; 9(5): 273-281.
- Neale K.W, et Labossiere P. State-of-the-art report on retrofitting and strengthening by continuous fibre in Canada. *Non-Metallic FRP Reinforcement for Concrete Structure*, Proceedings of the Third International Symposium, Sapporo 1997; 25-39.
- Newman K, et Newman J.B. Failure theories and design criteria for plain concrete”, *Proceedings of the International Civil Engineering Materials Conference on Structure, Solid Mechanics and Engineering Design*, Wiley Inter-science, New York, Part 2, 1972; 963-995

- Norris T, Saadatmanesh H, et Ehsani M.R. Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fiber sheets. *Structural engineering* 1997; 123(7): 903-911.
- Ohno S, Miyauchi Y, Kei T, et Higashibata Y. Bond properties of CFRP plate joint. *Non-Metallic « FRP » Reinforcement for Concrete Structure. Proceedings of the Third International Symposium, Sapporo* 1997; 241-248.
- Ostrowski K.A, Chastre C, Furtak K, et Malazdrewicz S. Consideration of Critical Parameters for Improving the Efficiency of Concrete Structures Reinforced with FRP. *Materials* 2022; 15(8): 2774.
- Ou Y.C, et Truong A.N. Cyclic behavior of reinforced concrete L-and T-columns retrofitted from rectangular columns. *Engineering Structures* 2018; 177: 147–159.
- Ozbakkaloglu T, Lim J.C, et Vincent T. FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress–strain models. *Engineering Structures* 2013; 49: 1068–1088.
- Ozbakkaloglu T, et Oehlers D.J. Manufacture and testing of a novel FRP tube confinement system. *Engineering Structure* 2008; 30: 2448-2459.
- Ozbakkaloglu T. Axial compressive behaviour of square and rectangular high-strength concrete-filled FRP tubes. *Composites for Construction* 2013 a; 17: 151-161.
- Ozbakkaloglu T. Behavior of square and rectangular ultra high-strength concrete-filled FRP tubes under axial compression. *Composites: Part B* 2013 b; 54:97-111.
- Pantelides C.P, et Yan Z. Confinement model of concrete with externally bonded FRP jackets or post tensioned FRP shells. *Structural Engineering* 2007; 133(9): 1288-1296.
- Parghi A.M. Seismic performance evaluation of circular reinforced concrete bridge piers retrofitted with fibre reinforced polymer. University of British Columbia 2016.
- Parvin A, et Wang W. Behavior of FRP jacketed concrete columns under eccentric loading. *Composites for Construction* 2001; 5(3): 146-152.
- Pham T.M, et Hadi M.N.S. Strain estimation of CFRP-confined concrete columns using energy approach. *Composites for construction* 2013; 17(6)
- Pham T.M, et Hadi M.N.S. Stress prediction model for FRP confined rectangular concrete columns with rounded corners. *Composites for Construction* 2014; 18:1-10.
- Popovics S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research* 1973; 3: 583–599.
- Priestley, M.J.N, Seible F, et Calvi G M. *Seismic design and retrofit of bridges*. John Willey & Sons, Inc, New York, USA, 1996; 686.
- Purba B.K, et Mufti A.A. Investigation of the behavior of circular concrete columns reinforced with carbon fiber reinforced polymer CFRP jackets. *Canadian Journal of civil Engineering* 1999; 26, 590-596.
- Rahimi H, et Hutchinson A. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Composites for Construction* 2001; 5(1): 44-56.

- Raza S, Khan M.K.I, Menegon S.J, Tsang H.H , et Wilson J.L. Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Columns by Jacketing: State-of-the-Art Review. *Sustainability* 2019; 11(11): 3208.
- Richard R.M, et Abbott B.J. Versatile elastic-plastic stress strain formula. *Engineering Mechanics Division* 1975; 101(4): 511–515.
- Richart F E, Brandtzaeg A, et Brown R.L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. *Engineering Experiment Station* 1928: University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Rochette P, et Labossière P. Axial testing of rectangular column models confined with composites. *Composites for Construction* 2000;4(3):129-136.
- Parvin A, et Wang W, Behavior of FRP jacketed concrete columns under eccentric loading. *Composites for Construction* 2001; 5(3): 146-152.
- Rousakis T.C, Karabinis A.I, et Kiouisis P.D. FRP-confined concrete members: axial compression experiments and plasticity modelling. *Engineering Structures* 2007; 29: 1343-1353.
- Rousakis T C, et Karabinis A.I. Adequately FRP confined reinforced concrete columns under axial compressive monotonic or cyclic loading. *Materials and Structure* 2012; 45: 957-975.
- Saadatmanesh H, Ehsani M.W, et Li M .Strength and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Straps 1994.
- Samaan M, Mirmiran A, et Shahaway M. Model of concrete confined by fiber composites. *Structural Engineering* 1998; 124(9): 1025-1031.
- Sayed A.M, Rashwan M.M, et Helmy M.E. Experimental Behavior of Cracked Reinforced Concrete Columns Strengthened with Reinforced Concrete Jacketing. *Materials* 2020; 13(12): 2832.
- Schneider G. Résines vinylestères. *Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites* 1993 ; A 3 450.
- Shahawy M, Mirmiran A, et Beitelman T. Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns. *Composites: Part B*, 2000; 31: 471-480.
- Shehata L.A.E.M, Carneiro L.A.V, et Shehata L.C.D. Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. *Materials and Structure* 2002; 35: 50-58.
- Sun Z, Seible F, et Priestley M.J.N. Flexural retrofit of rectangular reinforced concrete bridge column by steel jacketing. *Structural Systems Research Project*, 1993; University of California, San Diego.
- Sundarraja M.C, et Rajamohan S. Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips–An experimental study. *Construction and building materials* 2009; 23(2): 856-864.
- Tan K.H. State-of-the-art report on retrofitting and strengthening by continuous fibres Southeast Asian perspective-status, prospects and research needs. *Non-Metallic*

- FRP Reinforcement for Concrete Structure, Proceedings of the Third International Symposium, Sapporo Japan 1997; 13-23.
- Tao Z, Yu Q, et Zhong Y.Z. Compressive behaviour of CFRP-confined rectangular concrete columns. *Magazine of Concrete Research* 2008; 60(10): 735-745.
- Tarabia A.M, et Albakry H.F. Strengthening of RC columns by steel angles and strips Alexandria. *Engineering* 2014; 53(3): 615-626.
- Tayeh B.A, Naja M.A, Shihada S, et Arafa, M. Repairing and Strengthening of Damaged RC Columns Using Thin Concrete Jacketing. *Advances in Civil Engineering* 2019; 1-16.
- Teng J.G, Chen J.F, Smith S T, et Lam L. Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review. *Proceedings of the ICE-Structures and Buildings* 2003; 156(1): 51-62.
- Teng J.G, Chen J.F, Smith S.T, et Lam L. FRP strengthened RC structures. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester 2002; UK, 245.
- Teng J.G, et Lam L. Compressive behaviour of carbon fiber reinforced polymer confined concrete in elliptical columns. *Structural Engineering* 2002; ASCE, 128, (12), 1535-1543.
- Teng J.G, et Lam L. Compressive behaviour of carbon fiber reinforced polymer confined concrete in elliptical columns. *Structural Engineering* 2002; 128(12): 1535-1543.
- Touhari M, et Mitiche-Kettab R. Behaviour of FRP confined concrete cylinders: experimental investigation and strength model. *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 2016; 60(4): 647-660,
- Toutanji H. Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets. *ACI Materials* 1999; 96.
- Thériault M, et Neale, K.W. Design equations for axially-loaded reinforced concrete columns strengthened with FRP wraps. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2000; 27(5), 1011-1020.
- Volety I.Y. Modeling of fiber reinforced polymer confined concrete cylinders, Master of Science Thesis. Department of Mechanical Engineering, Louisiana State University 2006; 101.
- Wang D.Y, Wang Z.Y, Smith S.T, et Yu.T. Size effect on axial stress-strain behaviour of CFRP-confined square concrete columns. *Construction and Building Materials* 2016; 118: 116-126.
- Wang L.M, et Wu Y.F. Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: test. *Engineering Structures* 2008; 30: 493-505.
- Wang Z, Wang D, Smith S.T, et Lu D. CRFP-confined square RC columns. I Experimental investigation. *Composites for Construction* 2012; 16(2):150-160.



- Wang Z, Wang D, et Smith S.T. Size effect of square concrete columns confined with CFRP wraps. Proceedings of the 3rd Asia-pacific conference on FRP in structure, Hokkaido University, Japan 2012.
- Wei Y.Y, et Wu Y.F. Unified stress-strain model of concrete for FRP-confined columns. *Construction and Building Materials* 2012; 26:381-392.
- Wu G, Wu Z.S, Lü Z.T. Design oriented stress-strain model for concrete prisms confined with FRP composites. *Construction and Building Materials* 2007; 21: 1107-1121.
- Wu Y.F, Liu T, et Oehlers D.J. Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing, *Advances Structural Engineering* 2006; 9(4): 507–534.
- Wu Y.F, et Wang L.M. Unified strength model for square and circular concrete columns confined by external jacket. *Structural Engineering* 2009; 135(3): 253–261.
- Wu Y.F, et Wei Y.Y. Effect of cross-sectional aspect ratio strength of CFRP-confined rectangular concrete columns. *Engineering Structures* 2010; 32: 32-45.
- Wu Y.F, et Zhou Y.W. General model for constitutive relationships of concrete and its composite structures. *Composites for Construction* 2010 ; 94:580–592.
- Wu, H.C. Retrofit efficiency using FRP sheets: Mechanics viewpoint, 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2-5, 2002; Columbia University, New York. USA.
- Xiao Y, et Ma R. Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricate composite jacketing. *Structural Engineering* 1997; 123(10): 1357- 1364.
- Yang J, Wei A. Nanni, et Dharani L.R. Shape effect on the performance of carbon fiber reinforced polymer wraps. *Composites for Construction* 2004; 8(5): 444–451.
- Yeh F.Y, et Chang K.C. Size and shape effects on strength and ultimate strain in FRP confined rectangular concrete columns. *Mechanics* 2012; 28(4): 677-690.
- Youssef M.N, Feng M.Q, et Mosallam A.S. Stress-strain model for concrete confined by FRP composites. *Composites: Part B* 2007; 38: 614-628.
- Zhou Y.W, et Wu Y.F. General model for constitutive relationships of concrete and its composite structures. *Composites for Construction* 2012; 94: 580–592.