



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

Youssefi Mohamed Adel

Sais Mohamed

Sujet du mémoire

**Etude Comparative des Différentes Lois de Comportement
d'un Béton Armé Sous l'Effet du Confinement Latéral Dû
aux Armatures Transversales**

Soutenu publiquement le

.devant le jury composé de :

Mr.M.ZIDOUR

Président

Mr, BOUAAKAZ Khaled

Rapporteur

Mr, BOUZID Haytham

Co-encadrant

Mr.A.SAOULA

Examineur

Mr.T.BENSATTALA

Examineur

Mr.T.HASSAINE DAOUADJI

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

Résumé

Une section en béton armé dite confinée, si elle est sous l'effet d'une pression latérale exercée par les armatures transversales. Plusieurs recherches ont montré que le comportement d'un béton confiné diffère totalement d'un autre non-confiné, où l'utilisation des armatures transversales dans les éléments en béton armé (poteaux et poutres) améliore leurs résistances. Pour analyser des éléments avec un béton confiné il est indispensable de connaître son comportement, les recherches menées dans ce domaine ont proposé plusieurs modèles (lois de comportement) diffère l'un à l'autre. Cette recherche est une étude comparative entre quelques modèles existante, où ces derniers ont été comparés directement avec une large base de données expérimentales. L'analyse a montré la bonne performance d'un modèle proposé récemment.

Mots clés : Béton confiné, Modèle, Comparaison, Contrainte, Déformation.

Abstract

A so-called confined reinforced concrete section, if it is under the effect of a lateral pressure exerted by the transverse reinforcements. Several studies have shown that the behavior of a confined concrete differs completely from an unconfined one, where the use of transverse reinforcements in reinforced concrete elements (columns and beams) improves their strength. To analyse confined concrete elements, it is essential to know its behavior; research carried out in this field has proposed several models (constitutive laws) that differ from one another. This research is a comparative study between some existing models, where they have been compared directly with a large experimental database. The analysis showed the good performance of a recently proposed model.

Key words: Confined concrete, Model, Comparison, Stress, Strain.

المخلص

يكون قسم خرسانة مسلحة محصوراً، إذا كان تحت تأثير الضغط الجانبي الناتج عن التعزيزات العرضية. أظهرت العديد من الدراسات أن سلوك الخرسانة المحصورة يختلف تماماً عن تلك الغير المحصورة، حيث يؤدي استخدام التعزيزات العرضية في العناصر الخرسانية المسلحة (الأعمدة والعوارض) إلى تحسين مقاومتها. من أجل دراسة عناصر تستعمل خرسانة محصورة وجب معرفة سلوكياتها، وقد اقترحت الأبحاث التي أجريت في هذا المجال عدة نماذج (قوانين تأسيسية) تختلف عن بعضها البعض. يعتبر هذا البحث دراسة مقارنة بين بعض النماذج الموجودة حيث يتم مقارنتها مباشرة بقاعدة بيانات تجريبية كبيرة. أظهر التحليل الأداء الجيد لنموذج مقترح حديثاً.

الكلمات الدلالية: الخرسانة المحصورة، النموذج، المقارنة، الإجهاد، التشوه.

TABLE DES MATIERES

RESUME	I
TABLE DES MATIERES.....	IV
LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX	VII
NOTATIONS	X
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre 1 : CONFINEMENT DU BETON

1.1. INTRODUCTION	5
1.2. CONFINEMENT DU BETON	5
1.3. TYPES DE CONFINEMENT DU BETON	6
1.3.1. Confinement passif	6
1.3.2. Confinement actif	7
1.3.3. Comparaison entre un béton sous un confinement actif et passif	7
1.4. PARAMETRES INFLUANT LA PRESSION DUE AU CONFINEMENT AVEC ARMATURES TRANSVERSALES.....	8
1.5. PRESSION DUE AU CONFINEMENT AVEC ARMATURES TRANSVERSALES	9
1.6. CONCLUSION	11

Chapitre 2 : COMPORTEMENT DU BETON SOUS L'EFFET DU CONFINEMENT

2.1. INTRODUCTION	14
2.2. CONTRAINTES ET DEFORMATIONS D'UN BETON CONFINE	14
2.2.1. Lois de comportement de Kent et Park 1971.....	14
2.2.2. Lois de comportement Kent et Park (Modifiée)	16
2.2.3. Lois de comportement de Sheikh et Uzumeri 1982.....	16
2.2.4. Lois de comportement de Mander, Priestely et Park 1988	18
2.2.5. Lois de comportement de Cusson et Paultre 1995	19
2.2.6. Lois de comportement de Attard et Setunge 1996	22
2.2.7. Lois de comportement de l'Eurocode 2	24
2.2.8. Lois de comportement de Samani et Attard 2012	25
	27

2.2.9. Lois de comportement de Piscesa et <i>al.</i> 2017	27
2.2.10. Formules de Halima et <i>al.</i> 2019	27
2.2.11. Autres formules	
1.6. CONCLUSION	30

Chapitre 3: TRAVAUX EXPERIMENTAUX REALISES

3.1. INTRODUCTION	32
3.2. TRAVAUX EXPERIMENTAUX	32
3.2.1. Nagashima et <i>al.</i> 1992	32
3.2.2. Cusson et Paultre 1994	35
3.2.3. Razvi 1995	38
3.2.4. Li et <i>al.</i> 2001	41
3.2.5. Chung et <i>al.</i> 2002	44
3.2.6. Hong et <i>al.</i> 2006a	46
3.2.7. Hong et <i>al.</i> 2006b	46
3.3. CONCLUSION	50

Chapitre4: COMPARAISON ENTRE LES MODELES

4.1. INTRODUCTION	52
4.2. COMPARAISON DE LA CONTRAINTE MAXIMALE « fcc »	52
4.2.1. Rapport contrainte théorique / contrainte expérimentale « $f_{cctf_{cce}}$ »	52
4.2.2. Comparaison des contraintes à l'aide des coefficients statistiques	55
4.3. DEFORMATION MAXIMALE « ϵ_{cc} »	58
4.3.1. Rapport déformation théorique / déformation expérimentale « $\epsilon_{cct\epsilon_{cce}}$ »	58
4.3.2. Comparaison des déformations à l'aide des coefficients statistiques	61
4.4. CONCLUSION	64
CONCLUSION GENERALE	65
REFFERNCESBIBLIOGRAPHIQUES	67

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Confinement du béton	5
Figure 1.2	Pression latérale (Paultre et Légéron (2008))	6
Figure 1.3	Section de béton sous l'effet d'un confinement passif (Goreine et Maheidoun 2018).....	6
Figure 1.4	Section de béton sous l'effet d'un confinement actif (Rousakis et Tourtouras 2015)	7
Figure 1.5	Section de béton sous l'effet d'un confinement actif (Chin et al. 2018).	8
Figure 1.6	Effet d'espacement d'armatures transversales sur l'efficacité du confinement (Park et Paulay (1975)	9
Figure 1.7	Section de béton rectangulaire sous un confinement (Abdesselam et al 2019)	10
Figure 1.8	Espacement Vertical et centre à centre (s' et s) (Paultre and Légeron 2008)	10
Figure 2.1	Modèles contrainte-déformation de Kent et Park (1971) et Kent et Park modifié	15
Figure 2.2	Modèle contrainte-déformation de Sheikh et Uzumeri (1982)	17
Figure 2.3	Modèle contrainte-déformation de Mander et al. (1988)	19
Figure 2.4	Modèle contrainte-déformation de Cusson et Paultre (1995)	20
Figure 2.5	Modèle contrainte-déformation de Attard et Setunge 1996	22
Figure 2.6	Modèle contrainte-déformation de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004)	25
Figure 3.1	Poteaux testés de Nagashima et al. (1992)	32
Figure 3.2	Poteaux testés de Cusson et Paultre (1994)	35
Figure 3.3	Poteaux testés de Ravzi (1995)	38
Figure 3.4	Poteaux testés de Li et al. (2001)	41
Figure 3.5	Configuration des armatures transversales Chung et al. (2002)	44
Figure 3.6	Configuration des armatures transversales Hong et al. (2006a)	46
Figure 3.7	Détails des poteaux testés de Hong et al. (2006b)	46
Figure 4.1	Rapport contrainte théorique / contrainte expérimentale « f_{cct} f_{cce} »..	54
Figure 4.2	Facteurs de comparaison pour les modèles de contrainte	56

Figure 4.3	Dispersion des valeurs de contrainte	57
Figure 4.4	Rapport déformation théorique / déformation expérimentale « ϵ_{cct} ϵ_{cce} »	60
Figure 4.5	Facteurs de comparaison pour les modèles de déformation	62
Figure 4.6	Dispersion des valeurs de déformation	63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Autres modèles de contraintes et de déformations	28
Tableau 3.1	Données et résultats expérimentaux de Nagashima et al. (1992)	33
Tableau 3.2	Données et résultats expérimentaux de Cusson et Paultre (1994)	36
Tableau 3.3	Données et résultats expérimentaux de Razvi (1995)	39
Tableau 3.4	Données et résultats expérimentaux de Li et al. (2001)	42
Tableau 3.5	Données et résultats expérimentaux de Chung et al. (2002)	45
Tableau 3.6	Données et résultats expérimentaux de Hong et al. (2006a)	47
Tableau 3.7	Données et résultats expérimentaux de Hong et al. (2006b)	48
Tableau 4.1	Rapport contrainte théorique / contrainte expérimentale « f_{cct}/f_{cce} »....	53
Tableau 4.2	Facteurs de comparaison pour les modèles de contrainte	55
Tableau 4.3	Rapport déformation théorique / déformation expérimentale « $\epsilon_{cct}/\epsilon_{cce}$ ».	59

NOTATIONS

A_c	: Air de béton.
A_e	: Air de béton confiné.
A_s	: Section des armatures tendues.
A_{sx}	: Sections totales des armatures transversales dans la direction x .
A_{sy}	: Sections totales des armatures transversales dans la direction y .
A'_s	: Section des armatures comprimées.
b'', b_0	: Largeur de la zone confinée.
c_l	: Rapport entre la profondeur de la zone confinée et la hauteur de la poutre
b	: Largeur de l'élément.
bc	: Dimensions du noyau aux axes du périmètre des cadres dans les directions x
d	: Hauteur utile de l'élément.
dc	: Dimensions du noyau aux axes du périmètre des cadres dans les directions y
d', d''	: Enrobage de béton.
E_s	: Module d'élasticité de l'acier.
f_{cd}	: Contrainte maximale de calcul de béton.
f_{ck}, f'_c	: Résistance du béton à la compression sur éprouvette cylindrique.
f_{cke}, f_{cc}	: Résistance du béton confiné à la compression.
f_{ct}	: Résistance du béton à la traction.
f_{ctm}	: Résistance moyenne du béton à la traction.
f_{cu}	: Résistance du béton à la compression sur éprouvette cubique.
f'_l	: Pression latérale effective.
f'_{lx}	: Pression de confinement latérale effective dans la direction x .
f'_{ly}	: Pression de confinement latérale effective dans la direction y .
f_{res}	Contrainte résiduelle.
f_y, f_{yk}	: Limite élastique des aciers longitudinaux.
f_{yc}	: Limite élastique des armatures comprimées.
f_{yd}	: Contrainte de calcul des armatures.
f_{yh}	: Limite élastique des armatures transversales.
F_{cc}	: Force résultante du béton.
F_s	: Force résultante d'armatures tendues.
F'_s	: Force résultante d'armatures comprimées.
h	: Hauteur de l'élément.
h_0	: Hauteur de la zone confinée.

$I_{\epsilon 50}$: Indice de confinement effectif évalué au $\epsilon_c = \epsilon_{cuc}$.
I_e	: Indice de confinement effectif évalué au pic de la courbe.
ke	: Coefficient d'efficacité du confinement
L	: Longueur de l'élément.
M	: Moment résistant.
M_u	: Moment résistant ultime.
M_y	: Moment résistant à la fin de la phase élastique.
M_r	: Moment de fissuration.
n	: Nombre des armatures longitudinale.
R	: Rayon de courbure.
s	: Espacement entre les cadres.
s'	: Espacement vertical entre les cadres.
w_i	: Distance entre deux barres adjacentes.
α	: Facteur de déformation du béton.
β_1	: Rapport entre le rectangle de béton équivalent et la profondeur de l'axe neutre.
γ_c	: Facteur partiel de sécurité pour le béton.
γ_s	: Facteur partiel de sécurité pour l'acier.
Δ_u	: Déformation maximale.
Δ_y	: Déformation à la fin de la phase élastique.
ϵ_b	: Déformation du béton comprimé dans la fibre extrême.
ϵ_c	: Déformation résultant de la compression du béton.
ϵ_{cu}	: Déformation de compression ultime du béton non confiné.
ϵ_{cuc}	: Déformation de compression ultime du béton confiné.
ϵ_s	: Déformation des armatures tendues.
ϵ_{sy}	: Déformation de l'armature sous charge maximale.
$\epsilon_{sy,d}$: Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.
ϵ_{s2}	: Déformation dans les armatures comprimées.
ϵ_u	: Déformation de rupture.
ϵ_{uk}	: Allongement ultime de l'armature sous charge maximale.
ϵ_y	: Déformation à la fin de la phase élastique du matériau.
ϵ_0	: Déformation maximale du béton non confiné.
ϵ_{0c}	: Déformation maximale du béton confiné.
ϵ_{50u}	: Déformation correspondante à $0.5 f'_c$ pour un béton non confiné.

θ_u	: Rotation ultime.
θ_y	: Rotation à la fin de la phase élastique.
μ_E	: Facteur de ductilité énergétique.
μ_Δ	: Facteur de ductilité.
μ_ε	: Facteur de ductilité de déformation.
μ_θ	: Facteur de ductilité en rotation.
μ_φ	: Facteur de ductilité locale.
$\mu_{\varphi 0}$: Facteur de ductilité locale initial (ultime).
$\mu_{\varphi max}$: Facteur de ductilité locale maximal (à la rupture).
ξ_u	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état ultime.
ξ_y	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique.
ρ	: Rapport d'armatures tendues.
ρ_{cc}	: Rapport de l'aire des armatures longitudinales à l'aire du noyau de la section de béton.
ρ_s	: Quantité des armatures transversales.
ρ_x	: Quantité des armatures transversales dans la direction x .
ρ_y	: Quantité des armatures transversales dans la direction y .
ρ'	: Rapport d'armatures comprimées.
σ_s	: Contrainte dans les armatures tendues.
σ'_s	: Contrainte dans les armatures comprimées.
σ_2, f_l	: Pression latérale.

INTRODUCTION GENERALE

Il est bien connu que le béton a une grande résistance à la compression, mais il est assez faible en traction. Pour cette raison, le béton est généralement renforcé avec des aciers, ce qui permet à un élément en béton d'éprouver une réponse ductile. Dans les régions sismiques, ces renforcements deviennent surtout importants, car le comportement des éléments en béton dans la phase non linéaire est essentiel pour éviter la rupture. Plusieurs chercheurs ont découvert que l'application d'une pression latérale autour du périmètre de la section en béton pouvait limiter cette rupture et provoquer une augmentation de la résistance et de la ductilité du béton.

L'utilisation de renforcement transversal peut produire une pression latérale, les chercheurs ont convenu de l'appeler le confinement. Un béton confiné a des caractéristiques de contrainte-déformation qui sont nettement différentes de celles du béton ordinaire. La prédiction des caractéristiques contrainte-déformation du béton confiné a été un sujet pour de nombreux chercheurs. Dans ce contexte, des différents modèles analytiques pour le calcul des contraintes et des déformations ont été développés à savoir : Kent et Park (1971), Kent et Park modifié, Sheikh et Uzumeri (1982), Mander et *al.* (1988), Cusson et Paultre (1995), Attard et Setunge 1996, Eurocode 2, et Halima et *al.* (2019).

L'analyse et la prédiction du comportement des éléments en béton armé nécessite une connaissance approfondie sur le béton confiné, où l'emploi d'un modèle qui représente le comportement réel d'un béton confiné est indispensable. Le choix d'un modèle idéal qui présente la réalité est un challenge s'inquiète tous les chercheurs, d'ici apparait l'idée d'évaluer les différents modèles proposés. L'objectif principal de ce travail est de faire une comparaison entre des différents modèles de contraintes et de déformations d'un béton confiné avec des armatures transversales. Les modèles choisis sont confrontés directement avec une large base de données expérimentale.

Pour atteindre cet objectif, le présent mémoire est organisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente une notion sur le confinement de béton. Dans un premier lieu, Il expose une définition et une typologie sur le béton confiné. Ensuite, il présente les paramètres influant ce confinement et en dernier lieu la méthode de calcul d'une pression due au confinement avec armatures transversales. Le second chapitre présente une synthèse des différents modèles de contraintes et de déformations proposés à travers le temps.

Le troisième chapitre collecte quelques travaux expérimentaux réalisés sur un béton confiné avec armatures transversales, ce chapitre représente la base de données expérimentale pour la présente recherche. Le dernier chapitre présente une comparaison entre les modèles de l'Eurocode 2, Cusson et Paultre (1995), Kent et Park modifié et Halima et *al.* (2019). Cette comparaison fait l'appel à la base des données expérimentale construite précédemment. Enfin, ce mémoire est clôturé avec une conclusion générale de l'ensemble des résultats et quelques perspectives pour les futurs recherche.

Chapitre 1
CONFINEMENT DU BETON

1.1. INTRODUCTION

Afin d'étudier les modèles de béton confiné proposés par plusieurs chercheurs, il est absolument impératif de mettre l'accent sur la notion confinement de béton ou béton confiné. D'ici, ce premier chapitre présente une revue sur le confinement du béton, où il commence par une définition et une typologie. Ensuite, il présente les paramètres affectant ce confinement et dernièrement, il présente la méthode de calcul de la pression due au confinement.

1.2. CONFINEMENT DU BETON

Dans la pratique, le béton peut être confiné par les armatures transversales, ceci par l'utilisation des cadres, épingles et étriers... (Park et Paulay 1975 ; Hachemi 2004). Le béton devient confiné lorsque la résistance du noyau est supérieure à celle du béton hors noyau (non-confiné). La figure 1.1 montre la différence entre une section confinée et l'autre non confinée, où l'armature transversale forme une zone sous une pression. Il est clair que l'armature longitudinale transmet la pression du cadre vers le noyau du béton (**figure 1.2**) pour former cette zone sous-pression (zone grise, figure 1.1b).

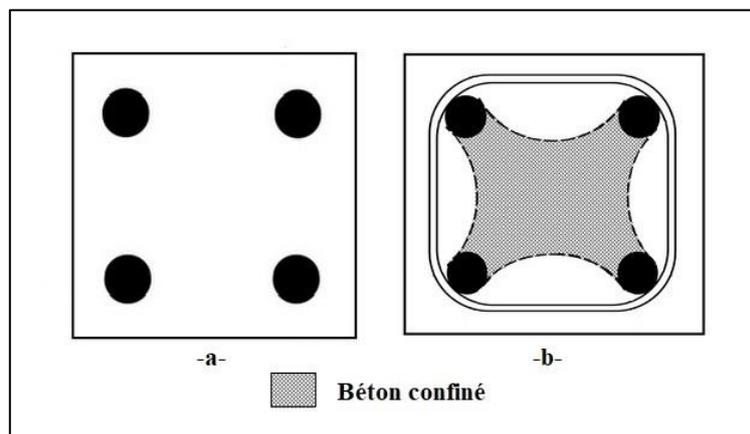


Figure 1.1 : Confinement du béton

Sous la pression latérale due au confinement σ_2 (figure 1.2), un changement radical sur le comportement du béton est produit, où des contraintes et des déformations plus élevées sont atteintes.

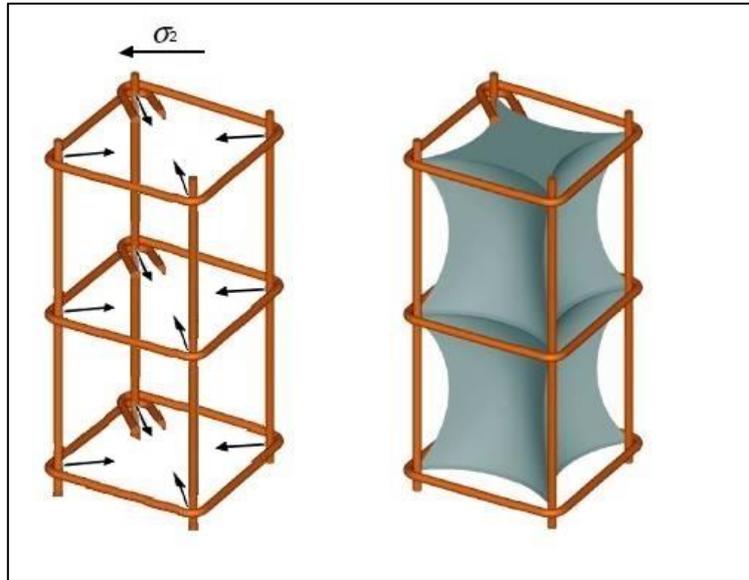


Figure 1.2 : Pression latérale (Paultre et Légéron (2008)).

1.3. Types de confinement du béton

On distingue deux types différents de confinement passif et actif.

1.3.1. Confinement passif

Le confinement est passif quand la pression latérale agit par réaction à l'expansion latérale du béton comprimé qui est due à l'effet de Poisson. Ce type de confinement provient généralement d'armatures transversales, mais peut aussi résulter de l'effet de pièces limitrophes (Paultre (2011)).

La figure 1.3 montre bien qu'il existe une zone à l'intérieur des cadres dit un noyau confiné. Autrement, sous un confinement passif la section du béton est toujours partiellement confinée.

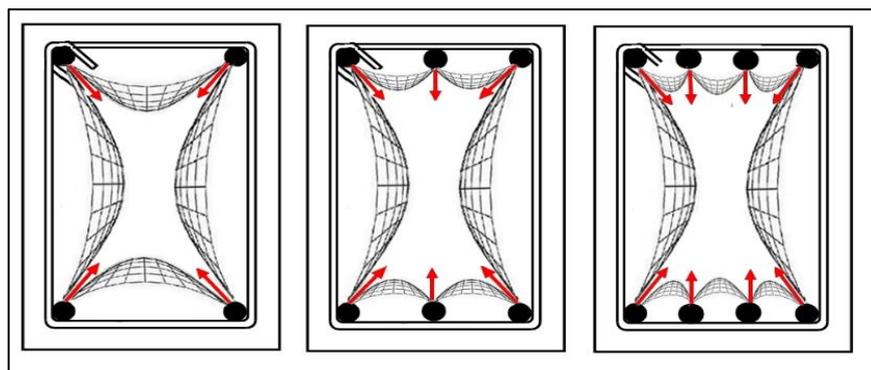


Figure 1.3 : Section de béton sous l'effet d'un confinement passif (Goreine et Maheidoun 2018).

1.3.2. Confinement actif

Le confinement actif du béton est obtenu par l'application d'une pression hydraulique latérale sur la surface d'une éprouvette de béton conduisant à une augmentation de la résistance unidirectionnelle (Paultre (2011)). La figure 1.4 montre que sous un confinement actif la section est totalement ou entièrement confinée.

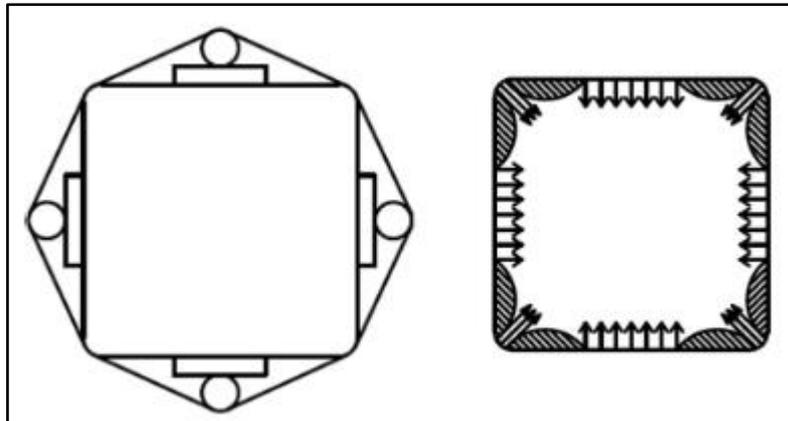


Figure 1. : Section de béton sous l'effet d'un confinement actif (Rousakis et Tourtouras 2015).

1.3.3. Comparaison entre un béton sous un confinement actif et passif

Du fait qu'une force précontrainte est appliquée sur le matériau (béton), le béton activement confiné se rompt plus tôt que le même béton confiné passivement. Cela a été prouvé expérimentalement à partir de recherches antérieures de Moghaddam et al. (2010.a) et Holmes et al. (2015). Il a été constaté que la quantité de niveau précontraint affecte le comportement contrainte-déformation du béton (Moghaddam et al. 2010.a, Moghaddam et al. 2010.b, Awang 2013, Lee et al. 2014, Wei et Wu 2014 et Holmes et al. 2015). Une comparaison entre le béton confiné avec et sans force de précontrainte est illustrée dans la figure 1.5 (Chin et al. 2018). Cette figure a montré aussi que le confinement active fournit une contrainte maximale élevée comparativement au confinement passive.

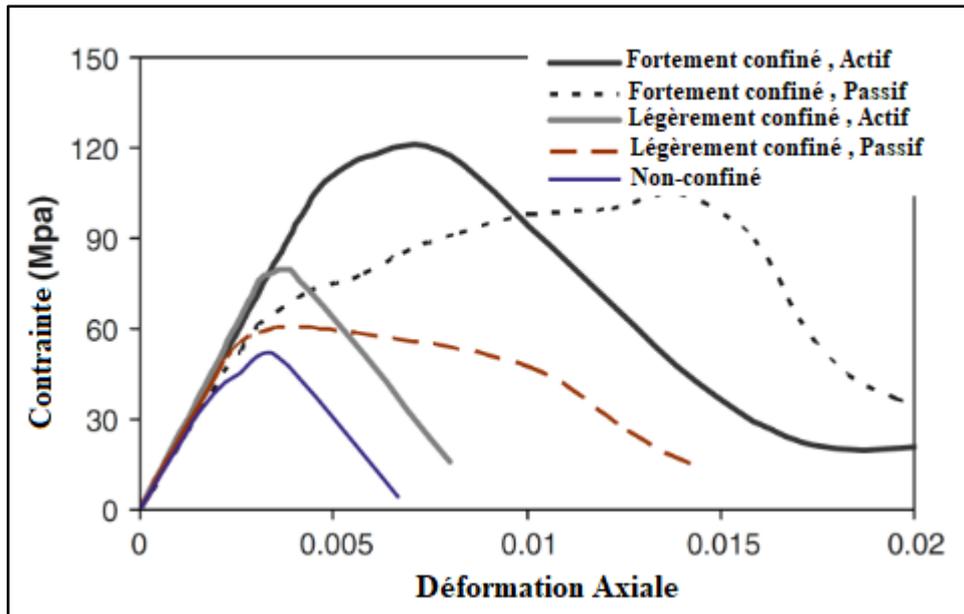


Figure 1.5 : Section de béton sous l'effet d'un confinement actif (Chin et al. 2018).

1.4. PARAMETRES INFLUANT LA PRESSION DUE AU CONFINEMENT AVEC ARMATURES TRANSVERSALES

La réponse post-pic du béton confiné dépend de plusieurs paramètres, ces paramètres ont un impact direct sur la pression due au confinement. Les plus importants sont (Paultre (2011) ; Park et Paulay (1975) ; Cusson et Paultre (1995)) :

- Le taux en section d'armatures transversales (diamètre, dimension et configuration). Un taux en section d'armatures transversales élevé fournit une pression de confinement élevée ;
- La limite d'élasticité de l'acier transversal, car cela donne une limite supérieure à la pression de confinement ;
- Le rapport de l'espacement de l'acier transversal aux dimensions du noyau en béton, car un espacement plus petit conduit à un confinement plus efficace, comme illustré sur la figure 1.6. Le béton est confiné et forme des arcs entre les barres transversales et si l'espacement est grand, il est évident qu'un grand volume de béton ne peut pas être confiné et peut s'éclater.
- La résistance en compression du béton parce que le béton à faible résistance est plutôt plus ductile que le béton à haute résistance ;

- La configuration et la taille des armatures longitudinales, car cet acier confina également le béton. Les barres longitudinales sont généralement de grand diamètre, ils peuvent efficacement confiner le béton. Cependant, les barres longitudinales doivent être placées étroitement contre l'acier transversal car l'acier transversal assure les réactions de confinement aux barres longitudinales, et si le mouvement des barres longitudinales est nécessaire pour les mettre en contact efficace avec l'acier transversal, l'efficacité du confinement sera réduite.

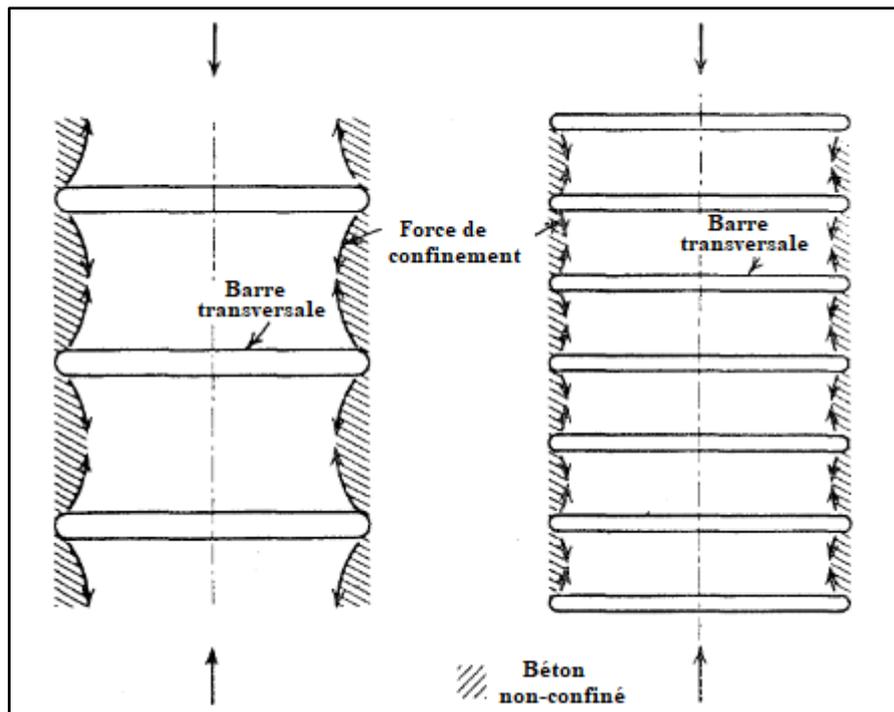


Figure 1.6 : Effet d'espacement d'armatures transversales sur l'efficacité du confinement (Park et Paulay (1975)).

1.5. PRESSION DUE AU CONFINEMENT AVEC ARMATURES TRANSVERSALES

Mander et al. (1988) ont proposé une approche similaire à celle utilisée par Sheikh et Uzumeri (1980) pour déterminer la pression de confinement latérale effective sur une section de béton (f'_l). Ils ont considéré que la pression de confinement latérale effective est égale à :

$$f'_l = f_l k_e \quad (1.1)$$

Où : f_l = la pression latérale due aux armatures transversales, supposé être uniformément réparti sur la surface du noyau en béton et k_e = est le coefficient d'efficacité du confinement.

Pour les sections de béton rectangulaires confinées par des cadres avec ou sans étriers et épingles, le coefficient k_e est donné comme suit :

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (1.2)$$

Où : n = nombre des armatures longitudinales ; w_i = distance entre deux barres adjacentes (**Voir Fig. 1.7**) ; s' = espacement vertical entre les cadres (**Voir Fig. 1.8**) ; b_c et d_c = dimensions du noyau aux axes du périmètre des cadres dans les directions x et y , respectivement, avec $b_c \geq d_c$ (**Voir Fig. 1.7**) et ρ_{cc} = rapport de l'aire des armatures longitudinales à l'aire du noyau de la section de béton.

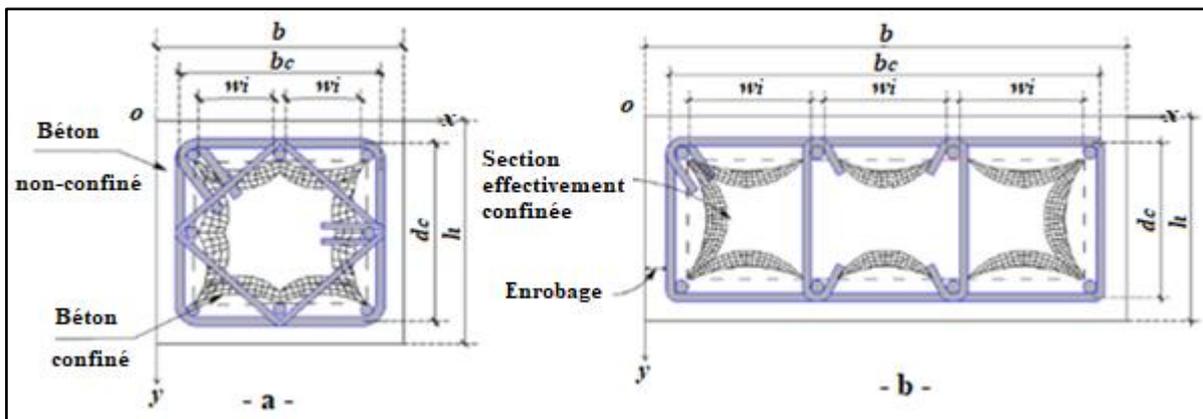


Figure 1.7: Section de béton rectangulaire sous un confinement (Abdesslam et al 2019).

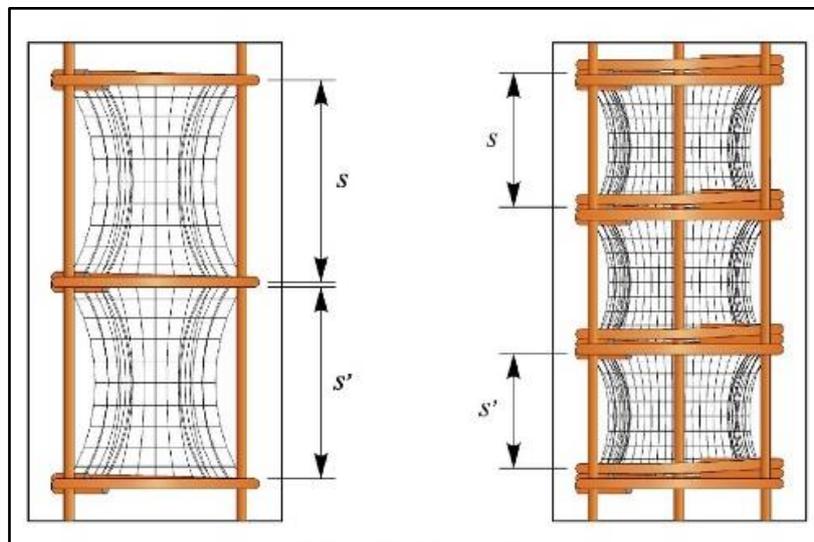


Figure 1.8 : Espacement Vertical et centre à centre (s' et s) (Paultre and Légeron 2008).

La pression de confinement latérale effective est la somme des pressions de confinement latérales effectives dans les directions x et y , f'_{lx} et f'_{ly} , respectivement. Il s'exprime comme suit :

$$f'_l = f'_{lx} + f'_{ly} \quad (1.3)$$

Les pressions de confinement latérales dans les directions x et y sont données par :

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (1.4)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (1.5)$$

Où : f_{yh} = limite d'élasticité des armatures transversales ; ρ_x et ρ_y = quantité des armatures transversales dans les directions x et y respectivement.

ρ_x et ρ_y sont donnés par les expressions suivantes :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (1.6)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (1.7)$$

Où : A_{sx} et A_{sy} = sections totales des armatures transversales dans les directions x et y respectivement et s = espacement centre à centre des armatures transversales (**Voir Fig. 1.8**).

Comme mentionné précédemment, sous la pression latérale due aux armatures transversales, un changement radical du comportement du béton se produit, où des contraintes et des déformations plus élevées sont atteintes.

1.6. CONCLUSION

Dans cette partie à caractère bibliographique, on peut relever quelques aspects importants permettant la caractérisation de la notion béton confiné. Il a démontré que le confinement du béton est l'application d'une pression latérale à l'aide des armatures transversales (passif) ou par l'application d'une pression hydraulique sur la surface extérieure de l'élément. Dans le même contexte, ce chapitre a présenté une méthode détaillée pour calculer la pression latérale due au confinement avec armatures transversales, cette pression dépend :

- Des armatures longitudinales (taux, configuration, etc.) ;

- Des armatures transversales (taux, espacement, etc.) ;
- De la géométrie de la section du béton.

Le chapitre présenté ci-après expose les différentes lois de comportement visées pour faire l'objectif de cette recherche.

Chapitre2

COMPORTEMENT DU BETON SOUS L'EFFET DU CONFINEMENT

2.1. INTRODUCTION

Pour l'analyse moment-courbure des éléments structurels et des systèmes, il est généralement nécessaire de modéliser le comportement des matériaux utilisés. Pour les structures en béton armé sous chargement monotone, des modèles appropriés existent pour le béton non confiné et pour l'acier, mais des informations limitées sont disponibles pour le béton confiné par des armatures transversales.

La courbe contrainte-déformation pour le béton non confiné est bien connue et généralement acceptée pour se terminer à $\varepsilon_{cu} = 0,003$, lors de l'écrasement. Cependant, sous un chargement sismique, des ductilités élevées sont souvent exigées des structures, qui nécessitent des déformations ultimes du béton bien supérieures à 0,003. Ces déformations et ductilités peuvent être obtenues en fournissant un renforcement longitudinal et transversal pour confiner efficacement le béton central. Une connaissance de la courbe contrainte-déformation pour le béton confiné est particulièrement importante, delà, ce chapitre présente les différentes lois de comportement proposées par différents chercheurs.

2.2. CONTRAINTES ET DEFORMATIONS D'UN BETON CONFINE

Le béton confiné a des caractéristiques de contrainte-déformation qui sont nettement différentes de celles du béton ordinaire. Des modèles analytiques ont été développés, généralement sur la base d'un ensemble spécifique de données d'essai. Dans ce qui suit, quelques célèbres modèles sont présentés.

2.2.1. Lois de comportement de Kent et Park 1971

Basant sur les résultats expérimentaux des poteaux carrés avec des résistances de béton jusqu'à 60 MPa et confinés à l'aide des cadres transversaux, Kent et Park (1971) ont proposé un simple modèle contrainte-déformation (f - ε) applicable pour un béton confiné. Dans ce modèle, les auteurs ont considéré que l'effet de confinement pourra influencer la phase plastique seulement, la figure (3.1) et les équations suivantes illustrent bien ce modèle :

La partie ascendante : (Parabole) :

$$f_c = f'_c * \left[\frac{2 * \varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) \right]^2 \quad (2.1)$$

La partie descendante :

$$f_c = f'_c * [1 - Z_m(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (2.2)$$

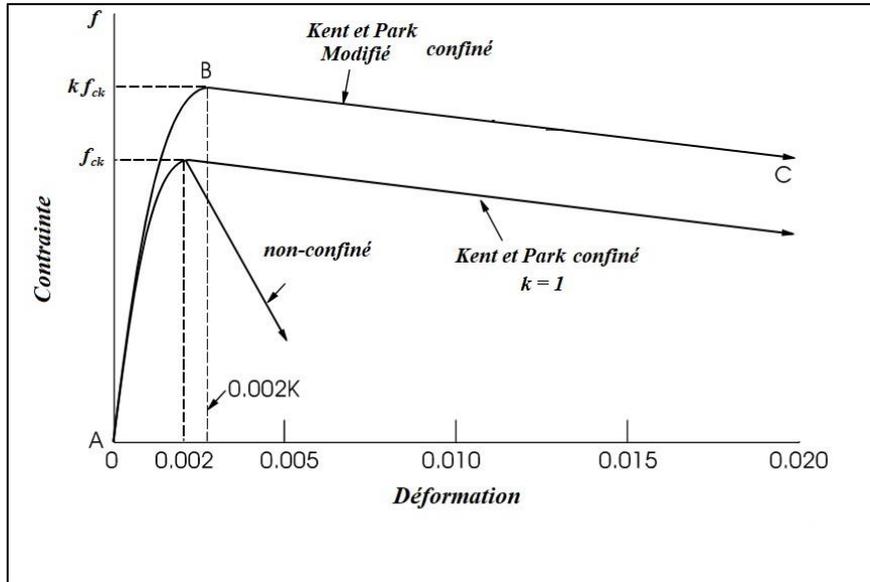


Figure 3.1 : Modèles contrainte-déformation de Kent et Park (1971) et Kent et Park modifié.

Où ;

f'_c est contrainte de calcul de béton et ε_0 est la déformation à la fin de la phase élastique du béton.

$$Z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0} \quad (2.3)$$

ε_{50u} est la déformation correspondante à $0.5 f'_c$ pour un béton non confiné :

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 * f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2.4)$$

Et :

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} * \rho_s * \sqrt{b''/s} \quad (2.5)$$

ρ_s est le rapport de l'aire du cadre sur l'aire du béton :

$$\rho_s = \frac{A_{cadre}}{A_{béton}} \quad (2.6)$$

f_{yh} est la limite élastique des cadres, b'' est la largeur de la zone confinée, s est l'espacement entre les cadres.

2.2.2. Loïs de comportement Kent et Park (Modifiée)

Le modèle de confinement publié par Kent et Park en (1971) a été basé sur les tests des poteaux carrés avec quatre barres en coins et reliées par des cadres carrés. Ultérieurement, ce modèle est modifié par Scott et al (1982) et Park et al (1982) pour inclure un facteur d'amélioration (K). Le nouveau modèle est décrit dans la figure 3.4 et les équations suivantes

La partie ascendante : (Parabole) :

$$f_c = k * f'_c * \left[\frac{2 * \varepsilon_c}{.002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{.002k} \right) \right]^2 \quad (2.7)$$

La partie descendante :

$$f_c = k * f'_c * [1 - z_m(\varepsilon_c - .002k)] \geq 0.2 * k * f'_c \quad (2.8)$$

Où ;

$$k = 1 + \frac{\rho_s * f_{yh}}{f'_c} \quad (2.9)$$

$$z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{0.3 + 0.29 * f'_c}{145 * f'_c - 1000} \quad (2.11)$$

2.2.3. Loïs de comportement de Sheikh et Uzumeri 1982

Ceci était le premier modèle qui a considéré l'influence de la disposition des armatures longitudinales et la méthode de configuration des cadres transversaux sur la pression latérale. Les auteurs suggèrent un facteur d'amélioration (K_s), qui dépendant du taux et de la limite élastique des armatures transversales. Ce modèle est décrit par la figure 3.2 et les équations suivantes :

La partie pré-maximale (parabolique), $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{0c}$

$$f_c = f_{ckc} * \left[\frac{2 * \varepsilon_c}{K_s * \varepsilon_{s1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{K_s * \varepsilon_{s1}} \right) \right]^2 \quad (2.12)$$

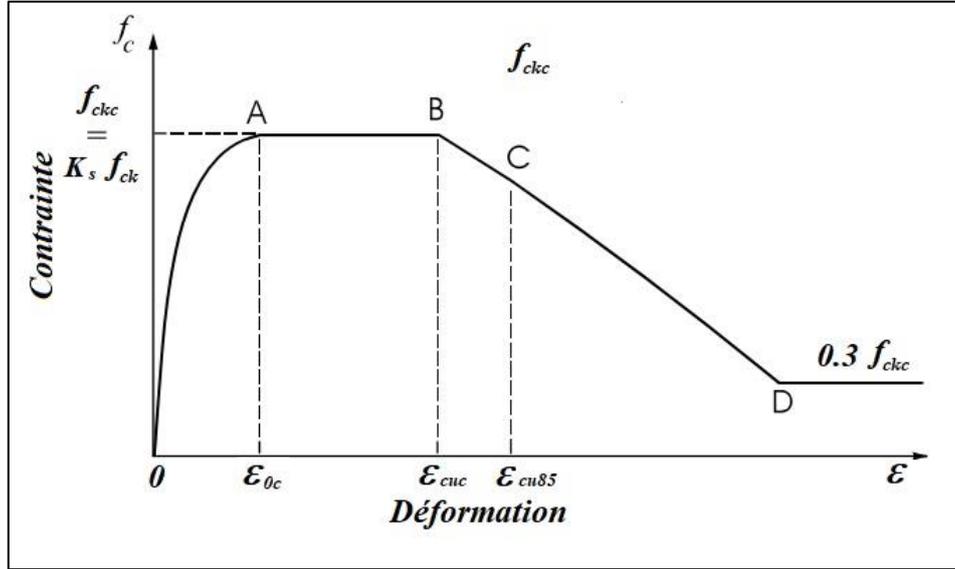


Figure 3.2 : Modèle contrainte-déformation de Sheikh et Uzumeri (1982).

La réponse Post-maximale ($\varepsilon_c > \varepsilon_{0c}$)

$$f_c = f_{ckc} * \left[1 - \frac{0.15 * (\varepsilon_c - \varepsilon_{s2})}{(\varepsilon_{s85} - \varepsilon_{s1})} \right] \geq 0.3 * f_{ckc} \quad (2.13)$$

Où, f_{ckc} est la résistance du béton confiné :

$$f_{ckc} = K_s * f_{ck} \quad (2.14)$$

Avec :

f_{ck} est la résistance du béton non confiné.

$$k_s = 1 + \frac{2.73 * B^2}{P_{occ}} * \left[\left(1 - \frac{n * c^2}{5.5 * B^2} \right) * \left(1 - \frac{s}{2 * B} \right)^2 \right] * \sqrt{\rho_s * f_{yh}} \quad (2.15)$$

Avec :

$$P_{occ} = 0.85 * f_{ck} * (B^2 - A_s) \quad (2.16)$$

B est la largeur de la zone confinée, C est distance entre les barres longitudinales, n est le nombre des barres longitudinales, s est l'espacement entre les cadres transversaux, ρ_s est le rapport volumique des armatures transversales, f_{yh} est la limite élastique des armatures transversales.

Les déformations du béton confiné sont données comme suit :

La déformation à la fin de la phase élastique :

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0 * k_s \quad (2.17)$$

La déformation ultime :

$$\frac{\varepsilon_{cuc}}{\varepsilon_0} = 1 + \frac{248}{c} * (1 - 5(S/B)^2) * \frac{\rho_s * f'_s}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (2.18)$$

La déformation à la rupture :

$$\varepsilon_{s85} = 0.22 * \rho_s * \sqrt{B/S} + \varepsilon_{cuc} \quad (2.19)$$

Avec :

f'_s est la contrainte dans les armature transversales.

2.2.4. Lois de comportement de Mander, Priestely et Park 1988

Ce modèle de confinement est capable de prédire les avantages de confinement dans les poteaux circulaires ou rectangulaires sous un chargement cyclique ou monotonique. Pour tenir compte de l'observation expérimentale que toute la section du béton (A_c) n'est pas effectivement confinée, les auteurs réduisent la pression de confinement latérale (f_l) par le coefficient (K_e), comme décrit dans les équations suivantes :

$$f'_l = k_e * f_l \quad (2.20)$$

$$k_e = A_e/A_c \quad (2.21)$$

Avec :

f'_l est la pression de confinement latérale effective ;

A_e est la section de béton confinée effective.

Mander et *al.* (1988) ont pris une approche semblable à cela prise par Cheikh et Uzumeri (1982), où ils ont défini la région confinée en fonction de la configuration et de l'espacement entre les barres longitudinales et transversales. Les valeurs typiques pour le coefficient k_e sont 0.95 pour les poteaux circulaires confinées par des cerces, 0.75 pour les poteaux carrés, et 0.50 pour les voiles.

Basant sur l'expression originale d'un béton non confiné de Popovics (1973), Mander et *al.* (1988) ont proposé la relation contrainte-déformation (f_c - ε_c) suivante :

$$\frac{f_c}{f_{ckc}} = \frac{(\varepsilon_c/\varepsilon_{0c}) * n}{n-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{0c})^n} \quad (2.22)$$

Avec :

$$n = \frac{E_c}{[E_c - (f_{ckc}/\varepsilon_{0c})]} \quad (2.23)$$

Où ;

E_c est le module élastique du béton ;

f_{ckc} est la résistance du béton confiné ;

ε_{0c} est la déformation maximale du béton confiné, elle est donnée comme suit :

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0 (5 * f_{ckc}/f_{ck} - 4) \quad (2.24)$$

Avec :

f_{ck} est la résistance du béton non confiné et ε_0 est la déformation maximale du béton non confiné.

La figure 3.3 présente le modèle contrainte-déformation proposé par Mander et al. (1988) :

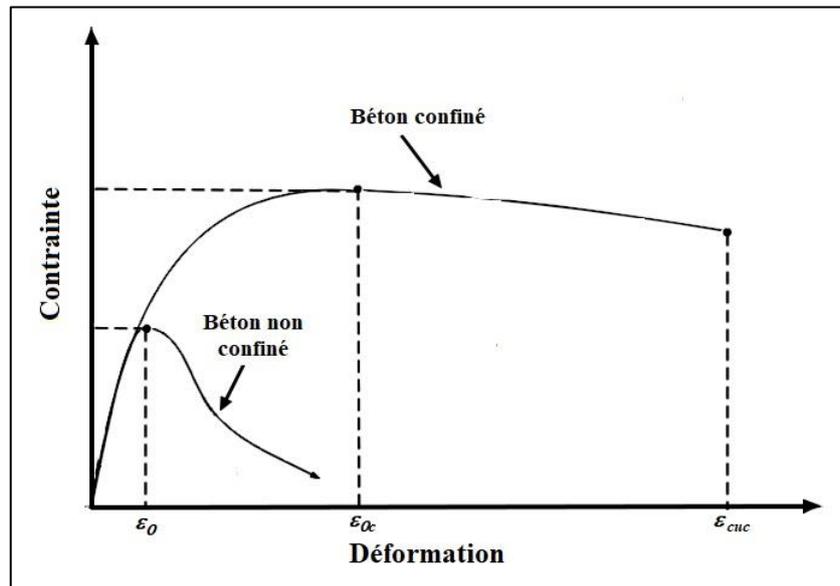


Figure 3.3 : Modèle contrainte-déformation de Mander et al. (1988).

2.2.5. Lois de comportement de Cusson et Paultre 1995

Ce modèle de béton confiné est développé et calibré sur la base des résultats expérimentaux de cinquante poteaux de grandes dimensions en béton à haute performance testés sous un chargement centré. Les effets de la résistance en compression du béton, des limites élastiques des aciers utilisés, de la configuration des étriers, de la quantité

volumétrique d'armatures latérales, de l'espacement des étriers et de la quantité d'armatures longitudinales sont considérés dans le modèle proposé. La figure 3.4 illustre la courbe analytique du modèle proposé.

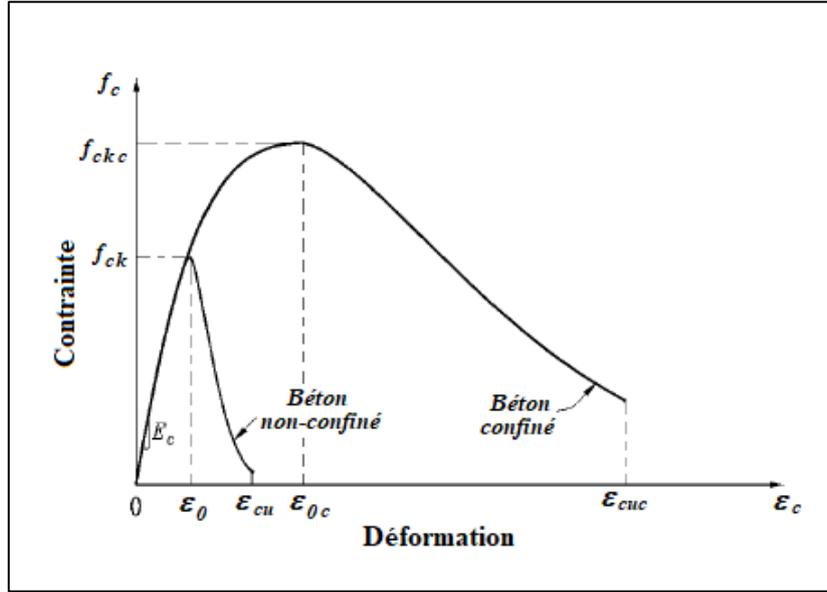


Figure 3.4 : Modèle contrainte-déformation de Cusson et Paultre (1995).

- La partie ascendante (OA) est une relation originale proposée par Popovic (1973), elle s'écrit :

$$f_c = f_{ckc} \left[\frac{k_1(\varepsilon_c/\varepsilon_{0c})}{k-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{0c})^k} \right] \quad (2.25)$$

$$k = \frac{E_c}{E_c - (f_{ckc}/\varepsilon_{0c})} \quad (2.26)$$

Où :

f_c et ε_c sont la contrainte et la déformation correspondante dans le béton ;

f_{ckc} est la résistance du béton confiné à la compression :

$$f_{ckc} = f_{ck} \left(1 + 2.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{ck}} \right)^{0.7} \right) \quad (2.27)$$

Avec :

f_{ck} est la résistance du béton non confiné à la compression, f_{le} est la pression de confinement effective.

ε_{0c} est la déformation à la fin de la phase élastique du béton confiné :

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0 + 0.21 \left(\frac{f_{le}}{f_{ck}} \right)^{1.7} \quad (2.28)$$

k est un facteur contrôlant la pente, et E_c est le module élastique du béton.

- La partie descendante (ABC) de la courbe contrainte-déformation est une modification de la relation proposée par Fafitis et Shah (1985) pour le béton confiné à hautes performances :

$$f_c = f_{ckc} \exp[k_1(\varepsilon_c - \varepsilon_{0c})^{k_2}] \quad (2.29)$$

Avec :

$$k_1 = \frac{\ln 0.5}{(\varepsilon_{cuc} - \varepsilon_{0c})^{k_2}} \quad (2.30)$$

$$k_2 = 0.58 + 16 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.4} \quad (2.31)$$

Où :

ε_{cuc} est la déformation ultime du béton confiné :

$$\varepsilon_{cuc} = \varepsilon_{cu} + 0.15 \left(\frac{f_{le}}{f_{ck}} \right)^{1.1} \quad (2.32)$$

Avec :

ε_{cu} est la déformation ultime du béton non confiné.

Basant sur le même modèle de Cusson et Paultre (1995), Legeron et Paultre (2003) ont proposé des nouvelles formules pour la résistance et les déformations élastique et ultime et du béton confiné. Elles deviennent comme suit :

La résistance du béton confiné à la compression (f_{ckc}) :

$$f_{ckc} = f_{ck}(1 + 2.4(I'_e)^{0.7}) \quad (2.33)$$

Où ;

I'_e est l'indice de confinement effectif évalué au pic de la courbe.

La déformation à la fin de la phase élastique du béton confiné (ε_{0c}) :

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0(1 + 35(I'_e)^{1.2}) \quad (2.34)$$

La déformation ultime du béton confiné (ε_{cuc}) :

$$\varepsilon_{cuc} = \varepsilon_{cu}(1 + 60I_{e50}) \quad (2.35)$$

Où ;

I_{e50} est l'indice de confinement effectif évalué au $\varepsilon_c = \varepsilon_{cuc}$.

2.2.6. Lois de comportement de Attard et Setunge 1996

Basant sur les résultats expérimentaux, Attard et Setunge (1996) ont proposé un modèle contrainte -déformation pour un béton à haute résistance confiné. Les poteaux testés ont des résistances de béton jusqu'à 130 MPa et une pression latérale (confinement) entre 1 et 20 MPa. La courbe contrainte déformation est présentée dans la figure 3.5.

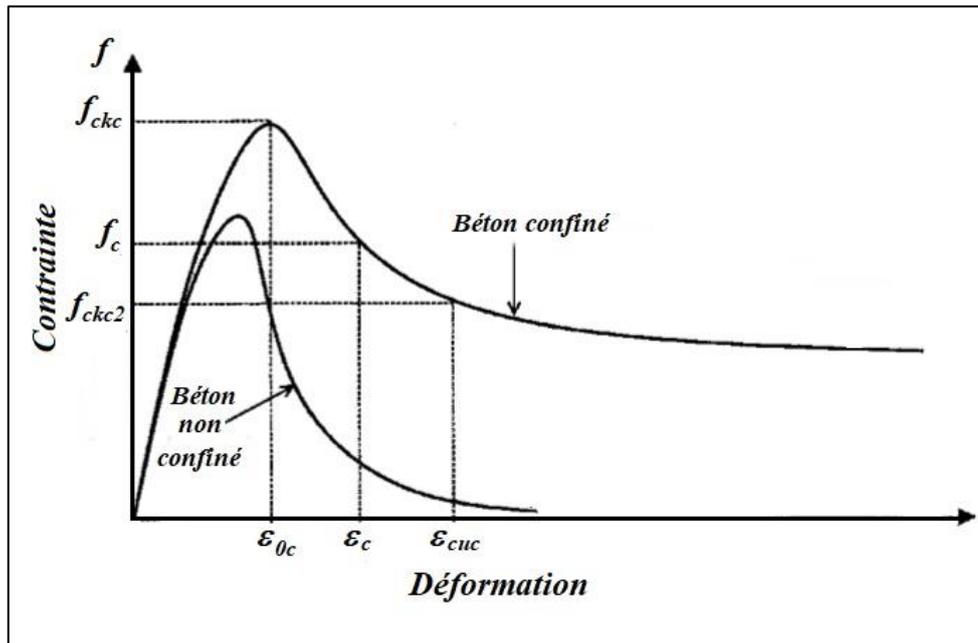


Figure 3.5 : Modèle contrainte-déformation de Attard et Setunge 1996.

La relation contrainte-déformation ($f-\varepsilon$) est basée sur l'ancienne modèle de Sargin (1971), où ce dernier est donné comme suit :

$$Y = \frac{AX+BX^2}{1+CX+DX^2} \quad (2.36)$$

Avec :

$$Y = \frac{f_c}{f_{ckc}} \quad (2.37)$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{0c}} \quad (2.38)$$

Où : f est la contrainte correspondante à la déformation ε , f_{ck} est la contrainte maximale correspondante à la déformation à la fin de la phase élastique ε_{0c} et A , B , C et D sont des constants.

1. Pour la partie ascendante les constants A , B , C et D sont donnés par :

$$A = \frac{E_{ti}\varepsilon_{0c}}{f_{ckc}} \quad (2.39)$$

$$B = \frac{(A-1)^2}{\alpha\left(1-\frac{f_{pl}}{f_{ckc}}\right)} + \frac{A^2(1-\alpha)}{\alpha^2\frac{f_{pl}}{ckc}\left(1-\frac{f_{pl}}{f_{ckc}}\right)} - 1 \quad (2.40)$$

$$C = (A - 2) \quad (2.41)$$

$$D = (B + 1) \quad (2.42)$$

Avec :

$$\alpha = E_{ti}/E_c \quad (2.43)$$

Où :

E_{ti} est le module tangentiel initial correspondante à une contrainte nulle et E_c est le module tangentiel correspondante à une contrainte égale $0.45f_{ck}$.

2. Pour la partie descendante les constants A , B , C et D sont donnés par :

$$A = \left[\frac{\varepsilon_{cuc} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{0c}} \right] \left[\frac{\varepsilon_{cuc}E_c}{(f_{ckc} - f_c)} - \frac{4\varepsilon_c E_{cuc}}{(f_{ckc} - f_{ckc2})} \right] \quad (2.44)$$

$$B = (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuc}) \left[\frac{E_c}{(f_{ckc} - f_c)} - \frac{4E_{cuc}}{(f_{ckc} - f_{ckc2})} \right] \quad (2.45)$$

$$C = A - 2 \quad (2.46)$$

$$D = B + 1 \quad (2.47)$$

Avec :

$$E_c = \frac{f_c}{\varepsilon_c} \text{ et } E_{cuc} = \frac{f_{cuc}}{\varepsilon_{cuc}}$$

2.2.7. Loïs de comportement de l'Eurocode 2

L'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) fournit un modèle contrainte-déformation (σ_c - ε_c) pour un béton confiné similaire au béton non confiné (parabole-rectangle), avec un changement au niveau des contraintes et des déformations. Pour le dimensionnement des sections transversales d'un élément en béton armé non confiné, on utilise le diagramme contrainte-déformation du calcul illustré dans la figure 3.6 (A), caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] & \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ f_{cd} & \text{pour } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (2.48)$$

Où :

ε_c est la déformation résultante de la compression du béton ;

n est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.49)$$

ε_0 est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{ck} :

$$\varepsilon_0 (\text{‰}) = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.50)$$

ε_{cu} est la déformation de compression ultime :

$$\varepsilon_{cu} (\text{‰}) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.51)$$

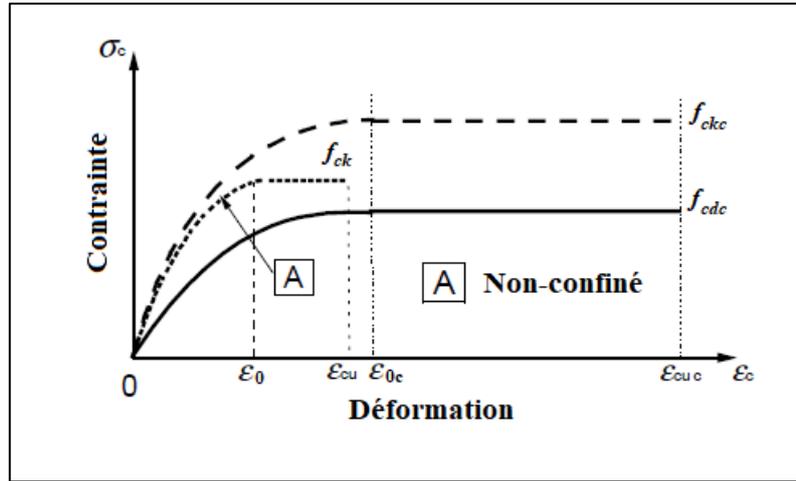


Figure 3.6 : Modèle contrainte-déformation de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004).

Les relations suivantes illustrent les nouvelles formules obtenues :

La résistance à l'intérieur des cadres f_{ckc} :

$$f_{ckc} = \begin{cases} f_{ck} \left(1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) & \text{pour } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck} \\ f_{ck} \left(1.125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) & \text{pour } \sigma_2 > 0.05 f_{ck} \end{cases} \quad (2.52)$$

La déformation à la fin de la phase élastique ϵ_{0c} :

$$\epsilon_{0c} = \epsilon_0 \left(\frac{f_{ckc}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (2.53)$$

La déformation ultime ϵ_{cuc} :

$$\epsilon_{cuc} = \epsilon_{cu} + 0.2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (2.54)$$

2.2.8. Lois de comportement de Samani et Attard 2012

Basant sur des anciens modèles, Samani et Attard (2012) ont développé un modèle pour prédire le comportement d'un béton ordinaire et à haute résistance avec et sans confinement. Le modèle proposé est principalement basé sur le modèle de Attard et Setunge (1996), la formule de la contrainte f est donnée comme suit :

1. Pour la partie ascendante, quand $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{0c}$ et $0 \leq f \leq f_{ckc}$:

$$\frac{f}{f_{ckc}} = \frac{AX+BX^2}{1+(A-2)X+(B+1)X^2} \quad (2.55)$$

Avec :

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{0c}} \quad (2.56)$$

f_{ckc} est la contrainte maximale correspondante à la déformation à la fin de la phase élastique ε_{0c} et les constants A et B sont définis comme celui de Attard et Setunge (1996).

2. Pour la partie descendante, quand $\varepsilon \geq \varepsilon_{0c}$:

$$\frac{f}{f_{ckc}} = \frac{f_{res}}{f_{ckc}} + \left(1 - \frac{f_{res}}{f_{ckc}}\right) \left(\frac{f_{ic}}{f_{ck}}\right)^{\left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{0c}}{\varepsilon_c - \varepsilon_{0c}}\right)^2} \quad (2.57)$$

Avec :

f_{ic} est donnée par la formule suivante :

$$\frac{f_{ic}}{f_{ck}} = 1.41 - \ln(f_{ck}) \quad (2.58)$$

f_{res} est la contrainte résiduelle :

$$f_{res} = f_{ckc} \left(1 - \frac{1}{a \left(\frac{f_r}{f_{ck}}\right)^k + 1}\right) \quad (2.59)$$

Avec :

$$a = 795.7 - 3.391f_{ck} \quad (2.60)$$

$$k = \left(5.79 \left(\frac{f_r}{f_{ck}}\right)^{0.694} + 1.301\right) \quad (2.61)$$

2.2.9. Lois de comportement de Piscesa et al. 2017

Piscesa et al. (2017) ont développé une nouvelle approche pour prédire le comportement du béton confiné. Le nouveau modèle proposé est basé sur l'étude de Menetrey et Willam (1995). La formule de la contrainte f_c est en fonction des trois coordonnées cylindriques de Haigh-Westergaard (ξ, ρ, θ) donnée comme suit :

$$f(\rho, \xi, \theta) = \left(\frac{\sqrt{1.5}}{f_{ck}q_h(k)} \right)^2 + m\alpha \left[\frac{\rho}{\sqrt{6}f_{ck}q_h(k)} r(\theta, e) + \frac{\xi}{\sqrt{3}f_{ck}q_h(k)} \right] - q_s(k) \quad (2.62)$$

Où, f'_c est la résistance du béton à la compression, $q_h(k)$, $q_s(k)$ et $r(\theta, e)$ sont les fonctions ascendante, descendante et elliptique du modèle proposé, m est le paramètre de frottement, α est le paramètre conducteur de frottement et e est l'excentricité d'ovalisation.

2.2.10. Formules de Halima et al. 2019

Après une analyse basée sur une large base de données expérimentales de plusieurs chercheurs, Halima et al. 2019 ont proposé deux formules pour prédire la déformation et la contrainte maximale d'un béton confiné avec armatures transversales. Les formules proposées sont applicables pour un béton de résistance jusqu'à 200 MPa.

La formule de la contrainte maximale proposée est exprimée comme suit :

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + \frac{3.5}{f_{c0}^{0.85}} + 1.7 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0.95} \quad (2.63)$$

Où, f_{cc} et f_{c0} sont les contraintes du béton confiné et non confiné respectivement et f_{le} est la pression de confinement effective.

La formule de la déformation maximale proposée est exprimée comme suit :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.035 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{6/5} \quad (2.64)$$

Où, ε_{cc} et ε_{c0} sont les déformations du béton confiné et non confiné respectivement.

2.2.11. Autres formules

Le tableau 2.1 présente autres propositions pour prédire la contrainte et la déformation maximale d'un béton confiné.

Tableau 2.1 : Autres modèles de contraintes et de déformations.

Recherche	Contrainte maximale	Déformation axiale correspondante
Yong et al. (1988)	$\frac{f_{cc}}{f'_c} = 1 + 0.0091 \left(1 - \frac{0.245s}{dc}\right) \left(\rho'' + \frac{ndh}{8sdl} \rho_{cc}\right) \frac{f_{yh}}{\sqrt{f'_c}}$	$\varepsilon_{cc} = 0.00265 + \frac{0.0035 \left(1 - \frac{0.734s}{dc}\right) (\rho'' f_{yh})^{2/3}}{\sqrt{f'_c}}$
Nagashima et al. (1992)	$f_{cc} = f'_c + 31.4 \sqrt{\lambda^*} * \rho' w * f_{yh}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 138 \left(\frac{\lambda^* \cdot \rho' * f_{yh}}{f'_c}\right)^2 + 1$
Issa et Tobaa (1994)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + \left(\frac{1}{0.001 + 0.399 \sqrt{\frac{fle}{f_{c0}}}}\right) \left(\frac{fle}{f_{c0}}\right)$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + \left(1.185 \left(\frac{fle}{f_{c0}}\right)^{-0.8}\right) \left(\frac{fle}{f_{c0}}\right)$
Hoshikuma et al. (1998)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.8a \frac{\rho_s * f_{yh}}{f_{c0}}; a = 0.2 \text{ et } \beta = 0.4$	$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0033 \beta \frac{\rho_s * f_{yh}}{f_{c0}}$
Razvi et Saatcioglu (1999)	$f_{cc} = f_{c0} + 6.7 (fle)^{-0.17} fle$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = \left(1 + 5 \frac{40}{f_{c0}} \cdot 6.7 (fle)^{-0.17} \cdot \frac{fle}{f_{c0}}\right)$
Kappos et Konstantinidis (1999)	$f_{cc} = 0.85 f_{c0} + 10.3 (\alpha * \rho w * f_{yt})^{0.4}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + 32.83 (\alpha \cdot w w)^{1.9}$
Antonius et al. (2001)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.7 \left(\frac{fle}{f_{c0}}\right)^{0.9}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} \left(1.94 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1\right) + 1\right)$
Li et al. (2001)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \alpha s \frac{fle}{f_{c0}} - 2 \alpha \frac{fle}{f_{c0}}}\right)$ si $f_{c0} \leq 52 \text{ MPa}; \alpha s = (21.2 - 0.35 f_{c0}) \frac{fle}{f_{c0}}$ si $f_{c0} > 52 \text{ MPa}; \alpha s = 3.1 \frac{fle}{f_{c0}}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + (78.1 - 0.83 f_{c0}) \left(\frac{fle}{f_{c0}}\right) \rightarrow f_{c0} \leq 50 \text{ MPa}$ $\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + (55.3 - 0.39 f_{c0}) \left(\frac{fle}{f_{c0}}\right) \rightarrow > 50 \text{ MPa}$
Légeron et Paultre (2003)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 2.4 \left(\frac{fle}{f'_c}\right)^{0.7}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + 3.5 \left(\frac{fle}{f'_c}\right)^{1.2}$

Suzuki et al. (2004)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 4.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0.70}$	$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.015 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0.56}$
Lokuge et al. (2005)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \left(\frac{f_{le}}{0.9 * 0.32(f_{c0})^{0.67}} + 1 \right)^{1.25(1+0.062\frac{f_{le}}{f_{c0}})(f_{c0})^{-21}}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + (17 - 0.06f_{c0}) \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)$
Hong et al. (2006)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 1.6 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{1/2}$	$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.021 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{3/5}$
Bousalem and Chikh (2007)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 0.4 \frac{ke * \rho_{sh} * f_{yh}}{\sqrt{f_{c0}}}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + \frac{2.7. ke * \rho_{sh} * f_{yh}}{\sqrt{f_{c0}}}$
Akiyama et al. (2010)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \left(1 + 2.28 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0.647} \right)$	$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.0766 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)$
Lim and Ozbakkaloglu (2014)	$f_{cc} = f_{c0} + 5.2 f_{e0}^{0.91} \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{f_{e0}^{-0.06}}$	$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.045 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{1.15}$
Antonius et al. (2017)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} - 0.327 \right) + \sqrt{1.7606 + 16.1714 \frac{f_{le}}{f_{c0}}}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} \left(1.94 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) + 1 \right)$
Li et al. (2017)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \left(-0.681 + 1.889 \sqrt{1 + 11.08 \frac{f_{le}}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + (120 - 1.554f_{c0}) \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)$ <i>si $f_{c0} < 50 \text{ MPa}$</i> $\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + (71.4 - 0.623f_{c0}) \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)$ <i>when</i> <i>si $f_{c0} > 50 \text{ MPa}$</i>
Wu et al. (2018)	$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = 1 + 3.012 * k * \lambda t \quad \lambda t = \rho t \frac{f_{yt}}{f_{c0}}$ $k = 0.26 \sqrt{\left(\frac{bc}{s} \right) \left(\frac{bc}{s'} \right) \left(\frac{1}{f_{le}} \right)}$	$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1 + 7.23K. \lambda t$

2.3. CONCLUSION

Plusieurs modèles de béton confiné avec armatures transversales ont également été proposés, qui tiennent compte de divers paramètres. Les modèles proposés ont montré que la pression latérale affecte positivement le comportement du béton, ceci est bien clair sur les courbes contrainte-déformation tracées. Dans ce contexte, le calcul des nouvelles contraintes et déformations base directement sur la pression latérale due au confinement.

Chapitre 3
TRAVAUX EXPERIMENTAUX
REALISES

3.1. INTRODUCTION

Plusieurs études expérimentales et théoriques ont été effectuées dans plusieurs laboratoires et centre de recherche dans le monde sur le comportement des éléments en béton armé. Ce chapitre présente des travaux expérimentaux réalisés sur un béton confiné avec armatures transversales. Dans ce contexte, les données collectées seront utilisées dans le chapitre suivant comme une référence pour évaluer les modèles de béton confiné choisis.

3.2. TRAVAUX EXPERIMENTAUX

A travers le temps des différents travaux expérimentaux sont réalisés pour prédire le comportement d'un béton confiné avec armatures transversales. Dans ce qui suit, quelques travaux seront présentés.

3.2.1. Nagashima et al. 1992

Nagashima et al. (1992) avaient testé 26 poteaux de section carrée avec une résistance de béton à la compression de 62.8 jusqu'à 120.4 MPa. Ces poteaux avaient des dimensions de 225x225x716mm. Parmi les quatre types de configurations des armatures transversales, les types A, B et D sont pris en considération dans notre recherche. La figure 3.1 et le tableau 3.1 présente les détails des poteaux testés. D'autre part, le tableau 3.1 présente aussi les résultats des contraintes et des déformations obtenus expérimentalement.

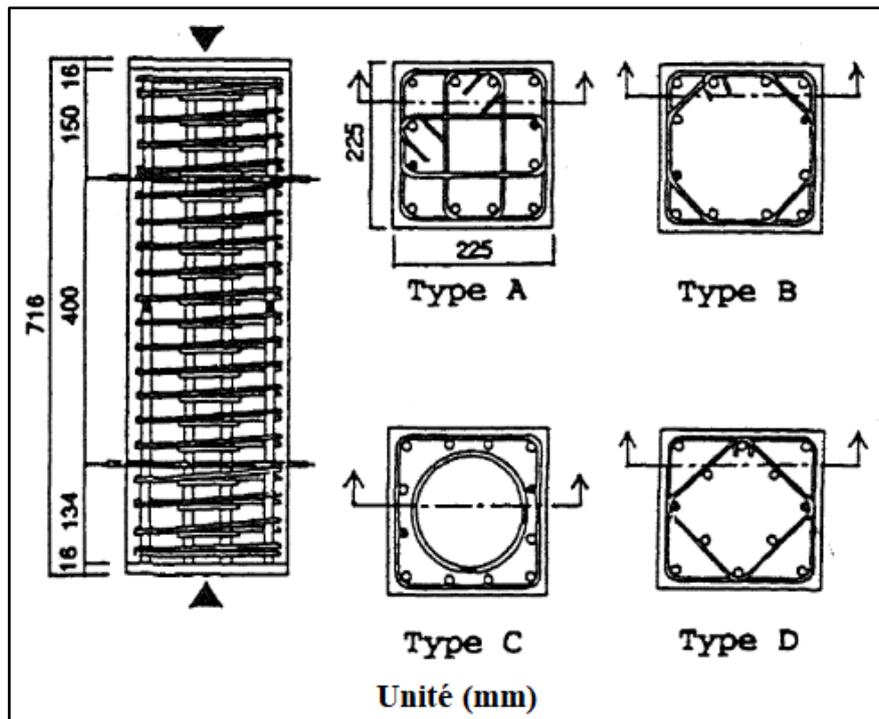


Figure 3.1 : Poteaux testés de Nagashima et al. (1992).

Tableau 3.1 : Données et résultats expérimentaux de Nagashima et al. (1992).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f_c' (MPa)	f_{c0} (MPa)	ϵ_{c0} (‰)	A_l	f_{yt} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	ρ_h (%)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (‰)
HHO8LA	225	225	118.5	100.7	3.5	12T10	386	5.1	55	1.62	1414	125.21	4.4
HH1OLA	225	225	118.5	100.7	3.5	12T10	386	5.1	45	1.98	1414	124.9	3.7
HH13LA	225	225	118.5	100.7	3.5	12T10	386	5.1	35	2.55	1414	134.1	5.5
HH15LA	225	225	118.5	100.7	3.5	12T10	386	6.4	45	3.05	1394	129.5	8.9
HH2OLA	225	225	120.4	102.3		12T10	386	6.4	35	3.92	1394	151.1	17.1
HLO6LA	225	225	120.4	102.3	3.5	12T10	386	5	45	1.98	822.5	120.5	4.3
HLO8LA	225	225	120.4	102.3	3.5	12T10	386	5	35	2.55	822.5	135.8	3.8
LLO5LA	225	225	61.5	52.3	2.9	12T10	386	5	55	1.62	822.5	70.2	3.6
LLO8LA	225	225	61.5	52.3		12T10	386	5	35	2.55	822.5	80.9	7.6
LHO8LA	225	225	61.5	52.3	2.9	12T10	386	5.1	55	1.62	1414	72.3	5.7
LH13LA	225	225	61.5	52.3	2.9	12T10	386	5.1	35	2.55	1414	87.3	11.6
HH13MA	225	225	120.4	102.3	3.5	12T10	608	5.1	35	2.55	1414	134.4	4.8
HH13HA	225	225	120.4	102.3	3.5	12T10	820	5.1	35	2.55	1414	131.7	4.2
LH15LA	225	225	62.8	53.4		12T10	386	6.4	45	3.05	1394	90.4	22.3
HH13LB	225	225	120.4	102.3	3.5	12T10	386	5.1	27	2.55	1414	134.3	6.4

HH13LD	225	225	120.4	102.3		12T10	386	5.1	25	2.55	1414	130.7	3.8
LLO8LB	225	225	62.8	53.4	2.9	12T10	386	5	27	2.55	822.5	84.0	7.0
LLO8LD	225	225	62.8	53.4		12T10	386	5	25	2.55	822.5	78.7	4.1
HH13MSA	225	225	120.4	102.3	3.5	8T10	608	5.1	35	2.55	1414	132.2	3.8
HH13HSA	225	225	120.4	102.3	3.5	6T10	820	5.1	35	2.55	1414	137.5	4.4

3.2.2. Cusson et Paultre 1994

Cusson et Paultre (1994) avaient testé des poteaux de 1.4m de longueur avec une section carrée de (235x235) mm². Les poteaux testés avaient trois types de configurations des armatures transversales, comme montre la figure 3.2.

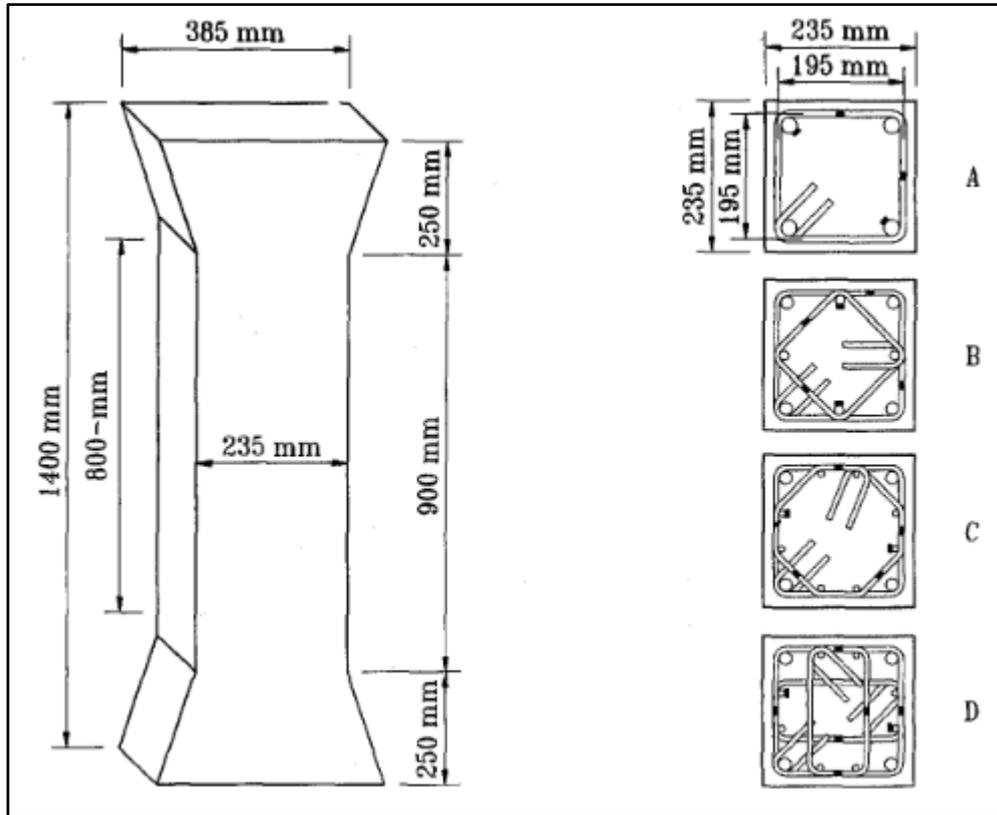


Figure 3.2 : Poteaux testés de Cusson et Paultre (1994).

Les détails des poteaux testés et les résultats obtenus expérimentalement sont présentés dans le tableau suivant (3.2). Dans cette recherche la résistance du béton a été variée de 52.6 jusqu'à 113.6 MPa.

Tableau 3.2 : Données et résultats expérimentaux de Cusson et Paultre (1994).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f_c' (MPa)	f_{c0} (MPa)	ϵ_{c0} (‰)	ρ_l (%)	f_{yl} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	ρ_h (%)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (‰)
1A	235	235	95.4	81.1	2.9	2.2	406	9.5	50	2.8	410	99.7	3.3
1B	235	235	95.4	81.1	2.9	2.2	450	7.9	50	3.4	392	105.4	4.8
1C	235	235	95.4	81.1	2.9	2.2	450	7.9	50	3.6	392	101.4	4.7
1D	235	235	100.4	85.3	3.0	2.2	450	7.9	50	4.8	392	112.7	5.7
2A	235	235	96.4	81.9	3.0	2.2	406	7.9	50	2	392	91.8	3.4
2B	235	235	96.4	81.9	3.0	2.2	450	6.4	50	2.2	414	91.8	3.5
2C	235	235	96.4	81.9	3.0	2.2	450	6.4	50	2.3	414	99.2	3.6
2D	235	235	96.4	81.9	3.0	2.2	450	6.4	50	3.1	414	98.3	4.0
3A	235	235	98.1	83.4	3.0	2.2	406	9.5	100	1.4	410	81.7	3.4
3B	235	235	98.1	83.4	3.0	2.2	450	9.5	100	2.5	410	85.9	3.4
3C	235	235	98.1	83.4	3.0	2.2	450	9.5	100	2.6	410	90.1	3.5
3D	235	235	98.1	83.4	3.0	2.2	450	9.5	100	3.5	410	93.4	4.6
4A	235	235	93.1	79.1	2.9	3.6	420	9.5	50	2.8	410	96.5	3.3
4B	235	235	93.1	79.1	2.9	3.6	450	7.9	50	3.4	392	102.9	4.7
4C	235	235	93.1	79.1	2.9	3.6	450	7.9	50	3.6	392	106.0	4.7

Chapitre 3 : TRAVAUX EXPERIMENTAUX REALISES

5A	235	235	99.9	84.9	-	3.6	420	9.5	50	2.8	705	99.4	-
5B	235	235	99.9	84.9	-	3.6	450	7.9	50	3.4	770	104.5	-
5C	235	235	99.9	84.9	3.0	3.6	450	7.9	50	3.6	770	110.4	6.8
5D	235	235	99.9	84.9	-	3.6	450	7.9	50	4.8	770	128.2	-
6D	235	235	113.6	96.6	-	3.6	482	7.9	50	4.8	680	126.5	-
7B	235	235	75.9	64.5	-	3.6	482	9.5	50	4.9	715	112.3	-
7D	235	235	67.9	57.7	-	3.6	482	7.9	50	4.8	680	95.8	-
8B	235	235	52.6	44.7	-	3.6	482	9.5	50	4.9	715	89.4	-

3.2.3. Razvi 1995

Razvi (1995) a conduit un programme expérimental contenant 26 et 20 poteaux carrés et circulaires respectivement. Les poteaux sont écrasés sous une compression simple. Les poteaux carrés avaient une section de (250×250) mm², avec une longueur de 1.5m. Les poteaux carrés avaient trois types de configurations des armatures transversales, comme indique la figure 3.3.

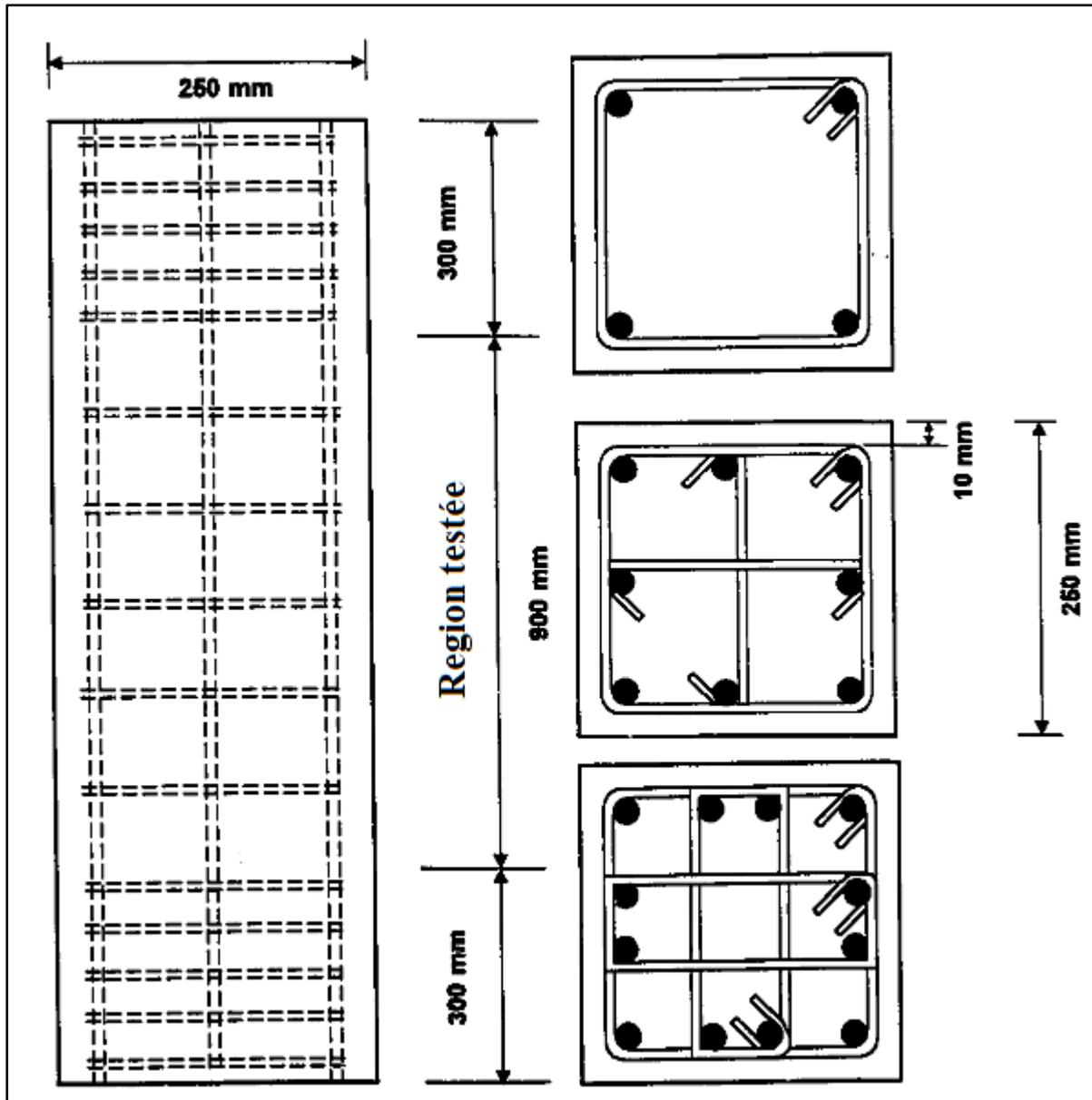


Figure 3.3 : Poteaux testés de Razvi (1995).

Les détails des poteaux testés et les résultats obtenus expérimentalement sont présentés dans le tableau 3.3, la résistance de béton a été variée de 60 à 124 MPa.

Tableau 3.3 : Données et résultats expérimentaux de Razvi (1995).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f'_c (MPa)	f_{c0} (MPa)	ϵ_{c0} (‰)	A_l	f_{yl} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	ρ_h (%)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (‰)
CS-1	250	250	124.0	105.4	2.5	4T16	400	11.3	55	3.33	400	120.8	3.1
CS-2	250	250	124.0	105.4	2.5	8T16	570	6.5	55	2.16	570	121.6	3.3
CS-3	250	250	124.0	105.4	2.5	12T16	570	6.5	55	2.16	570	129.1	3.4
CS-4	250	250	124.0	105.4	2.5	8T16	787	7.5	55	2.17	1000	123.4	4.0
CS-5	250	250	124.0	105.4	2.5	12T16	729	7.5	120	1.32	1000	122.5	3.2
CS-6	250	250	124.0	105.4	2.5	8T16	400	6.5	85	1.05	400	115.7	2.8
CS-7	250	250	124.0	105.4	2.5	12T16	400	6.5	120	0.99	400	115.0	2.8
CS-8	250	250	124.0	105.4	2.5	8T16	400	11.3	85	3.24	400	117.8	3.3
CS-9	250	250	124.0	105.4	2.5	12T16	400	11.3	120	3.06	400	134.2	3.2
CS-11	250	250	81.1	68.9	2.3	4T16	400	11.3	40	4.59	400	93.9	4.2
CS-12	250	250	81.1	68.9	2.3	4T16	400	11.3	55	3.33	400	82.1	3.6
CS-13	250	250	92.0	78.2	2.4	8T16	570	6.5	55	2.16	570	85.9	3.7
CS-14	250	250	92.0	78.2	2.4	12T16	570	6.5	55	2.16	570	94.3	4.02
CS-15	250	250	81.1	68.9	2.3	8T16	831	7.5	55	2.17	1000	95.5	5.7
CS-16	250	250	81.1	68.9	2.3	12T16	814	7.5	85	1.87	1000	95.2	4.7

Chapitre 3 : TRAVAUX EXPERIMENTAUX REALISES

CS-17	250	250	81.1	68.9	2.3	8T16	400	6.5	85	1.05	400	75.2	3.1
CS-18	250	250	81.1	68.9	2.3	12T16	400	6.5	85	1.40	400	76.4	3.2
CS-19	250	250	92.0	78.2	2.4	8T16	400	11.3	85	3.24	400	104.2	3.9
CS-20	250	250	92.0	78.2	2.4	12T16	400	11.3	85	4.32	400	106.3	4.2
CS-22	250	250	60.0	51.0	2.2	8T16	795	7.5	85	1.40	1000	68.0	5.5
CS-23	250	250	60.0	51.0		12T16	792	7.5	120	1.32	1000	71.3	
CS-24	250	250	60.0	51.0	2.2	8T16	400	11.3	85	3.24	400	72.6	5.3
CS-25	250	250	60.0	51.0	2.2	12T16	400	11.3	120	3.06	400	69.7	4.7

3.2.4. Li et al. 2001

Li et al. (2001) avaient testé 40 poteaux de section circulaire et carrée, les dimensions de ces derniers est 240x240x720mm. La résistance du béton à la compression a été variée de 35.2 jusqu'à 82.5 MPa. Les poteaux carrés avaient deux types de configurations des armatures transversales, comme montre la figure 3.4.

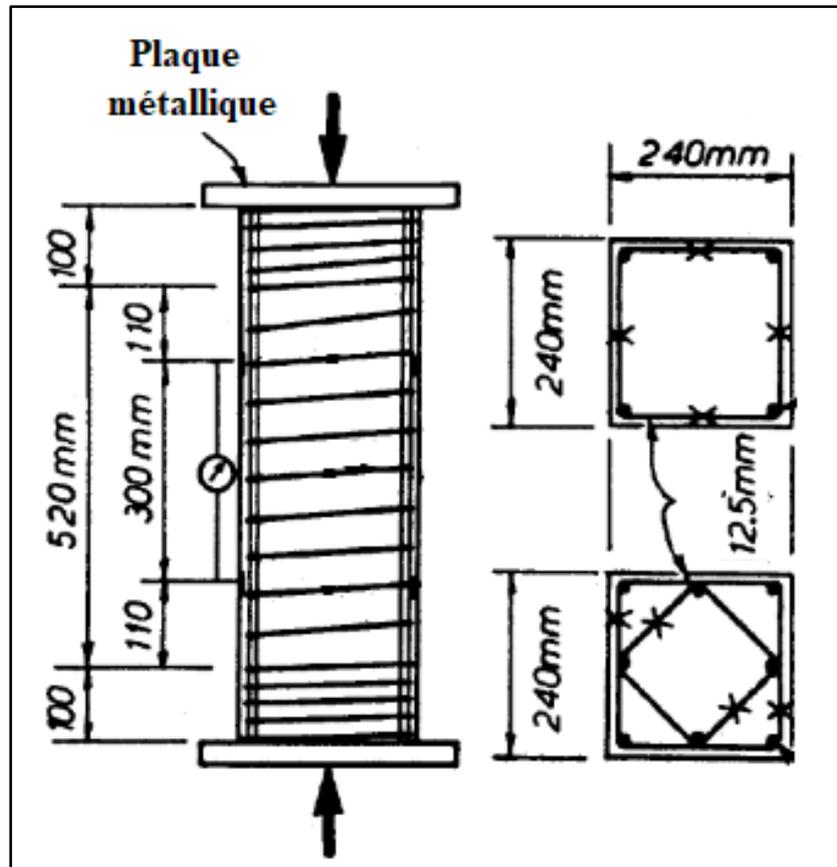


Figure 3.4 : Poteaux testés de Li et al. (2001).

Le tableau 3.4 présente les détails des poteaux carrés et les résultats des contraintes et des déformations obtenus expérimentalement.

Tableau 3.4 : Données et résultats expérimentaux de Li et al. (2001).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f_c' (MPa)	f_{co} (MPa)	A_l	f_{yl} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	ρ_h (%)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)
1A	240	240	70.6	60.0	4T12	443	6	20	2.63	445	69.0
1B	240	240	85.1	72.3	4T12	443	6	20	2.63	445	81.3
4A	240	240	70.6	60.0	4T12	443	6	35	1.50	445	64.8
4B	240	240	85.1	72.3	4T12	443	6	35	1.50	445	77.1
5A	240	240	70.6	60.0	8T12	443	6	35	2.56	445	68.3
5B	240	240	85.1	72.3	8T12	443	6	35	2.56	445	80.6
7A	240	240	70.6	60.0	4T12	443	6	50	1.05	445	63.1
7B	240	240	85.1	72.3	4T12	443	6	50	1.05	445	75.4
8A	240	240	70.6	60.0	8T12	443	6	50	1.79	445	65.4
8B	240	240	85.1	72.3	8T12	443	6	50	1.79	445	77.7
10A	240	240	70.6	60.0	4T12	443	6	65	0.80	445	62.2
10B	240	240	85.1	72.3	4T12	443	6	65	0.80	445	74.5
11A	240	240	70.6	60.0	8T12	443	6	65	1.38	445	63.9
11B	240	240	85.1	72.3	8T12	443	6	65	1.38	445	76.2
1HA	240	240	41.4	35.2	8T12	443	6.4	35	2.86	1318	65.7

Chapitre 3 : TRAVAUX EXPERIMENTAUX REALISES

1HB	240	240	61.2	52.0	8T12	443	6.4	20	5.00	1318	103.9
1HC1	240	240	97.1	82.5	8T12	443	6.4	20	5.00	1318	134.4
3HA	240	240	41.8	35.5	8T12	443	6.4	53	1.89	1318	54.0
3HB1	240	240	61.2	52.0	8T12	443	6.4	35	2.86	1318	79.6
3HB3	240	240	61.2	52.0	8T12	443	6.4	35	2.86	1318	79.6
3HC1	240	240	97.1	82.5	8T12	443	6.4	35	2.86	1318	110.1
3HC3	240	240	97.1	82.5	8T12	443	6.4	35	2.86	1318	110.1
5HC	240	240	97.1	82.5	8T12	443	6.4	50	2.00	1318	100.4

3.2.5. Chung et al. 2002

Chung *al.* (2002) avaient testé des poteaux de section carrée, avec des dimensions de 200x200x600mm, la zone de centrale de 400mm était la zone de test. La résistance du béton à la compression a été variée de 20 jusqu'à 54 MPa. Les poteaux avaient des types de configurations des armatures transversales, comme montre la figure 3.5.

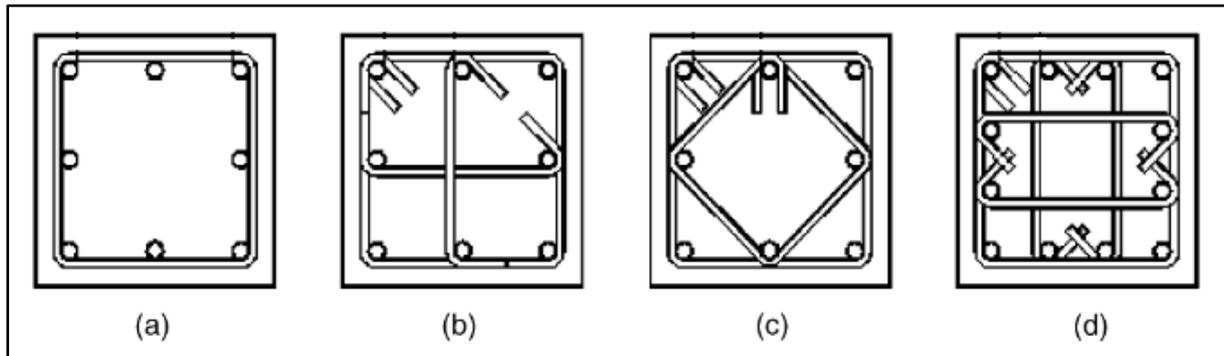


Figure 3.5 : Configuration des armatures transversales Chung et al. (2002).

Le tableau 3.5 présente les détails des poteaux testés et les résultats des contraintes et des déformations obtenus expérimentalement.

Tableau 3.5 : Données et résultats expérimentaux de Chung et al. (2002).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f_c' (MPa)	f_{co} (MPa)	A_t	f_{yt} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)
L8D5.5S5	200	200	23.5	20.0	8T12	420	6	50	550	39.6
L8D5.5S4	200	200	23.5	20.0	8T12	420	6	40	550	35.9
L4S7S3	200	200	23.5	20.0	4T12	420	6	30	700	33.8
L8D13S4	200	200	23.5	20.0	8T12	420	6	40	1300	46.9
L8D13E4	200	200	23.5	20.0	8T12	420	8	40	1300	73.4
M8C5.5F3	200	200	45.9	39.0	8T12	420	5	30	550	57.1
M8D5.5S5	200	200	45.9	39.0	8T12	420	6	50	550	58.0
M8D13S4	200	200	45.9	39.0	8T12	420	6	40	1300	68.3
H8C5.5F3	200	200	63.5	54.0	8T12	420	5	30	550	67.5
H8D5.5S5	200	200	63.5	54.0	8T12	420	6	50	550	75.3
H4S7S3	200	200	63.5	54.0	4T12	420	6	30	700	64.6

3.2.6. Hong et al. 2006a

Hong *al.* (2006a) avaient testé des poteaux de section carrée, avec des dimensions de 250x250x700mm. La résistance du béton à la compression a été variée de 40 jusqu'à 116 MPa. Les poteaux avaient des types de configurations des armatures transversales, comme montre la figure 3.6.

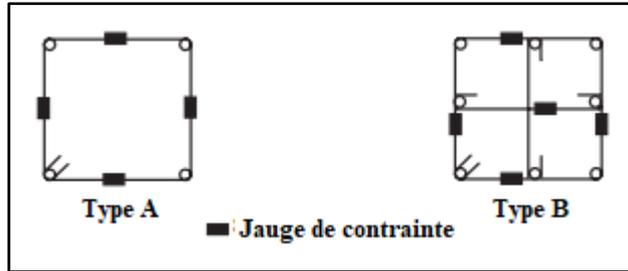


Figure 3.6 : Configuration des armatures transversales Hong et al. (2006a).

Le tableau 3.6 présente les détails des poteaux testés et les résultats des contraintes et des déformations obtenus expérimentalement.

3.2.7. Hong et al. 2006b

Hong *al.* (2006b) avaient testé des poteaux de section carrée, avec des dimensions de 250x250x750mm. La résistance du béton à la compression a été variée de 46.3 jusqu'à 128 MPa. Les détails des poteaux testés, en particulier la configuration des armatures transversales sont montrés dans la figure 3.7.

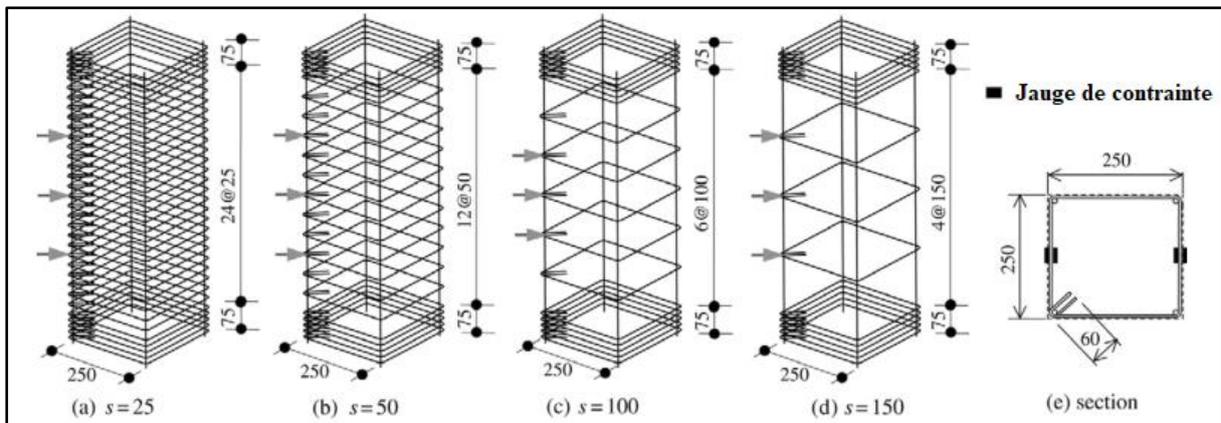


Figure 3.7 : Détails des poteaux testés de Hong et al. (2006b).

Le tableau 3.7 présente les détails des poteaux testés et les résultats des contraintes et des déformations obtenus expérimentalement.

Tableau 3.6 : Données et résultats expérimentaux de Hong et al. (2006a).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f_c' (MPa)	f_{c0} (MPa)	ϵ_{c0} (‰)	A_l	f_{yt} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	ρ_h (%)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (‰)
TF1P1Y1	250	250	39.2	34.3	-	8T12	271	6	40	2.16	379	47.4	-
TF1P2Y1	250	250	39.2	34.4	1.9	8T12	271	6	85	1.02	379	39.9	3.8
TF1P3Y1	250	250	39.2	34.3	-	8T12	271	6	150	0.58	379	39.4	-
DF1P2Y4	250	250	39.2	34.3	1.9	4T12	271	6.4	120	0.91	1420	39.8	3.4
TF2P1Y4	250	250	80.0	62.3	-	8T12	271	6.4	40	2.05	1420	101.0	-
TF2P2Y4	250	250	80.0	62.6	2.3	8T12	271	6.4	85	0.96	1420	85.1	4.2
TF2P3Y1	250	250	80.0	62.3	2.3	8T12	271	6	150	0.58	379	75.4	2.9
TF2P3Y4	250	250	80.0	62.6	2.3	8T12	271	6.4	150	0.55	1420	75.1	3.5
SF2P2Y4	250	250	80.0	62.2	2.3	4T12	271	6.4	40	1.2	1420	72.8	3.3
SF2P3Y4	250	250	80.0	62.4	2.3	4T12	271	6.4	60	0.8	1420	79.2	3.7
DF2P2Y4	250	250	80.0	62.4	2.3	4T12	271	6.4	120	0.91	1420	79.3	4.0
TF3P1Y4	250	250	116.0	84.9	-	8T12	271	6.4	40	2.05	1420	123.1	-
TF3P2Y1	250	250	116.0	85.3	2.4	8T12	271	6	85	1.02	379	102.4	3.8
TF3P2Y4	250	250	116.0	85.2	2.4	8T12	271	6.4	85	0.96	1420	105.6	3.8
TF3P3Y4	250	250	116.0	85.0	2.4	8T12	271	6.4	150	0.55	1420	111.3	3.5
SF3P2Y4	250	250	116.0	84.8	2.4	4T12	271	6.4	40	0.91	1420	97.5	3.3

Tableau 3.7 : Données et résultats expérimentaux de Hong et al. (2006b).

Echantillon	b (mm)	h (mm)	f'_c (MPa)	f_{c0} (MPa)	ϵ_{c0} (‰)	A_l	f_{yl} (MPa)	d_h (mm)	s (mm)	ρ_h (%)	f_{yh} (MPa)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc} (‰)
fc40s50fy317	250	250	46.3	40.5	2.2	4T12	317	6	50	1.01	317	49.5	3.4
fc40s50fy1288	250	250	46.3	40.4	2.3	4T12	1288	6.4	50	0.96	1288	50.1	3.4
fc40s100fy317	250	250	46.3	40.4	2.2	4T12	317	6	100	0.51	317	46.1	3.1
fc40s100fy1028	250	250	46.3	40.6	2.3	4T12	1028	6	100	0.51	1028	43.0	2.8
fc40s100fy1288	250	250	46.3	40.6	2.3	4T12	1288	6.4	100	0.48	1288	45.5	3.2
fc40s150fy1288	250	250	46.3	40.3	2.3	4T12	1288	6.4	150	0.32	1288	41.1	3.0
fc80s25fy1288	250	250	84.8	68.0	2.6	4T12	1288	6.4	25	1.92	1288	89.1	3.7
fc80s50fy317	250	250	84.8	68.1	2.5	4T12	317	6	50	1.01	317	81.8	3.4
fc80s50fy1288	250	250	84.8	68.4	2.6	4T12	1288	6.4	50	0.96	1288	80.0	3.2
fc80s100fy317	250	250	84.8	68.3	2.5	4T12	317	6	100	0.51	317	73.1	2.9
fc80s100fy1028	250	250	84.8	68.2	2.5	4T12	1028	6	100	0.51	1028	74.4	3.0
fc80s100fy1288	250	250	84.8	68.4	2.6	4T12	1288	6.4	100	0.48	1288	82.8	3.2
fc80s150fy1288	250	250	84.8	68.2	2.6	4T12	1288	6.4	150	0.32	1288	73.0	2.7
fc120s25fy1288	250	250	128.0	99.1	2.9	4T12	1288	6.4	25	1.92	1288	125.9	3.3
fc120s50fy317	250	250	128.0	99.6	2.9	4T12	317	6	50	1.01	317	115.5	3.3

fc120s50fy1288	250	250	128.0	99.6	2.9	4T12	1288	6.4	50	0.96	1288	111.6	3.1
fc120s100fy317	250	250	128.0	99.0	2.9	4T12	317	6	100	0.51	317	105.9	2.8
fc120s100fy1028	250	250	128.0	99.4	2.9	4T12	1028	6	100	0.51	1028	101.4	3.0
fc120s100fy1288	250	250	128.0	99.7	2.9	4T12	1288	6.4	100	0.48	1288	102.7	3.0
fc120s150fy1288	250	250	128.0	99.0	2.9	4T12	1288	6.4	150	0.32	1288	111.9	3.12

3.3. CONCLUSION

A la lecture de ce chapitre, il est clair qu'il existe plusieurs travaux expérimentaux sur le béton confiné avec armatures transversales. Les travaux présentés dans ce chapitre ont montré que le confinement affecte positivement le comportement du béton, où une amélioration des contraintes et des déformations est achevée.

La base des données collectée dans cette section est très large, où, la résistance de béton atteint 130MPa et les chercheurs ont utilisé plusieurs configurations des armatures transversales. Par conséquent, cette base de données est suffisante pour évaluer les modèles proposés.

Chapitre 4
COMPARAISON ENTRE LES
MODELES

4.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre expose une confrontation entre les quatre lois de comportement d'un béton sous l'effet du confinement latéral, les lois choisies pour achever cette confrontation sont celles de l'Eurocode 2, Cusson et Paultre (1995), Kent et Park modifié et Halima et *al.* (2019). La performance des différents modèles sera testée par rapport à l'expérimentation, utilisant la base des données expérimentales collectée précédemment. Dans ce qui suit les modèles sont numérotés de 1 à 4 comme suit :

1. Eurocode 2 (EC-2)
2. Cusson et Paultre (1995)
3. Kent et Park modifié
4. Halima et *al.* (2019)

La comparaison entre la contrainte et la déformation maximales prédites par les différents modèles se divise en deux parties, premièrement, on utilise le rapport de la valeur théorique au valeur expérimentale. Ensuite, on utilise certains coefficients statistiques à travers l'erreur en pourcent (%), l'Ecart type (E-T), le coefficient de détermination (R^2) et l'erreur quadratique moyenne (RMSE). La comparaison qui sera réalisée couvert un large intervalle, où la résistance de béton varie de de 23,5 à 128 MPa avec une pression de confinement latérale peut aller jusqu'à 26 MPa.

4.2. COMPARAISON DE LA CONTRAINTE MAXIMALE « f_{cc} »

4.2.1. Rapport contrainte théorique / contrainte expérimentale « $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$ »

L'analyse des rapports contrainte théorique au contrainte expérimentale nous a permis de construire le tableau 4.1. Ce tableau contient les rapports $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$ minimaux et maximaux obtenus, les rapports moyens et les écarts types pour chaque recherche individuellement ainsi que les valeurs totales.

D'après le tableau, on peut remarquer que tous les modèles ont donné des résultats acceptables comparativement à l'expérimentation. On remarque aussi que pour la 1^{ère} recherche de Cusson et Paultre (1994), le premier modèle de l'EC2 et le deuxième modèle de Cusson et Paultre (1995) donnent les meilleures valeurs maximale et minimale respectivement. D'autre part, le troisième modèle de Kent et Park modifié et le quatrième modèle de Halima et *al.* (2019) fournissent les meilleurs rapport moyen et Ecart type respectivement. Pour le reste des recherches, on remarque que le premier, le troisième et le quatrième modèle affichent les meilleures valeurs.

Les résultats totaux mentionnés dans la dernière case du tableau montrent que les meilleures valeurs minimale et maximale étaient pour le premier modèle de l'EC2, mais les

meilleurs écarts type et rapport moyen étaient pour le troisième et le quatrième modèle respectivement.

Tableau 4.1 : Rapport contrainte théorique / contrainte expérimentale « $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$ ».

Recherche	f_c (MPa)	f_{te} (MPa)	Modèle	Rapport $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$		Rapport moyen	E-T
				Min	Max		
Cusson et Paultre (1994)	52,6 - 113,6	0,45 - 11,52	1	0,849	1,255	1,116	0,101
			2	0,880	1,296	1,145	0,102
			3	0,864	1,261	1,091	0,098
			4	0,800	1,298	1,078	0,117
Razvi (1995)	60 - 124	0,88 - 6,42	1	1,017	1,283	1,120	0,070
			2	1,039	1,306	1,144	0,072
			3	1,005	1,214	1,093	0,059
			4	0,997	1,236	1,097	0,073
Li et al. (2001)	41,4 - 97,1	0,46 - 26,20	1	1,166	1,315	1,245	0,060
			2	1,199	1,354	1,276	0,059
			3	1,190	1,242	1,207	0,018
			4	1,099	1,269	1,205	0,052
Chung et al. (2002)	23,5 - 63,5	1,73 - 15,86	1	0,845	1,181	1,015	0,099
			2	0,831	1,190	1,028	0,111
			3	0,815	1,151	0,993	0,089
			4	0,771	1,139	0,988	0,104
Hong et al. (2006)	39,2 - 116	0,34 - 9,19	1	1,038	1,290	1,147	0,079
			2	1,070	1,333	1,180	0,081
			3	1,000	1,333	1,159	0,098
			4	1,031	1,305	1,165	0,071
Hong et al. (2006)	64,3 - 128	0,17 - 4,06	1	0,982	1,290	1,149	0,078
			2	1,013	1,321	1,178	0,079
			3	1,000	1,314	1,183	0,081
			4	1,081	1,346	1,207	0,077
Nagashima et al. (1992)	61,5 - 120,4	4,22 - 19,59	1	1,076	1,306	1,202	0,067
			2	1,115	1,353	1,237	0,072
			3	0,997	1,243	1,133	0,064
			4	1,002	1,179	1,102	0,053
Total	23,5 - 128	0,17 - 26,20	1	0,845	1,315	1,151	0,099
			2	0,831	1,354	1,179	0,104
			3	0,815	1,333	1,130	0,094
			4	0,771	1,346	1,127	0,103

La représentation de ces rapports ($\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$) dans la figure 4.1 montre aussi la bonne performance de tous les modèles, où il est clair que les rapports $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$ sont de l'ordre 0,8 – 1,3.

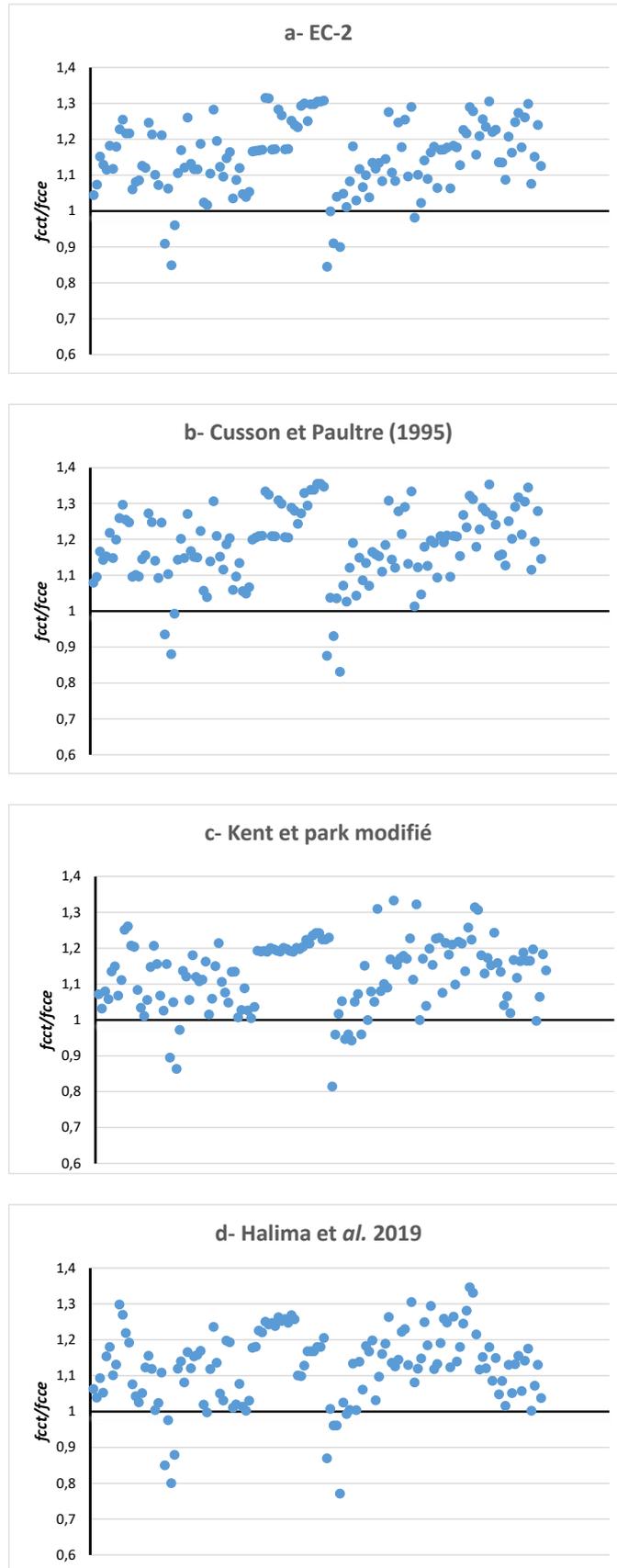


Figure 4.1 : Rapport contrainte théorique / contrainte expérimentale « $\frac{f_{ct}}{f_{ce}}$ ».

4.2.2. Comparaison des contraintes à l'aide des coefficients statistiques

La comparaison réalisée dans 4.2.1 utilisant le rapport $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$ ne permettait pas d'extraire le bon modèle de contrainte, d'ici apparait l'idée d'utiliser certains coefficients statistiques dans notre étude comparative.

La tableau 4.2 présente l'erreur moyenne, l'écart type moyen (**E-T**), le coefficient de détermination (**R²**) et l'erreur quadratique moyenne (**RMSE**) calculés comparativement aux résultats expérimentaux. Basant sur les résultats de ce tableau, on peut tirer les remarques suivantes :

- Les résultats obtenus montrent la bonne performance de tous les modèles ;
- La meilleure erreur moyenne est marquée par le modèle de Kent et Park modifié, où elle égale à 13.97% ;
- Les meilleurs **E-T** moyen, coefficient **R²** et **RMSE** sont ceux de Halima et *al.* (2019) suivies par ceux Kent et Park modifié ;
- Les valeurs les plus éloignées sont celles de Cusson et Paultre (1995) ;

Dans le même contexte, la figure 4.2 présente les quatre coefficients statistiques sous forme des histogrammes. La figure 4.2.a indique que la barre correspondante au modèle de Kent et Park modifié est la plus basse, ceci montre que ce modèle a fourni la meilleure erreur moyenne. D'autre part, les figure 4.2.b c et d confirme la supériorité du modèle de Halima et *al.* (2019). Pour mieux visualiser la convergence entre les modèles de contrainte et l'expérimentation, la figure 4.3 présente la dispersion des valeurs prédites par chaque modèle par rapport aux valeurs expérimentales. D'après cette figure, on remarque que le modèle de Halima et *al.* (2019) a une bonne dispersion autour de l'axe (**x = y**), ceci est validé précédemment par le coefficient de détermination (**R²**) trouvé en fonction de ce modèle (**R² = 0,80**).

Tableau 4.2 : Facteurs de comparaison pour les modèles de contrainte.

Modèle	Eurocode 2	Cusson et Paultre (1995)	Kent et Park modifié	Halima et <i>al.</i> (2019)
Erreur moyenne (%)	15,99	18,72	13,97	14,08
E-T moyen	10,69	12,48	9,00	8,79
Coefficient de détermination (R²)	0,74	0,70	0,79	0,80
Erreur quadratique moyenne (RMSE)	17,98	20,66	15,05	14,60

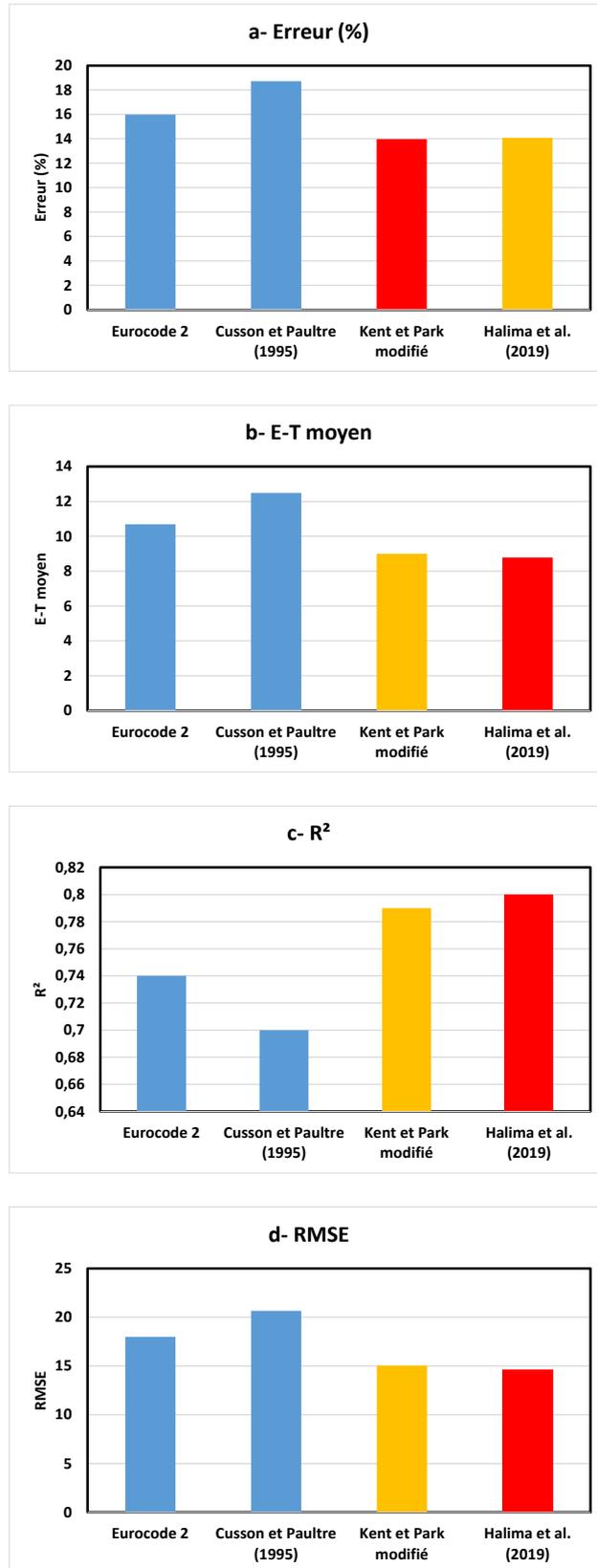


Figure 4.2 : Facteurs de comparaison pour les modèles de contrainte.

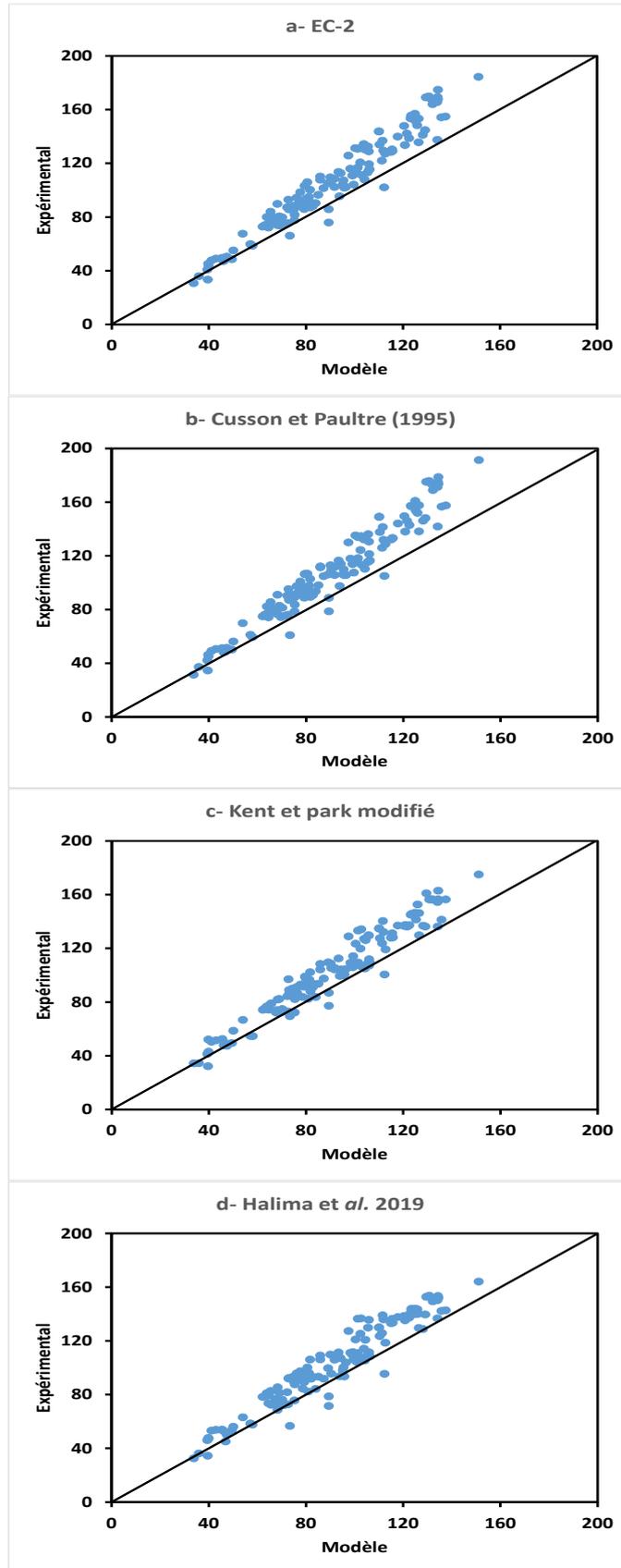


Figure 4.3 : Dispersion des valeurs de contrainte.

4.3. DEFORMATION MAXIMALE « ε_{cc} »

4.3.1. Rapport déformation théorique / déformation expérimentale « $\frac{\varepsilon_{cct}}{\varepsilon_{cce}}$ »

Après l'analyse de la contrainte maximale, on analyse dans cette section-là la contrainte maximale correspondante. Le tableau 4.3 présente les rapports $\frac{\varepsilon_{cct}}{\varepsilon_{cce}}$ minimaux et maximaux, les rapports moyens et les écarts types pour chaque recherche individuellement et les valeurs totales aussi.

D'après le tableau, on peut remarquer que tous les modèles ont donné des résultats acceptables comparativement à l'expérimentation. On remarque aussi que pour chaque recherche certains modèles fournissent les meilleures valeurs, ceci ne peut pas déterminer le meilleur modèle de déformation. D'autre part, les résultats totaux mentionnés dans la dernière case du tableau montrent que le deuxième et le troisième modèle ont fourni les meilleures valeurs. Par contre la représentation des rapports $(\frac{f_{cct}}{f_{cce}})$ dans la figure 4.4 montre que le premier et le dernier modèle ont affiché la bonne dispersion, où la plupart de ces points sont proches de l'axe des abscisses.

Tableau 4.3 : Rapport déformation théorique / déformation expérimentale « $\frac{\epsilon_{cct}}{\epsilon_{cce}}$ ».

Recherche	f_c (MPa)	f_{te} (MPa)	Modèle	Rapport $\frac{\epsilon_{cct}}{\epsilon_{cce}}$		Rapport moyen	E-T
				Min	Max		
Cusson et Paultre (1994)	52,6	0,45	1	0,675	0,978	0,870	0,100
	-	-	2	0,708	1,072	0,831	0,088
	113,6	11,52	3	0,493	0,899	0,733	0,135
			4	0,608	0,898	0,794	0,096
Razvi (1995)	60	0,88	1	0,670	1,135	0,960	0,146
	-	-	2	0,701	1,050	0,914	0,109
	124	6,42	3	0,513	1,046	0,808	0,163
			4	0,624	1,052	0,877	0,131
Hong et al. (2006)	39,2	0,34	1	0,469	1,249	0,862	0,199
	-	-	2	0,572	1,862	0,876	0,330
	116	9,19	3	0,341	0,937	0,763	0,151
			4	0,470	1,220	0,815	0,187
Hong et al. (2006)	64,3	0,17	1	0,648	1,162	0,898	0,142
	-	-	2	0,613	1,046	0,857	0,131
	128	4,06	3	0,629	1,033	0,871	0,127
			4	0,629	1,034	0,861	0,124
Nagashima et al. (1992)	61,5	4,22	1	0,622	1,470	1,047	0,256
	-	-	2	0,910	2,118	1,393	0,370
	120,4	19,59	3	0,408	0,961	0,723	0,184
			4	0,626	1,420	1,003	0,229
Total	23,5	0,17	1	0,469	1,470	0,928	0,181
	-	-	2	0,572	2,118	0,965	0,299
	128	26,20	3	0,341	1,046	0,783	0,159
			4	0,470	1,420	0,869	0,168

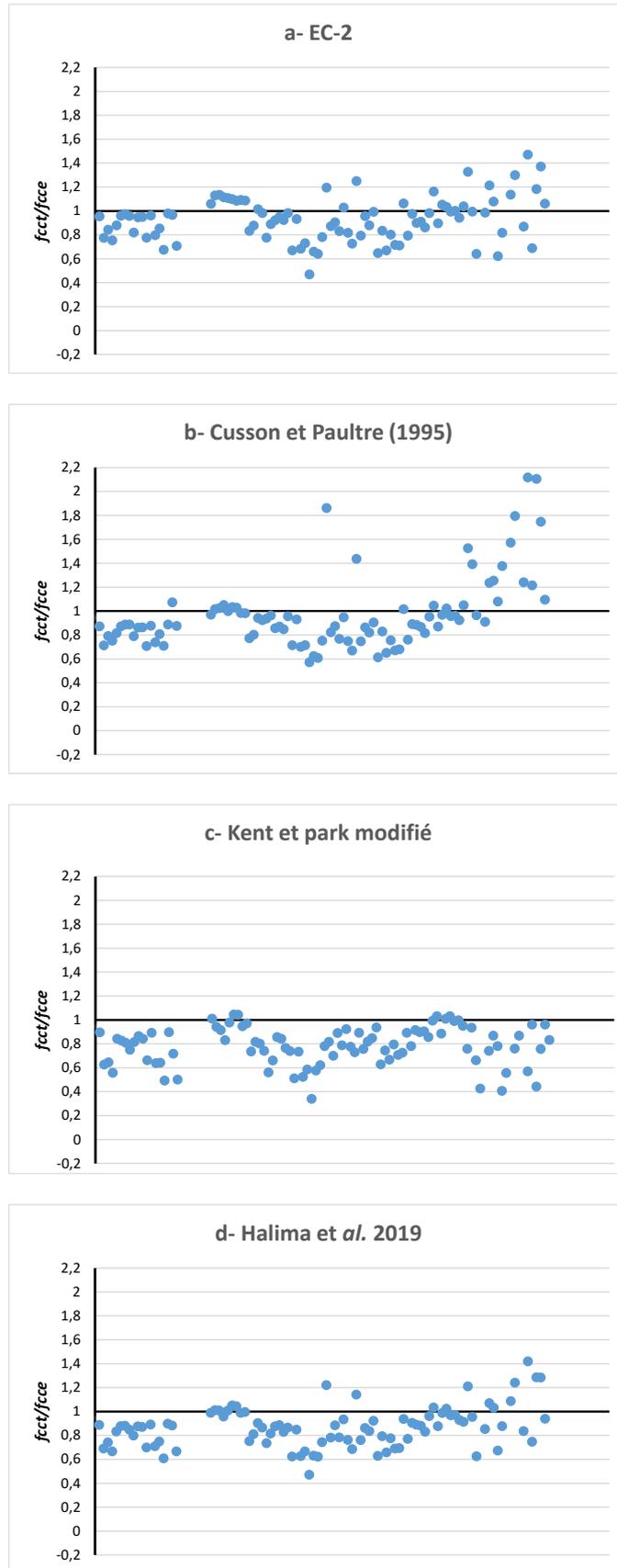


Figure 4.4 : Rapport déformation théorique / déformation expérimentale $\ll \frac{\epsilon_{cct}}{\epsilon_{cce}} \gg$.

4.3.2. Comparaison des déformations à l'aide des coefficients statistiques

Comme indiqué précédemment, la comparaison réalisée dans basant sur le rapport $\frac{f_{cct}}{f_{cce}}$ ne permettait pas d'identifier le meilleur modèle de déformation. Dans cette section des coefficients statistiques sont utilisés. Dans ce contexte, le tableau 4.4 présente l'erreur moyenne, l'écart type moyen (**E-T**), le coefficient de détermination (**R²**) et l'erreur quadratique moyenne (**RMSE**) calculés comparativement aux résultats de déformations expérimentaux. D'après le tableau, les remarques suivantes sont retenues :

- La bonne performance de tous les modèles ;
- Les meilleurs résultats sont ceux de l'Eurocode 2 ;
- Le modèle de Halima et *al.* (2019) fournis aussi des bons résultats et prends la deuxième classe après l'Eurocode 2.

Dans le même contexte, la figure 4.5 présente les quatre coefficients statistiques sous forme des histogrammes. Cette figure indique toujours la dominance de l'Eurocode 2 suivi par le modèle de Halima et *al.* (2019).

La bonne performance du modèle de déformation de l'Eurocode 2 est claire dans la figure 4.6. D'après cette figure, on remarque aussi que le modèle de l'Eurocode 2 a une bonne dispersion autour de l'axe (**x = y**) suivi par le modèle de Halima et *al.* (2019), avec **R²** = 0,61 et 0,60 respectivement. Dans la même figure, la mauvaise dispersion est enregistrée par le modèle de Cusson et Paultre (1995).

Tableau 4.4 : Facteurs de comparaison pour les modèles de déformation.

Modèle	Eurocode 2	Cusson et Paultre (1995)	Kent et Park modifié	Halima et <i>al.</i> (2019)
Erreur moyenne (%)	15,39	21,25	22,02	17,67
E-T moyen	0,48	0,63	0,73	0,55
Coefficient de détermination (R²)	0,61	0,45	0,52	0,60
Erreur quadratique moyenne (RMSE)	0,98	1,27	1,47	1,05

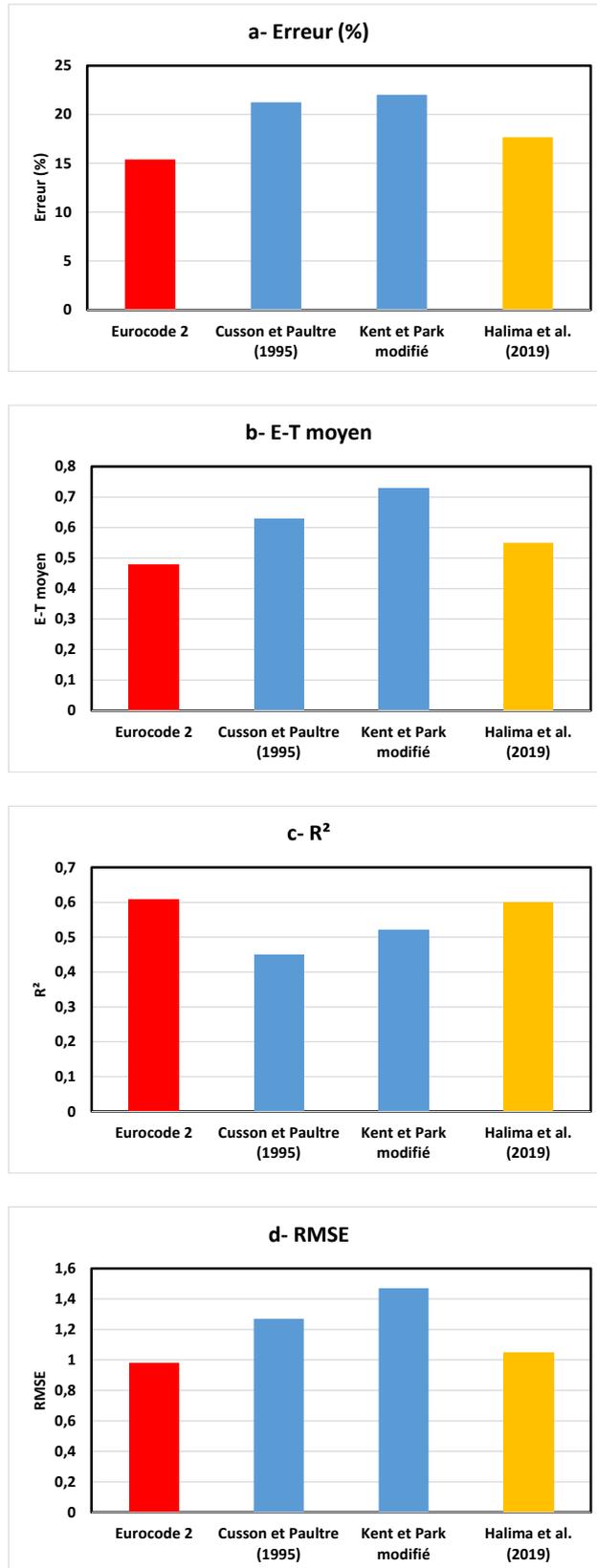


Figure 4.5 : Facteurs de comparaison pour les modèles de déformation.

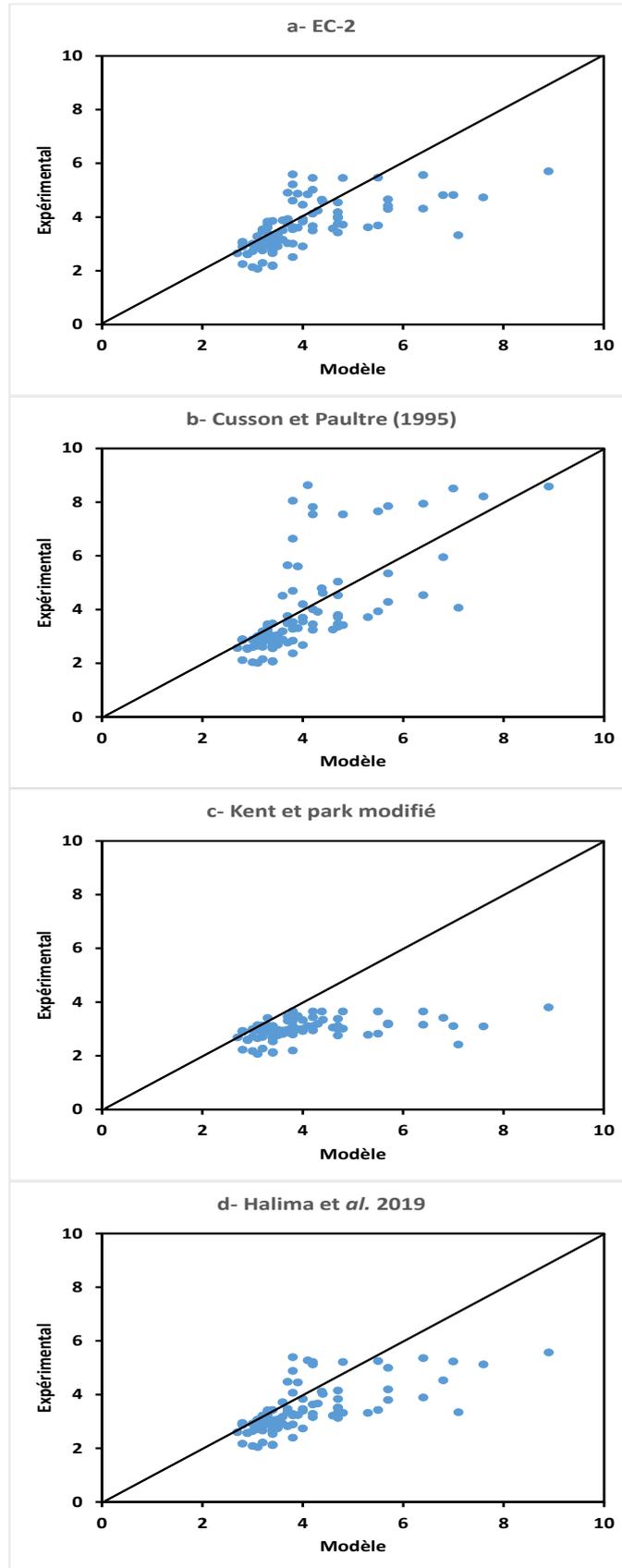


Figure 4.6 : Dispersion des valeurs de déformation.

4.4. CONCLUSION

Ce chapitre contient une comparaison détaillée entre différentes lois de comportement de béton confiné à l'aide des armatures transversales, on peut résumer les résultats principaux de ce chapitre comme suit :

- La bonne performance de tous les modèles de contrainte et de déformation ;
- La difficulté de tirer le bon modèle en fonction du rapport valeur théorique au valeur expérimental ;
- La dominance du modèle de contrainte de Halima et *al.* (2019) suivi par le modèle de Kent et Park modifié ;
- La dominance du modèle de déformation de l'Eurocode 2 suivi par le modèle de Halima et *al.* (2019).

CONCLUSIONS GENERALES

Le travail exposé dans ce mémoire est organisé en quatre chapitre. Le premier chapitre a montré que les armatures transversales peuvent exercer une pression latérale « confinement » sur le noyau du béton. Par la suite, le deuxième chapitre a regroupé des différents modèles proposés pour prédire les contraintes et les déformations d'un béton confiné avec armatures transversales. Les modèles présentés dans ce chapitre ont montré que le confinement a provoqué une amélioration des propriétés de béton, en particulier les contraintes et les déformations. Les conclusions retenues du deuxième chapitre sont claires dans la base de données collectée dans le troisième chapitre, où la résistance et la déformation du béton confiné sont élevées par rapport à un béton non confiné.

Le quatrième chapitre a présenté l'objectif principal de cette recherche, où il présente la comparaison entre des différents modèles de contraintes et de déformations à l'aide de la base des données expérimentales. D'après ce chapitre, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les quatre modèles choisis pour la comparaison ont une bonne performance.
- Le modèle de contrainte de Halima et *al.* (2019) est le meilleur suivi par le modèle de Kent et Park modifié.
- La dominance du modèle de contrainte de Halima et *al.* (2019) due à la bonne fondation de ce modèle, où sa proposition s'appuie sur une large base de données expérimentales.
- Le modèle de déformation de l'Eurocode 2 est le meilleur suivi par le modèle de Halima et *al.* (2019). Le calcul des déformations du béton confiné avec les quatre modèles est basé principalement sur les déformations du béton non confiné proposées par l'Eurocode2, ceci peut être un facteur donnant l'avantage à ce modèle.

En perspective, ce travail pourra s'élargir vers d'autres résultats expérimentaux et pourra aussi inclure d'autres modèles pour la comparaison.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Akiyama. M., Suzuki. M. et Frangopol. D. M.**, “Stress-averaged strain model for confined high-strength concrete”, *ACI Struct J*, Vol. 107(2), pp.179–88, 2010.
- Antonius. I., Munaf. O.R. et Suhud. R.**, “Prediction of strength and ductility of confined high strength concrete”, In: 26th Conference on Our World in Concrete and Structures, Singapore, 2001.
- Antonius. I. et Setiyawan P.**, “On the confined high-strength concrete and need of future research”, *Proce Eng*, Vol. 171, pp. 121–30, 2017.
- Attard. M. M. et Setunge. S.**, “Stress-strain relationship of confined and unconfined Concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol. 93 (5), Title n° 93M49, pp. 432-442, September-October 1996.
- Awang A. Z.**, "Stress-strain behaviour of high-strength concrete with lateral pre-tensioning confinement," Universiti Teknologi Malaysia, 2013.
- Bousalem. B. et Chikh. N.**, “Development of a confined model for rectangular ordinary reinforced concrete columns”, *Mater Struct*, Vol. 40(6), pp. 605–13, 2007.
- Chin C. L., Ma C-K., Tan J-Y., Awang A. Z. et Omar W.**, “Effect of Pre-Tensioned Level on Axial Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete: A Review”, *International Journal of Engineering & Technology*, Vol. 7 (3.9), pp. 18-22, 2018.
- Chung. H. S., Yang. K. H., Lee. Y. H. et Eun. H. C.**, “Stress-strain curve of laterally confined concrete”. *Eng Struct*, Vol. 24 (9), pp. 1153–63, 2002.
- Cusson. D. et Paultre. P.**, “High-strength concrete columns confined by rectangular ties”, *ASCE J Struct Eng*, Vol. 120 (3), pp. 783–804, 1994.
- Cusson, D., et Paultre, P.**, “Stress-Strain model for Confined High-strength concrete” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120 (3), pp. 468–477. 1995.
- EN 1992-1-1.**, “Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”, Eurocode 2, Brussels, 2004.
- Fafitis, A., and Shah, S. P.**, “Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns,” *American Concrete Institute*, Detroit, SP-87, pp. 213-232, 1986.
- Goreine M. A., Maheidoun Z.**, “Effet du Confinement sur la Ductilité Locale des Poutres en Béton Armé”, Mémoire de master, Université Ibn Khaldoun de Tiaret, Algérie, 2017/2018.
- Hachemi. R.**, “Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé”, Mémoire de magistère, Université Mentouri Constantine, Algérie, 2003/2004.

- Halima. A., Kassoul. A et Bouzid. H.**, “New model for confinement of reinforced concrete columns with an ultrahigh strength close to 200 MPa”, *Engineering Structures*, Vol. 199, pp. 1-18, 2019.
- Holmes N., Niall D., et Shea C. O.**, "Active confinement of weakened concrete columns," *Materials and Structures*, vol. 48, pp. 2759-2777, 2015.
- Hong. K. N., Akiyama. M., Yi. S. T. et Suzuki. M.**, “Stress-strain behavior of high-strength concrete columns confined by low-volumetric ratio rectangular ties”, *Mag Concr Res*, Vol. 58 (2), pp. 101–15, 2006.
- Hong. K. N., Han. S. H. et Yi. S. T.**, “High-strength concrete columns confined by low-volumetric-Ratio lateral ties”, *Eng Struct*, Vol. 28 (9), pp. 1346–53, 2006.
- Hoshikuma. J., Kawashima. K., Nagaya. K. et Taylor. A. W.**, “Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers”, *J Struct Eng*, Vol. 123 (5), pp. 624–33, 1997.
- Issa. M. A. et Tobaa. H.**, “Strength and ductility enhancement in high-strength confined concrete”, *Mag Concr Res*, Vol. 46 (168), pp. 177–89, 1994.
- Kappos. A. J. et Konstantinidis. D.**, “Statistical analysis of confined high strength concrete. *Mater Struct*, Vol. 32, pp. 734–48, 1999.
- Kent. D.C., et Park. R.**, “Flexural Members with Confined Concrete”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, July 1971.
- Lee H.-P., Awang A. Z., et Omar W.**, "Experimental Investigation on SSTT Confined Concrete with Low Lateral Pre-tensioning Stresses," 2014.
- Légeron. F. et Paultre, P.**, “Uniaxial Confinement Model for Normal- and High-Strength Concrete Columns” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129 (2), pp. 241–252. 2003.
- Li. B., Park. R. et Tanaka H.** “Stress-strain behavior of high-strength concrete confined by ultra-high- and normal-strength transverse reinforcements”, *ACI Struct J*, Vol 98 (3), pp. 395–406, 2001.
- Li. Y., Cao. S. et Jing. D.**, “Analytical compressive stress-strain model for concrete confined with high-strength multiple-tied-spiral transverse reinforcement”, *Struct Design Tall Spec Build*, Vol. 27(2), pp. 1–19, 2017.
- Lim. J. C. et Ozbakkaloglu. T.**, “Stress-strain model for normal-and light-weight concretes under uniaxial and triaxial compression”, *Const Buil Mater*, Vol. 71, pp. 492–509., 2014.

- Lokuge. W. P., Sanjayan. J. G. et Setunge. S.**, “Stress-Strain Model for Laterally Confined Concrete”, *J Mater Civ Eng*, Vol. 17(6), pp. 607–16, 2005.
- Mander, J.B.; Priestly, M.J.N.; et Park, R.**, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- Menetrey, P., and Willam, K.**, “Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization,” *ACI Structural Journal*, Vol 92, (3), pp. 311-318, 1995.
- Moghaddam H., Samadi M., Pilakoutas K., et Mohebbi S.**, "Axial compressive behavior of concrete actively confined by metal strips; part A: experimental study," *Materials and Structures*, vol. 43, pp. 1369-1381, December 01 2010.
- Moghaddam. H., Samadi M., et Pilakoutas K.**, "Compressive behavior of concrete actively confined by metal strips, part B: analysis," *Materials and structures*, vol. 43, pp. 1383-1396, 2010.
- Nagashima. T., Sugano. S., Kimura. H. et Ichikawa. A.**, “Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns”, *Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 54 10 060 5*, pp. 2983–2988, 1992.
- Park. R. et Paulay. P.**, “Reinforced Concrete Structures”, *John Wiley and Sons*, New York, 1975.
- Paultre. P.**, “Structures en béton armé. Analyse et dimensionnement”, Polytechnique Montréal, Canada, 2011.
- Paultre. P., et Légeron. F.**, “Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134 (5), pp. 738–749. 2008.
- Piscasa. B., Attard. M. M., Samani. A. K. et S. Tangaramvong.**, “Plasticity Constitutive Model for Stress-Strain Relationship of Confined Concrete”, *ACI Structural Journal*, Vol. 114 (2), pp. 361–371, 2017.
- Popovic. S.**, “A Review of Stress-Strain Curve of Concrete,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 3 (4), pp. 583-599, 1973.
- Razvi. S. R.**, “Confinement of Normal and High-Strength Concrete Columns”, PhD thesis, University of Ottawa, Canada; 1995.
- Rousakis T. C. et Tourtouras I. S.**, “Modeling of passive and active external confinement of RC columns with elastic material”, *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, Vol. 95 (10), pp. 1046–1057, 2015.
- Samani, A., and Attard, M.**, “A Stress-Strain Model for Uniaxial and Confined Concrete under Compression,” *Engineering Structures*, Vol. 41, pp. 335-349, 2012.

- Sargin, M.**, “Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections,” *Solid Mechanics Division*, University of Waterloo, Ontario, *Study No. 4*, pp. 167, 1971.
- Scott. B. D., Park. R. et Priestley. M. J. N.**, “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”, *ACI Journal*, Vol. 79, No. 2, pp. 13–27, 1982.
- Sheikh, S.A.; et Uzumeri, S.M.**, “Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns”, *ASCE, Journal of the Structural Division*, pp. 2703-2722, Décembre 1982.
- Suzuki. M, Akiyama. M, Hong. K. N, Cameron. ID. et Wang. W. L.**, “Stress-strain model of high-strength concrete confined by rectangular ties”, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- Wei Y. et Y.-F. Wu**, "Compression behavior of concrete columns confined by high strength steel wire," *Construction and Building Materials*, vol. 54, pp. 443-453, 2014/03/15/ 2014.
- Wu. T., Wei. H., Zhang. Y. et Liu. X.**, “Axial compressive behavior of lightweight aggregate concrete columns confined with transverse steel reinforcement”, *Adv Mech Eng*, Vol. 10(3), pp. 1–14, 2018.
- Yong. Y. K., Nour. M. G., et Nawy. E. G.**, “Behavior of laterally confined high-strength concrete under axial loads”, *J Struct Eng*, vol. 114 (2), pp. 332–51, 1988.