

République Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF

FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention de diplôme de

**MAGISTER EN GENIE CIVIL**

**Option: Structures et Géotechnique**

Par :

**ABDESSELAM Halima**

**Ingénieur d'Etat en Génie Civil (UHB – Chlef)**

Sujet du mémoire

**EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LA  
RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN  
BETON ARME DIMENSIONNEES SELON LE REGLEMENT  
PARASISMIQUE ALGERIEN RPA99/V2003**

*Soutenu publiquement le 09/05/2013 devant le jury composé de :*

Dr. BRANCI Taieb	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Président
Dr. AIT ATHMANE Hacem	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Examineur
Dr. BOULEKBACHE Bensaid	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Examineur
Dr. OUAZIR Abderrahmane	Maître de Conférences "B" (UAB Mostaganem)	Examineur
Dr. KASSOUL Amar	Professeur (UHB Chlef)	Rapporteur

République Algérienne Démocratique et Populaire

UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF

FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention de diplôme de

**MAGISTER EN GENIE CIVIL**

**Option: Structures et Géotechnique**

Par :

**ABDESSELAM Halima**

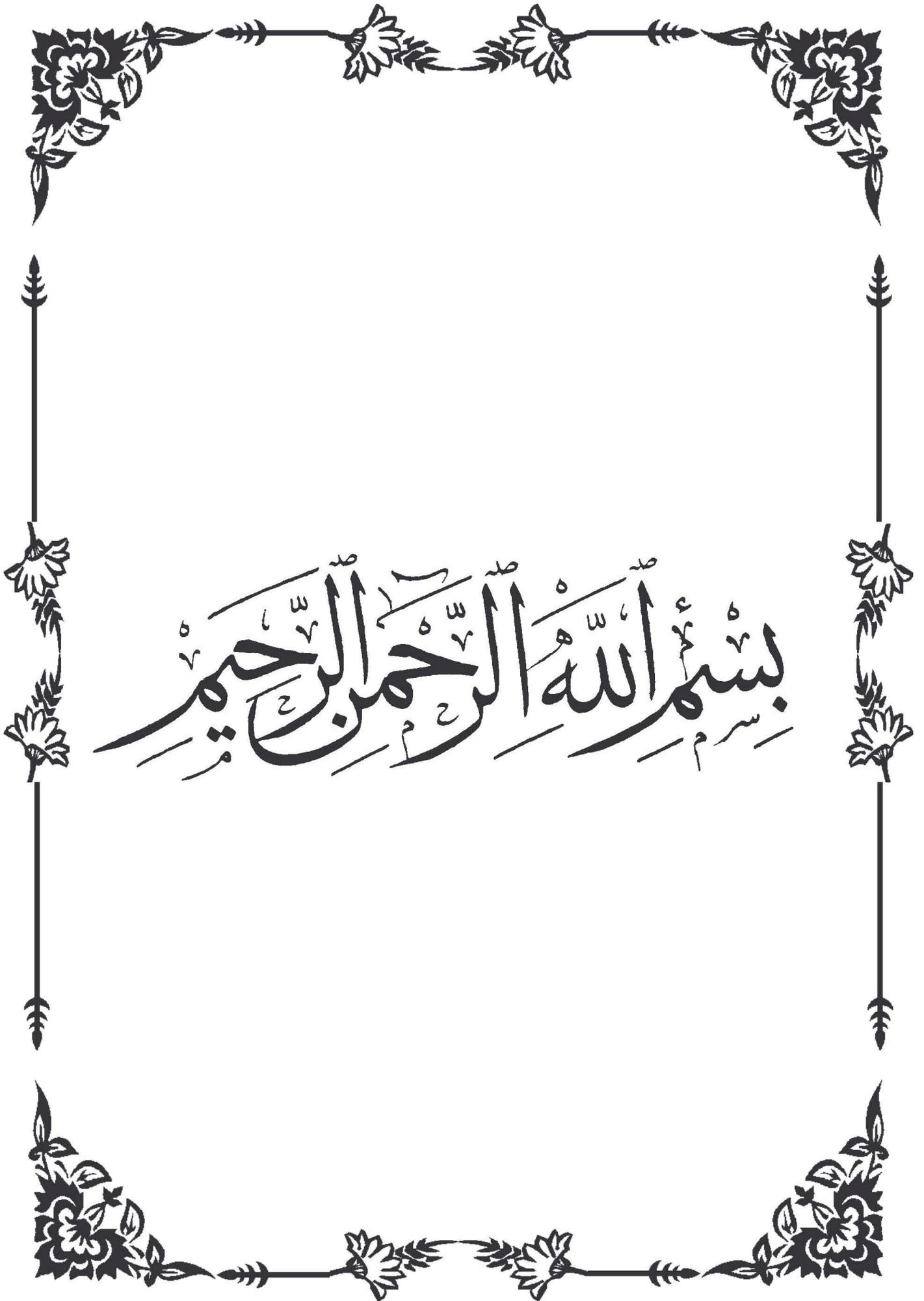
**Ingénieur d'Etat en Génie Civil (UHB – Chlef)**

Sujet du mémoire

**EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LA  
RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN  
BETON ARME DIMENSIONNEES SELON LE REGLEMENT  
PARASISMIQUE ALGERIEN RPA99/V2003**

*Soutenu publiquement le 09/05/2013 devant le jury composé de :*

Dr. BRANCI Taieb	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Président
Dr. AIT ATHMANE Hacem	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Examineur
Dr. BOULEKBACHE Bensaid	Maître de Conférences "A" (UHB Chlef)	Examineur
Dr. OUAZIR Abderrahmane	Maître de Conférences "B" (UAB Mostaganem)	Examineur
Dr. KASSOUL Amar	Professeur (UHB Chlef)	Rapporteur



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Remerciements

*Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le Clément et le Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Je voudrai exprimer, tout d'abord, mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance et gratitude à Monsieur le Professeur **A. KASSOUL**, directeur de ce mémoire, pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordé.*

*J'adresse également, mes profonds remerciements au président du jury Mr. **BRANCI Taïeb**, Maître de conférences à l'Université de Chlef, de l'honneur qu'il m'a fait en acceptant la présidence du jury de ce mémoire.*

*J'exprime aussi ma profonde gratitude à Mr. **AIT ATHMANE Hacene**, Maître de conférences à l'Université de Chlef, Mr. **BOULEKBACHE Bensaid**, Maître de conférences à l'université de Chlef, Mr **OUAZIR Abderrahmane**, Maître de conférences à l'Université de Mostaganem de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.*

*Un grand merci à toutes celles et à tous ceux, qui d'une manière ou d'une autre, m'ont aidé et soutenu durant la période de la réalisation de ce mémoire. Je tiens à remercier pour cela les collègues et les amis croisés au cours de ces années, Merci aussi à tous les membres de **BET CETAU** ; je m'excuse de ne pouvoir les citer tous ici.*

*Ce mémoire est dédié :*

*A ma Mère et mon Père pour leur attention, le soutien et la confiance qu'ils m'ont donné au cours de ces longues années.*

*A ma sœur et a son mari et surtout à mes neveux Mohamed,  
Naceredine et Abdelmalek.*

*A tout mes frères*

*Aux Familles ABDESSELAM et THAHRAOUI*

*A toute ma grande famille et tous mes amis.*

## Résumé :

Le confinement des éléments en béton armé est un paramètre capital qui devra permettre au concepteur d'utiliser un pourcentage suffisant d'armatures transversales afin d'assurer la résistance et la ductilité nécessaire pour la structure. L'impact de ce sujet traite essentiellement le confinement latéral et leur influence sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé dimensionnées selon les règlements Algériens en vigueur. Une étude paramétrique détaillée est réalisée pour l'étude des facteurs influençant le confinement latéral des poteaux en béton armé. Ensuite, une étude capacitaire sur trois bâtiments représentatifs identifiés, afin d'analyser l'effet du confinement sur la résistance et la ductilité, est réalisée à travers l'analyse Push-over. Cette analyse a permis de fournir les courbes de capacité et les séquences de développement des rotules plastiques. Cette étude a montré que le confinement latéral améliore largement le comportement des structures auto stables, et les résultats obtenus à partir de l'analyse statique non linéaire ont montré le comportement favorable en termes de la résistance et la ductilité des structures auto stables en présence de confinement.

**Mots clés :** Béton armé, poutres, poteaux, structures, confinement, armatures transversales, modèle de confinement, résistance, ductilité, RPA99/V2003, méthode statique non-linéaire.

## الملخص:

احتواء الخرسانة المسلحة هي معلمة حرجة من شأنها أن تسمح للمصمم لاستخدام نسبة كافية من الإطارات العرضية لضمان مقاومة وليونة الهيكل المطلوبة. تأثير هذه القضية تركز على التقوية العرضية وتأثيرها على قوة وليونة المنشآت الخرسانية المسلحة ذات الأبعاد المتخذة وفقا للوائح الجزائرية المعمول بها. وأجريت دراسة العوامل المؤثرة مفصلة لدراسة العوامل التي تؤثر على الحبس في أعمدة الخرسانة المسلحة الجانبية. ونتيجة لذلك، يتم تحديد ثلاثة مباني للتوصل إلى دراسة القدرة من أجل تحليل أثر الحبس على القوة والليونة لهذه الأخيرة.

نقوم بتحليل هذه المنشآت بقوة الدفع. هذا التحليل يمكنه تقديم منحنيات القدرات وتطوير سلاسل من مفصلات بلاستيكية. وأظهرت هذه الدراسة أن التقوية العرضية تؤثر كثيرا على سلوكيات واستقرار الهياكل، والنتائج المتحصل عليها من تحليل الطريقة السكونية أظهرت أن السلوكيات مواتية من حيث مقاومة و ليونة الهياكل الخرسانية في ظل وجود النفس والتقوية لعناصر البناء.

**الكلمات المفتاحية:** الخرسانة المسلحة، الأعمدة، الروافد، المباني، الحبس، الإطارات العرضية، نموذج الحبس، المقاومة، الليونة، القوانين الزلزالية الجزائرية 99 نسخة 2003، الطريقة السكونية.

**Abstract:**

The confinement of the concrete elements reinforced is a major parameter which will have to allow the designer to use a sufficient percentage of transverse armatures to assure the resistance and the necessary ductility for the structure. The impact of this subject treats essentially the side confinement and their influence on the resistance and the pliability of the reinforced concrete structures dimensioned sized according to the Algerian regulations in vigours. A paramétrique study detailed is realized for the study of factors influencing the side confinement of the reinforced concrete posts. Followed, a capacity study on three identified representative buildings, to analyze the effect of the confinement on the resistance and the ductility, is realized through the analysis Push-over. This analysis has allows to supply the curves of capacity and the sequences of development of the plastic hinge. This study showed that the side confinement improves widely the behavior of the stable structures, and the results obtained from the not linear static analysis showed the favorable behavior in terms of the resistance and the ductility of the stable structures in the presence of confinement.

**Keywords:** reinforced concrete, beams, columns, structures, confinement, transverse armatures, model of confinement, resistance, ductility, RPA99 / V2003, non-linear static method.

**TABLE DES MATIERES**

Résumé :..... I  
Sommaire :..... ii  
Liste des figures :..... v  
Liste des tableaux :..... vii  
Notations :..... viii

INTRODUCTION GENERALE 1

**CHAPITRE 1 : NOTIONS ET IMPORTANCE DU  
CONFINEMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES  
STRUCTURES EN BETON ARME**

1.1. Introduction 3  
1.2. Notions sur le confinement 3  
    1.2.1. Définitions 3  
    1.2.2. Paramètres affectant le confinement 5  
    1.2.3. Avantages du confinement 6  
1.3. Pathologie des éléments endommagés par le séisme 7  
    1.3.1. Rupture de poteaux courts 7  
    1.3.2. Eclatement des armatures transversales 9  
    1.3.3. Rupture des armatures longitudinales 12  
    1.3.4. Endommagement par écrasement du béton 13  
    1.3.5. Rupture par cisaillement des poteaux 14  
    1.3.6. Endommagement due à la différence d'hauteur 15  
    1.3.7. Endommagement par rupture d'ancrage des cadres 15  
    1.3.8. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre 17  
    1.3.9. Dommages aux poteaux dus à un excès de résistance 18  
1.4. Conclusion 19

## **CHAPITRE 2 : VISION REGLEMENTAIRE DE QUELQUES CODES PARASISMIQUES SUR LE CONFINEMENT**

2.1. Introduction	20
2.2. Vision du règlement parasismique algérien (RPA99/ V2003)	20
2.2.1. Poteaux	20
2.2.2 Poutres	22
2.3. Vision de L'EUROCODE 8	24
2.3.1 Poteaux	24
2.3.2 Poutres	27
2.4. Vision du code ACI 318-88	28
2.5. Le code de la Nouvelle Zélande NZS 3101	28
2.6. Conclusion	29

## **CHAPITRE 3 : ETUDE ET TRAVAUX REALISES SUR LE CONFINEMENT LATERAL**

3.1. Introduction	30
3.2. Lois de comportement du béton non confiné	30
3.2.1. Lois de comportement du béton comprimé non confiné	30
3.2.2. Loi de comportement de Popovics	31
3.2.3. Loi de comportement du fib	32
3.3. Lois de comportement du béton confiné	33
3.3.1. Modèle de Vallenias, Bertero et Popov	34
3.3.2. Modèle de Park, Priestly et Gill	35
3.3.3. Modèle de Scott, Park et Priestly	37
3.3.4 Modèle de Fafitis et Shah	38
3.3.5. Modèle de Mander, Priestley et Park	
3.4. Lois de comportement du béton confiné à haute résistance	45
3.4.1 Modèle de Cusson et Paultre	45
3.4.2. Loi de comportement généralisé	50
3.5. Comparaison des modèles et Conclusion	52

## CHAPITRE 4 : ETUDE PARAMETRIQUE DES FACTEURS INFLUENCANT LE CONFINEMENT

4.1. Introduction	54
4.2. Identification des paramètres étudiés	54
4.3. Effet de la résistance à la compression du béton $f_{c28}$	56
4.4. Effet de la limite élastique $f_{yh}$ des armatures transversales	59
4.5. Effet du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ )	62
4.6. Effet de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ )	65
4.7. Effet des indices de confinement effectif	69
4.7.1. L'apport de confinement sur la résistance	69
4.7.2. L'apport de confinement sur la déformation	70
4.7.3. L'apport de confinement sur la ductilité	71
4.7.4. Influences de la branche descendante sur la loi de comportement	72
4.8. Conclusion	73

## CHAPITRE 5 : ETUDE DE L'EFFET DU CONFINEMENT SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME

5.1. Introduction	74
5.2. Méthodologie de l'analyse statique non linéaire	74
5.2.1. Principe de la méthode	74
5.2.2. Courbe de capacité	74
5.2.3. But de l'analyse Pushover	76
5.2.4. Formulation de l'analyse pushover	77
5.2.4.1. Mise en équation	77
5.2.4.2. Le déplacement cible	78
5.3. Description des structures considérées	80
5.3.1. Structure n=3 (ST1)	80
5.3.2. Structure n=5 (ST2)	81
5.3.3. Structure n=7 (ST3)	82
5.4. Effet de $f_{c28}$ sur la résistance et la ductilité des structures	83
5.4.1. Effet de $f_{c28}$ sur la résistance	83
A-Structure ST1 (N=3)	83
B-Structure ST2 (N=5)	84
C-Structure ST3 (N=7)	85

5.4.2. Effet de $f_{C28}$ sur la ductilité	86
<i>A-Structure ST1 (N=3)</i>	86
<i>B-Structure ST2 (N=5)</i>	89
<i>C-Structure ST3 (N=7)</i>	90
5.4.3. Effet de $f_{C28}$ sur la rigidité	92
<i>A-Structure ST1 (N=3)</i>	92
<i>B-Structure ST2 (N=5)</i>	93
<i>C-Structure ST3 (N=7)</i>	95
5.5. Effet de $\rho_{vt}$ sur la résistance et la ductilité des structures	96
5.5.1. Effet de $\rho_{vt}$ sur la résistance	96
<i>A-Structure ST1 (N=3)</i>	96
<i>B-Structure ST2 (N=5)</i>	97
<i>C-Structure ST3 (N=7)</i>	98
5.5.2. Effet de $\rho_{vt}$ sur la ductilité	99
<i>A-Structure ST1 (N=3)</i>	99
<i>B-Structure ST2 (N=5)</i>	101
<i>C-Structure ST3 (N=7)</i>	103
5.5.3. Effet de $\rho_{vt}$ sur la rigidité	104
<i>A-Structure ST1 (N=3)</i>	104
<i>B-Structure ST2 (N=5)</i>	105
<i>C-Structure ST3 (N=7)</i>	106
5.6 Effet du confinement sur le mécanisme de formation des rotules plastiques	107
5.7. Conclusion	113
CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS	114
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	116

## LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1.1 :	Disposition des différents matériaux dans un poteau de section carrée	3
Figure 1.2 :	Exemple de confinement d'un élément linéaire	4
Figure 1.3 :	Forme de confinement transversale et longitudinale avec un ou plusieurs cadres	5
Figure 1.4 :	Rupture d'un poteau court	7
Figure 1.5 :	bon frettage de la zone critique	8
Figure 1.6 :	Endommagement de la maçonnerie de remplissage et création de poteaux courts par effort tranchant dans un bâtiment récent de moins de deux ans	9
Figure 1.7 :	Eclatement des armatures transversales	9
Figure 1.8 :	Détails incorrects aux joints de poteaux, cité d'habitation, Reghaia	10
Figure 1.9 :	Poteau avec les cadres insatisfaisantes	11
Figure 1.10 :	Échec De Cisaillement De poteau (tremblement de terre 1971 de San Fernando)	11
Figure 1.11 :	Echec du nœud aucun armature de cisaillement (tremblement de terre 1971 de San Fernando)	12
Figure 1.12 :	Eclatement des armatures transversales sur la zone critique de poteaux. (Séisme de Bhuj, 2001)	12
Figure 1.13 :	Effet des armatures longitudinales sur le confinement du poteau	13
Figure 1.14 :	Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux	13
Figure 1.15 :	Détail de cisaillement d'un des 6 poteaux	14
Figure 1.16:	Effondrement de poteaux en béton armé du fait de manque de renforcement	15
Figure 1.17 :	Endommagement de poteaux s'adaptant aux différences d'hauteurs entre planchers	15
Figure 1.18 :	Manque de dispositions constructives	16
Figure 1.19:	Défauts d'exécution dans le poteau (étriers avec crochets recourbés à 90° au lieu de 135), d'où rupture des ancrages	16
Figure 1.20 :	Rupture en zone nodale	17
Figure 1.21 :	Rotule dans le poteau (Comportement à éviter)	18
Figure 1.22 :	Rotule dans la poutre (Comportement recherché)	18
Figure 1.23 :	Domages dus à la résistance améliorée des poteaux	19
Figure 2.1 :	Dispositions constructives des armatures transversales dans les poteaux et les poutres d'après RPA99/V2003	22
Figure 2.2 :	Confinement du noyau de béton	25
Figure 2.3:	Armatures transversales dans les zones critiques des poutres	28
Figure 3.1 :	Diagramme $\sigma$ - $\epsilon$ pour le béton comprimé	30
Figure 3.2 :	Loi fib pour un béton non confiné	32
Figure 3.3 :	Diagramme $\sigma$ - $\epsilon$ pour le béton confiné	33
Figure 3.4 :	Modèle contrainte - déformation du béton confiné	36
Figure 3.5:	Modèle de Mander pour le béton confiné et non confiné	41

Figure 3.6:	Paramètres de béton confiné de section rectangulaire	44
Figure 3.7 :	Dimension des spécimens testés et instrumentation	45
Figure 3.8:	Courbe analytique proposée pour le béton confiné à haute performance	50
Figure 4.1 :	Modèle d'une section transversale d'un poteau en béton armé	54
Figure 4.2 :	Effet de la résistance ( $f_{c28}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Scott et al	57
Figure 4.3 :	Effet de la résistance ( $f_{c28}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Cusson et Paultre	57
Figure 4.4 :	Effet de la résistance ( $f_{c28}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Mander et al.	57
Figure 4.5 :	Comparaison des valeurs pic de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la résistance du béton ( $f_{c28}$ ) pour les trois lois de comportement.	58
Figure 4.6 :	Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la résistance du béton ( $f_{c28}$ ) pour les trois lois de comportement	58
Figure 4.7:	Effet de la limite élastique ( $f_{yh}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Scott et al	60
Figure 4.8:	Effet de la limite élastique ( $f_{yh}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Mander et al	60
Figure 4.9:	Effet de la limite élastique ( $f_{yh}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Cusson et Paultre	60
Figure 4.10 :	Comparaison des valeurs pic de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ) pour les trois lois de comportement	61
Figure 4.11 :	Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ) pour les trois lois de comportement.	61
Figure 4.12:	Effet du pourcentage volumique des armatures transversales $\rho_{vt}$ sur le diagramme contrainte déformation du béton de Scott et al	63
Figure 4.13:	Effet du pourcentage volumique des armatures transversales $\rho_{vt}$ sur le diagramme contrainte déformation du béton de Mander et al.	63
Figure 4.14:	Effet du pourcentage volumique des armatures transversales $\rho_{vt}$ sur le diagramme contrainte déformation du béton de Cusson et Paultre	63
Figure 4.15 :	Comparaison des valeurs pics de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ) pour les trois lois de comportement	64
Figure 4.16 :	Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ) pour les trois lois de comportement	65
Figure 4.17:	Effet de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Mander et al	66
Figure 4.18:	Effet de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) sur le diagramme	66

	contrainte déformation du béton d'après Cusson et Paultre	
Figure 4.19:	comparaison des valeurs pic de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) pour les trois lois de comportement	67
Figure 4.20 :	Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) pour les trois lois de comportement	67
Figure 4.21 :	effet la résistance du béton sur l'indice de confinement $f_{le}/f_{co}$	68
Figure 4.22:	Effet du confinement sur la contrainte maximale du béton	69
Figure 4.23 :	effet du confinement sur la déformation à la contrainte du béton	70
Figure 4.24 :	Effet du confinement sur la ductilité du béton	71
Figure 4.25:	Effet du confinement sur le coefficient K2	72
Figure 5.1:	Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité	75
Figure 5.2 :	Courbe force-déplacement	76
Figure 5.3 :	Détermination de la rigidité effective	78
Figure 5.4 :	Détail et donnée de la structure n=3 (ST1)	80
Figure 5.5 :	Détail et donnée de la structure n=5 (ST2)	81
Figure 5.6 :	Détail et donnée de la structure n=7 (ST3)	82
Figure 5.7:	Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de $f_{c28}$ (sens-x structure ST1)	84
Figure 5.8:	Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de $f_{c28}$ (sens-y structure ST1)	84
Figure 5.9:	Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de $f_{c28}$ (sens-x structure N=5)	85
Figure 5.10:	Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de $f_{c28}$ (sens-y structure N=5)	85
Figure 5.11:	Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de $f_{c28}$ (sens-x structure N=7)	86
Figure 5.12:	Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de $f_{c28}$ (sens-y structure N=7)	86
Figure 5.13:	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST1 sens-x	87
Figure 5.14:	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST1 sens-y	88
Figure 5.15:	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST2 sens-x	89
Figure 5.16:	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST2 sens-y	90
Figure 5.17:	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST3 sens-x	91
Figure 5.18:	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST3 sens-y	92
Figure 5.19 :	Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de $\rho_{vt}$ (sens-x structure N=3)	97
Figure 5.20:	Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de $\rho_{vt}$ (sens-y structure N=3)	97
Figure 5.21:	Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de $\rho_{vt}$ (sens-x structure N=5)	98

Figure 5.22:	Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de $\rho_{vt}$ (sens-y structure N=5)	98
Figure 5.23:	Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de $\rho_{vt}$ (sens-x structure N=7)	99
Figure 5.24:	Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de $\rho_{vt}$ (sens-y structure N=7)	99
Figure 5.25:	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST1 sens-x	100
Figure 5.26:	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST1 sens-y	101
Figure 5.27:	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST2 sens-x	102
Figure 5.28:	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST2 sens-y	102
Figure 5.29:	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST3 sens-x	103
Figure 5.30:	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST3 sens-y	104
Figure 5.31:	Courbe de capacité de la structure(ST1) R+2 dans la direction longitudinale	108
Figure 5.32:	Distribution des rotules plastiques suivant la direction longitudinale de la structure R+2	108
Figure 5.33:	Courbe de capacité de la structure(ST1) R+2 dans la direction transversale.	109
Figure 5.34:	Distribution des rotules plastiques suivant la direction transversale de la structure R+2	109

## LISTE DES TABLEAUX

	page	
Tableau 4.1:	les données pour l'étude de l'effet de la résistance $f_{c28}$	55
Tableau 4.2:	les données pour l'étude de l'effet de la limite élastique des étriers $f_{yh}$	55
Tableau 4.3:	les données pour l'étude de l'effet des pourcentages volumiques des armatures transversales $\rho_{vt}$	55
Tableau 4.4:	les données pour l'étude de l'effet de la pression latérale du confinement $f_{le}$	55
Tableau 4.5:	Indice et classe de confinement	65
Tableau 5.1 :	Valeurs du facteur de modification $C_0$	79
Tableau 5.2 :	Valeur du facteur de modification $C_2$	79
Tableau 5.3 :	Dimensions et ferrailages des éléments résistants de la structure n=3 (ST1)	80
Tableau 5.4 :	Dimensions et ferrailages des éléments résistants de la structure n=5 (ST2)	81
Tableau 5.5 :	Dimensions et ferrailages des éléments résistants de la structure n=7 (ST3)	82
Tableau 5.6:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-x	93
Tableau 5.7:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-y	93
Tableau 5.8:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-x	94
Tableau 5.9:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-y	94
Tableau 5.10:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-x	95
Tableau 5.11:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-y	96
Tableau 5.12:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-x	105
Tableau 5.13:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-y	105
Tableau 5.14:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-x	106
Tableau 5.15:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-y	106
Tableau 5.16:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-x	107
Tableau 5.17:	Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-y	107
Tableau 5.18 :	Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 non confiné (n=3) sens x	111
Tableau 5.19 :	Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 confiné de 5% (n=3) sens x	111
Tableau 5.20 :	Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 non confiné (n=3) sens y	112
Tableau 5.21 :	Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 confiné de 5% (n=3) sens y	112

**Notation :**

- $\rho_{vt}$  = Pourcentage volumique des armatures transversales
- $f_{yh}$  = limite élastique des armatures transversales
- $\emptyset_l$  = diamètre minimal des armatures longitudinales
- $\rho_l$  = pourcentage des armatures longitudinales
- $V_u$  = l'effort tranchant de calcul
- $f_o$  = contrainte maximale déterminée lors de l'essai
- $\varepsilon$  = déformation axiale
- $\varepsilon_o$  = déformation axiale au maximum de contrainte
- $f_{cc}$  = contraintes, du béton confiné
- $S_t$  = l'espacement entre deux cadres transversales
- $k$  = coefficient de rapport confiné de force
- $f_{co}$  = résistance à la pression maximum de béton non confinée
- $f'_l$  = pression de confinement latérale efficace
- $k_e$  = coefficient d'efficacité
- $f_l$  = pression latérale fournie par l'armature transversale.
- $A_{st}$  = section d'armature transversale
- $\varepsilon_{cu}$  = déformation maximale
- $f_{le}$  = Pression de confinement effective
- $E_c$  = Module élastique du béton
- $W'$  = la distance horizontale entre deux barres successives d'armature longitudinale
- $A_e$  = béton de noyau ou surface de la zone confiné
- $X$  = vecteur de déplacement relatif
- $T_e$  = période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée
- $C_0$  = Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage
- $C_1$  = Facteur de modification du déplacement inélastique
- $T_0$  = période propre fondamentale
- $R$  = rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique
- $S_a$  = L'accélération spectrale
- $V_y$  = limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.
- $W$  = Poids total de la structure
- $C_2$  = Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal

## **INTRODUCTION GENERALE**

Le béton est un matériau dont les propriétés mécaniques changent lorsqu'il est confiné par les armatures. Ce phénomène de confinement peut être mis à profit pour renforcer les poteaux de ponts en béton armé. En conséquence, le confinement peut avoir pour effet d'augmenter la ductilité ainsi que la résistance en flexion de l'élément [1]. En outre, les portiques en béton armé sont couramment utilisés dans les constructions en béton armé dans le monde. Le comportement des poteaux de portique en béton armé est un facteur important qui détermine la performance de toutes ces structures contre une action sismique. Par conséquent, prédire le niveau d'endommagement des poteaux dû à un séisme joue un rôle majeur dans la prédiction de la vulnérabilité sismique de la structure [2]. En effet, Dans les portiques auto stables, la prévision des armatures transversales dans les régions potentielles des rotules plastiques des poteaux nécessite un intérêt particulier. Quoique, les règles parasismiques algériennes RPA 99/V2003 [3] permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable pour les structures situées en zone sismique, ce code enregistre un déficit réglementaire notamment l'absence d'un modèle de confinement pour les éléments linéaires en béton armé. L'impact de cette étude est de contribuer à répondre à ce point par une étude des différentes lois de comportement de béton confinée et leur influence sur la résistance et la ductilité dans les structures en béton armé dimensionné selon le règlement RPA99/V2003 [3].

Le travail présenté dans ce mémoire traite essentiellement le confinement latéral et son influence sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé dimensionnées selon les règlements Algériens en vigueur. Pour une sélection des bâtiments représentatifs identifiés, une étude paramétrique approfondie sera réalisée pour étudier l'effet du confinement latéral sur la résistance et la ductilité des poutres et des poteaux en béton armé. De façon plus précises, les objectifs de cette étude consistent à :

- Faire une étude paramétrique avec trois lois de comportement du béton confiné, pour faire une comparaison entre les différents paramètres affectant le confinement, pour prédire le comportement des différents modèles étudiés sur des éléments en béton armé.
- Mettre en application la formulation des modèles utilisés avec les lois de comportement des béton confiné pour l'analyse parasismique des structures auto

stables en béton armé en utilisant l'analyse de poussée progressive « pushover » a l'aide du programme SAP2000.

Le mémoire est présenté sous forme de plusieurs chapitres traitant le confinement latéral des structures contreventées par portiques auto stables en béton armé. Le travail est subdivisé en cinq chapitres qui forment l'ensemble du travail effectué :

Introduction générale qui définit la problématique du sujet et les objectifs recherchés.

- Le chapitre I donne un aperçu en bref sur les notions et l'importance du confinement sur le comportement sismique des structures, Ensuite, donne une présentation photographique sur la pathologie des éléments endommagés par le séisme et les mécanismes de ruine dans les bâtiments auto stables en béton armé.
- Le chapitre II présente une vision réglementaire des codes parasismique sur le confinement.
- Le chapitre III expose les travaux réalisés sur le confinement latéral, et le comportement du béton confiné est largement présenté. Dans ce contexte, différents modèles de comportement contrainte-déformation et valeurs des résistances et déformations au pic sont également présentés.
- Le chapitre IV consacré totalement sur l'étude paramétrique des facteurs influençant le confinement, on présente aussi une étude comparative entre trois modèles de confinement.
- Le chapitre V présente l'étude de l'effet du confinement sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé, de trois structures auto stables analysées par la méthode statique non-linéaire.

En fin, les principales conclusions tirées suite à la comparaison des résultats obtenus ainsi que les recommandations pour de futurs travaux de recherche à l'attention des ingénieurs des bureaux d'études et des perspectives de développement futures seront ainsi présentées.

**CHAPITRE 1 :**

**NOTIONS ET IMPORTANCE DU CONFINEMENT**

**SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES**

**STRUCTURES EN BETON ARME**

## 1.1. INTRODUCTION

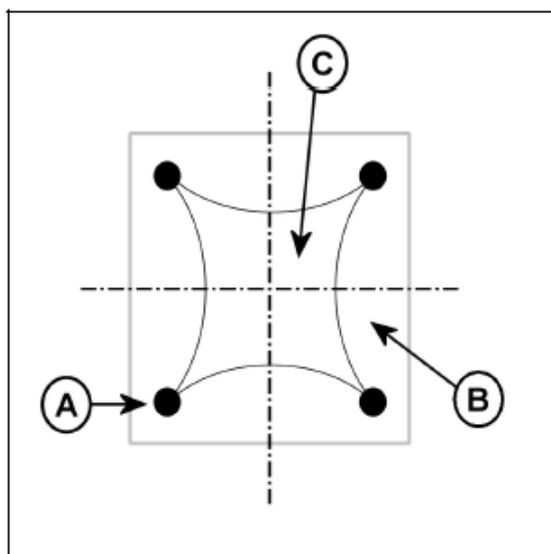
Dans ce chapitre, on présente quelques notions sur le confinement, en premier lieu. Ensuite, on illustre l'importance du confinement sur le comportement des structures en béton armé, par des cas pathologiques réels enregistrés durant les derniers séismes. Dans ce contexte, on essaie de montrer l'influence du manque du confinement des éléments structuraux, et les dégâts engendrés due au manque de confinement, comme on discute l'ampleur de l'absence du confinement sur les constructions en béton armé.

## 1.2. NOTIONS SUR LE CONFINEMENT

### 1.2.1. Définitions

Le béton armé est un matériau composite constitué de deux éléments aux caractéristiques différentes:

- l'**acier**, travaillant aussi bien en **traction** qu'en **compression** en fonction des sollicitations, représenté sur la **figure 1.1** désigné par (A);



*Figure 1.1 : Disposition des différents matériaux dans un poteau de section carrée [4].*

•• *Le béton*, travaillant principalement en compression. Ses performances en traction sont très faibles et souvent considérées comme nulles. En compression, le béton peut se trouver sous «deux états de contraintes différents»

- le premier nommé «non confiné» (matériaux ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures : étriers, barres longitudinales, Figure 1.1 désigné par (B)), correspondant à un état uni-axial;
- le second nommé «confiné» (matériaux se trouvant dans le volume d'emprise des aciers, Figure 1.1 désigné par (C)), correspondant à un état de contrainte triaxiale [4].

Le confinement du béton comprimé peut être réalisé aussi bien par des cadres carrés ou rectangulaires fermés qui produisent une pression latérale aux coins des cadres comme le montre la Figure 1.2-a, que par des spirales continues très efficaces grâce à la distribution continue des contraintes latérales du confinement le long de la circonférence entière comme le montre la Figure 1.2-b [5]. En outre, il donne une expansion latérale du béton enclos par les cadres en produisant une déflexion en dehors du côté des cadres où les parties résidants dans la section en forme de flèche seront très larges que les sections entre les cadres, comme le montre la Figure 1.2 [6].

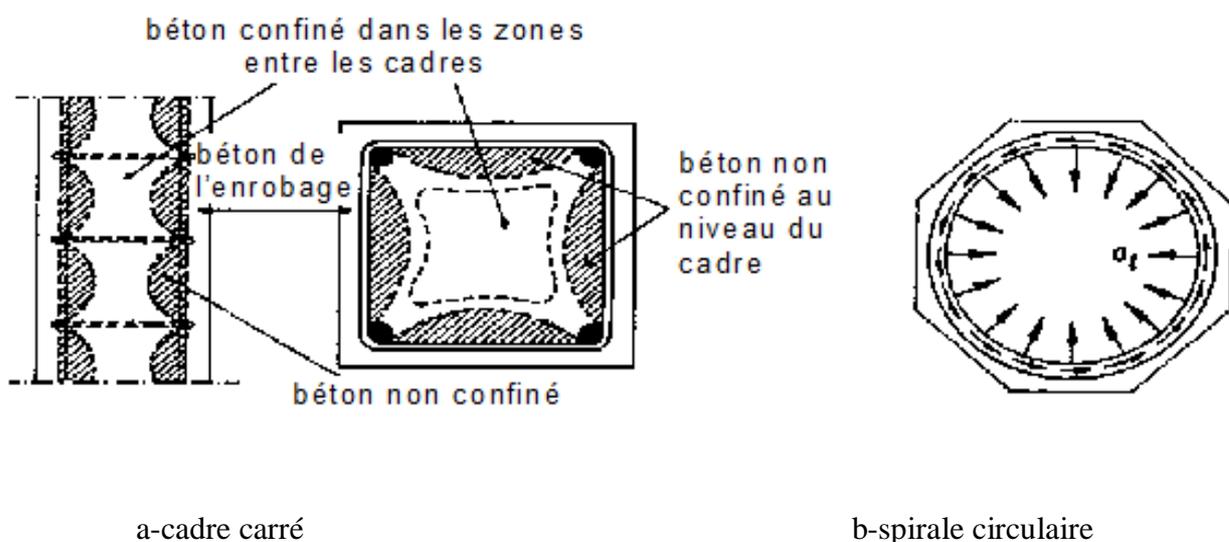
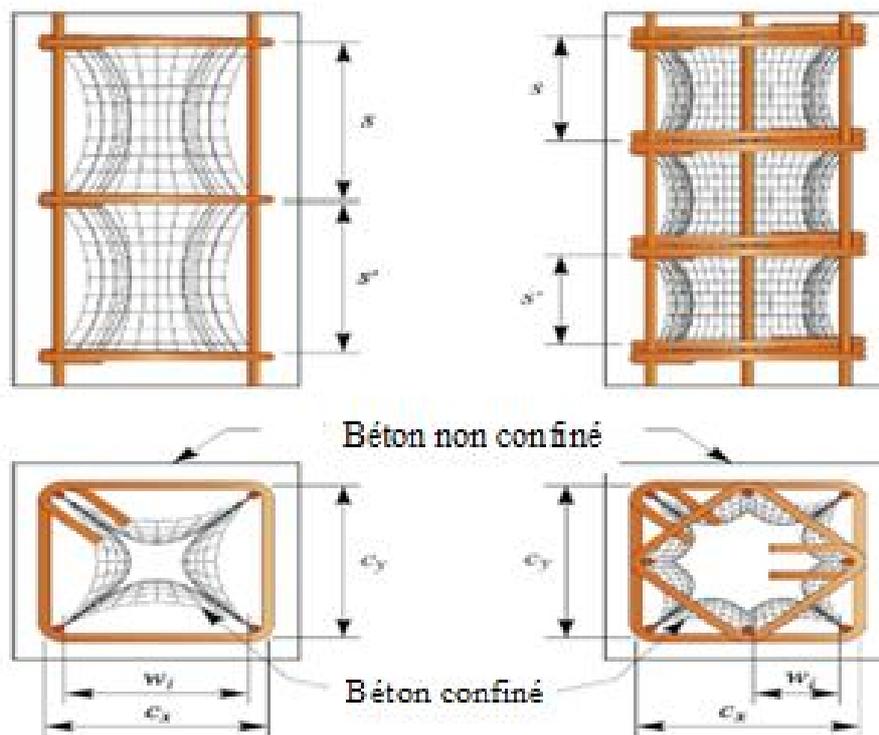


Figure 1.2 : Exemple de confinement d'un élément linéaire [5].



*Figure 1.3 : Forme de confinement transversale et longitudinale avec un où plusieurs cadres [6].*

En pratique, l'état des contraintes en compression triaxiale dans les poteaux en béton armé, est équivalent à la résultante d'une pression hydrostatique lorsque les armatures transversales en forme de cadres fermés ou de spirales continues empêchent le gonflement latéral des matériaux de l'élément soumis à une compression axiale. Le béton subissant cette action favorable des armatures transversales est appelé béton confiné [5, 6].

### 1.2.2. Paramètres affectant le confinement

Plusieurs modèles de comportement du béton confiné par les armatures transversales ont été proposés. Ces modèles sont déterminés à partir des essais effectués sur des poteaux chargés axialement en compression, plusieurs paramètres impliqués dans la réalisation du confinement donnant des courbes contraintes déformations complètes qui englobent la déformation maximale et les blocs des contraintes du béton confiné à chaque étape.

Parmi ces paramètres, on cite [7] :

- a)- le pourcentage volumique des armatures transversales, frettes et spirales  $\rho_{vt}$ ;
- b)- la limite d'élasticité spécifiée des armatures transversales  $f_{yh}$ ;

- c)- l'espacement entre les cadres (épingles, cerces, étriers) des armatures transversales  $s_t$ ;
- d)- la résistance à la compression du béton  $f_{c28}$ ;
- e)- la configuration ou la forme des cadres transversaux et les spirales;
- g)-le nombre et le diamètre des barres des armatures longitudinales ainsi que leurs arrangements.

### 1.2.3. Avantages du confinement

Les armatures transversales dans les poutres et les poteaux ont trois fonctions principales :

- empêchent le flambement des barres longitudinales ;
- évitent l'échec de cisaillement ;
- confinent le noyau de béton pour fournir suffisamment de ductilité et de déformabilité.

En outre, le confinement latéral offre deux avantages principaux pour les éléments structurels fléchis en béton armé à savoir [6]:

- ✓ L'augmentation de la résistance à la compression du béton, où le confinement s'oppose à la chute possible du béton causée par le gonflement ou le soulèvement du béton ;
- ✓ L'amélioration de la pente de la branche descendante de la courbe contrainte-déformation du béton ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ). En effet, le confinement augmente la déformation maximale du béton  $\varepsilon_{cu}$ .

### 1.3. PATHOLOGIE DES ELEMENTS ENDOMMAGES PAR LE SEISME

Dans ce paragraphe, on montre des cas pathologiques d'endommagement des éléments structuraux à cause du manque de l'un des paramètres qui influent le confinement transversal des poteaux. Dans la suite, on illustre la rupture de poteaux courts, la rupture des poteaux fragiles, l'éclatement des armatures transversales, la rupture des armatures longitudinales, et l'endommagement par écrasement du béton.

#### 1.3.1. Rupture de poteaux courts

La figure 1.4, présente la rupture d'un poteau court. Le poteau n'a pu fléchir et les efforts sur ses extrémités ont augmenté au point de le rompre [8].



*Figure 1.4 : Rupture d'un poteau court [8].*

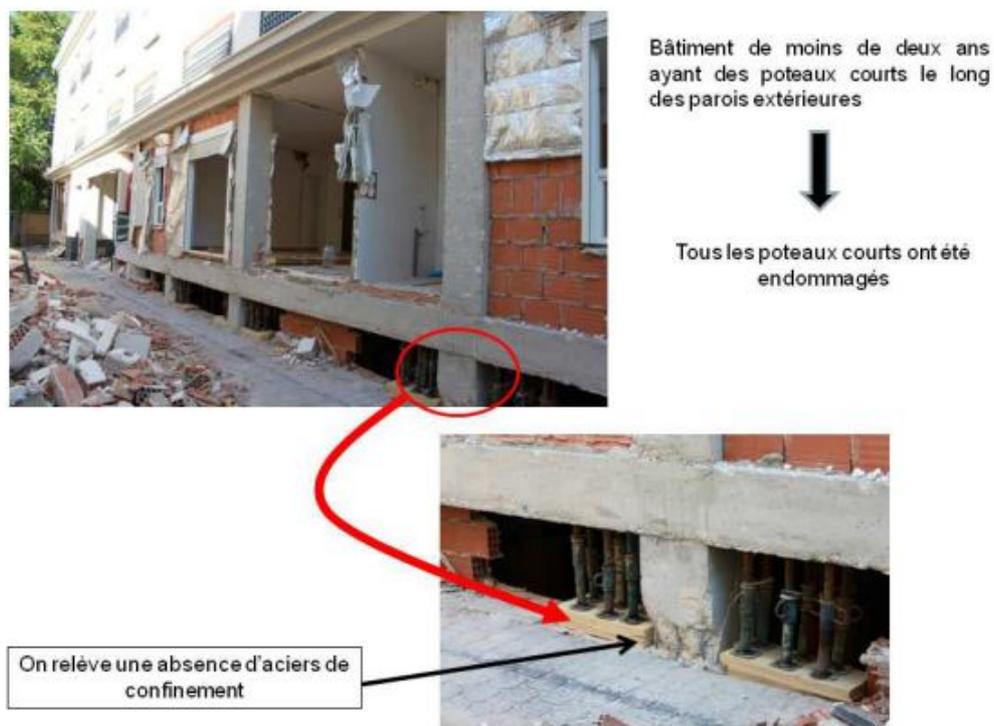
Les poteaux sous flexion doivent fléchir librement sur toute leur longueur. Les dommages éventuels peuvent être des déformations irréversibles sans arriver à la rupture (fragile). Si le poteau est court de manière due de leur longueur réduite qui le rend trop rigide, il ne peut plus fléchir. Ici, faut traiter le poteau sur toute leur hauteur comme une zone critique, des cadres ou des épingles doivent être ajoutés aux cadres périphériques pour que les armatures transversales puissent contenir efficacement toutes les barres longitudinales. La Figure 1.5

montre le bon confinement de la zone critique avec des armatures transversales rapprochées sur toute la longueur explique la tenue du poteau court [8].



*Figure 1.5 : bon frettage de la zone critique [8].*

La Figure 1.6 illustre l'exemple d'un bâtiment ayant des poteaux court tout le long de la façade. Tous les poteaux présentent des dommages par effort tranchant. Malgré que le bâtiment été construit récemment en 2009, après le séisme du 11 mai 2011 de Lorca en Espagne, tous les poteaux de la base sont endommagés à cause de l'absence des armatures du confinement [9].



*Figure 1.6 : Endommagement de la maçonnerie de remplissage et création de poteaux courts par effort tranchant dans un bâtiment récent de moins de deux ans [9].*

### 1.3.2. Eclatement des armatures transversales

L'éclatement des armatures transversales dans la zone critique du poteau de la figure 1.7, ayant entraîné le flambement des barres longitudinales et la dislocation du béton qui n'était plus confiné [8].



*Figure 1.7 : Eclatement des armatures transversales [8].*

Le rôle des armatures transversales est fondamental dans la détermination de la ductilité de l'ossature. Les bonnes ou mauvaises conception et mise en œuvre des cadres d'armatures transversales vont conditionner le type de rupture de l'élément s'il est déformé au point d'avoir des dommages. Chaque cadre doit alors pouvoir résister à l'éclatement lors du gonflement du béton en compression. Pour ce faire, il doit être constitué d'une seule barre dont les extrémités doivent se croiser autour d'une barre longitudinale d'angle, et être correctement ancrées dans le volume de béton. Le rapprochement des cadres dans les zones critiques réduit les efforts sur chaque cadre, et permet de contenir plus efficacement les barres longitudinales, et éviter leur flambement. Ainsi, l'ancrage correct des extrémités de la barre qui constitue chaque cadre réduit le risque d'arrachement [8].

La figure 1.8 (a, b) montrent la dégradation en pied et en tête de poteau due à un faible confinement, en effet la flexion des armatures longitudinales provoquée par un effort normal élevé a fait éclater le béton, car les armatures transversales n'étaient pas assez rapprochées (espacement grand, faible pourcentage volumétrique).



(a)



(b)

**Figures 1.8** : Détails incorrects aux joints de poteaux, cité d'habitation, Reghaia [10].

Les modes de rupture décrits ci-dessus, Figure 1.9, indiquent qu'il faut éviter les forces excessives induites par l'effet de torsion qui cause l'effondrement du noyau du poteau, et l'éclatement des béton de l'enrobage, et le flambement des barres longitudinales. Ceci, montre l'importance de disposer des armatures transversales en quantité suffisante.



**Figure 1.9 :** Poteau avec les cadres insatisfaisantes [11].

Cette photo (figure 1.10) montre un poteau avec les cadres insatisfaisantes ce qui n'a fourni presque aucun confinement après le tremblement de terre 1971 de San Fernando [11].



**Figure 1.10 :** Échec De Cisaillement De poteau (tremblement de terre 1971 de San Fernando) [11].

La Figure 1.11 montre un échec de cisaillement d'un pilier de pont après le tremblement de terre 1971 de San Fernando, ceci est due au manque des armatures transversale aux niveaux de la jonction poteau-poutre.



*Figure 1.11 : Echec du nœud aucun armature de cisaillement (tremblement de terre 1971 de San Fernando) [11].*

Dans la figure 1.12 on observe l'éclatement des barres des armatures transversales sur la zone critique du poteau, ayant entraîné le flambement des barres longitudinales et la dislocation du béton qui n'était plus confiné.



*Figure 1.12 : Eclatement des armatures transversales sur la zone critique de poteaux. (Séisme de Bhuj, 2001) [12].*

### **1.3.3. Rupture des armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales des poteaux et des poutres doivent pouvoir résister sans rompre aux sollicitations en traction et en compression ; qui peut survenir lors des différentes déformations possibles de la structure. Elles doivent constituer un réseau continu, sans se

déformer, et la perte d'adhérence béton - aciers ne soit pas trop rapide. La Figure 1.13 explique bien le rôle des armatures longitudinales dans le confinement, où l'on observe la rupture de ces armatures à l'extrémité du poteau [8].



*Figure 1.13 : Effet des armatures longitudinales sur le confinement du poteau [8].*

#### 1.3.4. Endommagement par écrasement du béton

La Figure 1.14 (a et b) illustre le mode de rupture par écrasement du noyau de béton. Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le code RPA99/V2003 [3] recommande que l'effort normal de compression de calcul soit limité à 30% de l'effort de résistance ultime à la compression de la section comprimée [13].



(a)

(b)

*Figure 1.14 : Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux [13].*

La fragilité des sections écrasées a été aggravée par un manque de cadres intérieurs par négligence ou par mauvaises intentions [13]. Cette figure montre l'importance de la qualité de la résistance du béton  $f_{c28}$ , qui peut être très faible par rapport à l'importance de l'ouvrage.

### 1.3.5. Rupture par cisaillement des poteaux

Un autre mode de ruine très répandu est le cisaillement des poteaux. En général, ce phénomène est connu aussi sous le nom de poteaux courts. Le détail de cisaillement dans la figure 1.15 montre une anomalie d'exécution dans le ferrailage. Les armatures transversales ne sont pas continues, et un mauvais recouvrement d'armatures longitudinales pour un poteau d'une petite longueur (1,5m environ) [13]. Ceci peut être expliqué par un mauvais confinement du poteau.



*Figure 1.15 : Détail de cisaillement d'un des 6 poteaux [13].*

La figure 1.16 montre une construction soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande, ainsi les poteaux situés aux extrémités du bâtiment opposés au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leurs têtes et leurs pieds, déplacements pouvant entraîner sa destruction [14].



*Figure 1.16: Effondrement de poteaux en béton armé du fait de manque de renforcement [14].*

### 1.3.6. Endommagement due à la différence d'hauteur

D'autres observations ont montré des dommages très importants au niveau des poteaux dans lesquels il y avait une différence de niveau entre les dalles. La Figure 1.17 présente des dommages en tête de poteaux à cause de la compatibilité de déplacements. On constate que les poteaux réguliers ne présentent pas de dommages.



*Figure 1.17 : Endommagement de poteaux s'adaptant aux différences d'hauteurs entre planchers [9].*

### 1.3.7. Endommagement par rupture d'ancrage des cadres

La Figure 1.18 présente le manque de dispositions constructives dans les armatures mises en place. On relève que les cadres de confinement sont très espacés, et que leurs fermetures sont

réalisées à  $90^\circ$  au lieu de  $135^\circ$  comme indiqué dans la norme. Ce manque de confinement entraîne la rupture par cisaillement des poteaux et peut mettre en cause la stabilité du bâtiment [9].



**Figure 1.18 :** Manque de dispositions constructives [9].

La figure 1.19 montre la même anomalie durant le séisme de 1999 d'Izmit en Turquie. Cette Figure montre les défauts d'exécution dans le poteau, étriers avec crochets recourbés à  $90^\circ$  au lieu de  $135^\circ$  qui peuvent s'ouvrir après la rupture du béton d'enrobage et éclatement du noyau du béton, un faible pourcentage d'armatures longitudinales et transversales [15].



**Figure 1.19:** Défauts d'exécution dans le poteau (étriers avec crochets recourbés à  $90^\circ$  au lieu de  $135^\circ$ ), d'où rupture des ancrages [15].

### 1.3.8. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre

La Figure 1.20 montre l'effet poutre forte/poteau faible. Cet effet peut être amplifié par une discontinuité des armatures ou de la section du poteau ou bien par une mauvaise qualité de béton. Il est à noter que le RPA99/V 2003 [3] exige la vérification de la somme des moments résistants ultimes dans les zones nodales poteau-poutre, pour que la rotule plastique se forme dans les poutres plutôt que dans les poteaux [13].



*Figure 1.20 : Rupture en zone nodale [13].*

Même si le poteau de la figure 1.21 est bien armé tant en armatures longitudinales qu'en cadres, ce qui donne un béton bien confiné, il reste cependant insuffisant par rapport à la poutre. Lors d'un mouvement horizontal majeur, c'est la poutre qui casse le poteau et non pas l'inverse. Par contre dans la figure 1.22, le poteau est assez fort pour que la rotule se produise dans la poutre ; il est ainsi libéré avec un moment bien réduit, le plancher reste toujours accroché et la structure demeure sans risque d'effondrement [13]. Il a été constaté que ce mode de ruine par formation de rotule plastique dans les poteaux était le plus courant, et a constitué la cause principale de l'effondrement total ou partiel de la majorité des constructions n'ayant pas résisté [13].



*Figure 1.21 : Rotule dans le poteau (Comportement à éviter) [13].*



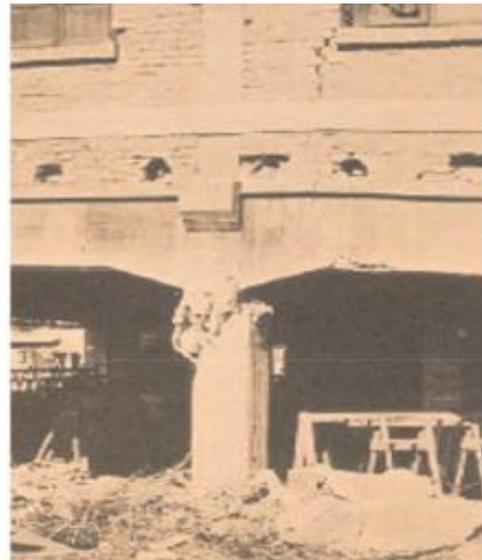
*Figure 1.22 : Rotule dans la poutre (Comportement recherché) [13].*

### **1.3.9. Dommages aux poteaux dus à un excès de résistance**

Les dommages aux poteaux peuvent être dus à l'excès de résistance, le cas d'un confinement dense. La Figure 1.23 (a) présente une rupture typique d'un poteau bien confiné. Le confinement dense du béton à ses extrémités a prévenu l'éclatement dans ces zones, le noyau bien confiné demeure intact et capable de supporter les charges axiales. Un autre type de rupture au droit d'un changement de rigidité dans la figure 1.23 (b). Le gousset, dont la présence est favorable, n'a pas suffi à empêcher la rupture du poteau lors d'un séisme de forte magnitude, mais il a vraisemblablement empêché l'effondrement de l'immeuble [16].



(a)



(b)

*Figure 1.23 : Dommages dus à la résistance améliorée des poteaux [16].*

#### 1.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a mis l'accent sur quelques notions du confinement dans les structures en béton armé, ainsi qu'une étude des cas pathologiques réels enregistrés durant les derniers séismes. Cette analyse pathologique a permis de montrer l'ampleur de l'absence du confinement sur les constructions en béton armé. Parmi les endommagements que peuvent engendrer le manque du confinement, on cite :

- Rupture de poteaux courts
- Eclatement des armatures transversales
- Rupture des armatures longitudinales
- Endommagement par écrasement du béton
- Rupture par cisaillement des poteaux
- Endommagement due à la différence d'hauteur
- Endommagement par rupture d'ancrage des cadres
- Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre
- Dommages aux poteaux dus à un excès de résistance.

**CHAPITRE 2 :**

**VISION REGLEMENTAIRE DE QUELQUES**

**CODES PARASISMIQUES SUR LE**

**CONFINEMENT**

## 2.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on essaye d'exposer les exigences réglementaires de quelques codes parasismiques afin d'assurer le minimum du confinement transversal des poteaux et des poutres. Ces exigences concernent particulièrement le pourcentage volumique des armatures transversales et l'espacement des armatures transversales ainsi que le pourcentage des armatures longitudinales.

## 2.2. VISION DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA99/ V2003)

Le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 [3] donne des justifications particulières afin d'assurer le confinement des poteaux et des poutres d'une manière satisfaisante. Dans la suite, on expose ces justifications.

### 2.2.1. Poteaux

#### -Armatures transversales

Le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 [3] adopte le pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt, RPA}$ ), comme suit :

$$\rho_{vt, RPA} = \frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (2.1)$$

Avec:

- $V_u$  : l'effort tranchant de calcul;
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute du poteau;
- $f_{yh}$  : contrainte limite élastique des armatures transversales;
- $t$  : l'espacement des armatures transversales;
- $\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant;

Les valeurs de ce coefficient de l'élançement géométrique dans la direction considérée :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (2.2)$$

Où  $\lambda_g$  : est l'élançement géométrique dans la direction considérée,

Afin d'avoir des poteaux bien confinés, le règlement RPA99/v2003 exige des espacements minimaux des cadres  $t_{RPA}$  très restreint (Figure 2.1). Dans ce contexte, il exige que dans la zone nodale, les espacements devraient respecter les inégalités suivantes :

$$t_{RPA} \leq 10\text{cm} \quad \text{en Zone sismique III} \quad (2.3)$$

$$t_{RPA} \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en Zone sismique I et II} \quad (2.4)$$

Où  $\varnothing_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

En outre, dans la zone courante exige que cet espacement doive être :

$$t_{RPA} \leq 15\varnothing_1 \quad \text{en Zone sismique I et II} \quad (2.5)$$

$$t_{RPA} \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\varnothing_1) \quad \text{en Zone sismique III} \quad (2.6)$$

Où  $b_1$  : la largeur totale de la section brute du poteau;

Dans tous les cas, le pourcentage volumique minimal d'armatures transversales  $\rho_{vt, RPA}$  doit respecter la condition suivante :

$$\rho_{vt, RPA} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases} \quad (2.7)$$

### **-Configuration des armatures longitudinales**

Afin d'assurer une bonne configuration des armatures longitudinales, RPA99/v2003 [3] exige que la nuance d'armature doit être à haute adhérence, disposée droites et sans crochets. Comme, il préconise des pourcentages minimaux  $\rho_{\text{min}, RPA}$ , en fonction de chaque zone sismique. Les valeurs minimales de  $\rho_{\text{min}, RPA}$  devraient être supérieures aux valeurs suivantes :

$$\rho_{tmin,RPA} = \begin{cases} 0.7\% \text{ en zone sismique I} \\ 0.8\% \text{ en zone sismique II} \\ 0.9\% \text{ en zone sismique III} \end{cases} \quad (2.8)$$

Comme, il insiste sur la distance maximale ( $d_v$ ) entre les barres verticales dans une face du poteau. Cette distance ne doit pas dépasser la distance maximale donnée pour chaque zone sismique, comme suit :

$$d_y = \begin{cases} 25\text{cm en zone sismique I et II} \\ 20\text{cm en zone sismique III} \end{cases} \quad (2.9)$$

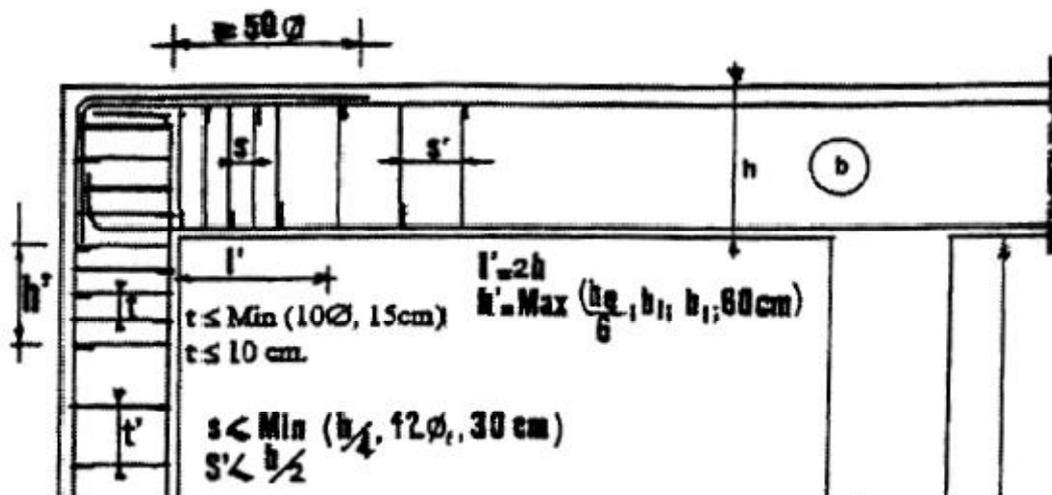


Figure 2.1 : Dispositions constructives des armatures transversales dans les poteaux et les poutres d'après RPA99/V2003.

## 2.2.2 Poutres

### -Armatures transversales

Le règlement RPA 99/v 2003 [3], adopte pour le pourcentage volumique minimal des armatures transversales ( $\rho_{vt,RPA}$ ) dans les poutres selon la formule suivante :

$$\rho_{vt,RPA} = A_t / s \cdot b > 0.3\% \quad (2.10)$$

Où  $b$  est la largeur de la section de la poutre et  $s$  est l'espacement des cadres transversales (Figure 2.1). La valeur maximale de cet espacement dans toutes les zones sismiques est déterminée selon la zone nodale :

$s_{RPA} = \min (h/4, 12\emptyset)$  Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$s_{RPA} \leq h/2$  En dehors de la zone nodale

La valeur du diamètre  $\emptyset$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### **-Configuration des armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimum  $\rho_{\min,RPA}$  des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre :

$$\rho_{\min,RPA} = 0,5\% \text{ en toute section} \quad (2.11)$$

Le pourcentage total maximum  $\rho_{\max,RPA}$  des aciers longitudinaux est de :

$$\rho_{\max RPA} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \quad (2.12)$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

## 2.3. VISION DE L'EUROCODE 8

Dans ce paragraphe on va a présenté les recommandations de l'Eurocode 8 [17] afin d'assurer le confinement des éléments en béton armé.

### 2.3.1 Poteaux

L'Eurocode 8 [17] fait un lien direct entre la ductilité en courbure locale  $\mu_\phi$  et le pourcentage volumique des armatures transversales  $\omega_{wd}$  dans les poteaux en béton armé. En effet, il exige que pour la valeur spécifiée de  $\mu_\phi$  et une déformation du béton supérieure à  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , dans un point quelconque de la section transversale, la perte de résistance due à l'éclatement du béton doit être compensée à l'aide d'un confinement adéquat du noyau de béton. La considération de cet effet est satisfaite si l'inéquation suivante est vérifiée :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (2.13)$$

Avec :

$\mu_\phi$  : valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ;

$\nu_d$  : effort normal réduit de calcul ;

$\varepsilon_{sy,d}$  : valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ;

$h_c$  : hauteur brute de la section transversale parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de  $\mu_\phi$  utilisée (Figure 2.2);

$h_0$  : hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

$b_c$  : largeur brute de la section transversale (Figure 2.2);

$b_0$  : largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

$\alpha$  : coefficient d'efficacité du confinement, égal à  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , avec :

a) Pour les sections transversales rectangulaires :

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6b_0 h_0} \quad (2.14)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) \quad (2.15)$$

Avec :

$n$  : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;

$b_i$  : distance entre des barres longitudinales maintenues consécutives ;

b) Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement circulaires et noyau confiné de diamètre  $D_o$  (par rapport à l'axe des armatures de confinement) :

$$\alpha_n = 1 \quad (2.16)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \quad (2.17)$$

c) Pour les sections transversales circulaires avec armature de confinement hélicoïdale :

$$\alpha_n = 1 \quad (2.18)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o) \quad (2.19)$$

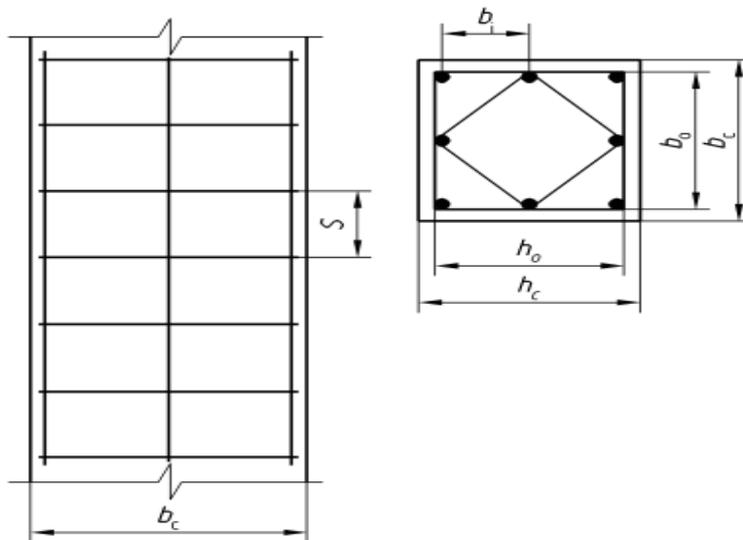


Figure 2.2 : Confinement du noyau de béton [17].

$\omega_{wd}$  : le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques. Il est exprimé par la relation suivante :

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (2.20)$$

Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement minimale  $\omega_{wd}$  dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires, doit avoir au moins 0,08 où :

$$\omega_{wd} \geq 0,08$$

$f_{cd}$  : La valeur de calcul de la résistance en compression du béton sur cylindre

$f_{yd}$  : La valeur de calcul de contrainte de l'armature

L'espacement des armatures de confinement (en millimètres) ne dépasse pas :

$$s = \min \{ b_o/2 ; 175 ; 8d_{bL} \} \dots \quad (2.21)$$

Avec:

$b_o$  : la dimension minimale (en millimètres) du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement);

$d_{bL}$  : le diamètre minimal des barres longitudinales (en millimètres).

Le diamètre  $d_{bw}$  des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

La distance entre les barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne dépasse pas 200 mm.

Par ailleurs, le pourcentage total des armatures longitudinales  $\rho_1$  ne doit pas être inférieur à 0,01 et ne doit pas être supérieur à 0,04, où :

$$0.01 \leq \rho_{l,EC8} \leq 0.04 \quad (2.22)$$

Dans les sections transversales symétriques, il convient de prévoir des armatures symétriques ( $\rho = \rho'$ ).

### 2.3.2 Poutres

Dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, les armatures de confinement doivent remplir les conditions suivantes :

- a) Le diamètre  $d_{bw}$  des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.
- b) L'espacement (en millimètres) des armatures de confinement ne doit pas dépasser :

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl} \right\} \quad (2.23)$$

Avec:

$d_{bl}$ : le diamètre minimal (en millimètres) des barres longitudinales;

$h_w$ : la hauteur de la poutre (en millimètres).

- c) La première armature de confinement ne doit pas être placée à plus de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre (voir Figure 2.3).

Le pourcentage total maximum  $\rho_{max,EC8}$  des aciers longitudinaux est aussi lié directement avec la ductilité locale  $\mu_\phi$ . Ce pourcentage est exprimé par l'expression ci-dessous :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (2.24)$$

En outre, le pourcentage d'armatures comprimées  $\rho'$  doit être égal au moins à la moitié du pourcentage des armatures tendues  $\rho$ ,  $\rho' \geq 0.5\rho$

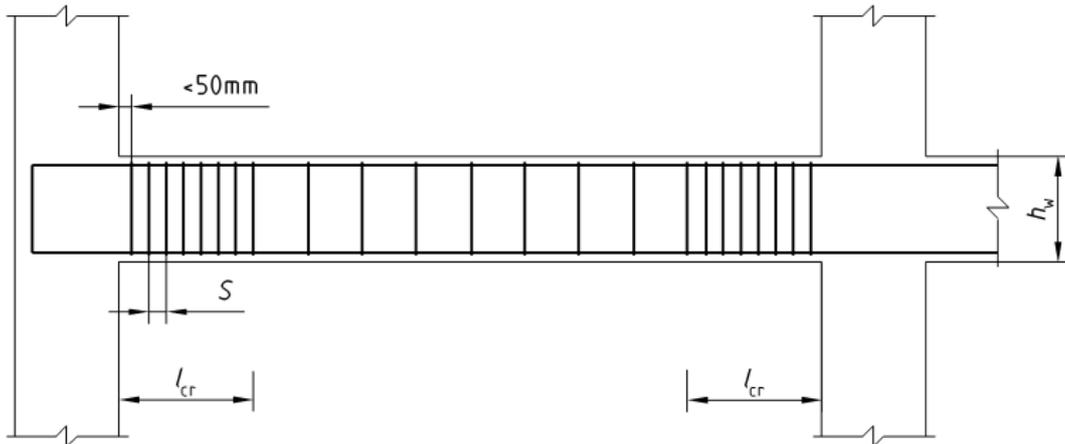


Figure 2.3: Armatures transversales dans les zones critiques des poutres [17].

#### 2.4. Vision du code ACI 318-88

Le code du béton American ACI 318 [18] recommande pour la quantité d'armature transversale en spirale dans les régions des rotules plastique la relation suivante :

$$\rho_s = \frac{0.45f_c'}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2.25)$$

Lorsque  $P_e < 0.4P_b$ , les poteaux sont conçus comme des éléments fléchis.

#### 2.5. LE CODE De la Nouvelle Zélande NZS 3101

Sur la base des études théoriques menées par Park et *al.* [19] pour les poteaux, les quantités d'armature transversale dans la région de rotule plastique déterminées par les codes de l'ACI et SEAOC (Structural Engineering Association of Californie), ont été modifiées pour tenir compte de l'effet de la compression axiale dans les poteaux. Pour les poteaux circulaires, le code de la Nouvelle-Zélande NZS 3101 [20] recommande pour le pourcentage volumique d'armature l'expression suivante :

$$\rho_s = q \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( 0.375 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.26)$$

Pour les poteaux rectangulaires, le code NZS 3101 [20] recommande l'expression suivante :

$$\rho_s = q \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( 0.33 + 1.67 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.27)$$

Avec:

$q=0.12$  où  $q=0.3(A_g/A_c-1)$ , celui qui est plus grand,  $P_e \geq 0.1 f'_c A_g$ , et  $\rho_s = A_{sh}/(s_h h)$

## 2.6. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été question de certains aspects importants aux structures contreventées par des portiques auto-stables en béton armé vis-à-vis les exigences de leurs conceptions et leurs comportements sous l'effet des actions sismiques. En relève des exigences qui est mentionnées dans le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003), Eurocode 8 et le code américain (ACI). Dans le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) on relève certaines insuffisances en comparaison avec d'autres règlements tels que le code européen (Eurocode 8).

**CHAPITRE 3 :**  
**ETUDES ET TRAVAUX REALISES SUR LE**  
**CONFINEMENT LATERAL**

### 3.1. INTRODUCTION

La découverte et l'utilisation du matériau béton armé ont guidé les chercheurs dans le domaine à la proposition des lois qui permet de quantifier le comportement du béton. La première loi qui quantifie l'effet positif du confinement sur la résistance et la déformation ultime du béton à été proposé en 1928 par Richard et *al.* [21]. Ensuite, plusieurs chercheur ont continue les travaux sur le confinement à savoir, Chan 1955 [21], Blume, Newmark et Corning (1961) [21], Roy et Sozen (1965) [22], Soliman et Yu (1967) [23] et Sargin (1971) [24].

Ces travaux ont proposé des relations de la résistance améliorée par le confinement et la déformation ultime de compression du béton. Dans la suite on présente quelques lois de comportement du béton non confiné et confiné, suivie d'une étude comparative.

### 3.2. LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON NON CONFINE

#### 3.2.1. Lois de comportement du béton comprimé non confiné

Pour effectuer des études de structure, il est nécessaire d'utiliser des lois représentant correctement le comportement du matériau.

Lorsqu'on soumet une éprouvette cylindrique en béton à un essai de compression simple (Figure 3.1) contrôlé en déformation, l'aspect qualitatif de la loi de comportement « contrainte axiale - déformation axiale » prend la forme de la courbe ci-dessous en Figure 3.1 [4].

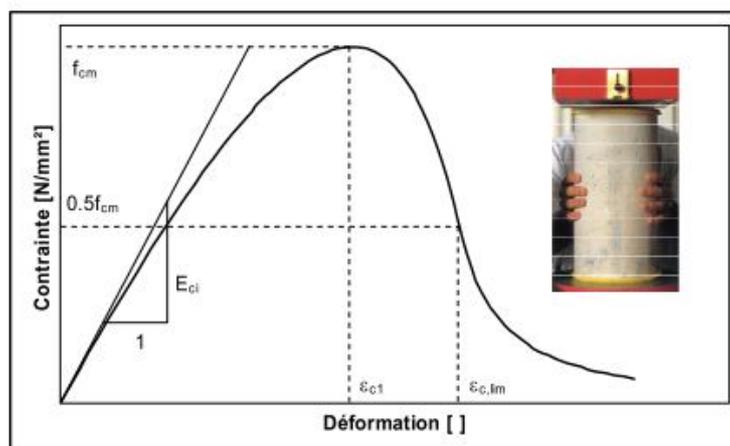


Figure 3.1 : Diagramme  $\sigma$ - $\varepsilon$  pour le béton comprimé [4].

Les caractéristiques qualitatives de cette courbe sont :

- ❖ une branche ascendante, à concavité vers le bas, admettant un module tangent initial  $E_{ci}$  et un extremum ( $f_{cm}$ ,  $\epsilon_{cl}$ ); à cet extremum de contrainte correspond la résistance à la compression ( $f_{cm}$ );
- ❖ au delà de ce maximum, une branche descendante présentant normalement un point d'inflexion, et finie ( $\sigma_c$ ,  $\epsilon_{c,lim}$ ).

Passons en revue quelques unes de ces lois.

### 3.2.2. Loi de comportement de Popovics

Popovics, après avoir collationné un grand nombre d'essais expérimentaux, propose une équation mathématique unique pour représenter tant la phase ascendante que la phase descendante de la relation « contrainte  $f$  – déformation axiale  $\epsilon$  ». L'équation parabolique 3.1 s'articule autour de deux valeurs expérimentales essentielles [4]:

- la contrainte maximale en compression du béton ( $f_o$ ) mesurée sur cylindre ;
- la déformation  $\epsilon_o$  au maximum de la contrainte maximale  $f_o$

$$f = f_o \frac{\epsilon}{\epsilon_o} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o}\right)^n} \quad [psi] \quad (1MPa=145psi) \quad (3.1)$$

Le coefficient  $n$  est déterminé par la relation expérimentale suivante :

$$n = 0.4 \times 10^{-3} f_o + 1.0 \quad (3.2)$$

L'évolution de  $\epsilon_o$  est décroissante en fonction de  $f_o$ . Il est exprimé par :

$$\epsilon_o = \frac{1}{K} \left( \sqrt{f_o} + \frac{2500}{\sqrt{f_o}} \right) \quad (3.3)$$

Où :

$K$  = paramètre expérimental à déterminer

Il est à noter que ces équations sont issues de la linéarisation des résultats expérimentaux obtenus à l'époque [5].

### 3.2.3. Loi de comportement du fib

Le Manual-textbook fib donne l'expression 3.4 de la relation «contrainte-déformation» correspondant à une vitesse de déformation imposée de 30µs/sec.[4]

$$\sigma = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c,sec}} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c,sec}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}} f_{cm} \quad (3.4)$$

Avec :

$$\varepsilon_{co} = -0.0017 - 0.001 \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \quad (3.5)$$

$f_{cm}$  = résistance à la compression [MPa]

$f_{cm0}$  = 70MPa

$E_{c,sec}$  : le module d'élasticité sécant de l'origine au pic de compression  $f_{cm}$ [MPa], exprimé par :

$$E_{c,sec} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{co}}$$

$E_{ci}$  : Module d'élasticité tangent à 28jours, exprimé par :

$$E_{ci} = \alpha_E E_{co} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{\frac{1}{3}}$$

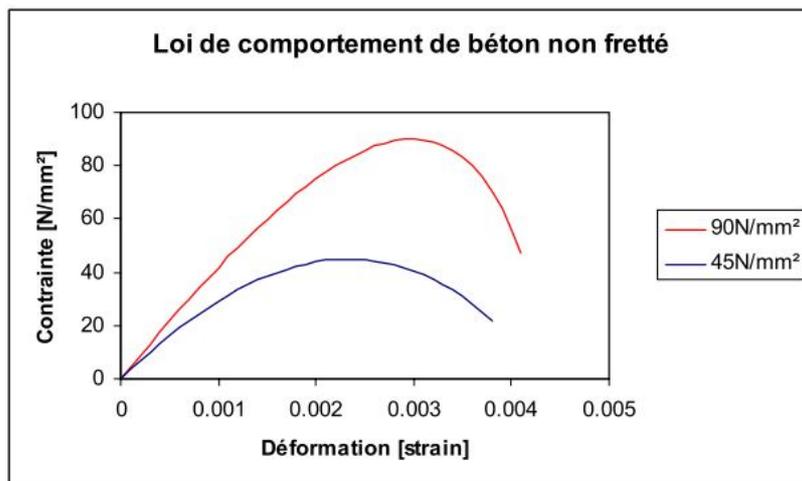


Figure 3.2 : Loi fib pour un béton non confiné [4]

La figure 3.2 montre les courbes « contrainte-déformation » pour des matériaux de résistance 45 et 90N/mm<sup>2</sup>. On peut observer que pour la courbe à 90N/mm<sup>2</sup>, la phase post-pic est étendue et fortement adoucissante par rapport à ce que l'on peut observer par exemple dans les travaux de Amziane et Loukili [4].

Comme nous pouvons l'observer, la déformation au maximum de la courbe contrainte déformation est une fonction qui dépend de la valeur de la résistance du béton comme présenté à l'équation 3.5 [4].

### 3.3. LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON CONFINE

Lorsqu'on soumet une éprouvette cylindrique en béton confiné par des armatures transversales à un essai de compression contrôlé en déformation, l'aspect qualitatif de la loi de comportement « contrainte axiale - déformation axiale » prend la forme de la courbe ci-dessous en Figure 3.3 [4].

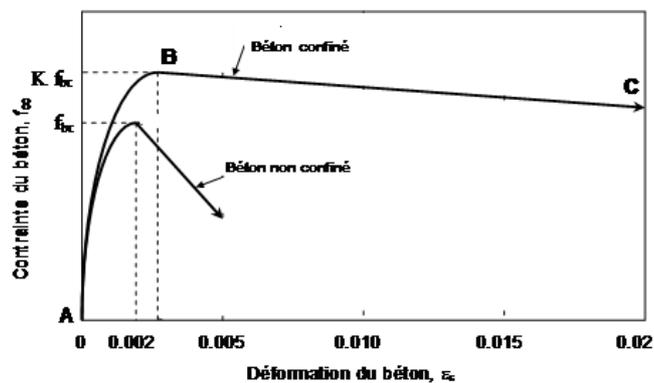


Figure 3.3 : Diagramme  $\sigma$ - $\epsilon$  pour le béton confiné

Les caractéristiques qualitatives de cette courbe sont :

- ❖ L'augmentation de la résistance à la compression du béton;
- ❖ L'amélioration de la pente de la branche descendante de la courbe contrainte-déformation du béton ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), et l'augmente la déformation maximale du béton  $\epsilon_{cu}$ .

Dans la suite, on expose quelques lois de comportement.

### 3.3.1. Modèle de Vallenias, Bertero et Popov

Les variables utilisées dans le travail expérimental conduit par Vallenias et al [25] étaient le rapport volumétrique de l'acier latéral  $\rho''$  et le pourcentage d'armatures longitudinal  $\rho'$  au béton de noyau, rapport d'acier longitudinal au secteur brut  $\rho_l$  de section,  $s$  l'espacement des étriers, la taille efficace de la largeur et de la force des cadres ainsi que la taille des barres longitudinales. Le modèle produit était semblable au modèle de Kent et Park avec l'amélioration dans la force maximale pour le béton confiné.

Pour la branche ascendante :

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\frac{E_c \varepsilon_{cc} x - k x^2}{f'_c}}{1 + \left( \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{k f'_c} - 2 \right) x} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (3.6)$$

Pour la branche descendant:

$$\frac{f_c}{f'_c} = k[1 - z \varepsilon_{cc} (x - 1)] \quad \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (3.7)$$

Et

$$\frac{f_c}{f'_c} = \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_c \quad \varepsilon_{cu} = 0.3k \quad (3.8)$$

Avec :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.9)$$

Et,

$$f_{cc} = k f'_c \quad (3.10)$$

k: coefficient de rapport confiné de force, déterminé par :

$$k = 1 + 0.0091 \left[ 1 - 0.245 \frac{s}{h} \right] \frac{\left[ \rho'' + \frac{d'}{d} \rho_l \right] f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.11)$$

La déformation  $\varepsilon_{cc}$  correspondant à  $f_{cc}$  est exprimée par :

$$\varepsilon_{cc} = 0.0024 + 0.005 \left[ 1 - \frac{0.734s}{h} \right] \frac{\rho'' f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.12)$$

z: pente de la partie descendante, déterminé par :

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} + \left[ \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \right] - 0.002} \quad (3.13)$$

Avec:

d: diamètre d'armature longitudinal et transversal respectivement.

h: hauteur de la section transversal de l'élément.

$f'_c$  : la contrainte du béton non confiné ;

$f_{yh}$  : la limite d'élasticité spécifiée des armatures transversales ;

$\rho_{vt}$  : le pourcentage volumique des armatures transversales;

### 3.3.2. Modèle de Park, Priestly et Gill

Plusieurs modèles de comportement du béton confiné par les armatures transversales ont été proposés [19, 26, 27, 28]. Ces modèles sont déterminés à partir des essais effectués sur des poteaux chargés axialement en compression, donnant des courbes contraintes déformations complètes qui englobent la déformation maximale et les blocs des contraintes du béton confiné à chaque étape.

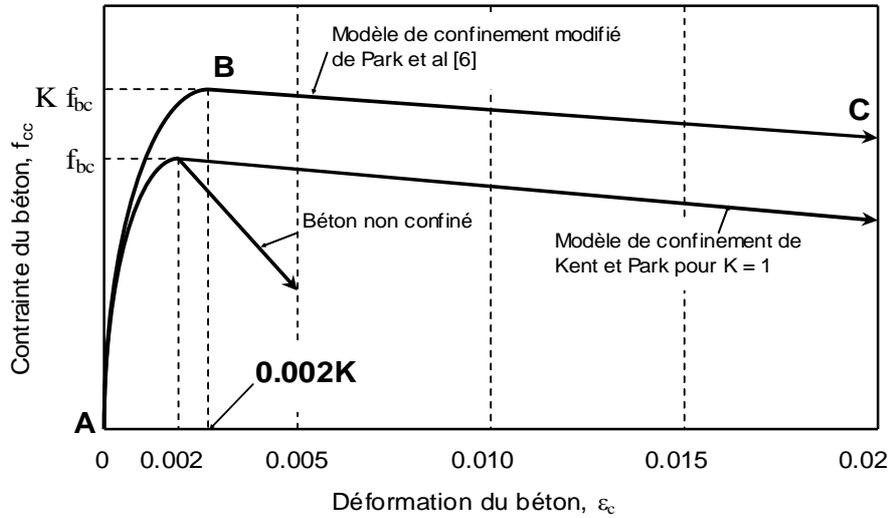


Figure 3.4 : Modèle contrainte - déformation du béton confiné [19]

La figure 3.4, montre le modèle contrainte - déformation du béton confiné proposé par Park, Priestly et Gill [19]. La contrainte maximale améliorée au point B est supposée égale à  $Kf_{bc}$ . Elle correspond en abscisse à la déformation du béton égale à  $0.002K$ , dans laquelle  $0.002$  étant la valeur de la déformation du béton correspondant à la valeur de la résistance maximale du béton non confiné  $f_{bc}$ . le coefficient  $K$  est déterminé par la formule :

$$K = 1 + \frac{\rho_{vt} f_{yh}}{f_{bc}} \quad (3.14)$$

Où :

$f_{bc}$  : la contrainte du béton non confiné ;

$f_{yh}$  : la limite d'élasticité spécifiée des armatures transversales ;

$\rho_{vt}$  : le pourcentage volumique des armatures transversales;

En référence à la figure 3.4, les expressions des contraintes, du béton confiné,  $f_{cc}$ , correspondantes à chaque étape de déformation, sont définies comme suit :

- Pour la région AB (  $\varepsilon_c < 0.002K$  )

$$f_{cc} = Kf_{bc} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (3.15)$$

- Pour la région BC ( $\varepsilon_c > 0.002K$ )

$$f_{cc} = Kf_{bc} [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002K)] \quad (3.16)$$

Dans tous les cas  $f_{cc}$  sera supérieure à  $0.2Kf_{bc}$  ( $f_{cc} > 0.2Kf_{bc}$ ) et  $Z_m$  est exprimé par :

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f_{bc}}{145f_{bc} - 1000} + \frac{3}{4} \rho_{vt} \sqrt{\frac{h''}{s_t}} - 0.002K} \quad (3.17)$$

avec :

$h''$  : hauteur du cadre des armatures transversales ;

$s_t$  : l'espacement entre deux cadres transversales.

$f_{yh}$  : la limite d'élasticité spécifiée des armatures transversales ;

$\rho_{vt}$  : le pourcentage volumique des armatures transversales;

### 3.3.3. Modèle de Scott, Park et Priestly

Scott, Park et Priestly [29] ont examiné des spécimens sous chargement à taux élevé de déformation corrélé à des chargements sismiques. Ils ont présenté les résultats comprenant l'effet du chargement d'excentricité, taux de contrainte, quantité et distribution d'acier longitudinal ainsi que quantité et distribution des armatures transversales. Pour le bas taux de contrainte les équations de Kent et park [26] ont été modifiées pour adapter les données expérimentales, comme suit :

$$f_c = kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}k} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}k} \right)^2 \right] \quad \text{pour } \varepsilon_c \leq 0.002k \quad (3.18)$$

$$f_c = kf'_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002k)] \quad \text{pour } \varepsilon_c > 0.002k \quad (3.19)$$

Avec:

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (3.20)$$

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b}{s}} - 0.002k} \quad (3.21)$$

Pour le taux élevé de contrainte, k et  $Z_m$  ont été adaptés à :

$$k = 1.25 \left( 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \quad (3.22)$$

Et ; la déformation maximale suggérée est :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \left( \frac{f_{yh}}{300} \right) \quad (3.23)$$

Ils ont conclu que l'augmentation de l'espacement tout en maintenant le même rapport de la partie latérale d'armature en augmentant le diamètre des spirales, réduisent l'efficacité du béton de confinement. En outre, l'augmentation du nombre de barres longitudinales améliorera le béton confiné dû à la diminution de l'espacement entre les barres longitudinales.

### 3.3.4 Modèle de Fafitis et Shah

Fafitis et Shah [30] ont supposé que la capacité maximum de béton confiné se produit quand le béton de l'enrobage commence leur chute. Le travail expérimental a été effectué sur le béton de haute résistance avec le changement de la pression du confinement et la contrainte du béton. Ils ont proposé deux équations qui expriment les branches ascendantes et descendantes du modèle.

Pour la branche ascendante :

$$f_c = f_{cc} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^A \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (3.24)$$

Et, pour la branche descendante :

$$f_c = f_{cc} \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}] \quad \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \quad (3.25)$$

Les expressions des constantes  $A$  et  $k$  sont :

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad (3.26)$$

$$k = 0.17 f_{cc} \exp\left(-0.01 \frac{f_l}{\lambda_1}\right) \quad (3.27)$$

Avec :

$$\lambda_1 = 1 - 25 \frac{f_r}{f'_c} \left[1 - \exp\left(-\frac{f'_c}{6500}\right)^9\right] \quad (3.28)$$

Pour  $f_{cc}$  et  $\varepsilon_{cc}$ , ils ont employé les équations suivantes :

$$f_{cc} = \lambda_2 \left[ f'_c + \left(1.15 + \frac{3048}{f'_c}\right) f_r \right] \quad (3.29)$$

$$\varepsilon_{cc} = 1.027 \times 10^{-7} f'_c + 0.0296 \lambda_2 \frac{f_l}{f_{cc}} + 0.00195 \quad (3.30)$$

Avec :

$$\lambda_2 = 1 + 15 \left(\frac{f_r}{f'_c}\right)^3 \quad (3.31)$$

$f_l$ : représente la pression de confinement, et elle est donnée par l'équation suivante :

$$f_l = \frac{2A_s f_y h}{sD} \quad (3.32)$$

Où :

D: diamètre de noyau du poteau.

### 3.3.5. Modèle de Mander, Priestley et Park

Le modèle de Mander et *al.* [31] est basé sur des données expérimentales de sections circulaire, carrées et rectangulaires. Dans ce modèle, ils ont considérés des chargements statique et dynamique. Contrairement à d'autres modèles, ce modèle considère une fonction simple et unique pour la courbe contrainte-déformation. La formule de la résistance à la pression du béton confiné proposée est exprimée par :

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.33)$$

Avec :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.34)$$

Et, déformation du béton confiné  $\varepsilon_{cc}$  est exprimée par :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.35)$$

Le constante r est exprimé par :

$$r = \frac{Ec}{Ec - Esec} \quad (3.36)$$

$$Ec = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (3.37)$$

$$Esec = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.38)$$

Où :

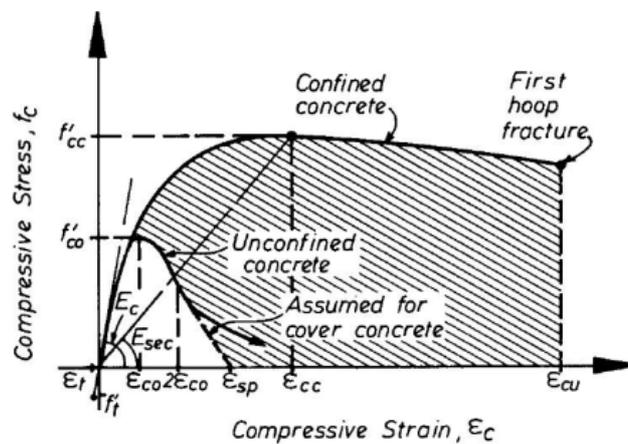
$f'_{cc}$  : résistance à la pression maximum du béton confiné ;

$\epsilon_c$  : déformation du béton non confiné;

$f'_{co}$  : résistance à la pression maximum de béton non confiné ;

$\epsilon_{cc}$  : déformation du béton confiné

La figure 3.5 montre la courbe contrainte-déformation pour le béton confiné et non confiné proposée par Mander [31].



**Figure 3.5:** Modèle de Mander pour le béton confiné et non confiné [31].

Pour les sections circulaire, la pression latérale de confinement d'armature transversal est exprimé par :

$$f'_l = k_e \cdot f_l \quad (3.39)$$

Avec :

$f'_l$  : pression du confinement latérale efficace;

$k_e$  : coefficient d'efficacité;

$f_l$  : pression latérale fournie par l'armature transversale.

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.40)$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (3.41)$$

Où :

$A_e$ : secteur efficace du noyau de béton confiné pour les coupes circulaires;

$A_{cc}$ : secteur du noyau de béton inclus par des lignes centrales des spirales ou des cercles;

$\rho_{cc}$ : rapport du secteur d'armature transversal au secteur du béton de noyau.

Où :

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (3.42)$$

Et

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (3.43)$$

Avec :

$d_s$ : diamètre des barres d'armature transversale;

$s'$ : Espacement verticale entre les armatures transversales.

La pression de confinement latérale produite par l'armature transversale est obtenue par :

$$f_l = \frac{2 \cdot f_{yt} \cdot A_{st}}{s \cdot d_s} \quad (3.44)$$

Avec :

$f_{yt}$ : limite élastique d'armature transversale;

$A_{st}$ : section d'armature transversale;

$s$  : l'espacement entre les spirales ou les cerces.

De même, Eq (3.44) peut être écrit en termes de rapport du volume d'armature, des spirales ou des cercles latéraux, au volume du béton confiné de noyau comme:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s \cdot f_{yt} \quad (3.45)$$

Avec la formule (3.39) on détermine  $f_l$ .

La résistance à la pression maximum de béton confiné pour les sections circulaires est exprimé par:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.252 \left( \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} \right) - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (3.46)$$

Et, la déformation maximale est exprimé par :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{f_y \cdot \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (3.47)$$

Pour obtenir la résistance à la pression confinement latérale maximale pour les sections rectangulaires, les formules suivantes sont utilisées :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c} \quad (3.48)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot b_c} \quad (3.49)$$

Avec :

$A_{sx}$  et  $A_{sy}$  le secteur transversal de l'armature dans les directions x et y, respectivement. Les paramètres ( $b_c$ ) et ( $d_c$ ) sont montrés sur la figure 3.6.

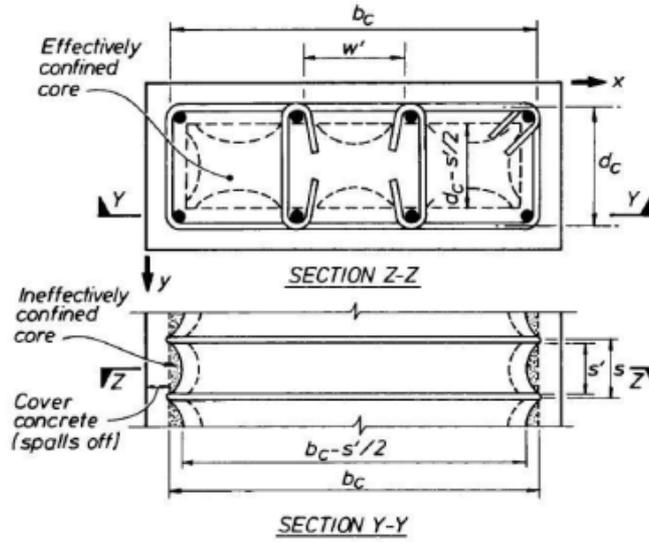


Figure 3.6: Paramètres de béton confinée de section rectangulaire [31].

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

$$f_{lx} = \rho_x \cdot f_{yt} \quad (3.50)$$

et

$$f_{ly} = \rho_y \cdot f_{yt} \quad (3.51)$$

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

$$f'_{lx} = k_e \cdot f_{lx} \quad (3.52)$$

et

$$f'_{ly} = k_e \cdot f_{ly} \quad (3.53)$$

Pour les sections rectangulaires  $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ . Le coefficient  $k_e$  est obtenu en utilisant la relation suivante:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c \cdot d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (3.54)$$

Avec:

$w'_i$  : est montré sur la (figure 3.5).

Les valeurs typiques de  $k_e$  sont 0.95 pour les sections circulaires et 0.75 pour les sections rectangulaires. Les valeurs de  $f'_{lx}$  et  $f'_{ly}$  sont obtenues de l'Eq. (3.52) et l'Eq. (3.53).

### 3.4. LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON CONFINE A HAUTE RESISTANCE

#### 3.4.1 Modèle de Cusson et Paultre

Trente poteaux de grandes dimensions (235x235x1400mm) en béton à haute résistance (BHP) confinés par des étriers rectangulaires ont été testés sous compression axiale. La Figure 3.7 montre les dimensions géométriques des spécimens testés ainsi que les quatre configurations d'étriers utilisées [6].

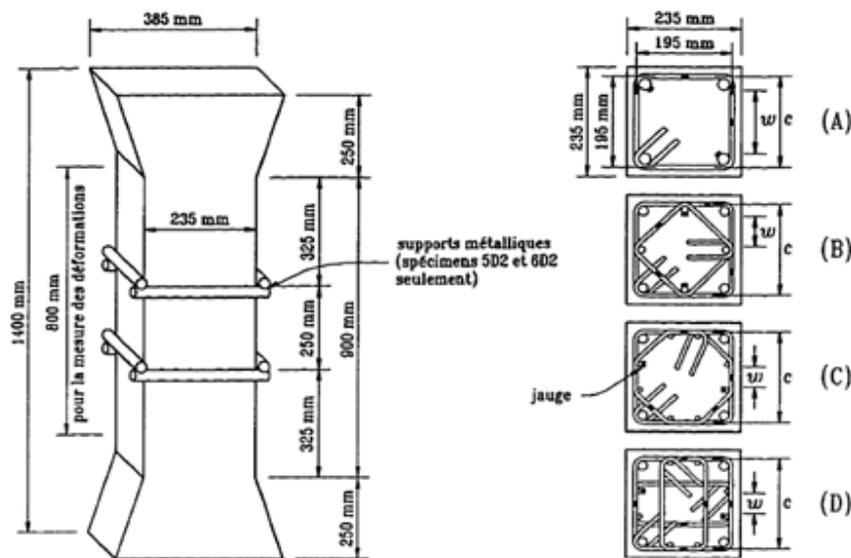


Figure 3.7 : Dimension des spécimens testés et instrumentation [6].

Dans cette étude Cusson et Paultre [6] [32] ont traité les paramètres suivants:

- La résistance maximale du béton confiné  $f_{cc}$ ,
- La déformation axiale  $\epsilon_{cc}$ ,
- La ductilité du béton confiné,
- La ténacité du béton confiné.

Parmi les remarques observées dans cette étude, on cite :

- la configuration de la section en B est meilleure que la configuration de la section en D, pour augmenter l'efficacité de confinement.
- la configuration de la section en C est meilleure que de la section en B, pour augmenter le rapport de résistance seulement.
- les configurations des sections en B ou C est meilleure que la section en A, pour améliorer les rapports de déformation et de ductilité.
- la quantité d'armature transversale est très efficace pour améliorer le comportement du béton confiné.
- la quantité d'armature longitudinale présente de bons résultats montrant des gains significatifs pour les rapports de résistance et la ductilité.
- la présence de l'enrobage de béton affecte seulement le gain de résistance du béton confiné des poteaux à très haute performance, on peut conclure que la réduction de la résistance maximale due à l'écaillage précoce de l'enrobage de béton des poteaux en BHP pourrait être reliée à l'instabilité due au flambage de l'enrobage de béton.

**\*Pression de confinement effective [32]**

-Richard et *al.* (1928) [21] ont trouvé que la pression latérale améliore considérablement la résistance maximale du béton confiné  $f_{cc}$ . Ils ont proposé la relation suivante:

$$f_{cc} = f_{c0} + 4,1f_l \quad (3.55)$$

$f_{c0}$  : Résistance maximale du béton non confiné.

$f_l$  : Pression latérale.

Fondée sur l'équilibre de la pression latérale appliquée sur le noyau de béton et des forces agissant dans l'armature de confinement dans les deux directions principales, la pression latérale nominale peut être calculée ainsi:

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \left( \frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (3.56)$$

Avec :

$f_{hcc}$  : contrainte dans l'armature transversale quand le béton confiné atteint sa résistance maximale,

$s$  : l'espacement centre-à-centre des rangées d'étriers,

$A_{shx}$  et  $A_{shy}$  : représente les sections transversales totales des barres d'armature latérales perpendiculaires aux x et y,

$C_x$  et  $C_y$  : représentent les dimensions latérales du noyau de béton parallèle aux axes x et y.

Sheikh et Uzumeri, (1982) ont exprimé coefficient d'efficacité de confinement  $K_e$  par la relation :

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6c_x c_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{1 - \rho_e} \quad (3.57)$$

$\sum w_i^2$  : est la somme des carrés des espacements entre les barres longitudinales adjacentes dans une section rectangulaire.

$s'$  : L'espacement entre les rangées des cadres (étriers).

$\rho_e$  : La quantité volumique de l'armature longitudinale dans le noyau de béton confiné.

L'équation (3.57) indique aussi que l'armature de confinement devient inefficace lorsque  $s' \geq 2c_x$  ou  $s' \geq 2c_y$

La pression de confinement effective appliquée sur la section nominale de béton confiné est :

$$f_{le} = k_e \cdot f_l = \frac{k_e \cdot f_{hcc}}{s} \left( \frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right) \quad (3.58)$$

Pour une section carrée:

$$f_{le} = k_e \cdot f_l = \frac{k_e \cdot f_{hcc} \cdot A_{sh}}{s.c} \quad (3.59)$$

### Indice de confinement effectif

Cusson et Paultre (1994) [32] ont introduit le classement de confinement selon l'indice effectif de confinement, exprimé par le rapport  $\frac{f_{le}}{f_{co}}$ .

Dans ce contexte, trois classements de confinement sont données :

Classe 1 (confinement faible)	$0 \% < \frac{f_{le}}{f_{co}} < 5 \%$
Classe 2 (confinement moyen)	$5 \% < \frac{f_{le}}{f_{co}} < 20 \%$
Classe 3 (confinement élevé)	$\frac{f_{le}}{f_{co}} > 20 \%$

Avec:

$f_{le}$  : Pression de confinement effective

$f_{co}$  : Résistance maximale du béton non confiné.

Les spécimens de la classe 1 produisent des gains de résistance négligeables et peu de ductilité. Cette classe utilisée dans le cas où la conception parasismique n'est pas nécessaire.

Les spécimens de la classe 2 et 3 produisent des gains de résistance significatifs et un comportement très ductile. Ces deux classes seraient appropriées pour la conception dans les régions à moyenne et à haute sismicité.

### Gain de résistance [32]

Le gain de résistance du béton confiné est par la relation suivante :

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.1 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7} \quad (3.60)$$

Avec:

$f_{cc}$  et  $f_{co}$  sont les résistances maximales du béton confiné et du béton non confiné dans l'élément, respectivement.

**Gain de ductilité** [32]

Le gain de ductilité est défini comme différence entre les déformations axiales  $\varepsilon_{C50C}$  et  $\varepsilon_{C50U}$  correspondant à 50% de la contrainte maximale du béton confiné sur la partie descendante de la courbe. Les équations suivantes sont proposées pour les déformations axiales  $\varepsilon_{cc}$  et  $\varepsilon_{C50C}$ :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 0.21 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.7} \quad (3.61)$$

$$\varepsilon_{C50C} = \varepsilon_{C50U} + 0.15 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.1} \text{ avec } f_{hcc} = f_{yh} \quad (3.62)$$

**\* Modèle proposé** [32]

- la partie ascendante (OA) est la relation originale proposée par Popovics (1973) pour le béton ordinaire :

$$f_c = f_{cc} \left[ \frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})}{k-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^k} \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (3.63)$$

Et, le constante k :

$$k = \frac{E_c}{E_c - (f_{cc}/\varepsilon_{cc})} \quad (3.64)$$

$f_c$  : Contrainte axiale dans le béton

$\varepsilon_c$  : Déformation axiale

$k$  : Facteur contrôlant la pente initiale et la courbure de la partie ascendante

$E_c$  : Module élastique du béton.

- la partie descendante (ABC) est une modification de la relation proposée par Fafitis et Shah (1985) pour le béton confiné à haute performance:

$$f_c = f_{cc} \exp \left[ k_1 (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2} \right] \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad (3.65)$$

$$k_1 = \frac{\ln 0,5}{(\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{cc})^{k_2}} \quad (3.66)$$

$$k_2 = 0,58 + 16 \left( \frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{1,4} \quad (3.67)$$

$k_2$  : Facteur contrôlant la courbure de la partie descendante

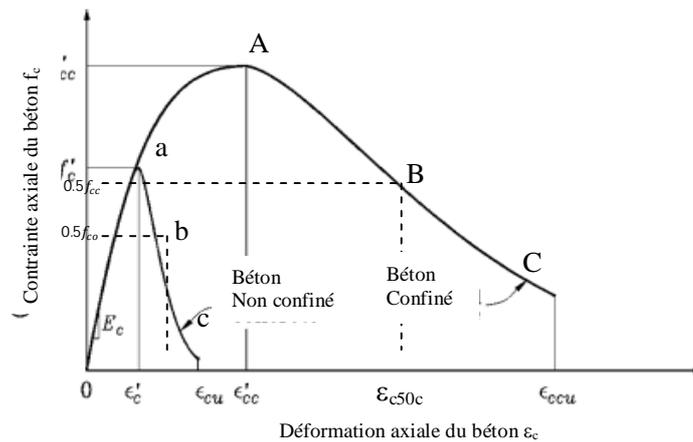


Figure 3.8: Courbe analytique proposée pour le béton confiné à haute performance [32].

### 3.4.2. Loi de comportement généralisé

Paultre et Légeron[6] ont proposé de nouvelles équations à partir d'une étude paramétrique d'un grand nombre de poteau jusqu'à une contrainte de force de compression vers 120 MPa, pour la conception de l'armature de confinement pour les poteaux rectangulaires et circulaires, afin d'atteindre un certain niveau de ductilité locale d'une part, et d'expliquer l'influence de la force de compression, limite élastique de l'armature transversal, niveau axial de charge ainsi que l'effet de l'armature transversal de confinement.

Le modèle de Légeron et Paultre relie l'augmentation de la force et la ductilité de béton à l'indice d'efficacité de confinement donnée par:

$$I'_e = \frac{f'_{le}}{f'_c} \quad (3.68)$$

Avec:

$f'_c$  : contrainte axial dans le béton;

$f'_{le}$  : pression de confinement effective.

Pour le poteau circulaire,  $f'_{le}$  est donné par:

$$f'_{le} = \frac{1}{2} K_e \rho_s f'_h \quad (3.69)$$

Tandis que, pour les poteaux rectangulaires dans figure 3.17 de direction y,  $f'_{le}$  est donné par:

$$f'_{le} = K_e \frac{A_{shy} f'_h}{c_y s} \quad (3.70)$$

Avec:

$K_e$ : coefficient géométrique, qui mesure l'efficacité d'armature de confinement,

= 1 pour un tube continu

= 0 quand des étriers sont espacés plus que la moitié de noyau de la dimension minimum de coupe.

$A_{shy}$ : section total de l'armature de confinement pour l'ensemble de cadre dans la direction y.

$c_y$ : dimension de section dans la direction y, le centre-à-centre mesuré des étriers de périphérique ou spirale.

$s$ : espacement de center-à-centre entre les étriers;

$\rho_s$ : rapport volumétrique des armatures en spirale pour se monter au volume du noyau, centre-à-centre mesuré de spirale;

$f'_h$ : la contrainte axiale dans le béton confinée.

### 3.5. Comparaison des modèles et Conclusion

La diversité des paramètres utilisés entre les différents modèles ne permet pas de bien estimer la différence entre ses modèles. Les différents modèles disponibles sont résumés dans le tableau suivant :

#### Comparaison de la résistance maximale du béton confiné $f_{cc}$ et la déformation axiale ultime $\epsilon_{cc}$ dans les différents modèles de confinement

Chercheurs	La résistance maximale du béton confiné $f_{cc}$	La déformation axiale ultime $\epsilon_{cc}$
Popovics	$f = f_o \frac{\epsilon}{\epsilon_o} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_o}\right)^n}$	$\epsilon_o = \frac{1}{K} \left( \sqrt{f_o} + \frac{2500}{\sqrt{f_o}} \right)$
fib text book manual	$\sigma = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c,sec}} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c,sec}} - 2\right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}} f_{cm}$	$\epsilon_{co} = -0.0017 - 0.001 \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}$
Vallenas, Bertero et Popov	$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\frac{E_c \epsilon_{cc}}{f'_c} x - kx^2}{1 + \left(\frac{E_c \epsilon_{cc}}{k f'_c} - 2\right) x} \quad 0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{cc}$ $f_c = f_{cc} \exp[-k(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^{1.15}] \quad \epsilon_{cc} < \epsilon_c$	$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.005 \left[ 1 - \frac{0.734s}{h} \right] \frac{\rho'' f_{yh}}{\sqrt{f'_c}}$
Scott, Park et Priestly	$f_c = k f'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{co} k} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co} k}\right)^2 \right]$ $f_c = k f'_c [1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002k)]$	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.9 \rho_s \left( \frac{f_{yh}}{300} \right)$

Fafitis et Shah	$f_{cc} = \lambda_2 \left[ f'_c + \left( 1.15 + \frac{3048}{f'_c} \right) f_r \right]$	
Mander 1988	$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.252 \left( \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \right)$	$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$
Cusson et Paultre (1994)	$f_c = f_{cc} \left[ \frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})}{k-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^k} \right]$	
Cusson, D ; Paultre , P. June 2008	$f_{hcc}^{min} = \nu_{cc} \varepsilon'_c E_s \leq f_{yh}$	

Parmi ces modèles, on a choisit :

- le modèle de Scott, Park et Priestly [29],
- le modèle de Mander, Priestley et Park[31],
- le modèle de Cusson et Paultre [32],

Pour la réalisation d'une étude paramétrique des facteurs influençant le confinement qui sera représentée dans le chapitre suivant (chapitre 4).

**CHAPITRE 4 :**

**ETUDE PARAMETRIQUE DES FACTEURS**

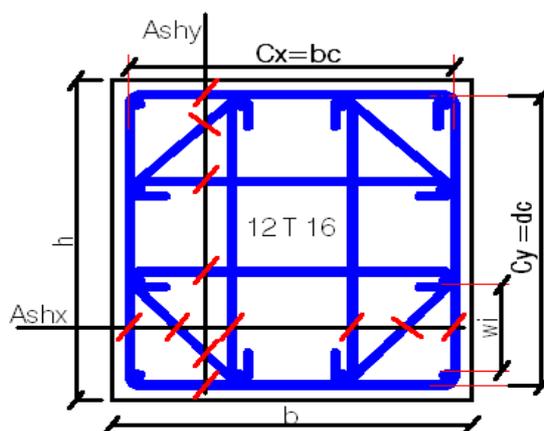
**INFLUANCANT LE CONFINEMENT**

## 4.1. INTRODUCTION

Les facteurs influençant le confinement latéral des poteaux en béton armé seront mis évidence à travers une étude comparative des modèles de confinements qui ont été traité dans le chapitre précédent en l'occurrence, Scott, Park et Priestly [29], Mander, Priestley et Park[31] et Cusson et Paultre [32]. Dans ce chapitre, on essaye de montrer explicitement l'apport positif local sur la résistance et la ductilité, des facteurs influent le confinement, à savoir : la résistance a la compression du béton ( $f_{c28}$ ); la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ); le pourcentage volumique d'armature transversale ( $\rho_{vt}$ ); le pourcentage d'armature longitudinale ( $\rho_s$ ) et la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ). Dans ce contexte, on essaye d'illustrer une confrontation entre les trois modèles concernant le confinement.

## 4.2. IDENTIFICATION DES PARAMETRES ETUDIEES

Les facteurs influençant le confinement latéral des poteaux en béton armé représentés par la résistance à la compression du béton ( $f_{c28}$ ); la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ); la quantité d'armature transversale ( $\rho_{vt}$ ); la quantité d'armature longitudinale ( $\rho_s$ ) et la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) sont illustrés à partir d'une section transversale d'un poteau schématisé dans la figure 4.1. Les tableaux 4.1 à 4.4 regroupent les différentes valeurs de  $f_{c28}$ ,  $f_{yh}$ ,  $\rho_{vt}$  et  $f_{le}$  utilisées dans cette étude.



**Figure 4.1** : Modèle d'une section transversale d'un poteau en béton armé.

Les notations représentées sur la figure 4.1 sont :

- $b \times h$  : la section du poteau
- $s'$  : espacement verticale entre les étriers
- $A_x, A_y$  : la section d'armature transversale
- $A_s$  : la section d'armature longitudinale
- $W'$  : la distance horizontale entre deux barres successives d'armature longitudinale
- $A_e$  : béton de noyau ou surface de la zone confinée.

d: hauteur utile.

**Tableau 4.1:** les données pour l'étude de l'effet de la résistance  $f_{c28}$

$f_{c28}$ (MPa)	$f_{yh}$ (MPa)	$bxh$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sx}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sy}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_e$ (mm <sup>2</sup> )	$d_c = b_c$ (mm)	$S'$ (mm)	$C_x = C_y$ (mm)	$W_i$ (mm)
22	400	500x500	6T8	6T8	12T16	186624	432	100	432	120
30	400	500x500	6T8	6T8	12T16	186624	432	100	432	120
35	400	500x500	6T8	6T8	12T16	186624	432	100	432	120
40	400	500x500	6T8	6T8	12T16	186624	432	100	432	120
45	400	500x500	6T8	6T8	12T16	186624	432	100	432	120

**Tableau 4.2:** les données pour l'étude de l'effet de la limite élastique des étriers  $f_{yh}$

$f_{yh}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$bxh$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{shx} = A_{shy}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_c = b_c$ (mm)	$S'$ (mm)	$C_x = C_y$ (mm)	$\sum W_i^2$ (mm)
235	30	500x500	6T8	12T16	470	432	100	432	182533.33
400	30	500x500	6T8	12T16	470	432	100	432	182533.33

**Tableau 4.3:** les données pour l'étude de l'effet des pourcentages volumiques des armatures transversales  $\rho_{vt}$

$\rho_{vt}$ (%)	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{yh}$ (MPa)	$bxh$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{shx} = A_{shy}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_e$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_c = b_c$ (mm)	$S'$ (mm)	$C_x = C_y$ (mm)
0	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	432	100	432
1	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	432	100	432
3	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	432	100	432
5	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	432	100	432

**Tableau 4.4:** les données pour l'étude de l'effet de la pression latérale du confinement  $f_{le}$

$f_{le}$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{yh}$ (MPa)	$bxh$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{shx} = A_{shy}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_e$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$S'$ (mm)	$C_x = C_y$ (mm)	$w_i$
0	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	100	432	120
1.7	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	100	432	120
3.9	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	100	432	120
6.3	30	400	500x500	6T8	12T16	186624	470	100	432	120

### 4.3. EFFET DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON $f_{c28}$

L'effet de la résistance à la compression du béton est représenté dans les diagrammes contrainte déformation des figures (4.2, 4.3, et 4.4) pour les modèles de Scott, Park, Priestly [29], Mander et *al.* [31] et Cusson et Paultre [32].

La figure 4.2 illustre clairement la variation de la contrainte du béton en fonction de la déformation pour la loi de comportement de Scott et *al.* [29] pour cinq valeurs de la résistance du béton  $f_{c28}$  à savoir : 22MPa ; 30MPa ; 35MPa ; 40MPa ; 45MPa, les autres données sont montrées dans le tableau 4.1. D'après cette figure, on constate que pour chaque valeur de  $f_{c28}$  la courbe (contrainte-déformation) est croissante monotone jusqu'à un point de contrainte de pic  $f_{cmax}$ , qui correspond en abscisse à la déformation du béton égale à  $0,002K$ . Au delà de ce point de pic ( $f_{cmax}$ ,  $\epsilon_{cc}$ ) de la branche ascendante, la contrainte du béton diminue jusqu'à la valeur limite de la déformation du béton  $\epsilon_{cu}$ , sous forme d'une branche descendante. Dans la même figure, on constate que les cinq courbes augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la résistance caractéristique du béton. Cette augmentation est estimée entre 10 à 30 % au point de pic.

Pour la courbe contrainte-déformation, selon la loi de Cusson et Paultre [32] représentée sur la figure 4.3, presque les mêmes remarques sont observées pour la branche descendante, avec une légère variation au point de pic. Par ailleurs, les courbes correspondant à la branche descendante se confondent légèrement, et à la fin se convergent vers une seule valeur de la déformation ultime du béton, ce qui montre que l'effet de  $f_{c28}$  est pratiquement négligeable dans la branche descendante dans la loi de comportement de Cusson et Paultre.

La figure 4.4 correspond à la variation de la contrainte du béton en fonction de la déformation axiale du béton selon la loi de comportement de Mander et *al.* [31]. Les mêmes observations que la figure 4.2 sont enregistrées sur la branche ascendante avec une légère augmentation dans la contrainte de pic comparativement aux deux précédents, néanmoins pour la branche descendante on observe une amélioration fulgurante, et ces courbes cessent de montrer une dégradation de résistance comme les deux lois précédentes. Ces remarques sont visiblement illustrées sur les histogrammes dans les figures 4.5 et 4.6. D'ici, on peut dire d'après la loi de comportement de Mander et *al.* [31], la résistance à la compression du béton améliore largement le confinement du béton.

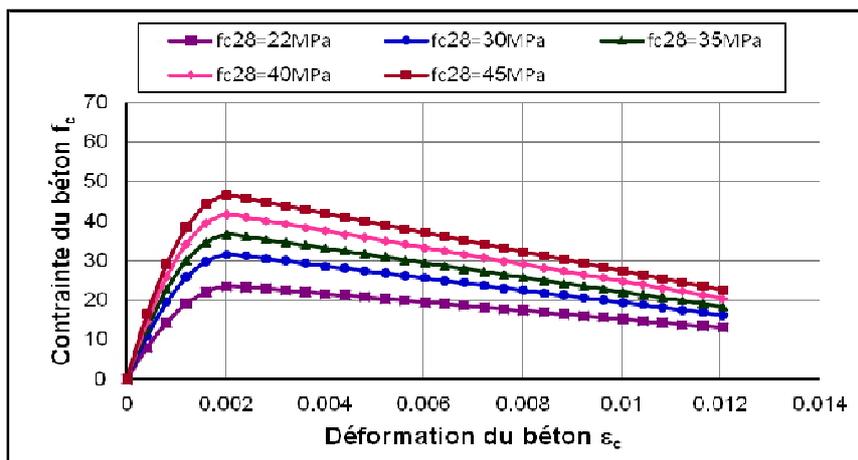


Figure 4.2 : Effet de la résistance ( $f_{c28}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Scott et al. [29]

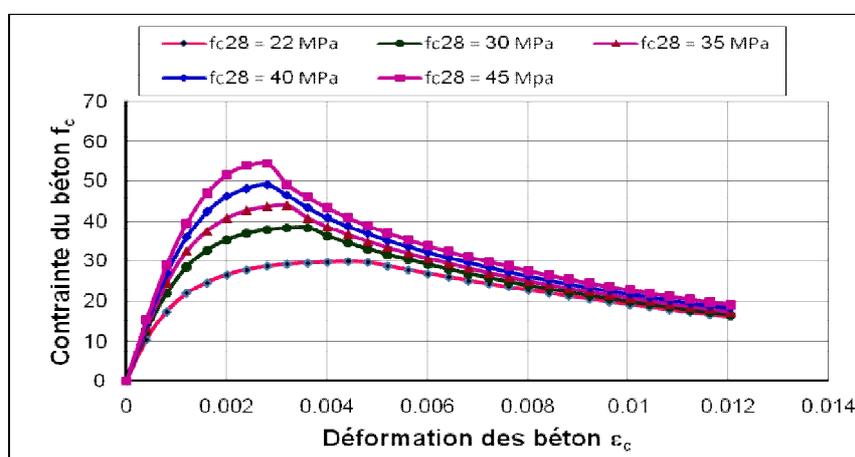


Figure 4.3 : Effet de la résistance ( $f_{c28}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Cusson et Paultre [32]

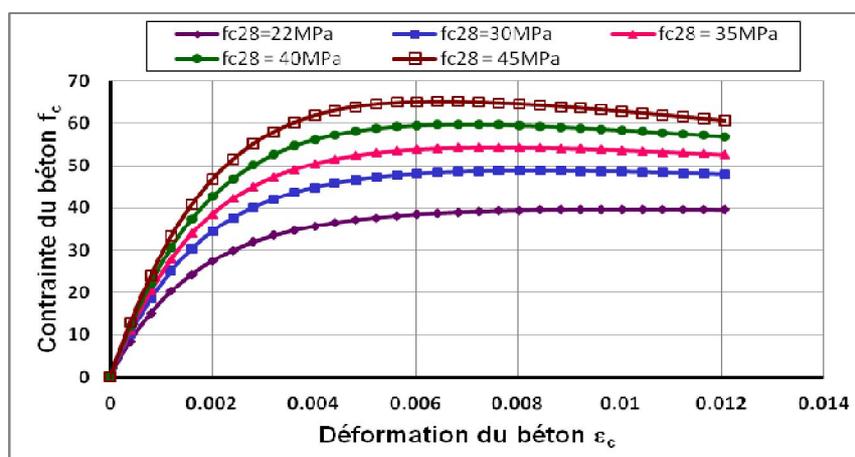


Figure 4.4 : Effet de la résistance ( $f_{c28}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Mander et al. [31]

L'histogramme de la figure 4.5 éclaire visiblement les valeurs de la résistance améliorée de pic pour les trois lois de comportement. D'après cet histogramme, on constate que les valeurs obtenues par la loi de Mander sont toujours supérieures aux autres, quelle que soit l'augmentation de résistance non confinée  $f_{c28}$ . Cependant, la valeur de la résistance de compression finale correspond à la déformation ultime, l'histogramme de la figure 4.6, montre que ceux de Mander dépassent de loin les autres valeurs, et qui excèdent plus de 70% la valeur de la résistance non confinée  $f_{c28}$ . Par contre, les valeurs des autres deux lois diminuent avec plus de 50% de  $f_{c28}$ . En général, la loi du comportement de Mander offre une résistance de béton confiné largement satisfaisante comparativement aux deux lois.

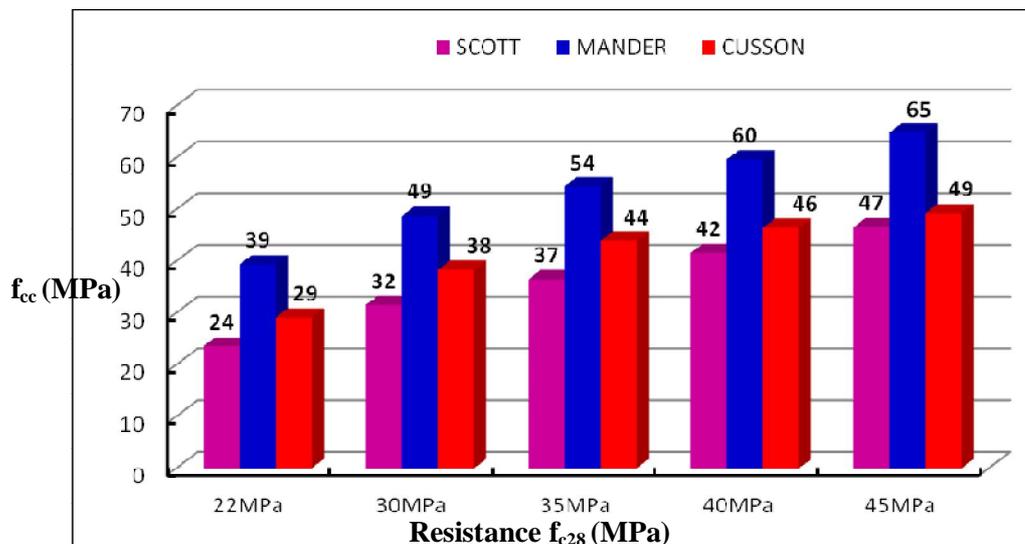


Figure 4.5 : Comparaison des valeurs pic de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la résistance du béton ( $f_{c28}$ ) pour les trois lois de comportement.

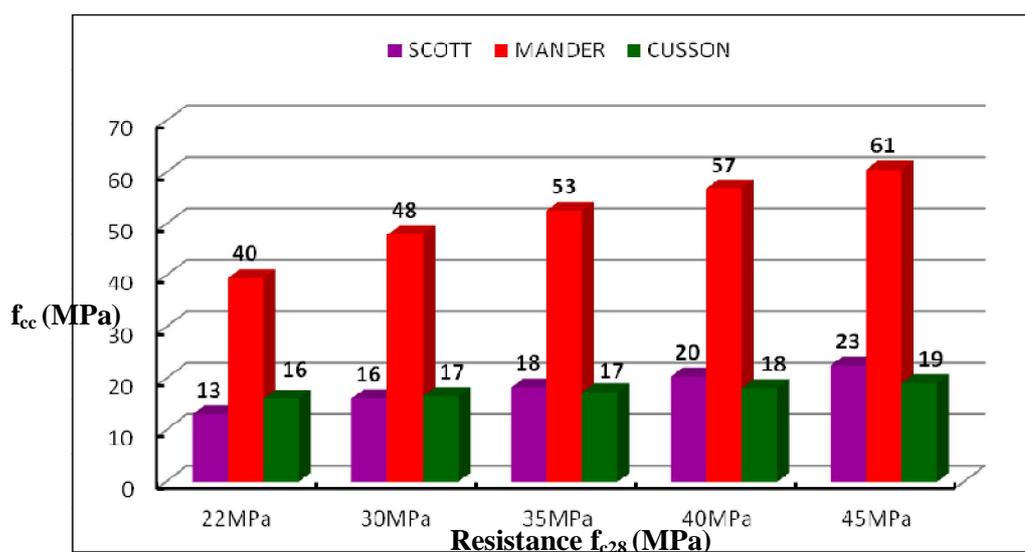


Figure 4.6 : Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la résistance du béton ( $f_{c28}$ ) pour les trois lois de comportement.

Par conséquent, pour ce paramètre on peut conclure que :

- la branche ascendante augmente toujours avec augmentation de  $f_{c28}$  pour les trois lois de comportement, quelque soit la variabilité des autres facteurs.
- La valeur de la résistance de pic obtenue par la loi de Mander dépasse de loin les autres valeurs de pics des autres lois étudiées, et qui dépasse plus de 70% de  $f_{c28}$ .
- les valeurs finales de la résistance correspondante à la déformation ultime obtenue par la loi de Mander dépassent largement celles obtenues par les deux autres modèles étudiés. Les valeurs finales de la résistance obtenues par les deux dernières lois diminuent plus de 50% de  $f_{c28}$ .

#### 4.4. EFFET DE LA LIMITE ELASTIQUE $f_{yh}$ DES ARMATURES TRANSVERSALES

L'effet de la limite élastique des armatures transversales  $f_{yh}$ , sur les lois de comportement du confinement latéral, est illustré dans les figures (4.7), (4.8), (4.9). Ces figures montrent la variation de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale du béton pour deux valeurs de la limite élastique des étriers à savoir : 235MPa et 400MPa. Le reste des paramètres utilisés est représenté dans le tableau 4.2.

La figure 4.7 illustre la variation des courbes contrainte-déformation axiales selon la loi de comportement de Scott et *al.* [29]. D'après cette figure, on observe que les deux courbes coïncident exactement dans les deux branches ascendante et descendante, ce qui montre que l'augmentation de  $f_{yh}$  n'a pas d'influence sur la résistance du béton confiné, d'après la loi de Scott et *al.*[29].

Pour le modèle de Mander et *al* [31], esquissé dans la figure 4.8, le même constat est observé pour la branche ascendante, par ailleurs, pour la branche descendante, la courbe s'améliore largement et devenu presque horizontale avec l'augmentation de  $f_{yh}$ .

Concernant la figure 4.9 correspondant à la loi de comportement de Cusson et Paultre [32], on constate toujours une coïncidence dans la branche ascendante, par contre une nette amélioration est observée dans la branche descendante.

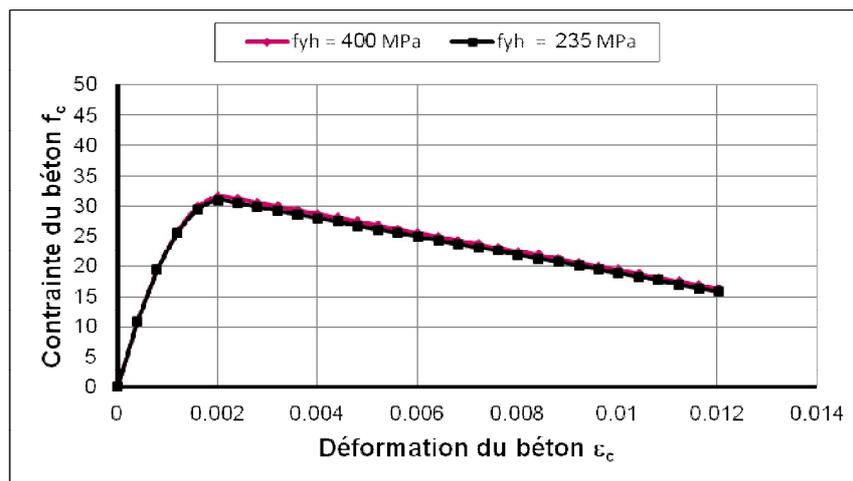


Figure 4.7: Effet de la limite élastique ( $f_{yh}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Scott et al. [29]

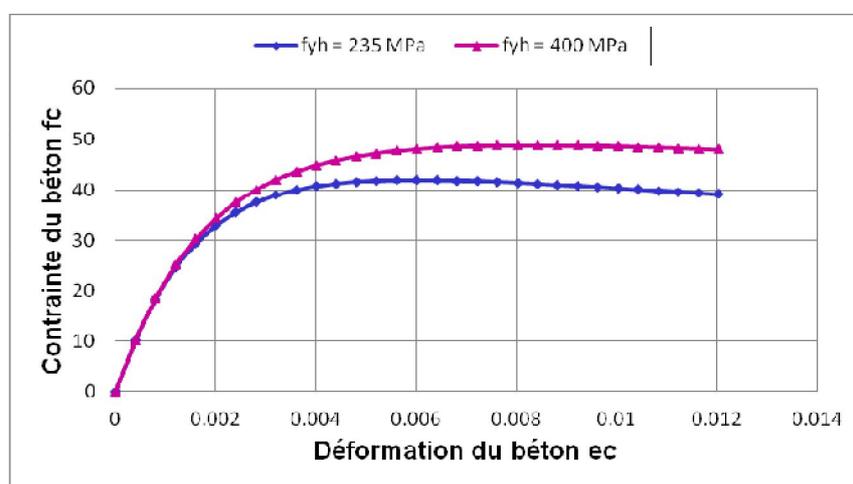


Figure 4.8: Effet de la limite élastique ( $f_{yh}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Mander et al. [31]

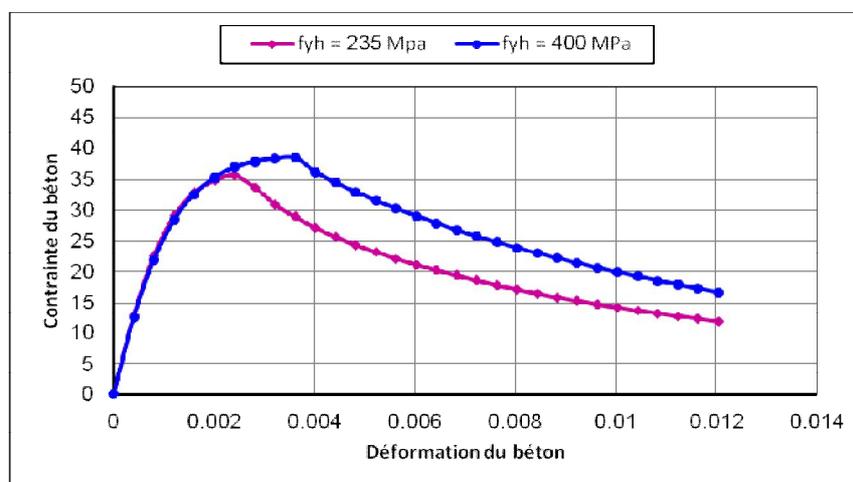


Figure 4.9: Effet de la limite élastique ( $f_{yh}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Cusson et Paultre [32]

L'histogramme de la figure 4.10 visualise les résistances de pics sous l'influence de la limite élastique des étriers pour les trois lois de comportement étudié, comme on a vu dans les figures précédentes, la loi de Mander donne des valeurs élevées par rapport aux autres modèles. Cette amélioration dépasse 50% de la résistance non confinée  $f_{c28}$ , contrairement aux deux autres lois où leurs améliorations ne dépassent pas 15%. Par ailleurs, pour la résistance finale, on observe une nette diminution de la résistance du béton non confiné  $f_{c28}$  pour les lois de Scott [29] et Cusson [32] (figure 4.11).

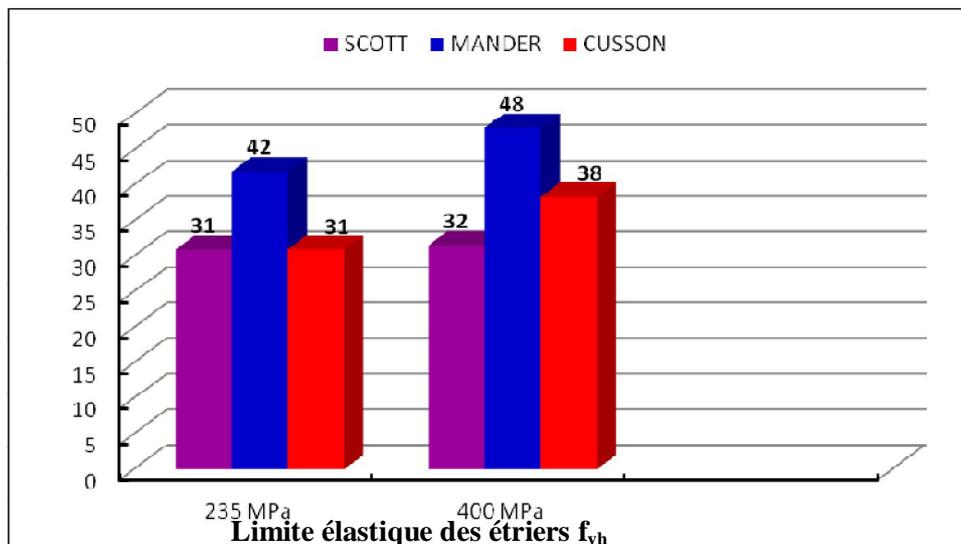


Figure 4.10 : Comparaison des valeurs pic de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ) pour les trois lois de comportement.

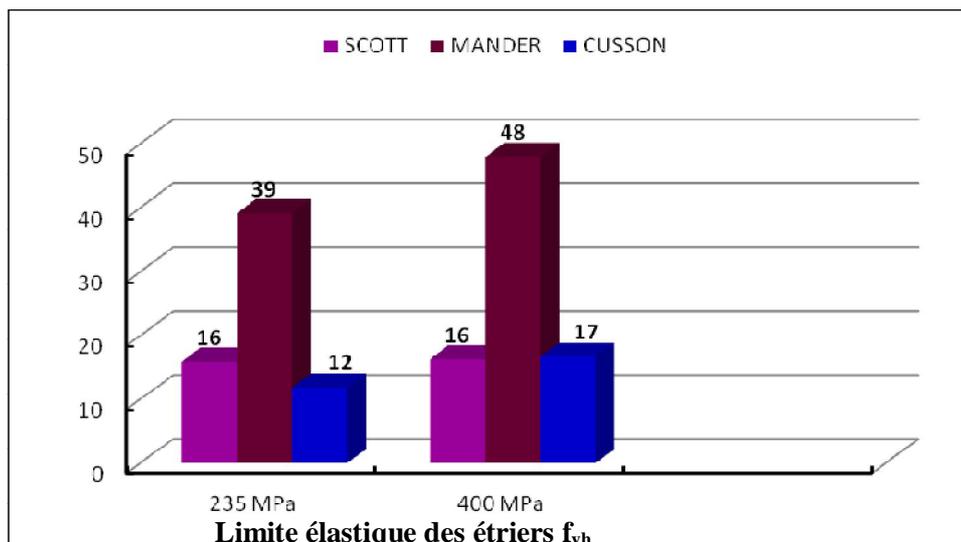


Figure 4.11 : Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ) pour les trois lois de comportement.

D'après l'étude de l'effet de la limite élastique  $f_{yh}$  des armatures transversales sur les trois lois des comportements, on peut déduire que l'augmentation de  $f_{yh}$  n'a pas d'influence sur la branche ascendante, où on remarque une coïncidence des différentes courbes correspondant à  $f_{yh}$ , par contre l'effet réel de  $f_{yh}$  sur le confinement est bien observé dans la branche descendante, où on constate une amélioration significative de cette branche avec l'augmentation de  $f_{yh}$  surtout avec la loi de Mander [31].

#### 4.5. EFFET DU POURCENTAGE VOLUMIQUE DES ARMATURES TRANSVERSALES

( $\rho_{vt}$ )

Le pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ), est l'un des paramètres majeurs qui influent substantiellement sur le confinement latéral des éléments en béton armé. Ce paramètre tient compte lui aussi de d'autres facteurs comme l'espacement, la configuration ou le schéma de disposition des cadres. Pour la mise en évidence de paramètres, cinq valeurs de pourcentage ( $\rho_{vt}$ ) sont considérées dans cette étude. Ces pourcentages choisis égalent à 0%, 0.2%, 1%, 3% et 5%, les autres données utilisées sont montrés dans le tableau 4.3. Les figures (4.12, 4.13, 4.14) retracent l'effet de ce pourcentage sur les courbes contrainte-déformation du béton des trois lois des comportements décrits précédemment. Dans ces trois figures,  $\rho_{vt} = 0\%$ , représente le cas du béton non confiné.

La figure 4.12 éclaire l'effet de  $\rho_{vt}$  dans la loi de comportement de Scott et *al.* [29]. Concernant la branche ascendante, presque le même constat est observé précédemment. Cependant, pour la branche descendante, contrairement aux deux paramètres précédents ( $f_{c28}$  et  $f_{yh}$ ), cette branche montre une amélioration très claire, et la pente représentative augmente avec l'augmentation de  $\rho_{vt} = 0\%$  à 5 % où cette branche devient presque horizontale. Les valeurs des résistances de béton confiné de pics et ultime sont clairement représentées sur les figures 4.15 et 4.16.

Les mêmes remarques sont notifiées dans les figures 4.13 et 4.14 qui représentent les courbes contrainte-déformation, selon les lois de Mander et *al.* [31] et de Cusson et Paultre [32], concernant la branche ascendante. Outre cela, les branches descendantes continuent leur ascension jusqu'à la résistance ultime qui plus de 60% de la résistance non confinée. Les figures 4.15 et 4.16 montrent une confrontation entre les résistances caractéristiques des trois figures 4.12, 4.13 et 4.14.

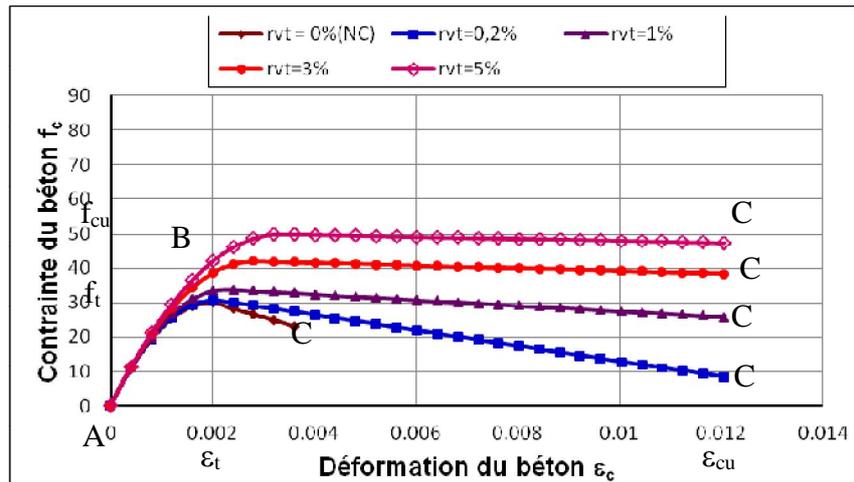


Figure 4.12: Effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  sur le diagramme contrainte déformation du béton de Scott et al. [29].

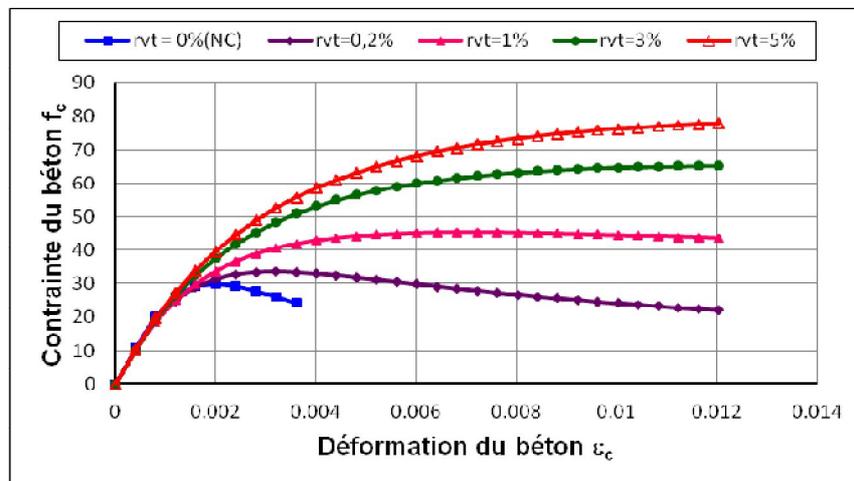


Figure 4.13: Effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  sur le diagramme contrainte déformation du béton de Mander et al. [31]

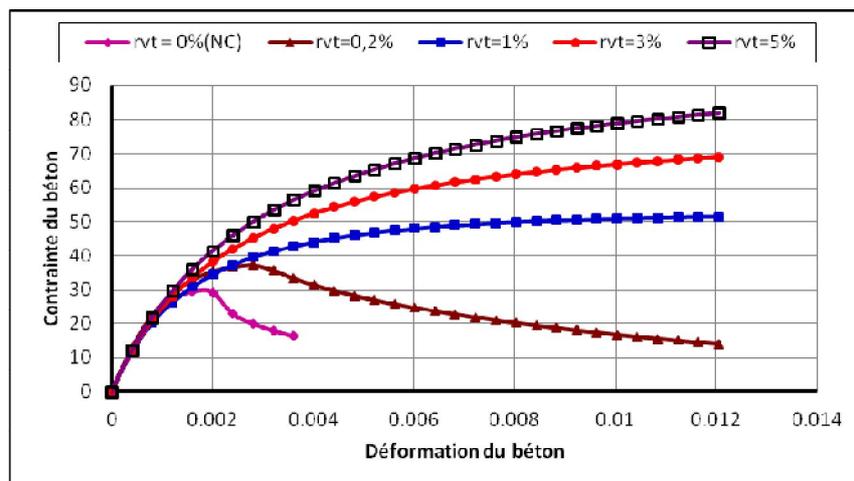
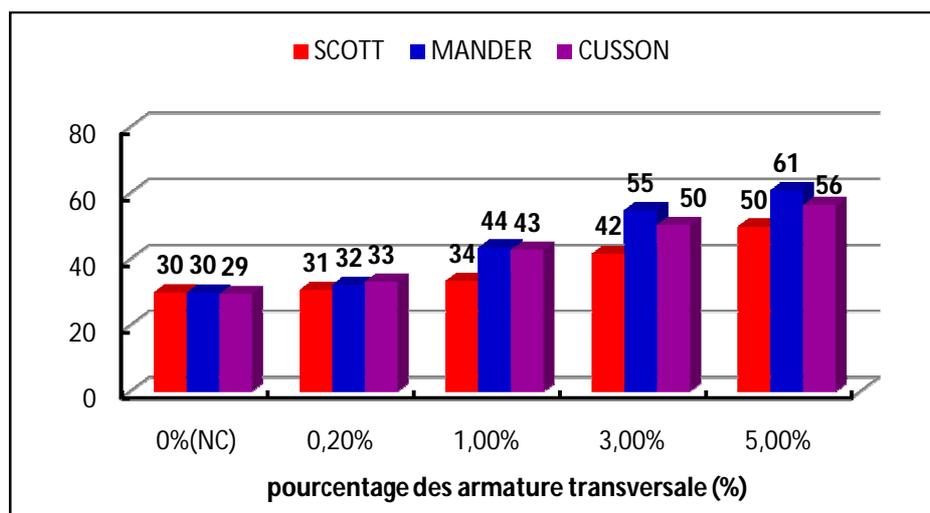


Figure 4.14: Effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  sur le diagramme contrainte déformation du béton de Cusson et Paultre [32]

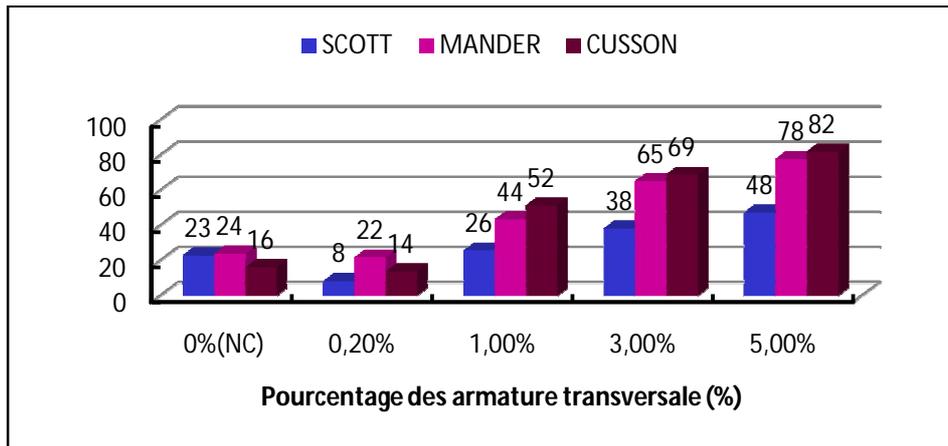
Dans le même contexte, l'histogramme de la figure 4.15 illustre une comparaison entre les résistances de pics obtenues, selon les trois lois de comportement du béton dans les figures 4.12, 4.13 et 4.14, pour les cinq valeurs du pourcentage volumétriques  $\rho_{vt}$ . Cette histogramme illustre clairement que la valeur de la résistance de pic s'améliore largement au-delà  $\rho_{vt}$  de devient supérieur où égal à 1%. Cette amélioration peut dépasser 100% de la valeur de base  $f_{c28}$ . Comme tous les paramètres précédents, le modèle de Mander donne toujours des valeurs plus grand par rapport aux deux autres modèle étudier. Cependant, pour des faible valeurs de  $\rho_{vt}$ , ces trois lois donnent des valeurs presque les mêmes, avec une légère amélioration.

Concernant les valeurs de la résistance de béton confiné ultime, histogramme schématisé dans la figure 4.16, affiche que pour des valeurs élevées de  $\rho_{vt}$  ( $\rho_{vt} > 1\%$ ), la loi de Cusson donne des valeurs de  $f_{cc}$  très important, qui dépasse plus 150% de  $f_{c28}$ , et qui reste comparable avec celles obtenus selon la loi de Mander.

D'après l'analyse de l'effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  sur les lois de confinement latéral, on peut prononcer que malgré que la branche ascendante des trois lois enregistre une légère amélioration dans la résistance, la branche descendante montre une amélioration très importante avec augmentation de  $\rho_{vt}$  au-delà de 1%. D'autre part, quoique le modèle de mander à montrer des résultats très favorables avec les autres paramètres traités, ce constat diffère largement avec le paramètre  $\rho_{vt}$ , plus précisément dans la branche descendante où le modèle de Cusson et Paultre a prouvé un avantage très significatif.



**Figure 4.15 :** Comparaison des valeurs pics de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ) pour les trois lois de comportement



**Figure 4.16 :** Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ) pour les trois lois de comportement.

#### 4.6. EFFET DE LA PRESSION LATÉRALE DU CONFINEMENT ( $f_{le}$ )

L'effet de la pression latérale du confinement  $f_{le}$  est représenté dans les figures 4.17 et 4.18 pour les lois de comportement de Mander et *al.* [31] et Cusson et Paultre [32]. Pour l'étude de ce paramètre quatre valeurs de  $f_{le}$  sont choisies. Le tableau 4.5 montre ces valeurs avec leur indice de confinement effectif  $f_{le}/f_{c28}$ , et leur classe de confinement.

**Tableau 4.5:** Indice et classe de confinement

$f_{le}$	Indice de confinement effectif $f_{le}/f_{c28}$	comparaison	Classe de confinement
0	0%	$0\% < 0 < 5\%$	Classe 1 (confinement faible)
1.7	4.66%	$5\% < 4.66\% < 20\%$	Classe 2 (confinement moyen)
3.9	13%	$5\% < 13\% < 20\%$	Classe 2 (confinement moyen)
6.3	21%	$21\% > 20\%$	Classe 3 (confinement élevée)

Les autres données de cette étude sont résumées dans le tableau 4.4. Il est à noter que ce paramètre n'est pas visualisé par la loi de Scott et *al.* [29].

La figure 4.17, montre les courbes représentant la contrainte  $f_{cc}$  en fonction de la déformation axiale de la loi de comportement de Mander et *al.* [31], avec la variation de  $f_{le}$ . D'après cette figure, on constate que même avec des valeurs moyennes de la pression latérale du confinement  $f_{le}$ , la deuxième branche s'améliore largement. Ce constat reste aussi pour la

figure 4.18 correspondant à la loi de Cusson et Paultre [32]. Par ailleurs, pour la branche descendante ce paramètre ne montre aucun avantage sur la résistance de ces deux lois.

Dans le même contexte, la comparaison des valeurs des résistances de pics sous l'effet de la pression latérale du confinement représenté dans histogramme de la figure 4.19, montre que la loi de Mander donne des valeurs de la résistance de pic très élevées comparativement à celles obtenues par la loi de Cusson et Paultre. Cet avantage reste aussi valable pour les résistances finales illustrées dans l'historgramme de la figure 4.20.

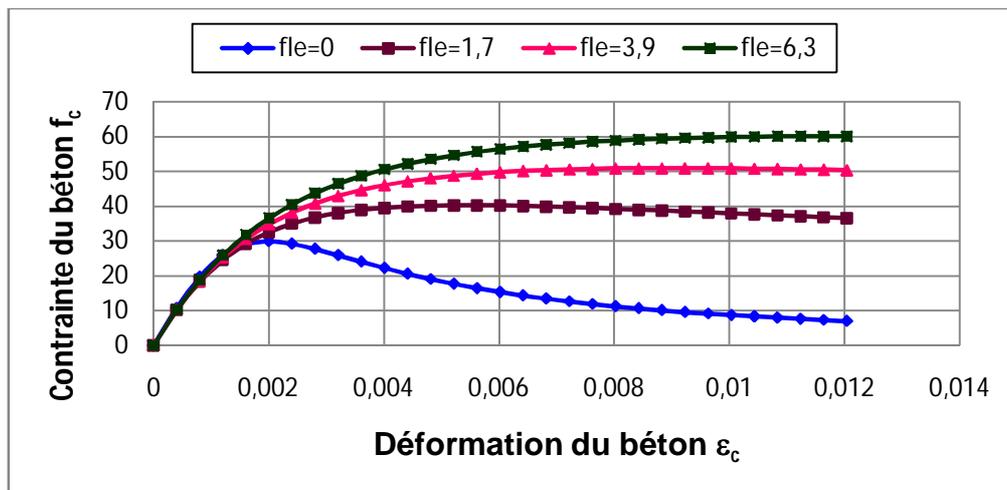


Figure 4.17: Effet de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Mander et al. [31]

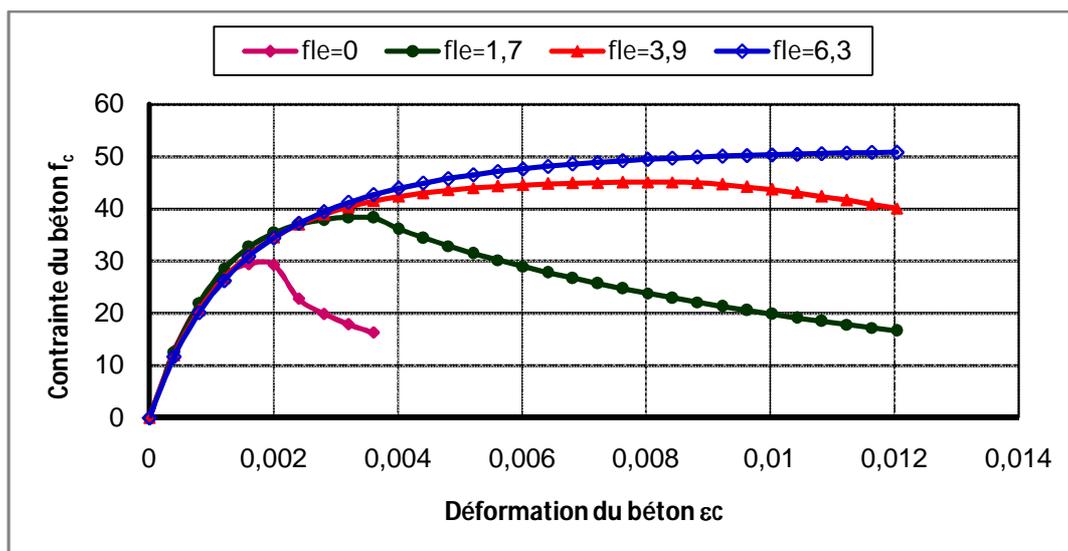
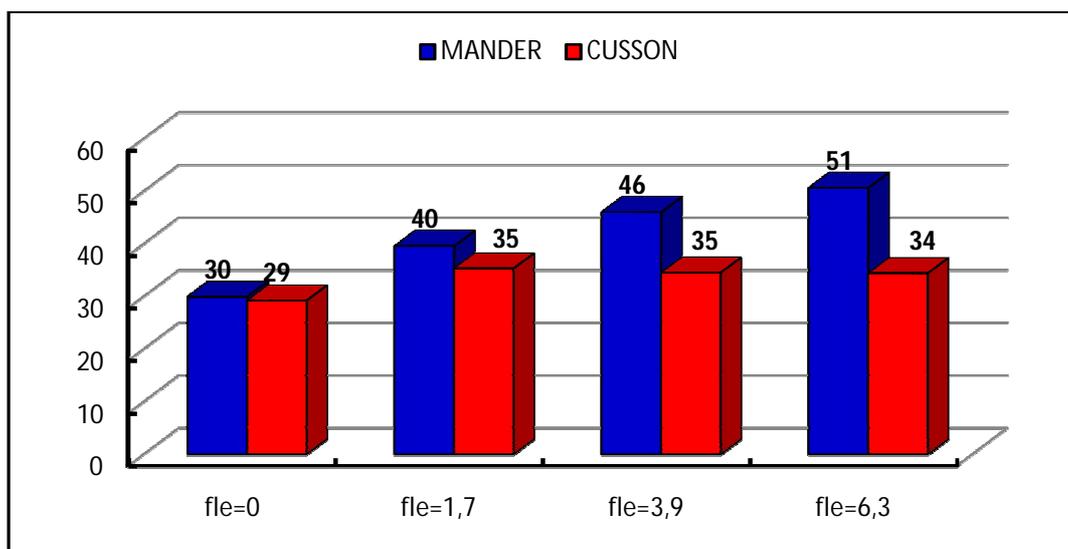
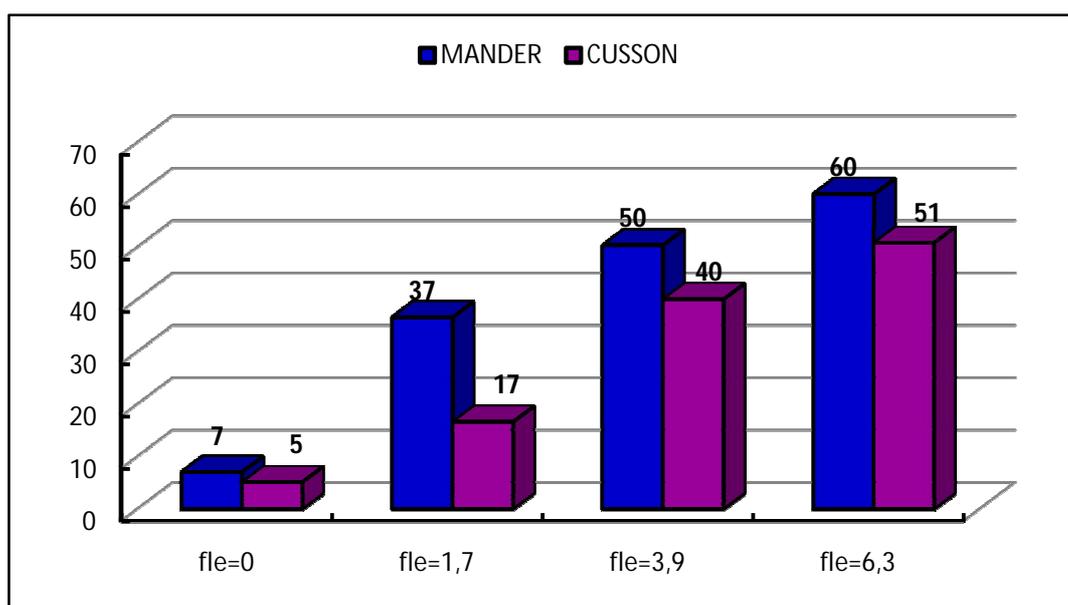


Figure 4.18: Effet de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) sur le diagramme contrainte déformation du béton d'après Cusson et Paultre [32]



**Figure 4.19:** comparaison des valeurs pic de la contrainte du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) pour les trois lois de comportement.



**Figure 4.20 :** Comparaison des valeurs de contrainte finales du béton confiné ( $f_{cc}$ ) en fonction de la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ) pour les trois lois de comportement.

L'effet de  $f_{le}$  était discuté en fonction d'une seule valeur la contrainte du béton  $f_{c28} = 30$  MPa seulement, la figure 4.21 explique la variation du rapport ( $f_{le}/f_{c0}$ ) en fonction de la variation de plusieurs valeurs de  $f_{c28}$ . D'après cette figure, on constate que le rapport ( $f_{le}/f_{c0}$ ) diminue inversement proportionnelle avec l'augmentation de la résistance de base  $f_{c0}$ . Ce qui montre que la classe de confinement ne dépend pas seulement de l'augmentation de  $f_{le}$ , mais aussi de

$f_{co}$ . Or, quoique  $f_{co}$  et  $f_{le}$  sont deux paramètres qui influent favorablement le confinement, leur rapport ( $f_{le}/f_{co}$ ) qui représente l'indice de confinement ne donne pas le même effet, ou on constate que cet indice diminue inversement proportionnelle avec l'augmentation de  $f_{co}$  comme montre la figure 4.21. En conséquence, la pression latérale du confinement  $f_{le}$  est un très bon indicateur de confinement. D'après Cusson et Paultre [32], cet indice permis d'ordonner le confinement en trois classes :

Le confinement faible de la classe 1 produit des gains de résistance négligeable et peu de ductilité, cette classe ne peu utilisée que dans le cas ou la conception parasismique n'est pas nécessaire.

Dans la deuxième classe de confinement moyen, offrent des gains de résistance modérés et présentent un comportement post-pic ductile.

La classe trois fortement confinés offre des gains de résistance significatifs et un comportement très ductile. Pour cela les deux dernières classes de confinement seraient appropriées pour la conception dans les régions à moyenne et à haute séismicité.

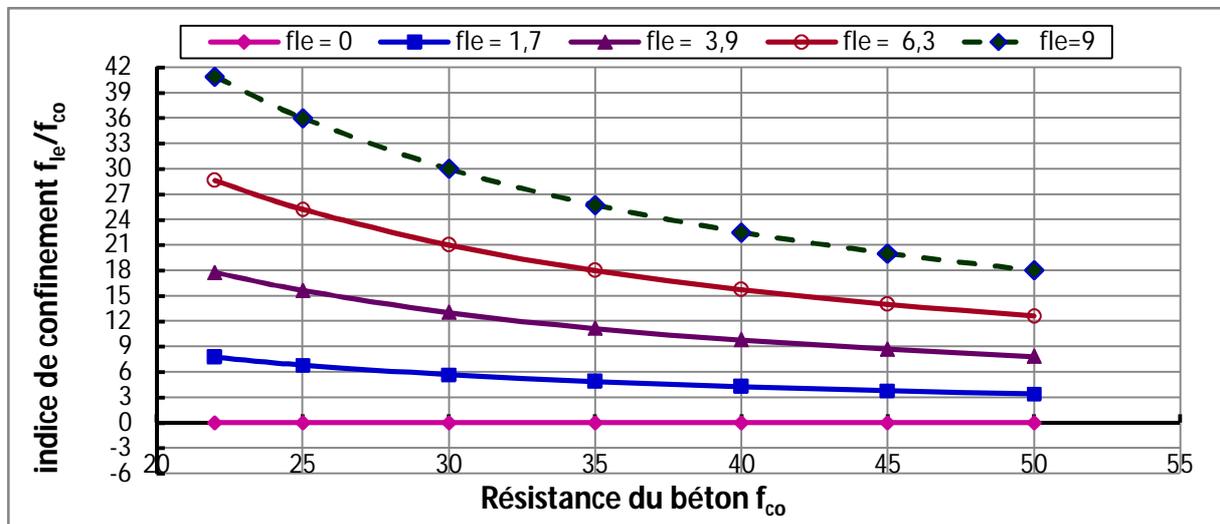


Figure 4.21 : effet la résistance du béton sur l'indice de confinement  $f_{le}/f_{co}$ .

#### 4.7. EFFET DES INDICES DE CONFINEMENT EFFECTIF

Dans ce paragraphe on va montrer l'importance de l'effet de l'indice de confinement  $f_{le}/f_{co}$ , sur les apports positifs où les gains de la résistance, la déformation, la ductilité et la forme de la branche descendente du comportement d'un élément structural. Il est à rappeler que la résistance, de déformation et ductilité constituent l'objectif des codes parasismiques modernes et des concepteurs des structures en béton armé. Ces trois propriétés seront examinées avec l'utilisation des expressions approximatives de Cusson et Paultre [32].

##### 4.7.1. L'apport de confinement sur la résistance

L'apport de confinement sur la résistance où le gain de résistance du béton confiné identifié par le rapport  $f_{cc}/f_{co}$ , est exprimé en fonction de l'indice de confinement ( $f_{le}/f_{co}$ ) par la relation suivante [32] :

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 2.1 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7} \quad (4.1)$$

La figure 4.22 illustre la variation du rapport de gain de résistance  $f_{cc}/f_{co}$  en fonction de l'indice de confinement  $f_{le}/f_{co}$ , pour cinq valeurs de la résistance du béton non confiné  $f_{co}$  où  $f_{c28}$ . D'après cette figure, on observe que quoique le gain de résistance  $f_{cc}/f_{co}$  augmente avec l'augmentation de l'indice de confinement  $f_{le}/f_{co}$  pour une seule valeur de  $f_{co}$ , cet apport positif diminue avec l'augmentation de  $f_{co}$  où  $f_{c28}$  de 22 MPa à 45 MPa.

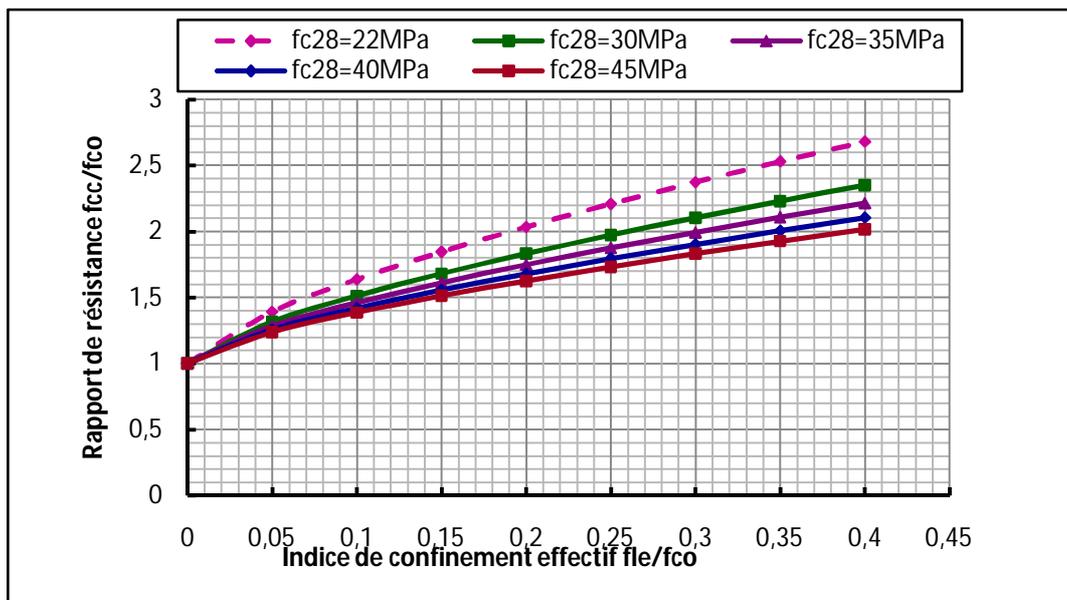


Figure 4.22: Effet du confinement sur la contrainte maximale du béton

### 4.7.2. L'apport de confinement sur la déformation

L'apport positif du confinement où le gain de déformation définie par la différence entre la déformation ultime du confinement  $\varepsilon_{cc}$  et la déformation du béton non confiné  $\varepsilon_{co}$  est exprimé, en fonction de  $(f_{le}/f_{co})$ , par la relation suivante [32] :

$$\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co} = 0.21 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.7} \quad (4.2)$$

La figure 4.23 décrit la variation du gain de déformation ( $\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}$ ) en fonction de l'indice de confinement effectif  $f_{le}/f_{co}$ . D'après cette figure, on constate que pour une valeur distincte de  $f_{co}$  où  $f_{c28}$ , le gain de déformation ( $\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}$ ) s'améliore largement avec l'amélioration de  $f_{le}/f_{co}$  néanmoins avec l'augmentation de  $f_{co}$  de 22MPa à 45MPa ce gain diminue considérablement.

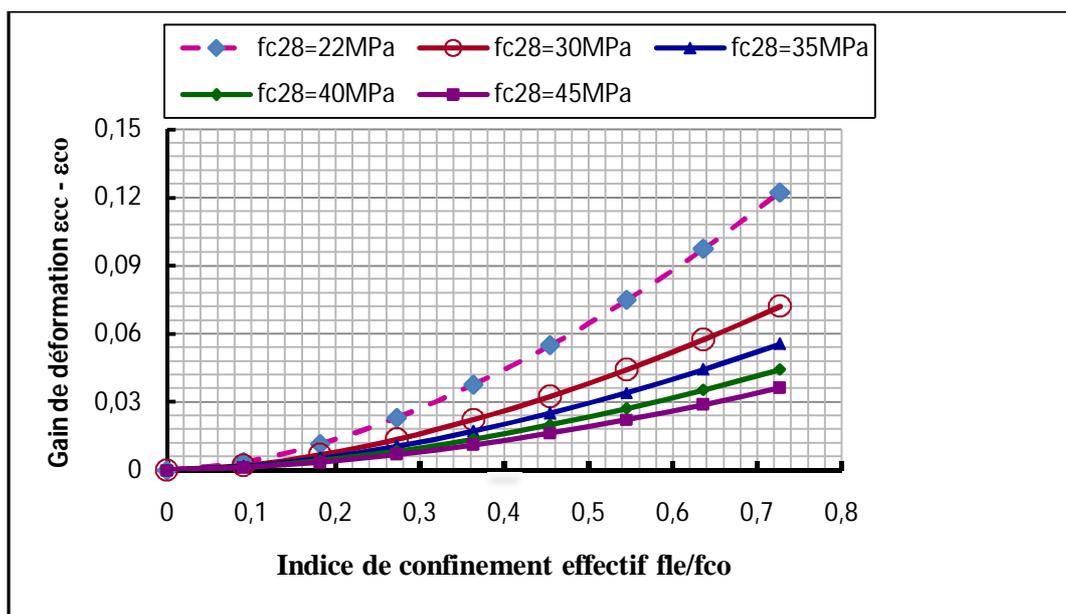


Figure 4.23 : effet du confinement sur la déformation à la contrainte du béton.

### 4.7.3. L'apport de confinement sur la ductilité

La relation entre l'apport de confinement sur la ductilité où le gain de ductilité en fonction de l'indice de confinement de Cusson et Paultre [32], est donné comme suit :

$$\varepsilon_{C50C} - \varepsilon_{C50U} = 0.15 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.1} \quad (4.3)$$

La figure 4.24 éclaire visiblement le gain de ductilité en fonction de l'indice de confinement, avec la variation les valeurs de la résistance de : 22MPa, 30MPa, 35MPa, 40MPa à 45MPa.

La lecture des courbes de cette figure, montre que pour une valeur distincte de  $f_{c0}$  où  $f_{c28}$ , le gain de ductilité ( $\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{c50u}$ ) s'enrichit largement avec l'accroissement de  $f_{le}/f_{co}$  néanmoins avec l'augmentation de  $f_{c0}$  de 22MPa à 45MPa ce gain décroît considérablement.

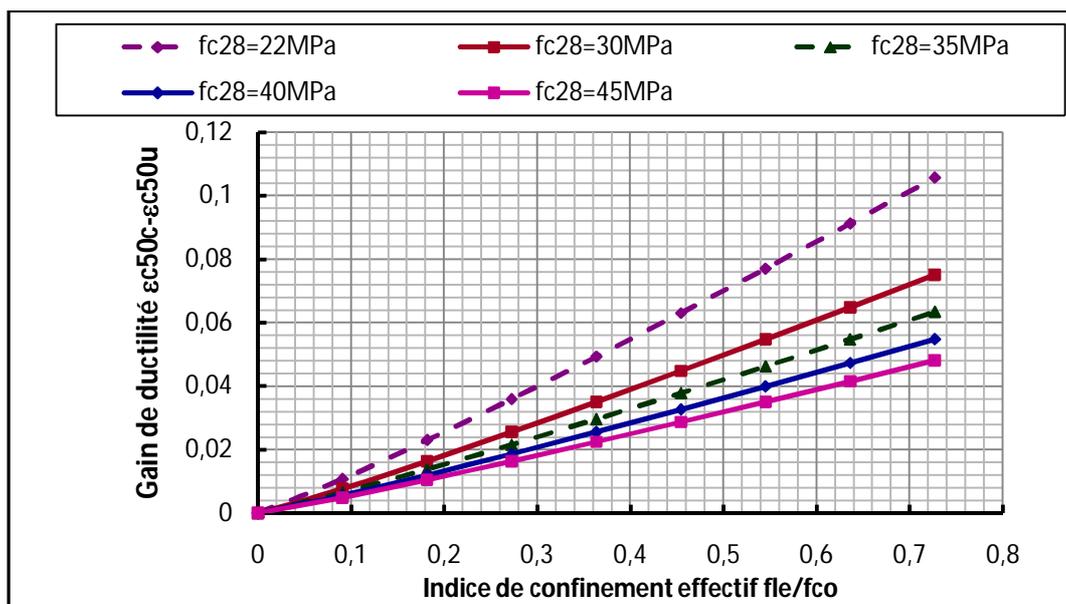


Figure 4.24 : Effet du confinement sur la ductilité du béton

#### 4.7.4. Influences de la branche descendante sur la loi de comportement

Comme on a montré précédemment que la loi de comportement est caractérisé par deux branches l'une ascendante et l'autre descendante. La première branche où la branche ascendante, pour tous les cas discutés, montre un changement mineur où négligeable en fonction des différents paramètres traités. Cependant, la deuxième branche où la branche descendante pour les lois étudiées a connu un comportement très complexe. Dans ce paragraphe, on essaye de mettre en évidence la variation de la branche descendante en fonction de l'indice de confinement. D'après Cusson et Paultre [32], l'effet de cette dernière est calibrée par un coefficient noté  $K_2$ , et exprimé par la relation suivante :

$$K_2 = 0.58 + 16 \left( \frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.4} \quad (4.4)$$

La figure 4.25 clarifie cet effet sur la branche descendante. Une simple vision sur les courbes de cette figure, montre que malgré que le coefficient  $K_2$  augmente largement avec l'accroissement de  $f_{le}/f_{co}$ , il baisse substantiellement avec l'augmentation de  $f_{co}$  de 22MPa à 45MPa.

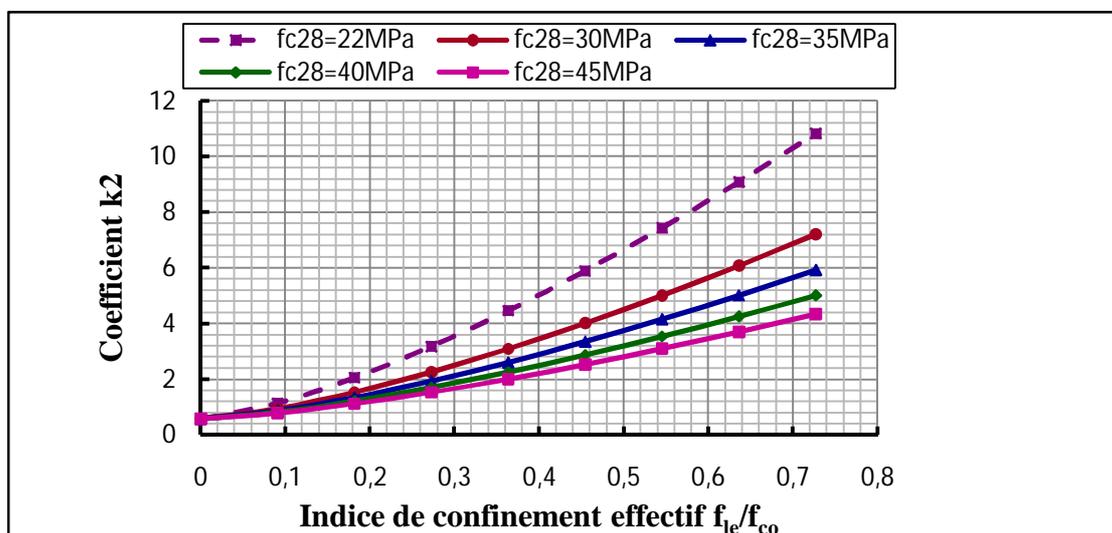


Figure 4.25: Effet du confinement sur le coefficient  $K_2$

#### 4.8. CONCLUSION

Cette étude paramétrique des facteurs influençant le confinement latéral des éléments poteaux en béton armé est réalisée sur trois modèles de confinement du béton à savoir : Scott, Park, Priestly [29]; Mander et al. [31] et Cusson et Paultre [32]. D'après cette étude, plusieurs conclusions peuvent être dégagées, comme suit :

- ✓ la branche ascendante augmente toujours avec augmentation de  $f_{c28}$  pour les trois lois de comportement, quelle que soit la variabilité des autres facteurs,
- ✓ La valeur de la résistance de pic obtenue par la loi de Mander dépasse de loin les autres valeurs de pics des autres lois étudiées, et qui dépasse plus de 70% de  $f_{c28}$ ,
- ✓ les valeurs finales de la résistance correspondant à la déformation ultime obtenue par la loi de Mander dépassent largement celles obtenues par les deux autres modèles étudiés,
- ✓ la loi de confinement de Mander offre une résistance de béton confiné largement satisfaisante comparativement aux deux autres lois,
- ✓ L'apport de confinement sur la déformation diminue considérablement avec l'augmentation de  $f_{c28}$ ,
- ✓ L'apport de confinement sur la ductilité s'améliore largement avec l'accroissement de  $f_{1e}/f_{c0}$  mais il décroît considérablement avec l'augmentation de  $f_{c28}$ ,
- ✓ Influences de la branche descendante sur la loi de comportement augmente largement avec l'accroissement de  $f_{1e}/f_{c0}$ , mais il baisse avec l'augmentation de  $f_{c28}$ ,

En conséquence, dans le dernier chapitre, on utilise la loi de Mander et al. [31] pour l'analyse du comportement de trois structures en béton armé en tenant compte du confinement où la résistance à la compression  $f_{c28}$ , et le pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  seront largement employés afin de voir leurs effets sur la résistance et ductilité.

## **Chapitre 5 :**

# **ETUDE DE L'EFFET DU CONFINEMENT SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME**

## 5.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va mettre en évidence le comportement non linéaire de trois structures contreventé par portique auto-stable. Une analyse en poussée progressive (analyse statique non-linéaire de Pushover) à l'aide du programme SAP2000 [33] est effectuée afin de déterminer les courbes de capacité de ces structures. Deux paramètres importants qu'on a montré et discuté dans le chapitre 4 sont considérés pour l'étude de l'effet du confinement sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé, en l'occurrence : le pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  et la résistance à la compression du béton  $f_{c28}$ .

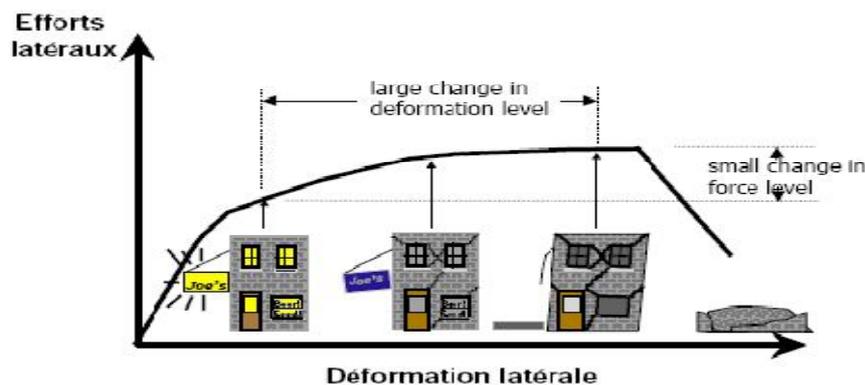
## 5.2. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

### 5.2.1. Principe de la méthode

Le terme d'analyse (« pushover ») ou poussée progressive est une appellation moderne de l'analyse bien connue de « l'effondrement » qui est basée sur l'analyse plastique classique des structures. Cette méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme [34]. Les résultats de l'analyse pushover sont utilisés pour estimer la capacité du bâtiment d'après la courbe de la variation du déplacement du sommet, avec le cisaillement à la base.

### 5.2.2. Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). Cette courbe peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique [35]



D'après la figure 5.1 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

1) **Le premier niveau** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel.

2) **Le deuxième niveau** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

3) **Le troisième niveau** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

4) **le quatrième niveau**, au delà du troisième niveau la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance c-a-dire la rupture totale de la structure.

Sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la rigidité de la structure sera modifiée comme indiqué sur la figure 5.2, où IO, LS et CP sont respectivement le début d'exploitation, l'état d'exploitation sécuritaire et l'état de dommage.

Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure 5.2, les points de la courbe sont définis comme suite :

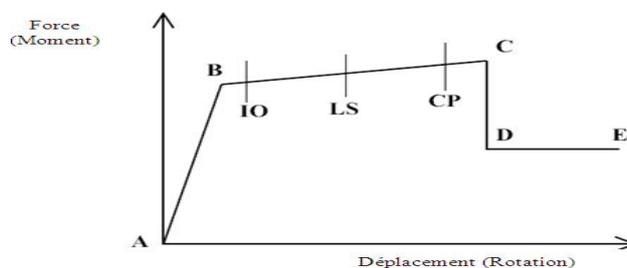
-Point **A** est l'origine.

-Point **B** représente la limite d'élasticité.

-Point **C** représente la capacité ultime.

-Point **D** représente la résistance résiduelle.

-Point **E** représente la rupture totale.



**Figure 5.2 :** Courbe force-déplacement [35]

Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure 5.2, L'intervalle de l'activité plastique est divisé en trois niveaux :

- **IO** (immédiate occupancy) : La plastification est modérée.
- **LS** (life safety): La plastification est moyenne.
- **CP** (collapse prevention) : La plastification est importante.

### 5.2.3. But de l'analyse Pushover

L'objectif principal de la procédure simplifiée non-linéaire est la génération de la « push-over "ou la courbe de capacité. Cela représente le déplacement latéral en fonction de la force de la structure. Ce processus est indépendant de la méthode utilisée pour calculer la demande et fournit des indications précieuses pour l'ingénieur.

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [37], on cite :

- 1- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- 2- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- 3- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- 4- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- 5- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- 6- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [37].

#### 5.2.4. Formulation de l'analyse pushover

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontré que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [38].

##### 5.2.4.1. Mise en équation

Le vecteur de déplacement relatif  $X$  peut se mettre sous la forme :

$$X = \{\emptyset\}x_i \quad (5.1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M]\{\emptyset\}\ddot{x}_i + [C]\{\emptyset\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (5.2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$x^* = \frac{\{\emptyset\}^T[M]\{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T[M]\{I\}} x_i \quad (5.3)$$

En multipliant l'équation (5.2) par  $\{\Pi\}^T$ , et en utilisant l'équation (5.3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^*\ddot{x}^* + C\dot{x}^* + Q^* = -M^*\ddot{x}_g \quad (5.4)$$

$M^*$ ,  $C^*$  et  $Q^*$  représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\emptyset\}^T [M] \{I\} \quad (5.5)$$

$$C^* = \{\emptyset\}^T [C] \{\emptyset\} \frac{\{\emptyset\}^T [M] \{I\}}{\{\emptyset\}^T [M] \{\emptyset\}} \quad (5.6)$$

$$Q^* = \{\emptyset\}^T Q \quad (5.7)$$

#### 5.2.4.2. Le déplacement cible

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse.

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) [37] :

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (5.8)$$

Avec:

$T_e$ : période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée.

La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement – effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5.9)$$

$K_e$  : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

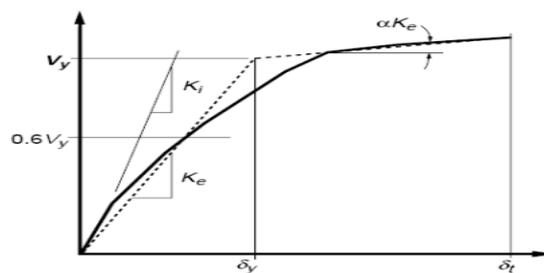


Figure 5.3 : Détermination de la rigidité effective

$C_0$ : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant :

**Tableau 5.1 : Valeurs du facteur de modification  $C_0$  [37]**

Nombre d'étage	Facteur de modification $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires	

$C_1$ : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique :

$$C_1 = \begin{cases} 1 & \text{Pour } T_e \geq T_0 \\ \frac{1+(R-1)T_0/T_e}{R} & \text{pour } T_e < T_0 \end{cases} \quad (5.10)$$

$T_0$  : période propre fondamentale.

$R$ : rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W C_0} \quad (5.11)$$

$S_a$ : L'accélération spectral

$V_y$ : limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

$W$ : Poids total de la structure.

$C_2$ : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

**Tableau 5.2 : Valeur du facteur de modification  $C_2$  [37]**

Niveau de performance des structures	T=0.1 Sec		T≥T <sub>0</sub>	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1
1. Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme.				

$C_3$  : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P-Δ.

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha(|R-1|)^{3/2}}{T_e} \quad (5.12)$$

$\alpha$  : rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

### 5.3. DESCRIPTION DES STRUCTURES CONSIDEREES

Pour bien comprendre l'effet du confinement latéral sur les structures en béton armé, trois structures contreventées par portiques auto stables sont considérées. Les caractéristiques géométriques de tous les éléments structuraux ont été obtenues par un calcul préliminaire et avec un dimensionnement selon les codes algériens en vigueur à savoir le règlement parasismique (RPA99/v2003) [3] et le code du béton CBA 93 [39]. Le calcul des efforts interne est réalisé à l'aide du logiciel SAP 2000 [33].

#### 5.3.1. Structure n=3 (ST1)

La première structure est un bâtiment a trois niveaux, réalisée dans une zone de moyenne sismicité (zone II), de sol ferme (S3), et de groupe d'usage d'utilisation (1B). Le tableau 5.3 englobe les donnée de la structure (ST1), et la figure 5.4 représente le schéma de calcule.

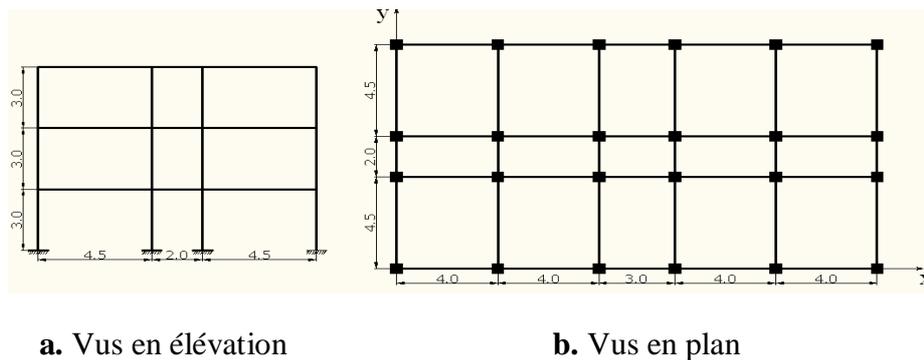


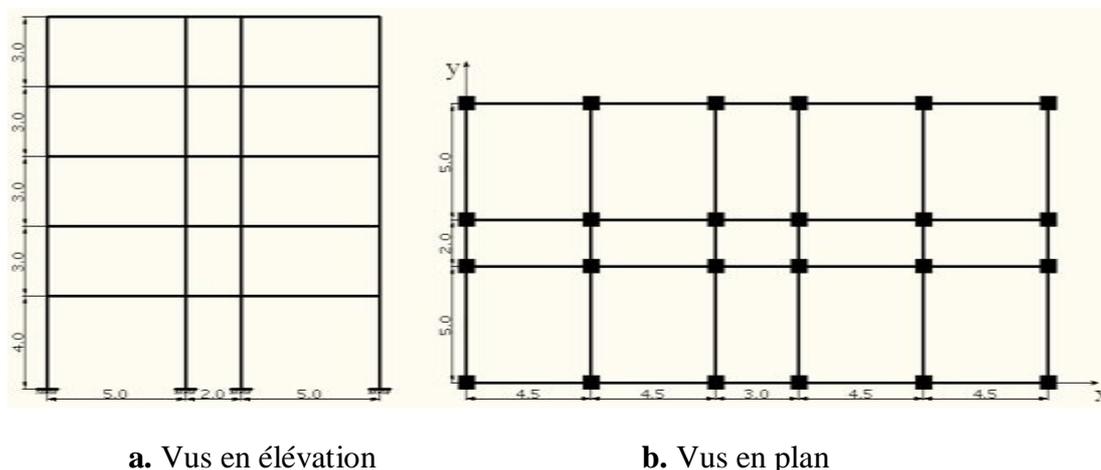
Figure 5.4 : Détail et donnée de la structure n=3 (ST1)

Tableau 5.3 : Dimensions et ferrillages des éléments résistant de la structure n=3 (ST1)

	N° Etage	Dimension (bxh)cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages réels
<b>POTEAUX</b>	3	(35x35)	14.19		4HA16+4HA14
	2	(35x35)	20.60		4HA20+4HA16
	RDC	(40x40)	25.12		8HA20
<b>POUTRES SENS X</b>	3	(30x30)	4.98	3.32	3HA12+2HA10
	2	(30x30)	4.98	3.32	3HA12+2HA10
	RDC	(30x30)	5.65	3.37	5HA12
<b>POUTRES SENS Y</b>	3	(30x30)	6.03	4.02	3HA16
	2	(30x30)	6.88	4.59	3HA14+2HA12
	RDC	(30x30)	7.69	5.13	5HA14

### 5.3.2. Structure n=5 (ST2)

On prend pour la deuxième structure un bâtiment composée de cinq niveaux n=5 (ST2), construite en zone de faible sismicité (zone I), de terrain de sol meuble, et a usage d'habitation (groupe d'usage 2). Pour étudier cette structure on a présenté les données géométriques et le schéma de calcul dans le tableau 5.4 et la figure 5.5.



a. Vue en élévation

b. Vue en plan

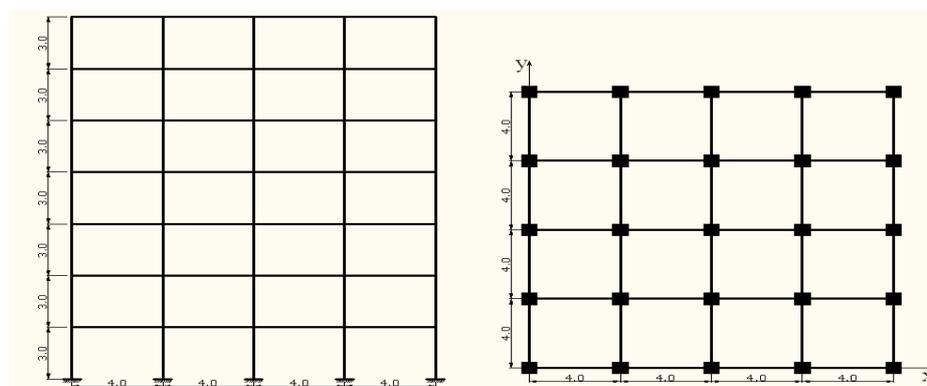
Figure 5.5 : Détail et donnée de la structure n=5 (ST2)

Tableau 5.4 : Dimensions et ferrailages des éléments résistants de la structure n=5 (ST2)

	N° Etage	Dimension (bxh)cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Ferrailages réels
<b>POTEAUX</b>	5	(35x35)	16.08		8HA16
	4	(40x40)	20.60		4HA16+4HA20
	3	(40x40)	25.14		8HA20
	2	(45x45)	25.14		8HA20
	RDC	(45x45)	39.25		8HA25
<b>POUTRES SENS X</b>	5	(30x35)	4.98	3.32	3HA12+2HA10
	4	(30x35)	4.98	3.32	3HA12+2HA10
	3	(30x35)	5.65	3.77	5HA12
	2	(30x35)	5.65	3.77	5HA12
	RDC	(30x35)	6.03	4.02	3HA16
<b>POUTRES SENS Y</b>	5	(30x40)	5.15	3.43	2HA16+1HA12
	4	(30x40)	5.15	3.43	2HA16+1HA12
	3	(30x40)	5.56	3.71	2HA16+1HA14
	2	(30x40)	5.56	3.71	2HA16+1HA14
	RDC	(30x40)	6.03	4.02	3HA16

### 5.3.3. Structure n=7 (ST3)

On prend pour la troisième structure un bâtiment composée de sept niveaux n=7 (ST3), qui à été réalisé en zone de faible sismicité (zone I) de terrain de sol ferme, (groupe d'usage 3). Pour étudier cette structure on a présenté les données géométriques et le schéma de calcul dans le tableau 5.5 et la figure 5.6.



a. Vue en élévation

b. Vue en plan

Figure 5.6 : Détail et donnée de la structure n=7 (ST3)

Tableau 5.5 : Dimensions et ferrillages des éléments résistants de la structure n=7 (ST3)

	N° Etage	Dimension (bxh)cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Ferrillages réels
<b>POTEAUX</b>	7	(35x35)	9.04		8HA12
	6	(35x35)	12.31		8HA14
	5	(40x40)	14.19		4HA16+4HA14
	4	(40x40)	18.71		4HA20+4HA14
	3	(45x45)	18.71		4HA20+4HA14
	2	(45x45)	25.12		8HA20
	RDC	(50x50)	27.67		4HA25+4HA16
<b>POUTRES Sens X</b>	7	(30x45)	6.03	4.02	3HA16
	6	(30x45)	6.03	4.02	3HA16
	5	(30x45)	7.69	5.13	5HA14
	4	(30x45)	7.69	5.13	5HA14
	3	(30x45)	8.28	5.52	3HA16+2HA12
	2	(30x45)	8.28	5.52	3HA16+2HA12
	RDC	(30x45)	9.11	6.07	3HA16+2HA14
<b>POUTRES Sens Y</b>	7	(30x40)	5.56	3.71	2HA16+1HA14
	6	(30x40)	5.56	3.71	2HA16+1HA14
	5	(30x40)	5.65	3.77	5HA12
	4	(30x40)	5.65	3.77	5HA12
	3	(30x40)	6.03	4.02	3HA16
	2	(30x40)	6.03	4.02	3HA16
	RDC	(30x40)	6.88	4.59	3HA14+2HA12

## 5.4. EFFET DE $f_{c28}$ SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier le comportement non linéaire des trois structures identifiées, sous les conditions des règles parasismiques Algériennes RPA99/v2003. Ce comportement non linéaire est étudié en termes de la résistance, la rigidité et la ductilité. Les résultats obtenus en utilisant le logiciel SAP2000/v14.2 sont analysés et interprétés pour cinq valeurs de la résistance à la compression  $f_{c28}$  à savoir : 22MPa, 30MPa, 35MPa, 40MPa et 45MPa. Les différentes courbes de capacités illustrées obtenus sont en général formées par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, car les éléments de la structure au-delà la limite élastique commencent à se plastifier jusqu'au moment de la rupture.

### 5.4.1. Effet de $f_{c28}$ sur la résistance

#### *A-Structure ST1 (N=3)*

La figure 5.7 regroupe les cinq courbes de capacités, correspondant chacune à une valeur de  $f_{c28}$ , de la structure (ST1). Ces courbes représentent la progression de l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci dans le sens-x. D'après cette figure, on observe qu'une fois la valeur de  $f_{c28}$  dépasse 22MPa, ces courbes coïncident entre eux, et l'effet de  $f_{c28}$  devient négligeable sur la capacité de la structure (ST1) dans le sens x. le tableau 5.6 illustre clairement les valeurs des efforts tranchants aux états élastique et ultime.

On remarque que l'effort tranchant ultime de la structure ST1 atteint une valeur de 1553.035KN peut augmenter environ 20% lorsque  $f_{c28}$  augmente plus de 30MPa.

Dans le même contexte la figure 5.8 et le tableau 5.7 présentent une comparaison entre les courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  dans le sens y, les mêmes remarques sont enregistrées que le sens x. En effet, on peut enregistrer une légère augmentation des résistances à la base  $V_u$  et  $V_y$  avec l'augmentation de la résistance de la structure ST1.

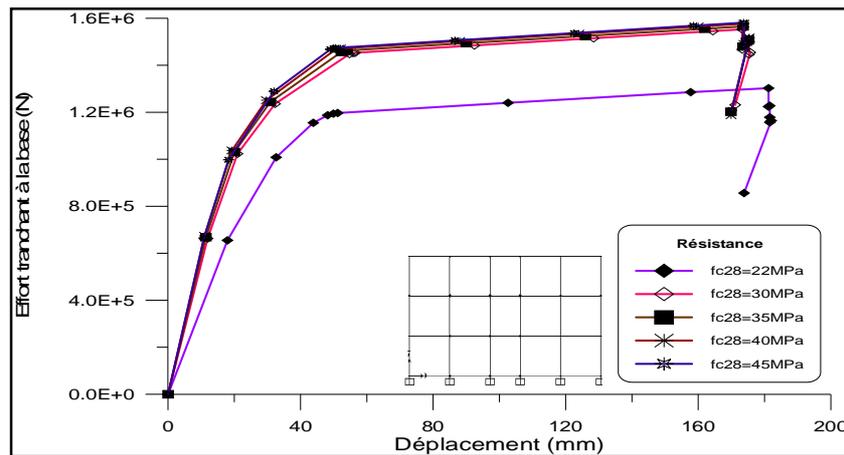


Figure 5.7: Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-x structure ST1)

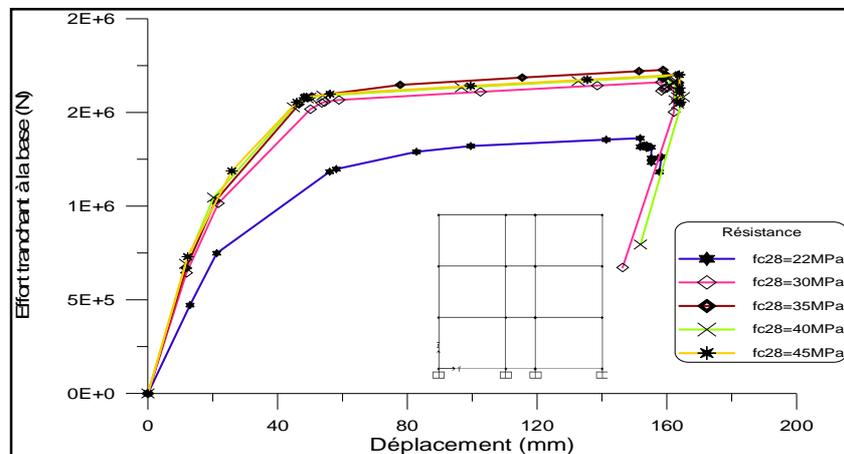


Figure 5.8: Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-y structure ST1)

### B-Structure ST2 (N=5)

Les résultats de l'analyse statique non linéaire obtenus pour la structure ST2 sont montrés dans la figure 5.9, la comparaison entre les courbes de déférentes valeurs de  $f_{c28}$ . Aussi, le tableau 5.8 illustre les valeurs de l'effort tranchant à résistance à la base de sens x. Ces valeurs peuvent atteindre 1451.294KN et un déplacement correspondant de 0.239m pour 22MPa, cette valeur atteindre une capacité ultime de 1749.874MPa et un déplacement correspondant de 0.297m avec un pourcentage d'augmentation de 20.6%, lorsque  $f_{c28} = 45$ MPa.

Concernant le sens y, les mêmes remarques sont illustrés dans la figure 5.10 et le tableau 5.9.

**D'après les deux tableaux (5.8 et 5.9), on remarque une légère augmentation de la capacité de résistance en fonction de l'augmentation de la résistance à la compression  $f_{c28}$ , dans les deux directions.**

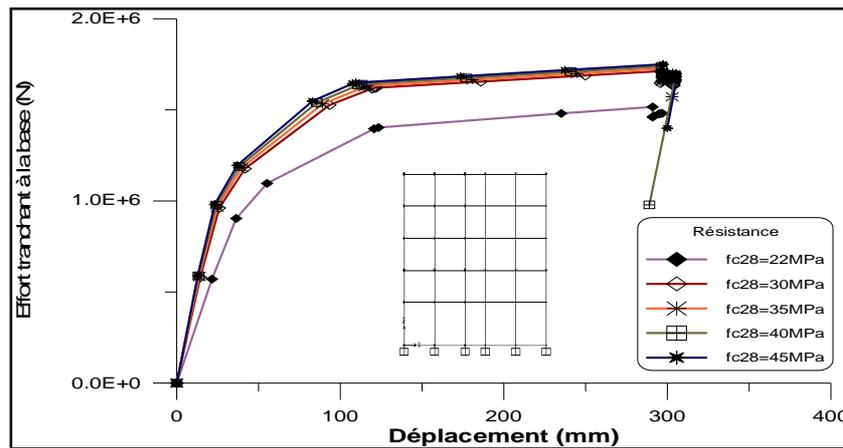


Figure 5.9: Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-x structure N=5)

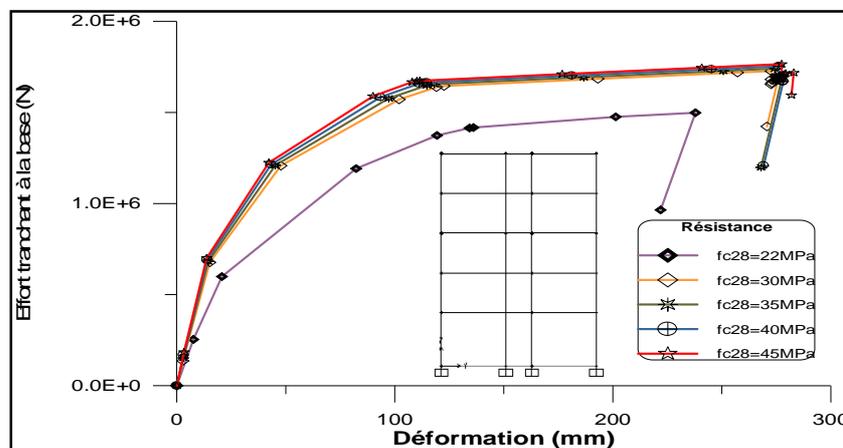


Figure 5.10: Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-y structure N=5)

### C-Structure ST3 (N=7)

Les différentes phases élastiques, plastique et l'effondrement sont mentionnées dans la figure 5.11 (sens x) et la figure 5.12 (sens y) ces deux figures représentent une comparaison des courbes de capacités pour les différentes valeurs  $f_{c28}$ . Les courbes obtenues présentent plusieurs inclinaisons et des chutes caractérisant la dégradation progressive de la résistance de la structure, car les éléments de la structure au-delà de la limite élastique commencent à se plastifier, d'autres sont encore sollicités au-dessous de cette limite. On remarque une coïncidence des courbes lorsque  $f_{c28}$  devient  $\geq 30$ MPa, ici, on observe un écart remarquable entre la courbe de 22MPa et les autres courbes. Dans ce contexte, les tableaux 5.10 et 5.11 montrent que les efforts tranchants ultimes de 2393.81kN dans le sens x et 1798.928kN dans augmentent environ de 16 % lorsque  $f_{c28}$  augmente à 45 MPa.

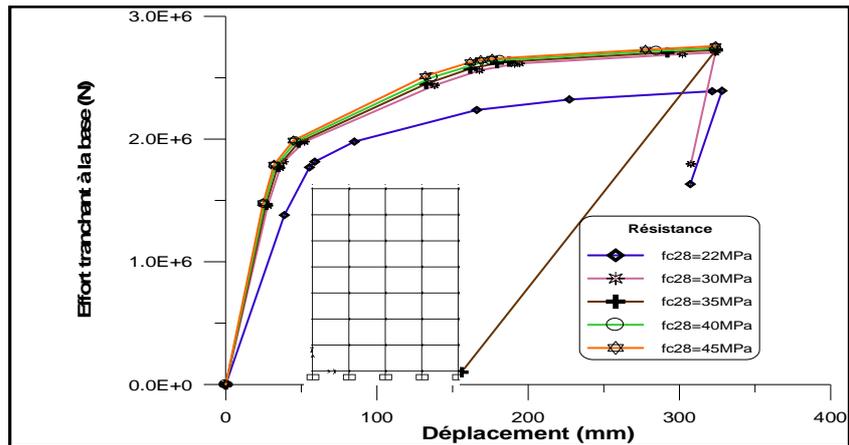


Figure 5.11: Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-x structure N=7)

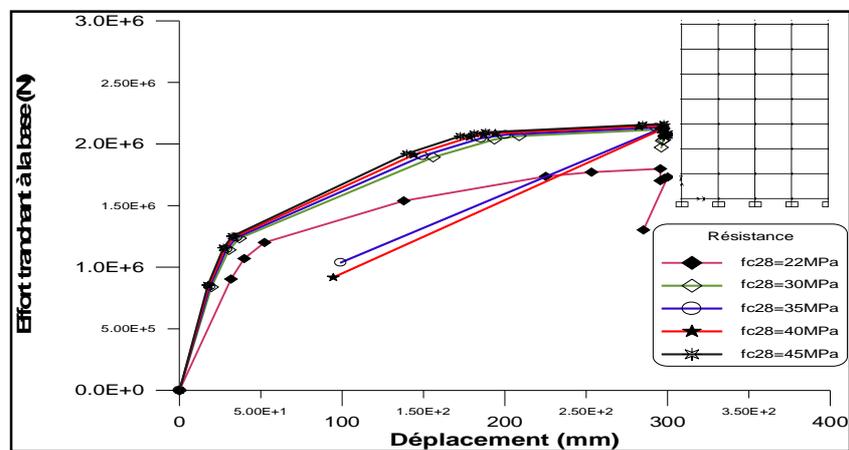


Figure 5.12: Comparaison des courbes de capacités pour les cinq valeurs de  $f_{c28}$  (sens-y structure N=7)

#### 5.4.2. Effet de $f_{c28}$ sur la ductilité

##### A-Structure ST1 (N=3)

Les courbes de capacités réelles idéalisées par des courbes bilinéaires de la structure ST1 dans le sens x sont représentés dans la figure 5.13 (a, b, c, d). Chaque courbe illustre le point d'intersection entre la courbe réelle et la courbe idéalisée, et l'égalité entre la surface située sous les deux courbes. Le modèle de charge reste constant au cours de l'analyse mais son amplitude est augmentée progressivement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. En général, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement maximum du bâtiment, quand elle atteint une excitation du séisme maximale. En conséquence, le facteur de ductilité globale de la structure  $\mu_{\Delta}$ , est exprimé par le rapport de ce

déplacement cible ( $\Delta_u$ ) et le déplacement à la fin de phase élastique ( $\Delta_y$ ) correspondant à 75

% de l'effort ultime, où :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Les différentes valeurs du facteur de ductilité globale  $\mu_{\Delta}$  sont montrés dans le tableau 5.6. Ce tableau montre clairement l'augmentation du facteur de ductilité de 4.899 avec 22MPa jusqu'au 6.344 avec 45MPa dans le sens x.

Le tableau 5.7 enregistre les mêmes remarques concernant la ductilité de ST1 dans le sens y, ces valeur de ductilité globale  $\mu_{\Delta}$  varie entre 2.788 de la résistance de 22MPa et 4.812 pour résistance de 45MPa.

Ici, on peut enregistrer que :

- Le facteur de ductilité  $\mu_{\Delta}$  augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance dans les deux sens.
- Les valeurs de ductilité globale dans le sens x sont supérieur à celles dans le sens-y, cela est dû au grand nombre de file de portique dans le sens x.

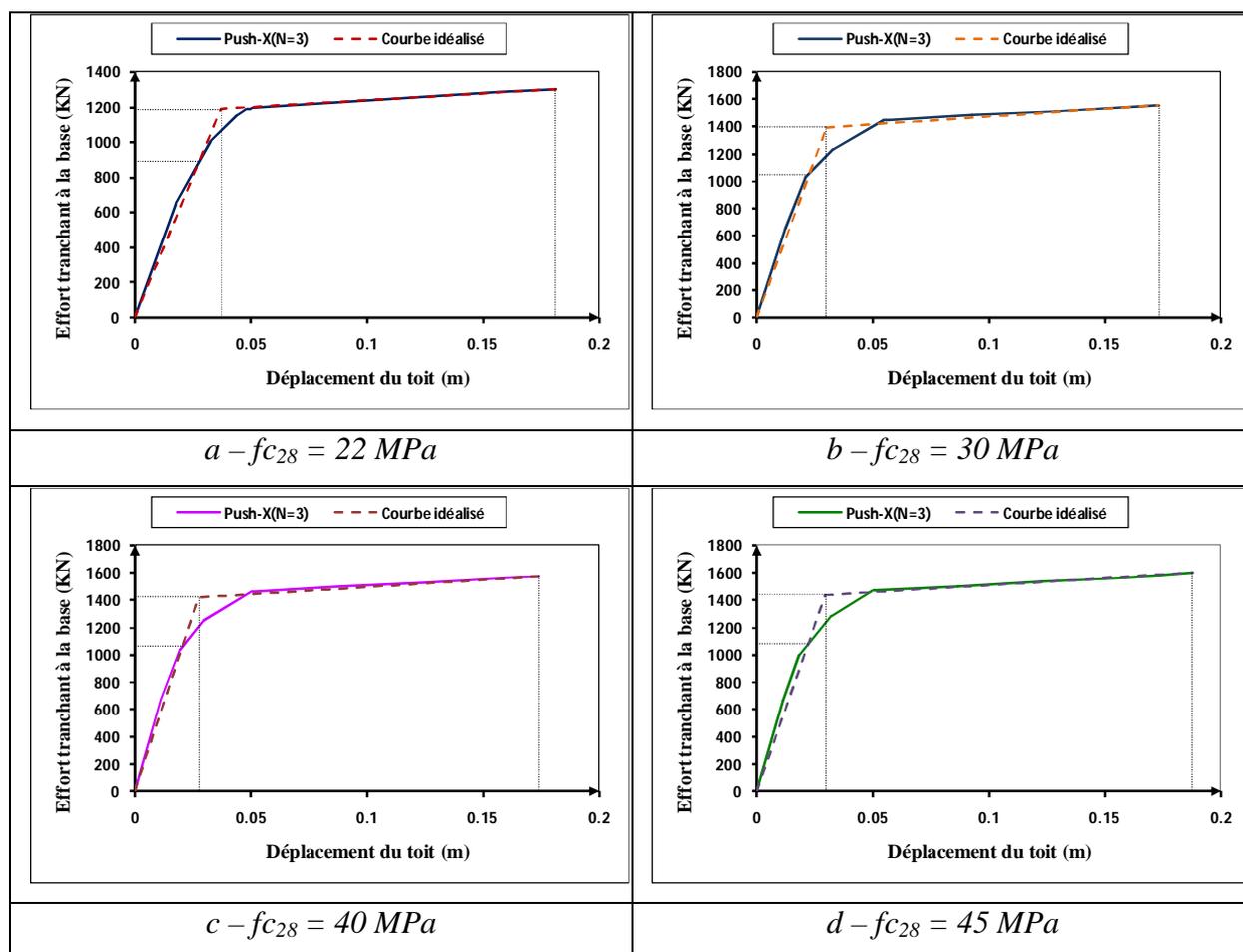


Figure 5.13: Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité de structure ST1 sens-x

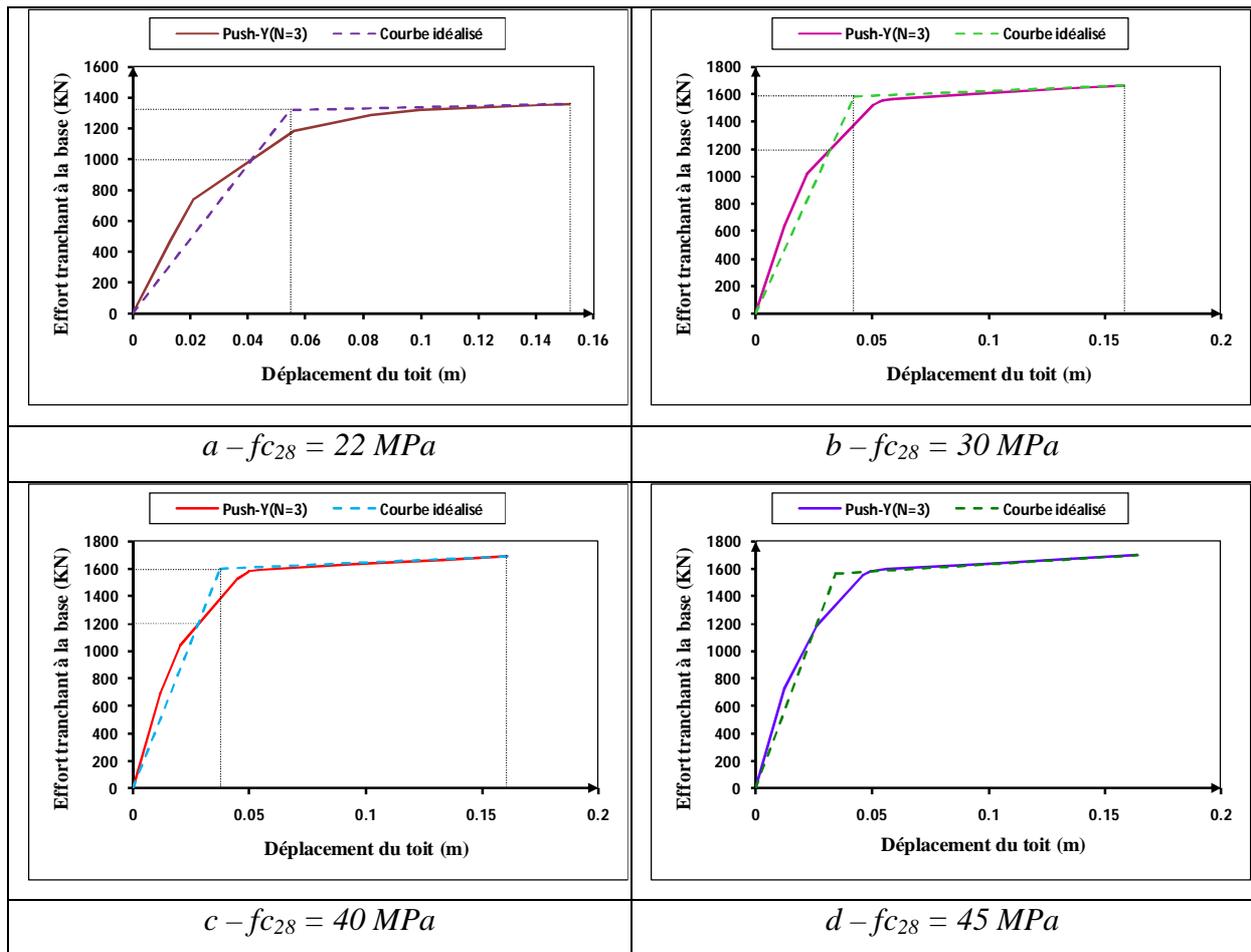


Figure 5.14: Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité de structure ST1 sens-y

**B-Structure ST2 (N=5)**

Les figures 5.15 (a, b, c, d) et 5.16 (a, b, c, d) représentent l'idéalisation bilinéaire des courbes de capacités de la structure ST2 dans les sens x et y, ces courbes illustrent l'égalité entre la surface située sous les deux courbes, et montrent bien les différents points de déplacement importants car le facteur de ductilité globale de la construction est traité en termes de déplacement ultime et déplacement élastique. Les valeurs de ductilité sont présentées dans le tableau 5.8 pour le sens x et le tableau 5.9 pour le sens y. Pour une résistance  $f_{c28} = 22\text{MPa}$ , le facteur de ductilité globale est de 4.682 dans le sens x et 2.99 dans le sens y, or pour  $f_{c28} = 45\text{MPa}$  les facteurs de ductilité globale augmentent à 6.223 dans le sens x et 5.01 dans le sens y. Ce constat montre l'augmentation remarquable qui dépasse 50% dans les deux sens, ce qui offre une ductilité importante à la structure.

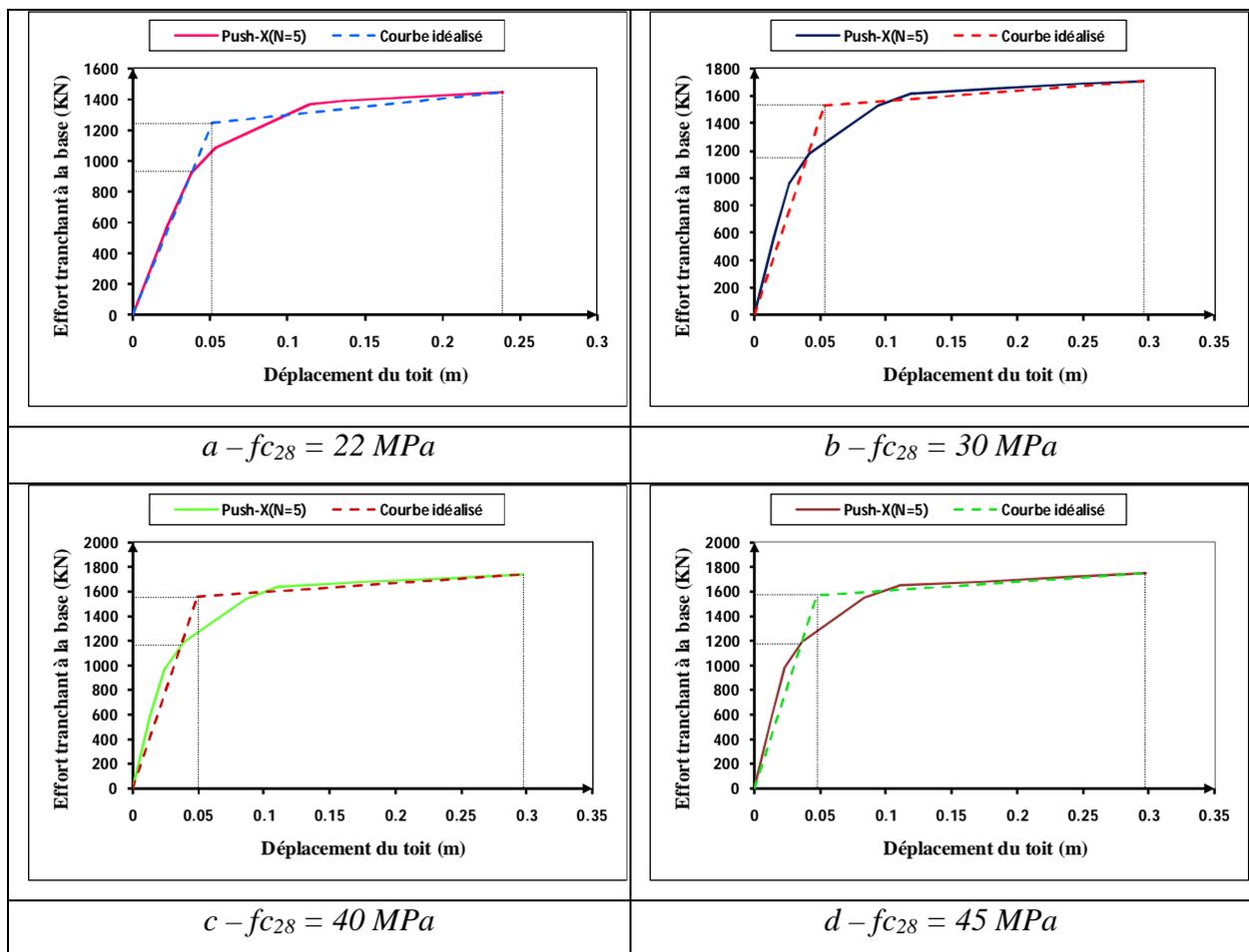


Figure 5.15: Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité de structure ST2 sens-x

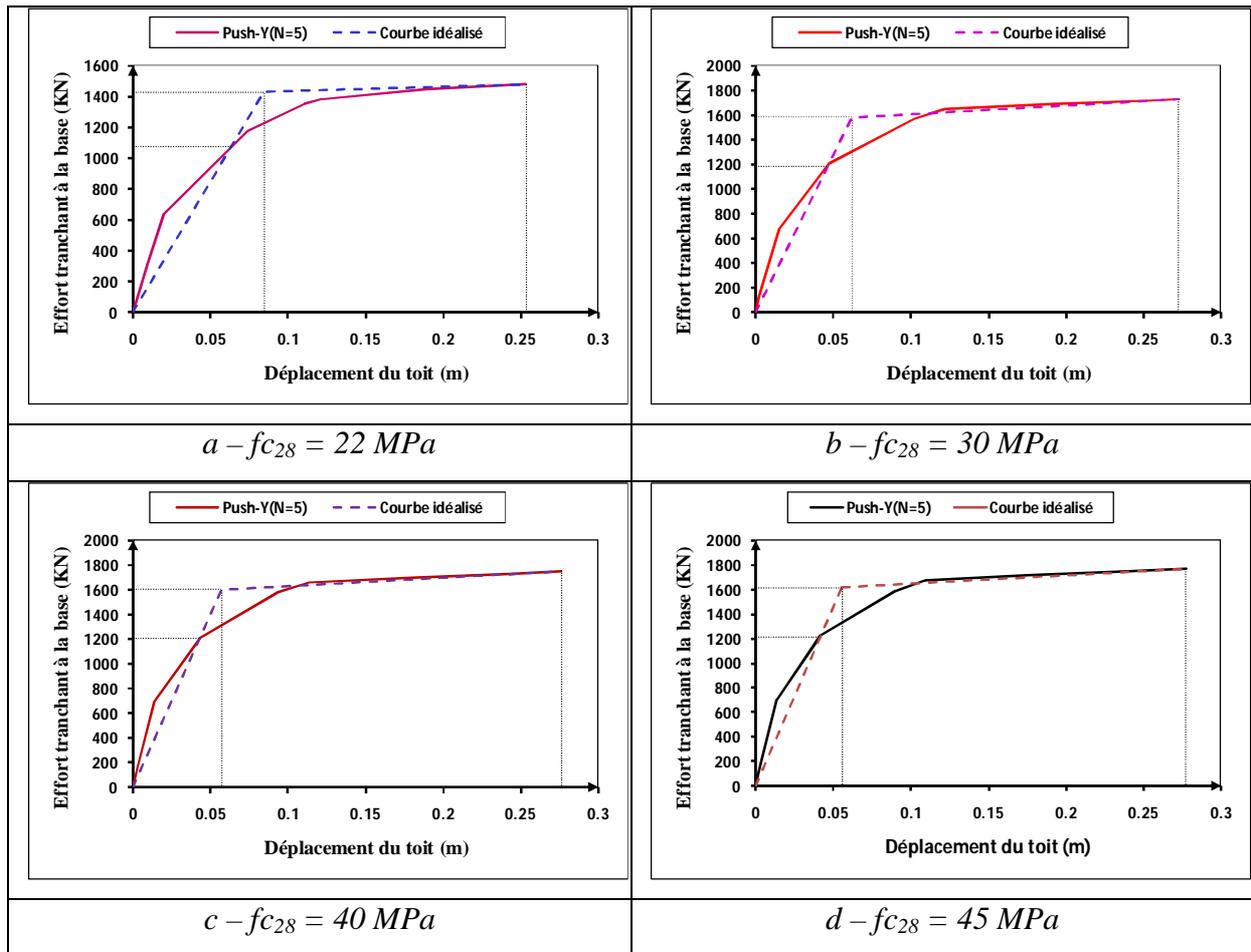


Figure 5.16: Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité de structure ST2 sens-y

### C-Structure ST3 (N=7)

Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité de la structure ST3 dans le sens x est représenté dans la figure 5.17 (a, b, c, d). Concernant la ductilité globale  $\mu_{\Delta}$  le tableau 5.10 donne les valeurs calculées à partir du déplacement maximale et déplacement à la limite élastique dans le sens x, leur rapport offre une augmentation remarquable ces valeurs valent, 5.400, 7.176, 7.468, 7.728, 7.938 dans les résistances 22MPa, 30MPa, 35MPa, 40MPa, 45MPa respectivement.

Par contre la figure 5.18 (a, b, c, d) présente les courbes idéalisées dans le sens y et le tableau 5.11 présente les valeurs de facteur de ductilité globale dans le même sens ces valeurs valent, 5.963, 6.595, 6.602, 6.621, 6.635 respectivement à la résistance 22MPa, 30MPa, 35MPa, 40MPa, 45MPa qui montre une légère augmentation avec l'augmentation de  $f_{c28}$ .

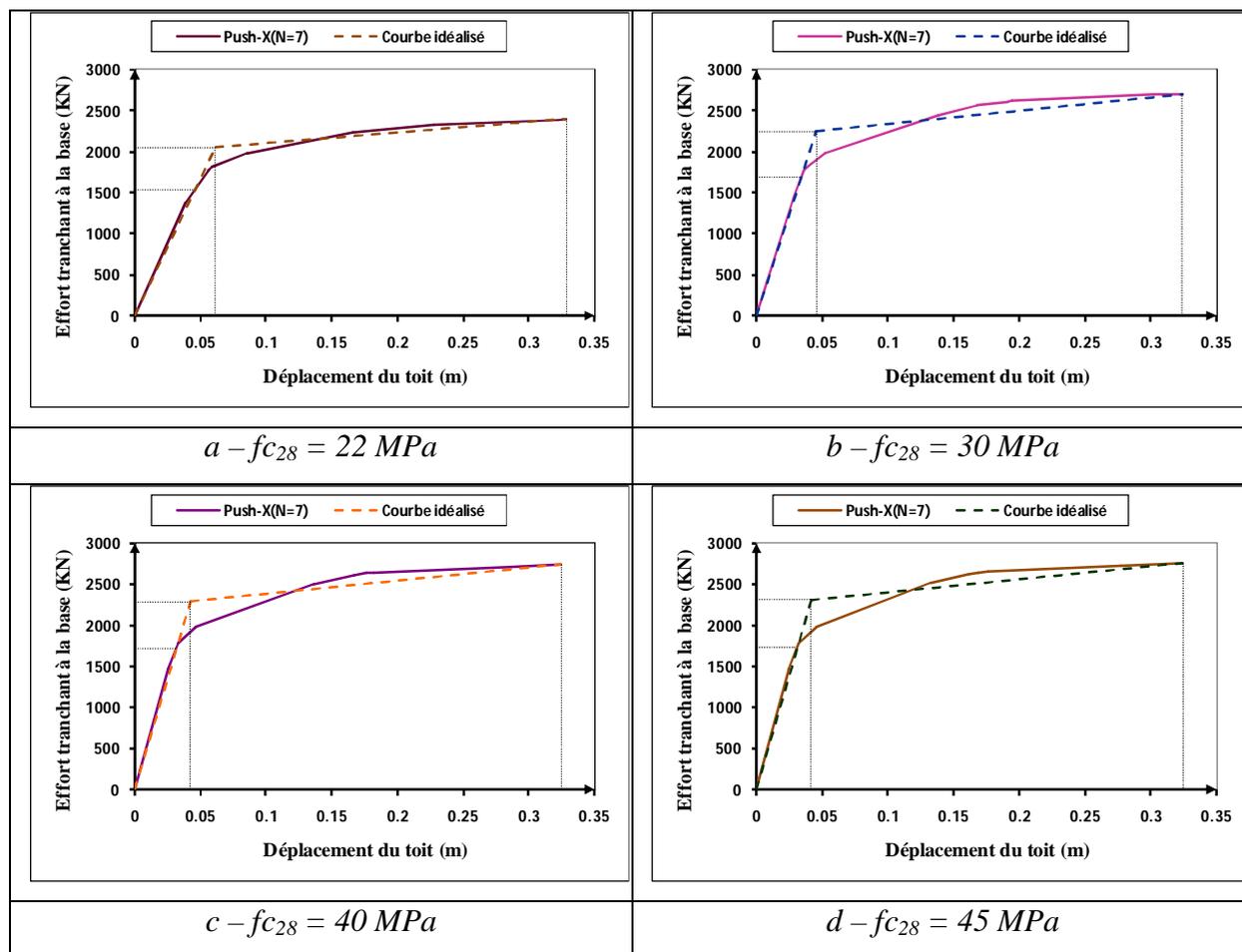
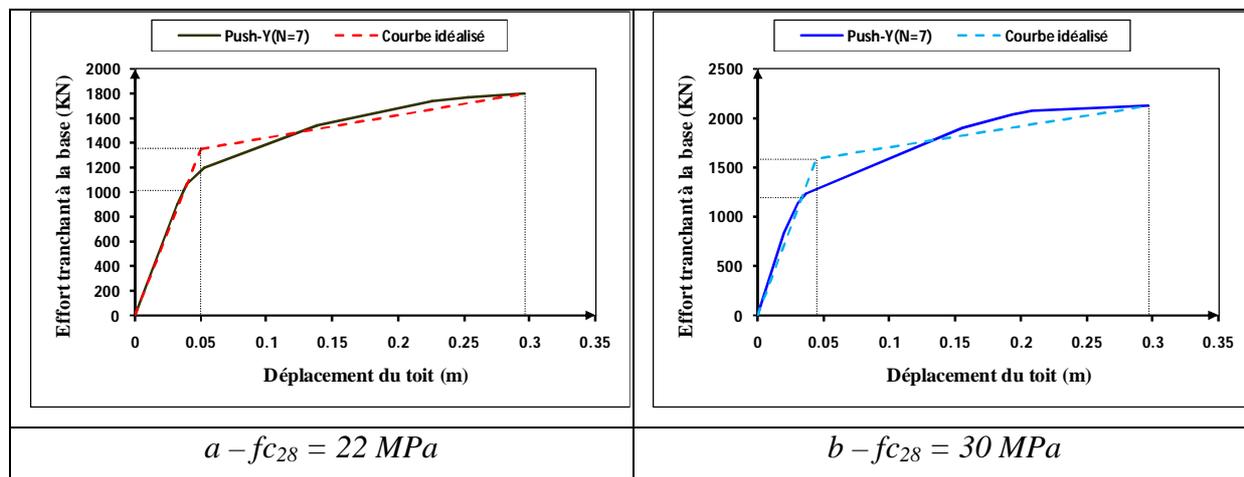


Figure 5.17: Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST3 sens-x



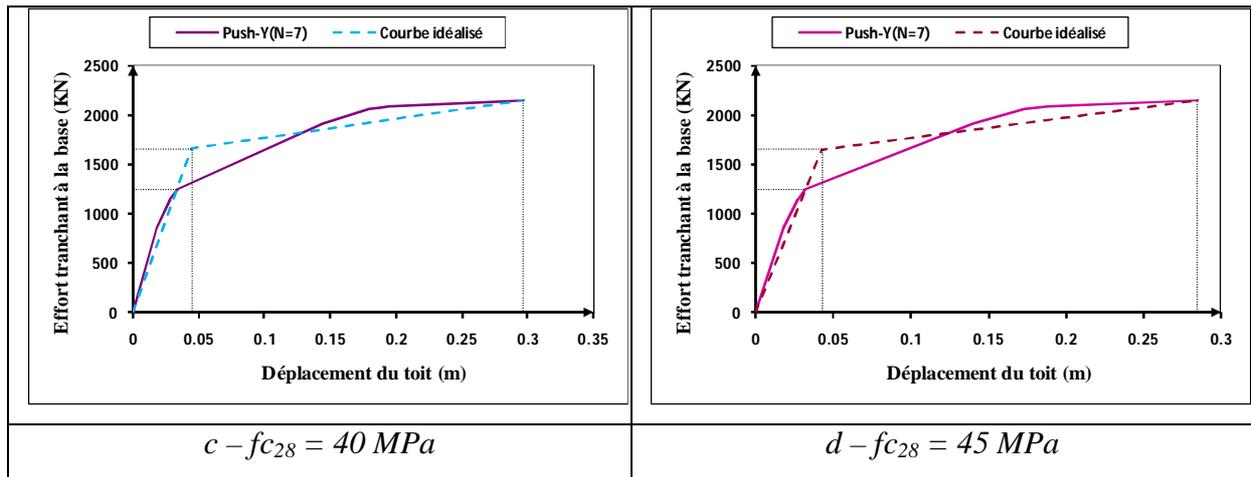


Figure 5.18: Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité de la structure ST3 dans le sens y

### 5.4.3. Effet de $f_{c28}$ sur la rigidité

#### A-Structure ST1 (N=3)

La figure 5.13 (a, b, c, d) illustre la courbe réelle idéalisée par une courbe bilinéaire de la courbe de capacité de la structure ST1 dans le sens x. Ces courbes permettent aussi de déterminer la rigidité de la structure. La rigidité initiale ou élastique du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales. Cette rigidité élastique est exprimée par la relation :  $K=V_y/d_y$ . Ainsi que la rigidité plastique qui est exprimée par la relation :  $rK=(V_u-V_y)/(d_u-d_y)$

Les différents résultats obtenus sont illustrés dans le Tableau 5.6. D'après ce tableau, on peut dire que la rigidité élastique augmente largement avec l'augmentation de  $f_{c28}$ . Par ailleurs, la rigidité plastique diminue comparativement à la rigidité élastique qui diminue de 1078.364KN/m pour 30MPa jusqu'à 987.63KN/m pour 45MPa

Le même constat est observé dans le Tableau 5.7, pour la même structure dans le sens y, concernant la rigidité élastique l'augmentation est proportionnelle avec  $f_{c28}$ , est variée de 24333.554 KN/m jusqu'à 46082.695KN/m. Or, la rigidité plastique malgré leur perte comparativement avec la rigidité élastique, elle s'améliore de 385.807KN/m jusqu'à 1013.305KN/m avec l'augmentation de la résistance de 22MPa jusqu'à 45MPa. Ce qui montre l'apport positif de l'augmentation de  $f_{c28}$  sur la rigidité plastique.

**Tableau 5.6:** Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-x

Paramètres	22MPa	30MPa	35MPa	40MPa	45MPa
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1187.61	1398.26	1410.74	1422.03	1441.469
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	890.711	1048.69	1058.06	1066.52	1081.102
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1302.41	1553.03	1565.39	1576.84	1597.470
$V_u/V_{base}$	1.000	1.192	1.202	1.211	1.227
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.181	0.173	0.174	0.174	0.188
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.037	0.030	0.029	0.028	0.030
Rigidité élastique K (KN/m)	32107.9	47010.9	49364.0	51505.2	48771.9
Rigidité plastique r.K (KN/m)	795.891	1078.36	1066.75	1058.70	987.630
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>4.899</b>	<b>5.826</b>	<b>6.073</b>	<b>6.296</b>	<b>6.344</b>

**Tableau 5.7:** Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-y

Paramètres	22MPa	30MPa	35MPa	40MPa	45MPa
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1324.820	1586.170	1639.300	1598.827	1569.671
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	993.615	1189.627	1229.475	1199.120	1177.253
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1362.377	1661.095	1727.088	1693.255	1701.248
$V_u/V_{base}$	1.000	1.219	1.268	1.243	1.249
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.152	0.158	0.159	0.161	0.164
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.054	0.042	0.041	0.037	0.034
Rigidité élastique K (KN/m)	24333.5	37680.99	39818.51	42656.45	46082.69
Rigidité plastique r.K (KN/m)	385.807	644.283	746.051	765.160	1013.305
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>2.788</b>	<b>3.763</b>	<b>3.858</b>	<b>4.293</b>	<b>4.812</b>

### **B-Structure ST2 (N=5)**

Les courbes de la figure 5.15 (a, b, c, d) illustre les courbes de capacités idéalisées par des courbes bilinéaires dans le sens x de la structure étudiée ST2. Les résultats obtenus à partir de ces courbes sont enregistrés dans le tableau 5.8. L'examen de ce tableau montre que, l'effet de l'augmentation de la résistance est remarquable sur l'augmentation de la rigidité élastique de 24393.775KN/m jusqu'au 32864.515KN/m mais la rigidité plastique diminué de 1100.299KN/m à 720.214KN/m dans le sens x.

En présente dans la figure 5.16 (a, b, c, d) et le tableau 5.9 l'idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité et les différentes valeurs important après l'analyse de la structure ST2 dans le sens-y. les mêmes remarques quant n'a cité précédemment sont enregistrés sauf que la rigidité plastique donne une valeur minimale pour 22MPa de 280.28KN/m et à partir de 30MPa, on remarque une petit diminution de la rigidité plastique avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ .

**Tableau 5.8: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-x**

Paramètres	22MPa	30MPa	35MPa	40MPa	45MPa
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1244.58	1531.63	1545.91	1558.36	1570.14
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	933.439	1148.725	1159.433	1168.773	1177.608
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1451.29	1712.58	1726.22	1738.53	1749.87
$V_u/V_{base}$	1.000	1.180	1.189	1.198	1.206
Déplacement maximal du (m)	0.239	0.296	0.297	0.297	0.297
Déplacement à la limite élastique $dy$ (m)	0.051	0.053	0.051	0.049	0.048
Rigidité élastique K (KN/m)	24393.7	29030.3	30394.5	31695.8	32864.5
Rigidité plastique r.K (KN/m)	1100.29	744.52	733.50	728.36	720.21
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>4.682</b>	<b>5.606</b>	<b>5.833</b>	<b>6.031</b>	<b>6.223</b>

**Tableau 5.9: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-y**

Paramètres	22MPa	30MPa	35MPa	40MPa	45MPa
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1430.04	1581.79	1592.24	1602.96	1615.18
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	1072.53	1186.34	1194.18	1202.22	1211.38
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1477.34	1727.14	1740.65	1753.26	1765.16
$V_u/V_{base}$	1.00	1.17	1.18	1.19	1.19
Déplacement maximal du (m)	0.25	0.27	0.27	0.28	0.28
Déplacement à la limite élastique $dy$ (m)	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06
Rigidité élastique K (KN/m)	16837.9	25560.5	26941.0	28193.1	29187.39
Rigidité plastique r.K (KN/m)	280.28	689.57	689.28	685.39	675.28
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu</math></b>	<b>2.99</b>	<b>4.41</b>	<b>4.64</b>	<b>4.86</b>	<b>5.01</b>

**C-Structure ST3 (N=7)**

La figure 5.17 (a, b, c, d) montre les courbes de capacités idéalisées par des courbes bilinéaires, dans le sens x de la structure ST3 de sept niveau. Ces courbes visualisent l'égalité de la surface entre les courbes réelles et idéalisées. Les valeurs des rigidités obtenues sont résumées dans le tableau 5.10. D'après ce tableau, on observe une augmentation remarquable, dans la rigidité élastique qui varier de 33812.215KN/m à 56726.660KN/m avec une résistance de 22MPa à 45MPa. Par ailleurs, la rigidité plastique montre une diminution après une résistance supérieure à 30MPa. Le même constat est observé pour le sens de y dans le tableau 5.11.

**D'après ces résultats, on peut mentionner que la rigidité élastique augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ , par contre la rigidité plastique connaitre une nette perte de rigidité et parfois connaitre une diminution avec l'augmentation de  $f_{c28}$ .**

*Tableau 5.10: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-x*

<b>Paramètres</b>	<b>22MPa</b>	<b>30MPa</b>	<b>35MPa</b>	<b>40MPa</b>	<b>45MPa</b>
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	2055.159	2249.982	2274.049	2293.551	2315.544
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	1541.369	1687.486	1705.536	1720.163	1736.658
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	2393.818	2706.225	2726.141	2743.048	2758.058
$V_u/V_{base}$	1.000	1.131	1.139	1.146	1.152
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.328	0.324	0.324	0.324	0.324
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.061	0.045	0.043	0.042	0.041
Rigidité élastique K (KN/m)	33812.215	49852.653	52389.028	54706.731	56726.660
Rigidité plastique r.K (KN/m)	1266.410	1636.805	1610.170	1593.557	1562.561
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>5.400</b>	<b>7.176</b>	<b>7.468</b>	<b>7.728</b>	<b>7.938</b>

**Tableau 5.11: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-y**

Paramètres	22MPa	30MPa	35MPa	40MPa	45MPa
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1354.922	1585.278	1626.716	1657.409	1659.309
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	1016.192	1188.958	1220.037	1243.057	1244.482
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1798.928	2118.784	2135.679	2148.386	2154.622
$V_u/V_{base}$	1.000	1.178	1.187	1.194	1.198
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.296	0.297	0.298	0.296	0.285
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.050	0.045	0.045	0.045	0.043
Rigidité élastique K (KN/m)	27330.44	35215.71	36078.14	37069.16	38672.31
	5	3	2	5	4
Rigidité plastique $r.K$ (KN/m)	1804.608	2118.060	2014.896	1953.628	2048.485
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>5.963</b>	<b>6.595</b>	<b>6.602</b>	<b>6.621</b>	<b>6.635</b>

## 5.5. EFFET DE $\rho_{vt}$ SUR LA RESISTANCE ET LA DUCTILITE DES STRUCTURES

Dans ce paragraphe, on essaye de voir toujours l'effet de confinement sur la résistance et la ductilité des structures, en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ . Dans ce contexte, les trois structures identifiées précédemment seront analysées et interprétées, en variant quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  à savoir : 0%, 1%, 3% et 5%.

### 5.5.1. Effet de $\rho_{vt}$ sur la résistance

#### A-Structure ST1 (N=3)

La figure 5.19 montre les courbes de capacités de la structure ST1 en fonction du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ), dans le sens x. D'après cette figure, on observe que la courbe de capacité de résistance globale de la structure s'améliore avec la première augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  de 0% à 1%. Comme on observe que l'augmentation de  $\rho_{vt}$  au-delà de 1% même à 5% ne donne aucune amélioration à la résistance.

Ces deux observations sont enregistrées aussi sur la figure 5.20 pour la même structure dans le sens y, néanmoins que la chute de capacité de résistance est largement observée dans le sens transversale (x) à cause du nombre minime de poteau dans ce sens comparativement au sens y.

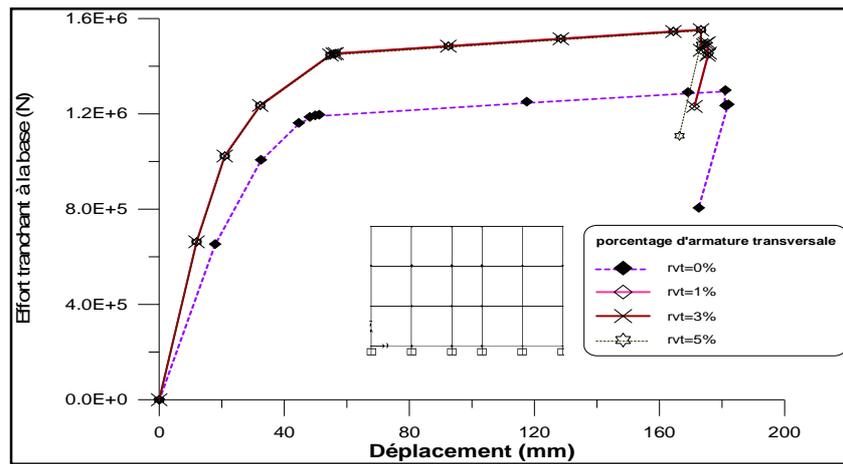


Figure 5.19 : Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-x structure  $N=3$ )

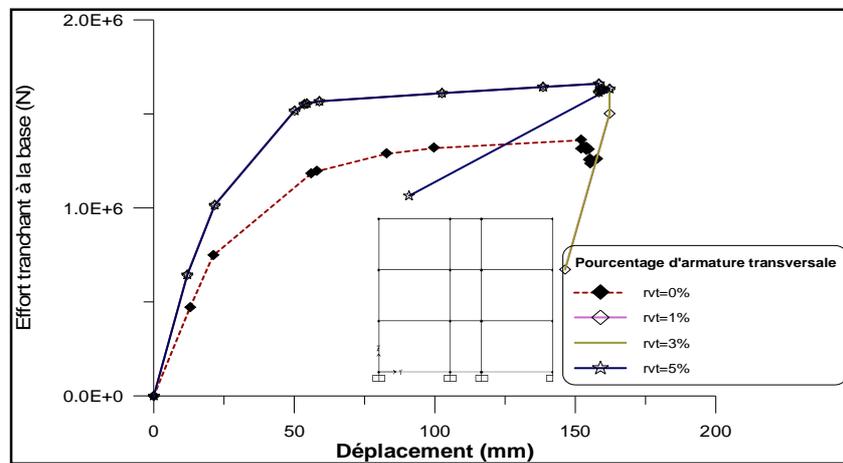


Figure 5.20: Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-y structure  $N=3$ )

### B-Structure ST2 ( $N=5$ )

Les figures 5.21 et 5.22 montrent les mêmes observations concernant l'effet du pourcentage volumique des armatures transversales sur la résistance de la structure  $ST2$  ( $N=5$ ) dans les sens x et y que de la structure précédente de trois niveaux ( $ST1$ ).

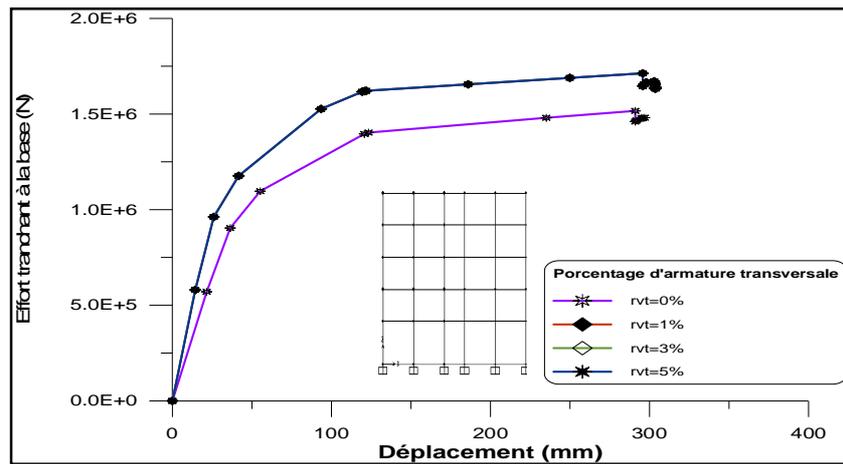


Figure 5.21: Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-x structure N=5)

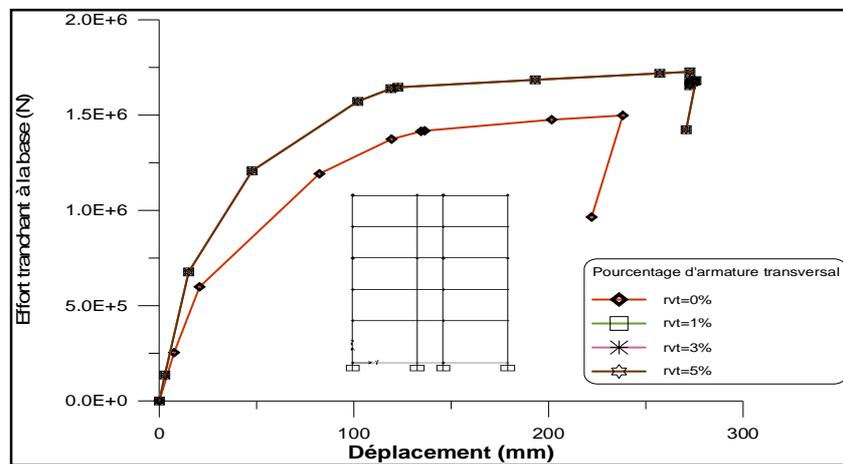


Figure 5.22: Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-y structure N=5)

### C-Structure ST3 (N=7)

Dans le sens x de la structure de sept niveaux (ST3), la figure 5.23, montrent les mêmes constatations que les deux structures précédentes. En valeurs de résistance la figure montre la coïncidence entre les courbes correspondant aux valeurs de confinement moyen et élevé, dans les domaines élastique et plastique et qui dépassent de loin la courbe correspond à la structure non confiné ( $\rho_{vt}=0$ ). Numériquement, les valeurs traitées dans le tableau 5.16 donnent une capacité maximale ultime de 2392.211KN dans de la structure non confiné, ce valeur augmente à 2706.225KN lorsque la structure est confinée, soit un taux d'augmentation de 13%. Concernant autre sens (y), les mêmes constatations sont enregistrées dans la Figure 5.24. La capacité maximale de ST3 non confiné est 1799.7KN peut augmenter jusqu'au

2118.784KN lorsque ST3 sera confiné, soit un taux d'augmentation de 17.7%. Ce qui montre l'apport positive de la présence du confinement dans les éléments de la structure (ST3). On remarque aussi que les valeurs de capacité de résistance sont élevées dans le sens x que celui du sens y, car le sens x est le sens porteur de la structure étudiée.

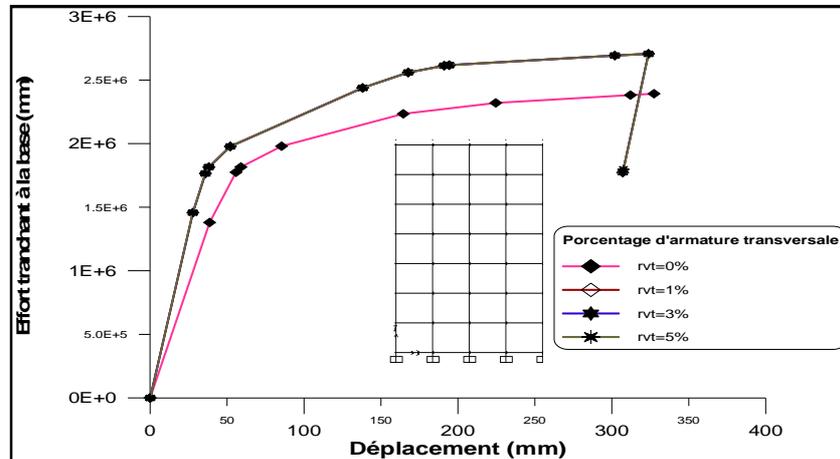


Figure 5.23: Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-x structure N=7)

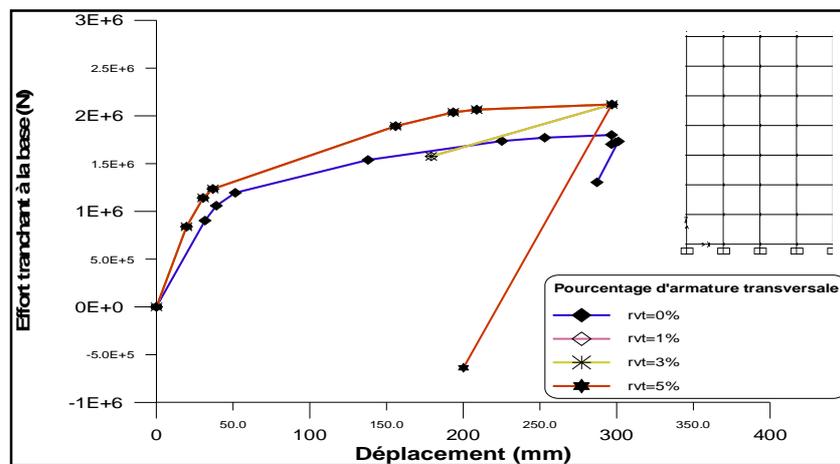


Figure 5.24: Comparaison des courbes de capacités pour les quatre valeurs de  $\rho_{vt}$  (sens-y structure N=7)

### 5.5.2. Effet de $\rho_{vt}$ sur la ductilité

#### A-Structure ST1 (N=3)

Idéalisation bilinéaire des courbes de capacités sont montrées dans la figure 5.25 (a, b, c, d) dans le sens x, et la figure 5.26 (a, b, c, d) pour le sens y, avec la variation des différentes valeurs du pourcentage volumique d'armature transversale. Ces courbes sont utilisées pour la détermination de la ductilité globale. Les facteurs de ductilités obtenus sont enregistrés dans

les tableaux 5.12 et 5.13. D'après ce tableau, le facteur de ductilité globale dans le sens de x est 4.906 pour  $\rho_{vt}=0\%$  où la section est non confinée. Lorsque  $\rho_{vt}$  augmente à 1% le facteur de ductilité globale augmente à 5.826. Ici, on observe que la ductilité globale reste constante lorsque  $\rho_{vt}$  augmente de 1% à 5%. On conséquence, les facteurs de ductilités globales obtenus montrent que l'effet de l'augmentation de  $\rho_{vt}$  sur la ductilité globale est minime contrairement à la ductilité locale, où le pourcentage  $\rho_{vt}$  améliore largement cette dernière d'après la littérature, et les résultats obtenus dans le chapitre précédent. Les mêmes observations restent valable pour cette structure dans le sens y comme montre le tableau 5.13.

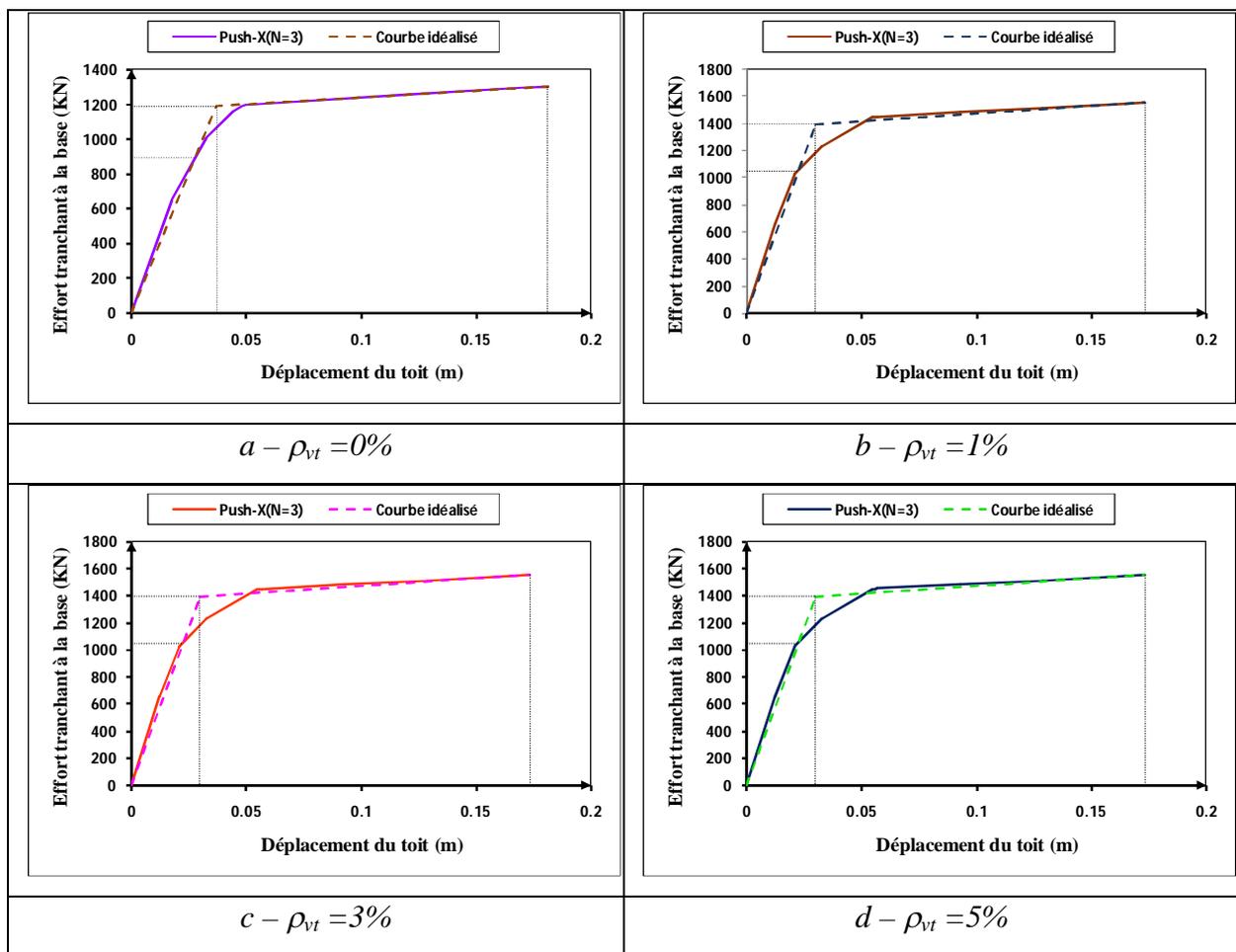


Figure 5.25: Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité de structure ST1 sens-x

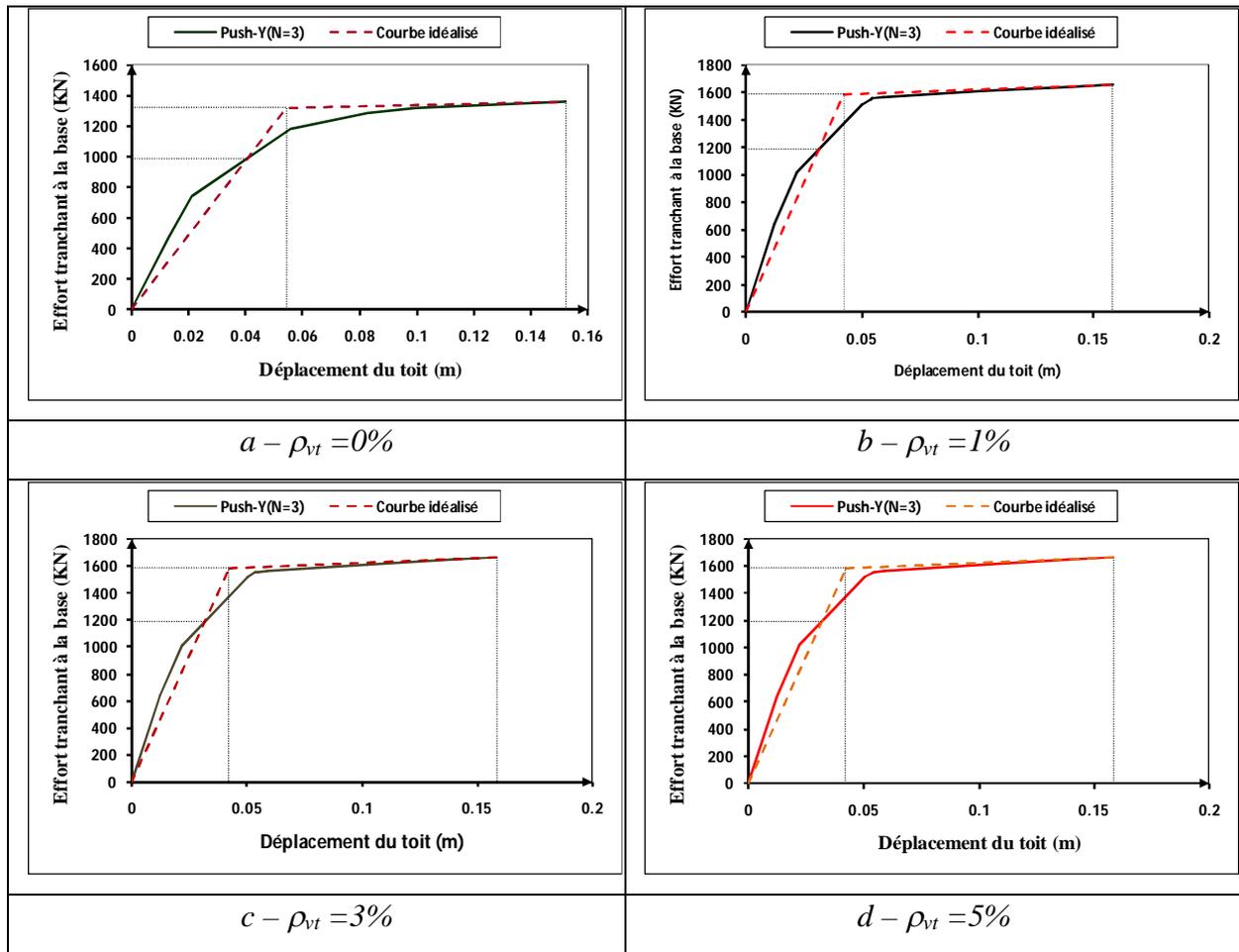
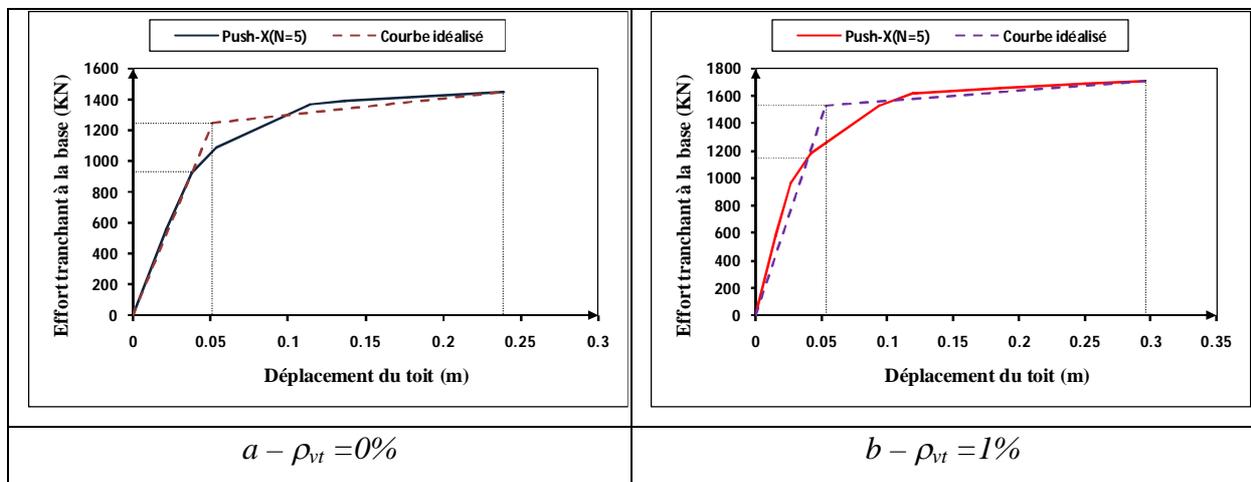


Figure 5.26: Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité de structure ST1 sens-y

**B-Structure ST2 (N=5)**

Les figures 5.27 et 5.28 (a, b, c, d) et les tableaux 5.14 et 5.15, montrent les mêmes observations concernant la ductilité globale de la structure ST2 (N=5) que la structure précédente de trois niveaux (ST1).



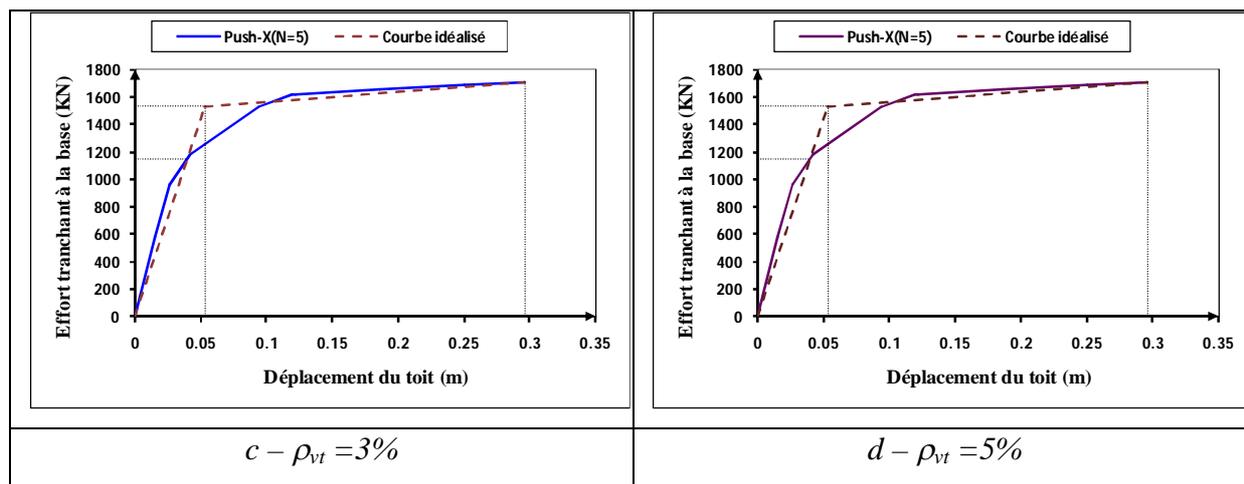


Figure 5.27: Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité de structure ST2 sens-x

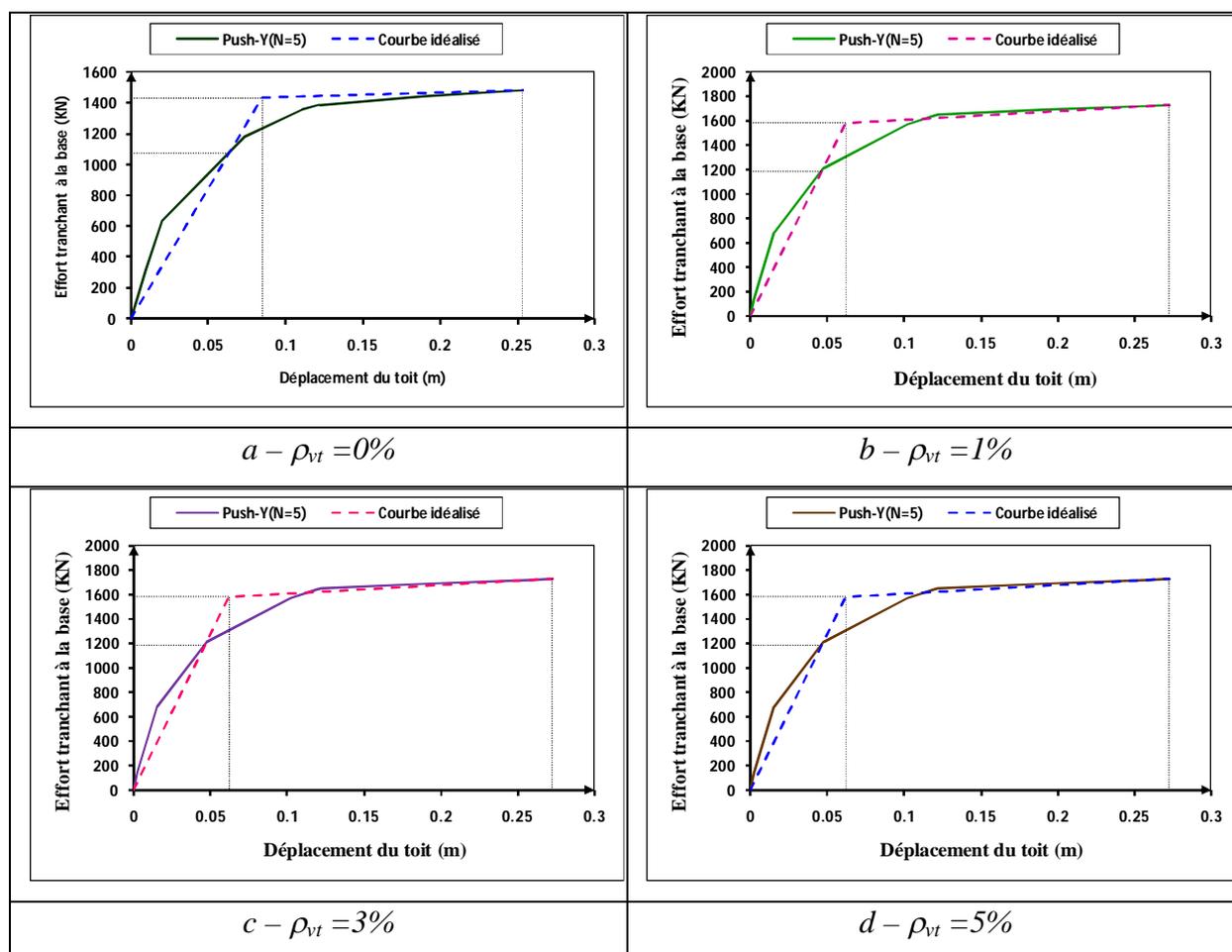
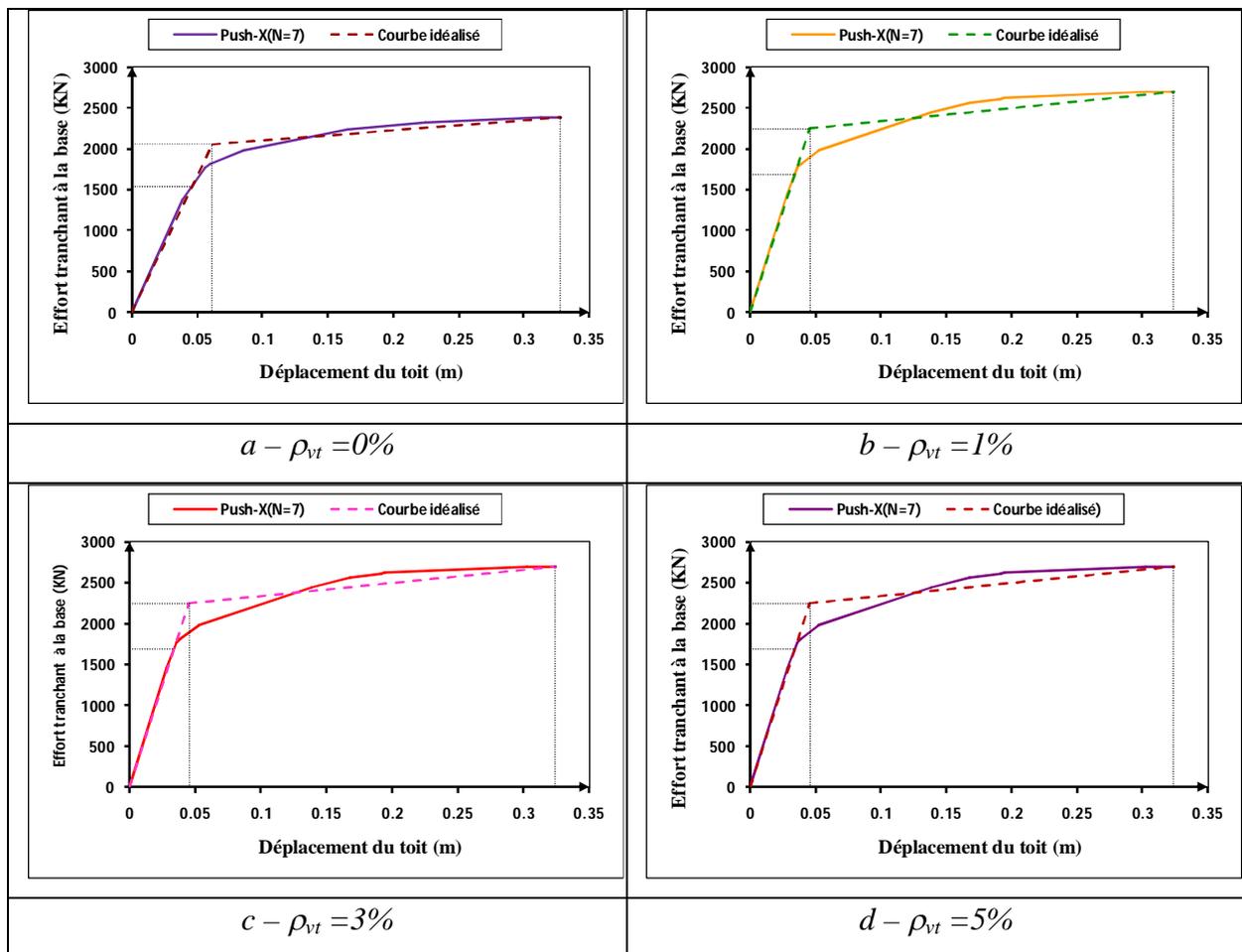


Figure 5.28: Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité de structure ST2 sens-y

**C-Structure ST3 (N=7)**

L'effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  sur la ductilité globale de structure ST3 à sept niveaux est illustré sur les figures 5.29 pour le sens x et 5.30 pour le sens y. Les valeurs calculées des facteurs de ductilités globales sont résumées dans les tableaux 5.16 et 5.17. D'après ces tableaux, on observe que le facteur de ductilité globale augmente de 5.376 de la structure non confinée à 7.176 de la structure confinée, de sens x. Ici, on observe l'augmentation de  $\rho_{vt}$  au-delà de 1% n'améliore rien dans la ductilité globale. Ce constat diffère dans le cas de la ductilité locale, où l'effet de  $\rho_{vt}$  est largement avantage largement la ductilité locale.



**Figure 5.29:** Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité de structure ST3 sens-x

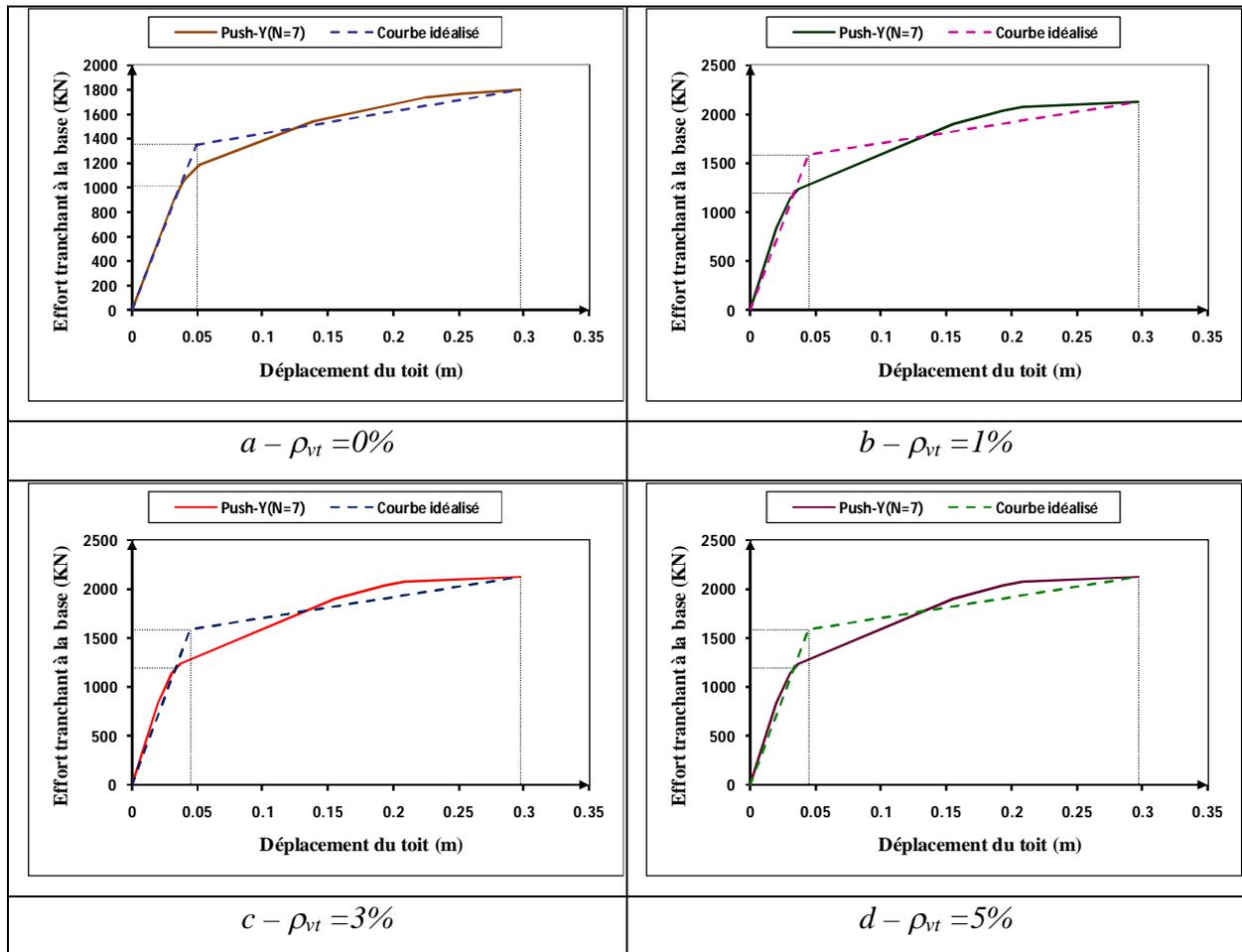


Figure 5.30: Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité de structure ST3 sens-y

### 5.5.3. Effet de $\rho_{vt}$ sur la rigidité

#### A-Structure ST1 (N=3)

Pour rappel, la rigidité élastique est exprimée par le rapport de l'effort tranchant à la limite élastique et le déplacement correspondant ( $K=V_y/d_y$ ), et la rigidité plastique qui est exprimé par la relation ( $rK=(V_u-V_y)/(d_u-d_y)$ ). A partir de la figure 5.25, qui illustre la courbe réelle idéalisée par une courbe bilinéaire de ST1 dans le sens x des différentes valeurs de  $\rho_{vt}$ , on peut déterminer les rigidités élastique et plastique. Le tableau 5.12 regroupe les différentes valeurs des rigidités. Ce tableau montre que la rigidité élastique de la structure non confinée ( $\rho_{vt} = 0\%$ ) égale à 32143.565KN/m ce valeur augmente à 47010.9KN/m lorsque la structure est confinée avec ( $\rho_{vt} = 1\%$ ), dans le sens x. Cette rigidité élastique reste constante avec l'augmentation de  $\rho_{vt}$ , ce résultat montre que l'augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales ( $\rho_{vt}$ ) au delà de 1% n'influe pas sur la rigidité élastique. Concernant la rigidité plastique, on observe toujours une chute de rigidité, malgré l'augmentation de  $\rho_{vt}$ , la chute de

rigidité reste toujours observé même avec l'augmentation de  $\rho_{vt}$  à 5%. Les mêmes observations sont observés dans le sens de y, d'après le tableau 5.13.

**Tableau 5.12: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-x**

Paramètres $\rho_{vt}$	0%	1%	3%	5%
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1186.688	1398.261	1398.261	1398.441
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	890.016	1048.696	1048.696	1048.831
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1299.740	1553.035	1553.035	1554.296
$V_u/V_{base}$	1.000	1.195	1.195	1.196
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.181	0.173	0.173	0.173
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.037	0.030	0.030	0.030
Rigidité élastique K (KN/m)	32143.565	47010.981	47010.981	47007.266
Rigidité plastique r.K (KN/m)	784.046	1078.364	1078.364	1085.751
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>4.906</b>	<b>5.826</b>	<b>5.826</b>	<b>5.825</b>

**Tableau 5.13: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST1 sens-y**

Paramètres $\rho_{vt}$	0%	1%	3%	5%
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1322.625	1586.170	1586.170	1586.170
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	991.969	1189.627	1189.627	1189.627
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1363.237	1661.095	1661.095	1661.095
$V_u/V_{base}$	1.000	1.218	1.218	1.218
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.152	0.158	0.158	0.158
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.054	0.042	0.042	0.042
Rigidité élastique K (KN/m)	24411.453	37680.998	37680.998	37680.998
Rigidité plastique r.K (KN/m)	414.812	644.283	644.283	644.283
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>2.807</b>	<b>3.763</b>	<b>3.763</b>	<b>3.763</b>

### **B-Structure ST2 (N=5)**

Les figures 5.27 et 5.28 (a, b, c, d) et les tableaux 5.14 et 5.15, montrent les mêmes observations concernant les rigidités élastique et plastique que la structure précédente (ST1).

**Tableau 5.14: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-x**

Paramètres $\rho_{vt}$	0%	1%	3%	5%
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1244.586	1531.633	1531.633	1531.633
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	933.439	1148.725	1148.725	1148.725
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1451.294	1712.581	1712.581	1712.581
$V_u/V_{base}$	1.000	1.180	1.180	1.180
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.239	0.296	0.296	0.296
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.051	0.053	0.053	0.053
Rigidité élastique K (KN/m)	24393.775	29030.377	29030.377	29030.377
Rigidité plastique r.K (KN/m)	1100.299	744.527	744.527	744.527
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>4.682</b>	<b>5.606</b>	<b>5.606</b>	<b>5.606</b>

**Tableau 5.15: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST2 sens-y**

Paramètres $\rho_{vt}$	0%	1%	3%	5%
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1430.041	1581.787	1581.787	1581.787
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	1072.531	1186.340	1186.340	1186.340
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1477.335	1727.139	1727.139	1727.139
$V_u/V_{base}$	1.000	1.169	1.169	1.169
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.254	0.273	0.273	0.273
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.085	0.062	0.062	0.062
Rigidité élastique K (KN/m)	16837.990	25560.518	25560.518	25560.518
Rigidité plastique r.K (KN/m)	280.284	689.565	689.565	689.565
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>2.987</b>	<b>4.406</b>	<b>4.406</b>	<b>4.406</b>

### **C-Structure ST3 (N=7)**

L'effet du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  sur les rigidités élastique et plastique de la structure ST3 à sept niveaux est représenté sur les tableaux 5.16 pour le sens x et 5.17 pour le sens y. D'après ces deux tableaux, les mêmes constats sont observés que les structures analysées précédemment.

**Tableau 5.16: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-x**

Paramètres $\rho_{vt}$	0%	1%	3%	5%
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	2055.854	2249.982	2249.982	2249.982
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	1541.891	1687.486	1687.486	1687.486
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	2392.211	2706.225	2706.225	2706.225
$V_u/V_{base}$	1.000	1.131	1.131	1.131
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.328	0.324	0.324	0.324
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.061	0.045	0.045	0.045
Rigidité élastique K (KN/m)	33745.134	49852.653	49852.653	49852.653
Rigidité plastique $r.K$ (KN/m)	1261.740	1636.805	1636.805	1636.805
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>5.376</b>	<b>7.176</b>	<b>7.176</b>	<b>7.176</b>

**Tableau 5.17: Résistances, Rigidités et Ductilités de la structure ST3 sens-y**

Paramètres $\rho_{vt}$	0%	1%	3%	5%
Intersection des deux courbes $\alpha$ ( $\alpha.V_y$ )	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>	<b>0.75</b>
Effort tranchant à la limite élastique $V_y$ (KN)	1353.300	1585.278	1585.278	1585.278
Effort tranchant d'intersection $\alpha V_y$ (KN)	1014.975	1188.958	1188.958	1188.958
Effort tranchant maximal $V_u$ (KN)	1799.700	2118.784	2118.784	2118.784
$V_u/V_{base}$	1.000	1.177	1.177	1.177
Déplacement maximal $d_u$ (m)	0.297	0.297	0.297	0.297
Déplacement à la limite élastique $d_y$ (m)	0.049	0.045	0.045	0.045
Rigidité élastique K (KN/m)	27468.985	35215.713	35215.713	35215.713
Rigidité plastique $r.K$ (KN/m)	1804.175	2118.060	2118.060	2118.060
<b>Facteur de ductilité globale <math>\mu_{\Delta}</math></b>	<b>6.022</b>	<b>6.595</b>	<b>6.595</b>	<b>6.595</b>

### 5.6 Effet du confinement sur le mécanisme de formation des rotules plastiques

Comme on a expliqué ci dessus que sous l'action d'une charge incrémentale, certains éléments peuvent se plastifier progressivement. Ces états peuvent aller du début d'exploitation, à l'état d'exploitation sécuritaire, et jusqu'à l'état de dommage complet de la structure.

D'après les figures 5.31 à 5.34, on observe que les rotules plastiques formées dans les bâtiments sont concentrées aux extrémités des poutres, avec des rotules près des appuis (la base des poteaux), tandis que ces rotules sont formées quasiment le long de la hauteur des bâtiments.

Dans cette étude, les figures 5.31 à 5.34 illustrent les séquences de formation des rotules plastiques dans le bâtiment à trois niveaux suivant les principales directions. Ces rotules ont

été obtenues grâce à une poussée progressive en se basant toujours sur le mécanisme de ruine établie selon la loi moment-rotation du code américain FEMA273 [37].

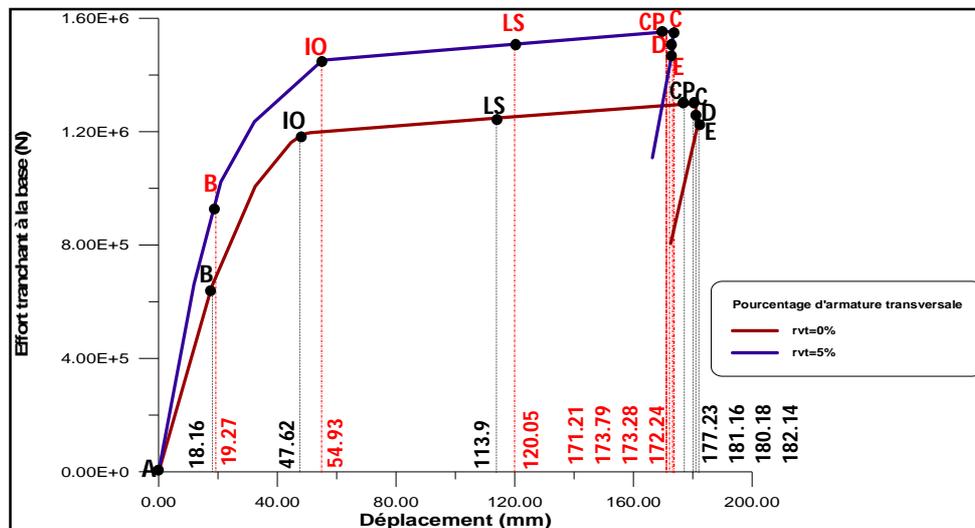


Figure 5.31: Courbe de capacité de la structure(ST1) R+2 dans la direction longitudinale.

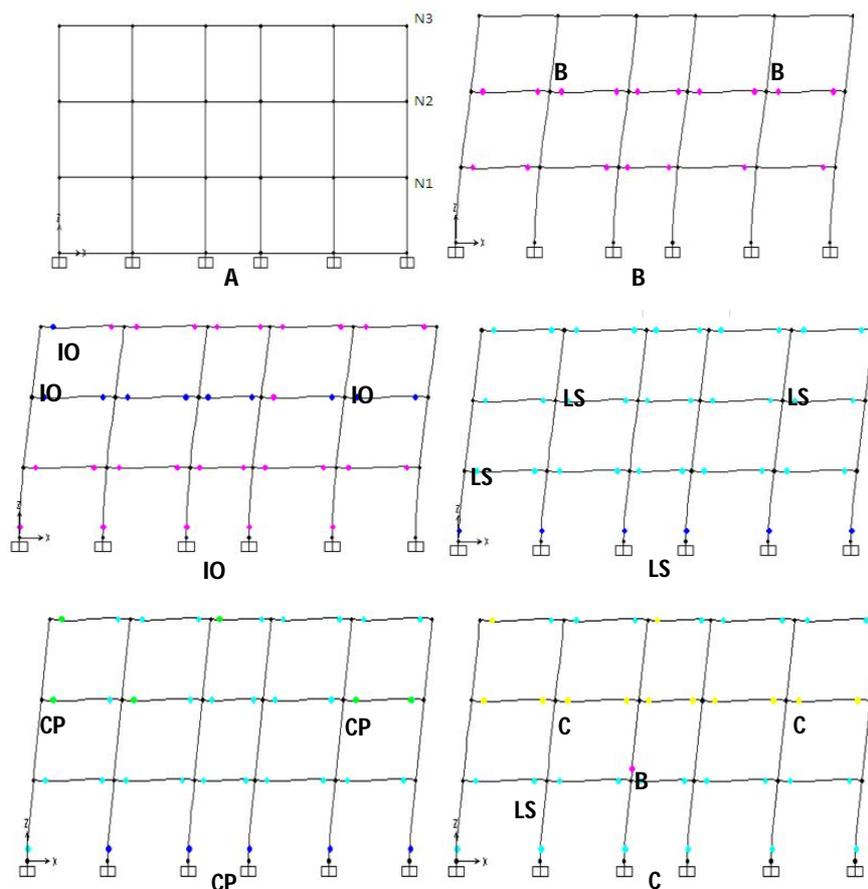


Figure 5.32: Distribution des rotules plastiques suivant la direction longitudinale de la structure R+2

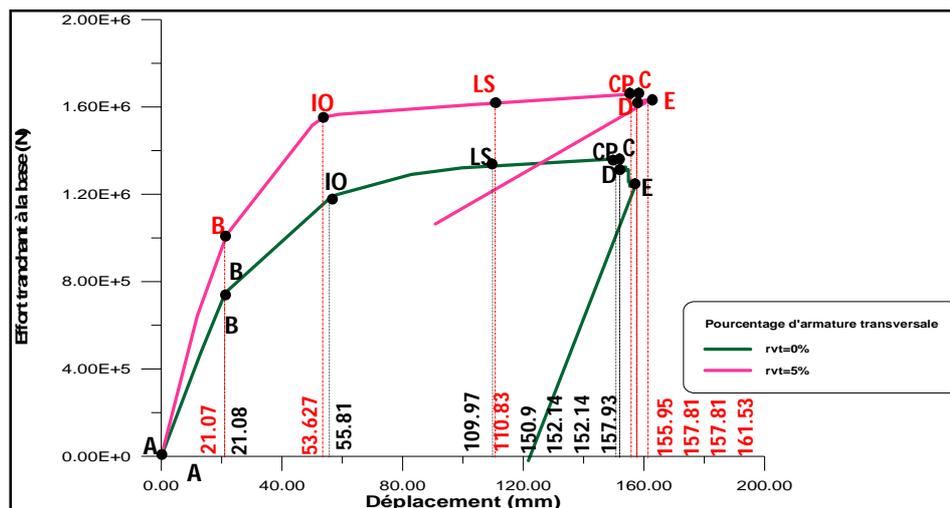


Figure 5.33: Courbe de capacité de la structure(ST1) R+2 dans la direction transversale.

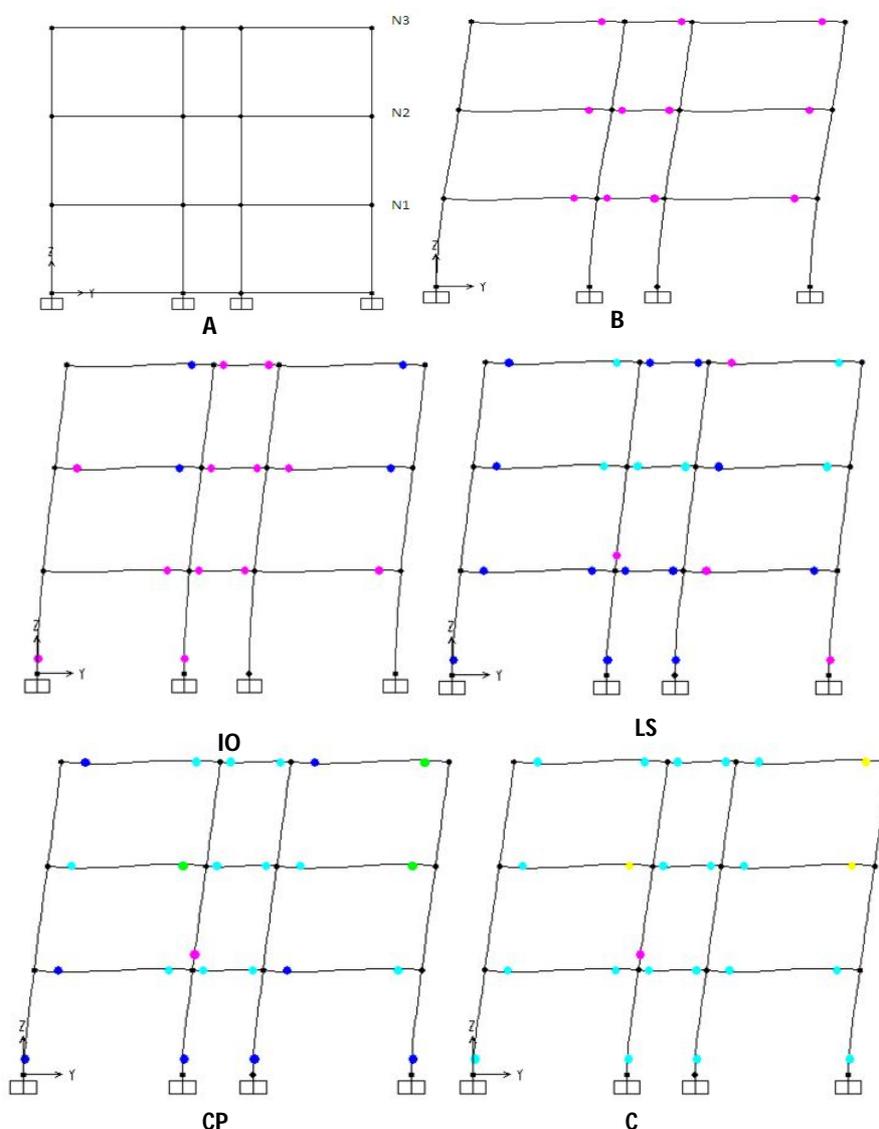


Figure 5.34: Distribution des rotules plastiques suivant la direction transversale de la structure R+2

Les points *A, B, C, D, E, IO, LS* et *CP* sont :

<b>A</b>	Le point d'origine
<b>B</b>	Début de la plastification
<b>C</b>	Capacité ultime
<b>D</b>	Résistance résiduelle.
<b>E</b>	Rupture totale des éléments.
<b>IO</b>	Occupation immédiate.
<b>LS</b>	Sécurité sur la vie.
<b>CP</b>	Prévention d'effondrement.

La figure 5.31 montre une comparaison entre les deux Courbes de capacité dans la direction longitudinale de la structure ST1 non confinée et confinée avec  $\rho_{vt} = 5\%$ . Cette figure illustre l'intervalle des modes d'apparition des rotules plastiques. Le mode d'apparition est interprété comme suit :

La fin de l'intervalle (B-IO) représente le début d'exploitation, d'après le tableau 5.18, les deux premières rotules plastiques dans le sens x du bâtiment apparaissent sous la force progressive égale à 653.2KN cette limite correspond a un déplacement de 17cm. Lorsque la structure est confinée avec 5%, la force d'apparition des deux rotules est augmentée à 662.8 KN, avec la diminution du déplacement à 12 cm.

D'après la figure 5.31, la plastification de type **IO-LS** de ST1 marque l'apparition de quatre rotules non confiné, et qui sont apparues au niveau de l'extrémité gauche des poutres du 3<sup>ème</sup> niveau pour une valeur d'effort de cisaillement à la base de 1193.6KN (tableau 5.18). Par ailleurs, lorsque la structure est confiné à 5% cette force augmente jusqu'à une valeur de 1447.7KN (tableau 5.19), où il apparu 48 rotules. D'ici, on peut conclure que le confinement peut retarder l'apparition des rotules, mais n'interdire pas leurs apparitions.

D'après la même figure, la plastification de type **LS-CP** de ST1 non confiné marque l'apparition de 63 rotules, et qui sont apparues au niveau de l'extrémité gauche des poutres du 1<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> niveau pour une valeur d'effort de cisaillement à la base de 1251.0KN (tableau 5.18). Cependant, lorsque la structure est confiné à 5% cette force augmente jusqu'à une valeur de 1484.9 KN (tableau 5.19), où il apparu 24 rotules, car la majorité des rotules sont déjà apparues dans l'étape précédente. D'ici, on peut conclure que le confinement peut retarder l'apparition des rotules, mais n'interdire pas leurs apparitions.

**Tableau 5.18** : Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 non confiné ( $n=3$ ) sens  $x$

Step	Displacement(mm)	Force à la base(KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Après E	Total
0	2.48E-14	0	372	0	0	0	0	0	0	0	372
1	17.878	653.2	370	2	0	0	0	0	0	0	372
2	32.526	1006.7	311	61	0	0	0	0	0	0	372
3	44.608	1161.7	258	114	0	0	0	0	0	0	372
4	48.149	1186.9	237	135	0	0	0	0	0	0	372
5	49.857	1193.6	229	139	4	0	0	0	0	0	372
6	51.143	1196.4	221	143	8	0	0	0	0	0	372
7	117.551	1251.0	212	22	75	63	0	0	0	0	372
8	169.101	1291.0	208	12	36	116	0	0	0	0	372
9	181.108	1299.7	208	6	31	124	0	3	0	0	372
10	181.112	1234.7	208	6	31	123	0	0	4	0	372
11	181.456	1237.3	208	6	31	123	0	0	4	0	372
12	182.061	1239.7	208	6	31	121	0	2	4	0	372
13	172.585	805.2	208	6	31	115	0	0	12	0	372

**Tableau 5.19** : Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 confiné de 5% ( $n=3$ ) sens  $x$

Step	Displacement (mm)	Force à la base(KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Après E	Total
0	-2.33E-15	0	372	0	0	0	0	0	0	0	372
1	11.931	662.8	370	2	0	0	0	0	0	0	372
2	20.940	1023.1	310	62	0	0	0	0	0	0	372
3	32.287	1235.6	260	112	0	0	0	0	0	0	372
4	54.721	1447.7	232	92	48	0	0	0	0	0	372
5	55.803	1452.2	229	91	52	0	0	0	0	0	372
6	56.431	1453.3	228	89	55	0	0	0	0	0	372
7	92.431	1484.9	228	24	96	24	0	0	0	0	372
8	128.431	1516.0	228	0	30	114	0	0	0	0	372
9	164.431	1546.8	228	0	24	120	0	0	0	0	372
10	173.294	1554.2	228	0	0	140	0	4	0	0	372
11	173.298	1491.3	227	1	0	134	0	1	9	0	372
12	166.420	1107.9	227	1	0	134	0	0	10	0	372

La figure 5.33 illustre la comparaison des courbes de capacités dans la direction transversale (y), de la structure (ST1) non confinée et confinée avec  $\rho_{vt} = 5\%$ . Les mêmes observations sont enregistrées dans les Tableaux 5.20 et 5.21 que le sens  $x$ .

**Tableau 5.20** : Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 non confiné (n=3) sens y

Step	Displacement(mm)	Force à la base(KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Après E	Total
0	1.59E-15	0	372	0	0	0	0	0	0	0	372
1	12.987	471.7	370	2	0	0	0	0	0	0	372
2	21.217	749.3	336	36	0	0	0	0	0	0	372
3	55.988	1183.8	276	72	24	0	0	0	0	0	372
4	58.008	1197.4	270	72	30	0	0	0	0	0	372
5	82.817	1290.4	250	57	49	16	0	0	0	0	372
6	99.649	1320.8	236	45	66	25	0	0	0	0	372
7	152.085	1363.2	230	16	65	59	0	2	0	0	372
8	152.089	1316.0	230	16	65	59	0	0	2	0	372
9	152.854	1321.8	230	16	65	59	0	0	2	0	372
10	153.424	1323.8	230	16	65	59	0	0	2	0	372
11	153.989	1324.9	230	16	65	58	0	1	2	0	372
12	153.993	1308.6	230	15	66	58	0	0	3	0	372
13	154.865	1312.9	230	14	65	58	0	2	3	0	372
14	154.869	1256.6	228	16	65	57	0	0	6	0	372
15	155.310	1261.7	228	16	65	56	0	1	6	0	372
16	155.313	1236.8	228	16	65	56	0	0	7	0	372
17	157.796	1261.2	226	18	61	58	0	2	7	0	372
18	121.692	-20.26	226	18	61	57	0	0	10	0	372

**Tableau 5.21** : Progression de formation des rotules plastiques dans la structure ST1 confiné de 5% (n=3) sens y

Step	Displacement(mm)	Force à la base(KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Après E	Total
0	-5.94E-15	0	372	0	0	0	0	0	0	0	372
1	11.920	643.9	370	2	0	0	0	0	0	0	372
2	21.686	1015.0	313	59	0	0	0	0	0	0	372
3	50.092	1516.7	272	72	28	0	0	0	0	0	372
4	53.586	1550.7	250	86	36	0	0	0	0	0	372
5	54.424	1555.0	248	88	36	0	0	0	0	0	372
6	58.918	1566.5	238	90	44	0	0	0	0	0	372
7	102.562	1610.0	234	17	82	39	0	0	0	0	372
8	138.562	1643.1	234	6	44	88	0	0	0	0	372
9	158.387	1661.0	234	6	24	106	0	2	0	0	372
10	158.391	1614.8	234	6	24	106	0	0	2	0	372
11	159.011	1625.5	234	6	24	106	0	0	2	0	372
12	159.402	1629.3	234	6	24	106	0	0	2	0	372
13	160.101	1630.6	234	6	23	107	0	0	2	0	372
14	162.219	1633.1	234	6	19	104	0	7	2	0	372
15	90.802	1063.8	228	12	19	104	0	1	8	0	372

## **5.7. CONCLUSION**

L'étude de l'effet du confinement latéral sur la résistance et la ductilité de trois structures auto stables en béton armé a permis de montrer que la capacité de résistances dans les trois structures augmente largement avec l'augmentation de la résistance à la compression  $f_{c28}$  et le pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ . En outre, l'apport positif du confinement a un effet primordial sur le mécanisme de formation des rotules plastiques dans les structures. Comme, on peut conclure que le confinement peut retarder l'apparition des rotules plastiques, mais n'interdit pas leurs apparitions.

## CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Le but de ce mémoire consistait à l'analyse de l'effet du confinement latéral sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003. Dans la première partie, on a présenté une synthèse bibliographique concernant l'importance du confinement sur le comportement sismique des structures, où une pathologie des éléments endommagés par le séisme et les mécanismes de ruine a cause de l'absence du confinement dans les structures en béton armé à été présentée. Ensuite, les travaux réalisés sur le confinement latéral, et les différents modèles de comportement contrainte-déformation ont été également illustrés. La deuxième partie a été consacrée à une étude paramétrique des facteurs influençant le confinement. On a montré l'apport positive local sur la résistance et la ductilité, des facteurs influent le confinement, à savoir : la résistance à la compression du béton ( $f_{c28}$ ); la limite élastique des étriers ( $f_{yh}$ ); le pourcentage volumique d'armature transversale ( $\rho_{vt}$ ); le pourcentage d'armature longitudinale ( $\rho_s$ ) et la pression latérale du confinement ( $f_{le}$ ). Dans ce contexte, une étude comparative de trois modèles de confinements en l'occurrence, Scott et *al.* [29], Mander et *al.* [31] et Cusson et *al.* [32] a été réalisée. La dernière partie a été destinée à l'étude de l'effet du confinement sur la résistance et la ductilité des structures en béton armé, de trois structures auto stables dimensionnées à l'aide du logiciel SAP 2000 selon les règlements Algériens en vigueur (CBA-93 et RPA-99/2003), l'analyse du comportement non linéaire par la méthode statique non-linéaire, en tenant compte de la résistance à la compression  $f_{c28}$  et le pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ , nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- l'augmentation de la résistance à la compression  $f_{c28}$  permet une légère augmentation de la capacité de résistance des structures,
- Le facteur de ductilité globale de la structure augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ .
- En générale, la rigidité élastique augmente proportionnellement avec l'augmentation de la résistance  $f_{c28}$ , par contre la rigidité plastique connait une nette perte de rigidité et parfois une diminution avec l'augmentation de  $f_{c28}$ .
- -la courbe de capacité de résistance globale de la structure s'améliore avec la première augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$  de 0% à 1%. Au-delà de certain pourcentage de confinement plus de 1% même à 5% ne donne aucune amélioration à la résistance.

- l'augmentation de  $\rho_{vt}$  a un effet minime sur la ductilité globale contrairement à la ductilité locale, où le pourcentage  $\rho_{vt}$  améliore largement cette dernière.
- La rigidité élastique des structures reste constante avec l'augmentation du pourcentage volumique des armatures transversales  $\rho_{vt}$ . Or, pour la rigidité plastique, on observe toujours une chute de rigidité, malgré l'augmentation de  $\rho_{vt}$ , cette chute de rigidité reste toujours observée même avec l'augmentation de  $\rho_{vt}$  à 5%.

En générale, malgré que les paramètres influençant le confinement améliorent considérablement la résistance et la ductilité locale des sections et des éléments structuraux d'après notre étude paramétrique et la littérature, cet apport n'est pas largement observé dans la résistance et la ductilité de point de vue globale de la structure.

Par ailleurs, cette initiation à la recherche dans le domaine de génie parasismique possède un caractère analytique, une étude expérimentale sur les dispositions constructives préconisées par les règlements algériennes, et les paramètres influençant le confinement demeurent nécessaire afin de préserver une résistance et une ductilité globale satisfaisante dans les structures en béton armé dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] M Boucher-Trudeau, P Paultre, N Roy et Rami Eid, “*Le comportement en flexion composée de poteaux en béton armé confinés par des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC)*” Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP) Département de génie civil, Université de Sherbrooke.
- [2] E Erduran, Yakut A., “*Drift Based Damage Functions for Reinforced Concrete Columns*”, Computer and Structures Journal, 10 October 2003, pp.121-130.
- [3] RPA-99/VERSION 2003. “*Règles parasismiques Algériennes 1999*”. Document technique réglementaire DTR-BC 248 – Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 117p.
- [4] O.Germain, «*Contribution à l’analyse du comportement et au dimensionnement des colonnes élancées en béton armé*”. Thèse de doctorat, université libre de Bruxelles, Faculté des sciences Appliquées, mars 2006, 179p.
- [5] G.G Penelis., A.J Kappos, “*Earthquake resistant concrete structures*”. London, Edition E & FN SPON, 1997.
- [6] P Paultre, M.ASCE; and. F Légeron, M.ASCE, “*Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*” JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / MAY 2008, pp 738-749.
- [7] D.Cusson, P.Paultre, “*le confinement des poteaux en béton à hautes performances-étude expérimentale*”, université de Sherbrooke (Québec) Canada, Bull. liaison labo.P. et Ch-192-juil-aout 1994-Réf.3813.
- [8] D. Boutagouga, & H. hadidane «*Etude des constructions endommagées sous l’action sismique : Diagnostique et solutions*», Colloque National: Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation, Université Mentouri Constantine - 25 et 26 Novembre 2008.
- [9] Rapport de la mission AFPS Novembre 2011 «*Le séisme de Lorca (Espagne) du 11 mai 2011*»
- [10] K. DEMAGH, H. CHABIL «*quelques cas de pathologie relèves lors du séisme du 21MAI 2003 A BOUMERDES*» Colloque National, Université Mentouri Constantine - 25 et 26 Novembre 2008, 11pp.
- [11] Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples. “*Seismic design of reinforced concrete structures*” FEMA 451B Topic 11 Notes Design for Concrete Structures 11 – 1.
- [12] Mme P BALANDIER «*Le séisme et les constructions en béton armé et en maçonnerie*», Document d’information à l’usage du constructeur - VOLUME 4, Direction Départementale de l’Equipement de la Guadeloupe, 28p.
- [13] A SECHIR «*Séisme de Boumerdes du 21Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques*» Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaïa. Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction.

- [14] J Mazars « *LE RISQUE SISMIQUE, Les séismes et leurs effets–La construction parasismique* » Institut Polytechnique de Grenoble, Sourdun – septembre 2011, 16p.
- [15] H Bachmann « *Conception parasismique des bâtiments – Principe de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités* », Directives de l’OFEG (Bienne 2002,81p.)
- [16] M ZACEK, Cahier 1 « *conception parasismiques des bâtiments* » NIVEAU AVANT-PROJET, Septembre 2003, 96pp.
- [17] EC8, ENV 1998-1-3, Eurocode 8. 1998. "*Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*". Comité Européen de normalisation.
- [18] ACI Committee, "*Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)*", American Concrete Institute, Detroit, 1977, 78 p.
- [19] R Park,. and RA Sampson,., "*Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design*", Journal of American Concrete Institute, Proceedings Vol. 69, No.9, September 1972, pp. 543-555.
- [20] Standards Association of New Zealand, "*Code of Practice for the Design of Reinforced Concrete Structures*", First Draft DZ 3101 :1978, Wellington, 1978.
- [21] A Mohsen Abd El Fattah, "*Eccentricity based analysis of confined reinforced concrete circular columns*" , B.Sc., Université Du Cairo, Egypte, 2000. Université de l'état du KANSAS Manhattan, Le Kansas, 2008, 146 p.
- [22] H. E. H Roy,., and M. A Sozen,., "*Ductility of Concrete*" Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit, pp. 213-224 1965.
- [23] M. T. M Soliman,., and Yu, C. W. "*The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement*" Magazine of Concrete Research (London), V.19, No.61, pp. 223-28, Dec. 1967.
- [24] M Sargin,., (1971). "*Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*" Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Study No. 4.
- [25] J Vallenias, V Bertero, and E Popov,., "*Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads*" Research Center Report UCB/EERC-77-13, University of California at Berkeley, August, 1977.
- [26] D.C Kent, and R Park, "*Flexural Members with Confined Concrete*", Journal of the Structural Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. ST7, July 1971, pp. 1969-1990.
- [27] R Park,., and P.D Leslie,., "*Curvature Ductility of Circular Reinforced Concrete Columns Confined by the ACI Spiral*", 6th Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, Vol. 1, Christchurch, New Zealand, August 1977, pp. 342-349.
- [28] T A Paulay, "*Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)*", Journal of American Concrete Institute, Proceedings Vol. 83, No.2, March-April 1986, pp. 274-283.

- [29] B. D Scott, R Park, and N Priestley,(1982). “*Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates.*” ACI J., 79(1), 13-27.
- [30] A Fafitis., and S.P Shah,. (1985). “*Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns*” ACI Special Publication, SP 87-12, pp.213-232.
- [31] J. B Mander,., M. J. N. Priestley, and R. Park. “*Theoretical stress-strain model for confined concrete.*” J. Struct. Eng., Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, August 1988.
- [32] D.cusson, P.paultre, “*le confinement des poteaux en béton à hautes performances-prévision de comportement*”, université de Sherbrooke (Québec) Canada, Bull. liaison labo.P. et Ch-192-juil-aout 1994-Réf.3814.
- [33] CSI Manual (Computer and Structure Inc) SAP2000 V14.1, “*Analysis manual: Inelastic Time History Analysis*”, 2009, 45 p.
- [34] K Drouna “*Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP* » mémoire de magister, Université Mentouri de Constantine, p 146 Novembre 2010.
- [35] A BOUMEKKIK, “*Analyse Pushover des Structures en béton armé (Théorie de l’endommagement)*”, Comité National D’évaluation et de Programmation de la Recherche Universitaire, Université de Batna 01 janvier 2005.
- [36] M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A.Mark. USEE 2001. ‘*Utility Software for Earthquake Engineering*’. Report and User’s Manual. Civil and Environmental Engineering. University of Illinois at Urbana.
- [37] FEMA273 Federal Emergency Management Agency. “*NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.*” Chapitre3,Washington, D.C.
- [38] S. Oguz « *Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures*». These de master. Middle East technical university. 2005
- [39] CBA-93, “*Code de béton algérien 1993*”. Document technique réglementaire DTR-BC -CGS, Alger, 1994.