

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture



THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

BOUZID Haytham

Sujet de la thèse :

ÉTUDE DE LA RELATION DUCTILITÉ LOCALE - ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES POUTRES EN BÉTON À HAUTE RÉSISTANCE

Soutenu le 08 mars 2017 devant le jury composé de :

ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Président
KASSOUL Amar	Professeur	UHB Chlef	Directeur de thèse
CHEMROUK Mohamed	Professeur	USTHB - Alger	Examineur
BENANANE Abdelkader	Professeur	UAB Mostaganem	Examineur
EZZIANE Karim	Professeur	UHB Chlef	Examineur
BOULAKEBACHE Bensaid	M C "A"	UHB Chlef	Examineur

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie *ALLAH* pour le succès dans la réalisation de ce travail.

Ce travail a été réalisé sous la direction du professeur *A. KASSOUL*, enseignant et chargé de la recherche au département de Génie Civil et d'Architecture à l'Université HASSIBA BENBOUALI de CHLEF. Aussi je tiens à lui exprimer toutes mes reconnaissances pour sa confiance, sa disponibilité et ses nombreux conseils qu'il a su me prodiguer tout au long de ce travail de recherche.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury, Messieurs : **Pr. ARAB A**, **Pr. CHEMROUK M**, **Pr. BENANANE A**, **Pr. EZZIANE K** et **Dr. BOULEKBACHE B** pour l'intérêt qu'ils ont témoigné pour cette étude en acceptant de participer au jury.

J'adresse aussi mes remerciements réitérés à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et en particulier ma famille qui m'ont soutenu dans mon choix et leurs encouragements aux réalisations.

Dédicaces

Au nom d'ALLAH

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'ont guidé vers le droit chemin à la recherche du savoir.

A mes frères et ma sœur.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines.

A ma promotion « Doctorat Génie Civil, option : Structures et Géotechniques ».

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidé de près comme de loin.

HAMMAM

Résumé

L'effondrement de nombreuses structures en béton armé soumises aux actions sismiques semble accréditer l'idée d'une conception mal adaptée à une dissipation d'énergie dans le domaine plastique. L'une des caractéristiques des structures dissipatives d'énergie en zone de forte sismicité est de favoriser l'apparition des rotules plastiques dans les poutres plutôt que les poteaux. Dans les zones sismiques, la ductilité est un facteur important dans la conception des éléments structuraux en béton armé pour assurer l'intégrité structurale dans le domaine plastique. D'ici, vient l'importance de l'étude de la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance où des codes parasismiques exigent leur vérification durant le dimensionnement. L'objectif principal de cette recherche est la proposition d'une relation qui relie le facteur de la ductilité locale et les pourcentages des armatures longitudinales tendues et comprimées dans les poutres en béton à haute résistance, dimensionnées selon les recommandations de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), sans tenir en compte de l'effet du confinement. Afin de réaliser cet objectif, dans un premier lieu on a revu les aspects qualitatif et réglementaire de la ductilité locale, qui sera suivie d'une revue sur quelques études menées dans ce domaine. Puis on a exposé les lois de comportement des matériaux béton et acier et la méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale des éléments fléchis selon l'Eurocode 2. Dans ce contexte, une étude paramétrique a été réalisée afin de quantifier l'effet des paramètres influant la ductilité locale d'une poutre en béton à haute résistance dans le cas où la poutre est insuffisamment armée, sous armée et armée par excès. Enfin, on a proposé un modèle mathématique qui relie directement le facteur de la ductilité locale avec le pourcentage d'armatures longitudinales dans les poutres en béton à haute résistance non confiné. La formule proposée est comparée avec les résultats théoriques et expérimentaux de différents chercheurs.

Mots clés : Armatures longitudinales, Ductilité locale, Poutres, Béton à haute résistance.

Abstract

The collapse of many reinforced concrete structures subjected to seismic actions gives an idea of a design badly adapted to an energy dissipation in plastic field. One of the energy dissipative characteristics of a structure in high seismicity zone is to promote the apparition of plastic hinges in the beams rather than columns. In seismic zones, ductility is an important factor in the design of reinforced concrete elements to ensure the structural integrity in the plastic range. From here comes the importance to study the local ductility of high strength concrete members, where some seismic codes such as the (Eurocode 8 EN 1998-1, 2003) require their verification during the design. The main objective of this work is the study of the relationship between the local ductility and the longitudinal reinforcement in high strength concrete beams, according to the recommendations of Eurocode 2 without taking into account the effect of confinement. In order to realize this objective, in a first place the code aspects of the local ductility are reviewed, this will be followed by a review of several studies conducted in this area. Then, the constitutive laws of both concrete and steel are exposed with the evaluation method of the local ductility factor according to the Eurocode 2. In this context, a parametric study was performed to quantify the effect of the parameters affecting the local ductility of high strength concrete beams, where the beam is insufficiently, under and over reinforced. Finally, a simple formula relating the local ductility factor with the longitudinal steel ratio is developed. The proposed formula is compared with other theoretical and experimental results taken from the literature.

Key words: Longitudinal reinforcements, Local ductility, Beams, High Strength Concrete.

المخلص

ان انهيار العديد من المنشآت الخرسانية المسلحة المعرضة للنشاط الزلزالي تدعم فكرة التصميم الغير مكيف لتبديد الطاقة في المجال اللدن او بعد المرن. احدى خصائص الهياكل المبددة للطاقة في المناطق الزلزالية العالية هو تسهيل ظهور المفاصل اللدنة في العوارض اكثر من الاعمدة. في المناطق الزلزالية، الليونة هي عامل مهم في تصميم العناصر الخرسانية المسلحة لضمان سلامة الهياكل في المجال اللدن. من هنا تأتي أهمية دراسة الليونة المحلية للعوارض المصنوعة من الخرسانة العالية المقاومة، علما ان بعض قوانين الخرسانة المسلحة الحديثة تشترط التحقق منها أثناء التصميم. الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة العلاقة بين الليونة المحلية و التسليحات الطولية (المشدودة و المضغوطة) في العوارض الخرسانية العالية المقاومة، وفقا للقانون الأوربي 2 (EN 1992، 2004) دون الأخذ بعين الاعتبار تأثير التسليحات العرضية. ولتحقيق هذا الهدف، في المقام الأول وصفنا نوعيا و تنظيميا الليونة المحلية، و اعقبها استعراض للعديد من الدراسات التي أجريت في هذا المجال. ثم عرضنا القوانين السلوكية للمواد على غرار الخرسانة والحديد ثم عرضنا طريقة ايجاد عامل الليونة المحلي للعناصر المقوسة وفقا للقانون الأوربي 2 (EN 1992، 2004). في هذا السياق، تم إجراء دراسة تحليلية لتحديد تأثير بعض العوامل على الليونة المحلية للعوارض ذات التسليح المنخفض، العادي و القوي. وأخيرا، قمنا باقتراح صيغة بسيطة تربط عامل الليونة المحلي مع نسبة التسليح الطولي للعوارض الخرسانية ذات المقاومة العالية، و تحققنا من صحة هذه الصيغة التي تم اقتراحها من خلال مقارنتها مع بعض النتائج النظرية والتجريبية المستنبطة من الابحاث المختلفة.

الكلمات المفتاحية : تسليحات طولية ؛ الليونة المحلية ؛ العوارض ؛ خرسانة عالية المقاومة.

TABLE DES MATIERES

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

CHAPITRE 1 : ASPECTS QUALITATIFS ET REGLEMENTAIRES SUR LA DUCTILITE LOCALE

1.1. INTRODUCTION	7
1.2. ASPECTS GENERAUX SUR LA DUCTILITE	7
1.2.1. Notions sur la ductilité	7
1.2.2. Facteur de ductilité	8
1.2.3. Relation « Déformabilité – Ductilité – Facteur de ductilité»	8
1.2.4. Relation « Ductilité – Fragilité »	10
1.2.5. Différents types de ductilité	11
1.2.5.1. Ductilité de déformation	11
1.2.5.2. Ductilité en courbure	12
1.2.5.3. Ductilité des éléments	12
1.2.5.4. Ductilité de structure	12
1.2.5.5. Ductilité énergétique	12
1.2.6. Ductilités requise et disponible	15
1.2.6.1. Ductilité requise	15
1.2.6.2. Ductilité disponible	16
1.2.7. Relation entre les différents types de ductilité	17
1.2.8. Classe de ductilité	18
1.3. ASPECTS REGLEMENTAIRE SUR LA DUCTILITE LOCALE	19
1.3.1. Ductilité locale dans les différents codes sismiques	19
1.3.1.1. Règlement parasismique Algérien RPA 99/V-2003	19
1.3.1.2. Code Américain ACI-318	20

1.3.1.3. Code Canadien CSA-04	21
1.3.1.4. Eurocode 8	21
1.3.1.5. Code Italien NTC-08	22
1.3.1.6. Code de la Nouvelle Zélande NZS-3101	23
1.3.1.7. Code Turc TEC-07	23
1.3.2. Comparaison entre les différents codes (EC8 ; NTC-08 et NZS-3101) ..	23
1.3.3. Comparaison entre l’Eurocode 2 et ACI-318	25
1.3.4. Comparaison de la ductilité locale selon les codes RPA 99/V-2003, ACI-318 et EC8	27
1.4. CONCLUSION	28

CHAPITRE 2 : REVUE SUR LES ETUDES PARAMETRIQUES ET EXPERIMENTALES REALISEES SUR LA DUCTILITE LOCALE

2.1. INTRODUCTION	30
2.2. REVUE SUR LES ETUDES PARAMETRIQUES RÉALISÉES	30
2.2.1. Prédiction de Pam <i>et al.</i> (2001b)	30
2.2.2. Prédiction de Kwan <i>et al.</i> (2002)	33
2.2.3. Prédiction de Arslan et Cihanli (2010)	34
2.2.4. Prédiction de Zubair <i>et al.</i> (2012)	35
2.2.5. Prédiction de Lee (2013a)	39
2.2.6. Etude de Lee (2013b)	41
2.3. TRAVAUX EXPERIMENTAUX	43
2.3.1. Pam <i>et al.</i> (2001a)	43
2.3.2. Maghsoudi et Bengar (2006)	45
2.3.3. Maghsoudi et Sharifi (2009)	47
2.3.4. Shohana <i>et al.</i> (2013)	48
2.3.5. Mohammad <i>et al.</i> (2013)	49
2.4. CONCLUSION	51

CHAPITRE 3 : MÉTHODE D'ÉVALUATION DU FACTEUR DE LA DUCTILITÉ LOCALE

3.1.	INTRODUCTION	54
3.2.	LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX	54
3.2.1.	Béton	54
3.2.2.	Acier	56
3.3.	RELATION MOMENT - COURBURE D'UN ELEMENT FLECHI	57
3.3.1.	Courbure de l'élément	57
3.3.2.	Diagramme Moment - Courbure pour une section fléchie	58
3.4.	COURBURE A LA FIN DE LA PHASE ELASTIQUE	59
3.5.	COURBURE A L'ETAT LIMITE ULTIME	61
3.5.1.	Rupture par écrasement du béton	62
3.5.2.	Rupture par plastification des armatures tendues	63
3.6.	FACTEUR DE DUCTILITE LOCALE CONVENTIONNELLE	65
3.7.	ETAPES D'EVALUATION DU FACTEUR DE LA DUCTILITE LOCALE	65
3.8.	SECTIONS SOUS ARMÉES, BALANCÉES ET ARMÉES PAR EXCES	67
3.8.1.	Section sous armée	67
3.8.2.	Section balancée (Equilibrée)	67
3.8.3.	Section armée par excès ou sur-armée	68
3.9.	CONCLUSION	69

CHAPITRE 4 : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

4.1.	INTRODUCTION	71
4.2.	DESCRIPTION DU TYPE DE LA STRUCTURE ET DES SECTIONS ÉTUDIÉES	71
4.3.	INCIDENCE DES ARMATURES TENDUES SUR LA DUCTILITE LOCALE	74
4.3.1.	Présence des armatures tendues dans les sections de poutres	74

4.3.2.	Effet du pourcentage d'armatures tendues sur la position de l'axe neutre.	75
4.3.3.	Effet du pourcentage d'armatures tendues sur le diagramme (M-φ)	81
4.3.4.	Effet du pourcentage d'armatures tendues sur le facteur de la ductilité (μ_ϕ)	83
4.4.	INCIDENCE DES ARMATURES COMPRIMEES SUR LA DUCTILITE LOCALE	85
4.4.1.	Effet du pourcentage d'armatures comprimées sur la position de l'axe neutre	86
4.4.2.	Effet du pourcentage d'armatures comprimées sur le diagramme (M-φ) ..	90
4.4.3.	Effet du pourcentage d'armatures comprimées sur le facteur de la ductilité (μ_ϕ)	97
4.5.	INCIDENCE DE LA LIMITE ELASTIQUE f_{yk} SUR LA DUCTILITE LOCALE	101
4.6.	INCIDENCE DE LA RESISTANCE DU BETON A LA COMPRESSION f_{ck} SUR LA DUCTILITE LOCALE	112
4.7.	ANALYSE DE LA DUCTILITE LOCALE DANS LES SECTIONS AYANT ρ_{lim} DU RPA 99/V-2003	120
4.8.	CONCLUSION	123

CHAPITRE 5 : DEVELOPPEMENT D'UNE RELATION DUCTILITÉ LOCALE - ARMATURES LONGITUDINALES

5.1.	INTRODUCTION	126
5.2.	RELATION DUCTILITÉ LOCALE - ARMATURES LONGITUDINALES	126
5.2.1.	Effet du pourcentage d'armatures tendues ρ	127
5.2.2.	Effet du rapport ρ' / ρ	128
5.2.3.	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk}	133
5.2.4.	Effet de la résistance du béton f_{ck}	135
5.2.5.	Relation finale proposée : Ductilité locale – Armatures longitudinales	138
5.3.	ÉTUDE COMPARATIVE AVEC LES RESULTATS NUMERIQUES	139
5.3.1.	Étude comparative avec la méthode numérique utilisée	139

TABLE DES MATIERES

5.3.2. Étude comparative avec l'approche de Lee (2013a)	151
5.4. VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA FORMULE PROPOSEE	156
5.5. CONCLUSION	158
CONCLUSION GENERALE	159
REFFERNCES BIBLIOGRAPHIQUES	162

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :	Facteur de ductilité (Park (1989))	8
Figure 1.2 :	Déformabilité –Ductilité –Facteur de ductilité (Bertero (1988) ; Kassoul (2015))	9
Figure 1.3 :	Déformabilité et ductilité du voile et portique en béton armé (Bertero (1988) ; Kassoul (2015))	9
Figure 1.4 :	Ductilité et fragilité (Gioncu et Mazzolani (2002) ; Sebai (2012))	10
Figure 1.5 :	Comportement « ductile et fragile » (Sebai (2012))	11
Figure 1.6 :	Egalité des énergies	13
Figure 1.7 :	Relation entre les différents types de ductilité (Amr et Luigi (2008) ; Sebai (2012))	17
Figure 1.8 :	Classe de ductilité des éléments (Gioncu (2002) ; Mazzolani et Piluso (1993))	18
Figure1.9 :	Comparaison entre les valeurs de ρ_{max} obtenues par les différents codes sismiques pour $f_{yk} = 450$ MPa (Machelangelo et al. (2014))	24
Figure 1.10 :	Comparaison des valeurs du taux d’armatures tendues minimal pour $f_{yk} = 500$ MPa (Rami et al. (2009))	26
Figure 1.11 :	Comparaison des valeurs du taux d’armatures tendues maximal pour $f_{yk} = 500$ MPa (Rami et al. (2009))	26
Figure 2.1 :	Courbe contrainte-déformation proposée par Attard et Setunge (1996) pour un béton à haute résistance non confiné (Pam et al. (2001b))	32
Figure 2.2 :	Courbe contrainte-déformation des aciers (Pam et al. (2001b))	32
Figure 2.3 :	Courbe contrainte-déformation proposée par Hognestad (1951) pour un béton à haute résistance non confiné (Arslan et Cihanli (2010))	34
Figure 2.4 :	Effet du rapport ρ/ρ_b sur le facteur de la ductilité locale (Zubair et al. (2012))	36
Figure 2.5 :	Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale (Zubair et al. (2012))	37
Figure 2.6 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale (Zubair et al. (2012))	37
Figure 2.7 :	Effet du taux de déformation $\dot{\epsilon}$ sur le facteur de la ductilité locale (Zubair et al. (2012))	38

Figure 2.8 :	Comparaison entre la formule proposée Eq. (2.4) et la méthode numérique utilisée (Zubair et al. (2012))	39
Figure 2.9 :	Effet de la résistance du béton et de la limite élastique sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho = 0,75 \rho_b$ (Lee (2013b))	41
Figure 2.10 :	Effet de la résistance du béton et de la limite élastique sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho = \rho_{max}$ (Lee (2013b))	42
Figure 2.11 :	Détails des poutres étudiées (Pam et al. (2001a))	43
Figure 2.12 :	Détails des poutres testées (Maghsoudi et Bengar (2006))	45
Figure 2.13 :	Variation du facteur de ductilité locale en fonction de la résistance du béton (Shohana et al. (2013))	49
Figure 2.14 :	Détails des poutres testées (Mohammad et al. (2013))	50
Figure 2.15 :	Diagrammes Moment-Courbure (Mohammad et al. (2013))	51
Figure 3.1 :	Diagramme parabole rectangle pour un béton non confiné sous compression (EN 1992, 2004)	56
Figure 3.2 :	Diagramme "Contrainte – Déformation" des aciers (EN 1992, 2004) ...	57
Figure 3.3 :	Déformation d'une poutre fléchie en béton armé (Park et Paulay (1975))	58
Figure 3.4 :	Diagramme Moment – Courbure pour les poutres en béton armé (idéalisations bilinéaire et tri-linéaire du diagramme) (M-ϕ) (Park et Paulay (1975))	59
Figure 3.5 :	Comportement d'une section de poutre en béton armé fléchie à l'état limite de service (la fin de phase élastique)	59
Figure 3.6 :	Comportement d'une section de poutre en béton armé fléchie à l'état limite ultime	61
Figure 3.7 :	Organigramme d'évaluation du facteur de ductilité locale	66
Figure 3.8 :	Distribution des déformations d'une section rectangulaire sous armée ..	67
Figure 3.9 :	Distribution des déformations d'une section rectangulaire balancée	68
Figure 3.10 :	Distribution des déformations d'une section rectangulaire armée par excès	68
Figure 4.1 :	Structure sélectionnée	72
Figure 4.2 :	Détails de la structure sélectionnée en plan et en élévation	72

Figure 4.3 :	Variation du facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état élastique (ξ_y) en fonction du pourcentage d'armatures tendues (ρ %)	80
Figure 4.4 :	Variation du facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état ultime (ξ_u) en fonction du pourcentage d'armatures tendues (ρ %)	80
Figure 4.5 :	Diagrammes Moment-Courbure (M-ϕ)	82
Figure 4.6 :	Variation du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho'/\rho = 0$	85
Figure 4.7 :	Diagrammes Moment-Courbure (M-ϕ) pour $f_{ck} = 30 MPa$	92
Figure 4.8 :	Diagrammes Moment-Courbure (M-ϕ) pour $f_{ck} = 60 MPa$	94
Figure 4.9 :	Diagrammes Moment-Courbure (M-ϕ) pour $f_{ck} = 90 MPa$	96
Figure 4.10 :	Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 MPa$ et $f_{yk} = 400 MPa$	99
Figure 4.11 :	Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60 MPa$ et $f_{yk} = 400 MPa$	100
Figure 4.12 :	Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 MPa$ et $f_{yk} = 400 MPa$	100
Figure 4.13 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,25$	102
Figure 4.14 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,5$	103
Figure 4.15 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,75$	104
Figure 4.16 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,25$	105
Figure 4.17 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,5$	106
Figure 4.18 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,75$	107
Figure 4.19 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,25$	108
Figure 4.20 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,5$	109
Figure 4.21 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 MPa$ et $\rho'/\rho = 0,75$	110

Figure 4.22 :	Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho' / \rho = 0,5$	111
Figure 4.23 :	Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,25$	113
Figure 4.24 :	Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,5$	114
Figure 4.25 :	Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,75$	115
Figure 4.26 :	Les courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour $f_{yk} = 400 MPa$	117
Figure 4.27 :	Les courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour $f_{yk} = 600 MPa$	118
Figure 4.28 :	les courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,5$..	119
Figure 5.1 :	Facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du taux ρ pour $f_{ck} = 40 MPa$, $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,5$	127
Figure 5.2 :	Facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du taux ρ pour $f_{ck} = 51 MPa$, $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,5$	128
Figure 5.3 :	Variation de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ en fonction du taux d'armature tendues ρ pour $f_{ck} \leq 50 MPa$	130
Figure 5.4 :	Variation de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ en fonction du taux d'armature tendues ρ pour $f_{ck} > 50 MPa$	133
Figure 5.5 :	Variation de la fonction $G(f_{yk})$ en fonction de la limite élastique des aciers f_{yk} pour $f_{ck} \leq 50 MPa$	134
Figure 5.6 :	Variation de la fonction $G(f_{yk})$ en fonction de la limite élastique des aciers f_{yk} pour $f_{ck} > 50 MPa$	134
Figure 5.7 :	Variation de la fonction $P(f_{ck})$ dans le cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50 MPa$)	136
Figure 5.8 :	Variation de la fonction $P(f_{ck})$ dans le cas d'un BHR ($f_{ck} > 50 MPa$)	137
Figure 5.9 :	Comparaison entre la méthode numérique utilisée et la formule proposée	150
Figure 5.10 :	Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee (2013a) pour $\rho' / \rho = 0,25$ et $f_{yk} = 400 MPa$	152

FIGURES ET TABLEAUX

Figure 5.11 :	Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee (2013a) pour $\rho'/\rho = 1$ et $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	153
Figure 5.12 :	Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee (2013a) pour $\rho'/\rho = 0,25$ et $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$	154
Figure 5.13 :	Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee (2013a) pour $\rho'/\rho = 1$ et $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$	155
Figure 5.14 :	Comparaison des résultats du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus par la formule proposé et par Maghsoudi et Bengar (2006) et Maghsoudi et Sharifi, (2009)	157

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 :	Différent types de ductilité (Park (1989) ; Gioncu (2000))	14
Tableau 1.2 :	Paramètres influençant sur la ductilité requise (globale) (Gioncu (2000))	15
Tableau 1.3 :	Paramètres influençant sur la ductilité disponible (locale) (Gioncu (2000))	16
Tableau 1.4 :	Comparaison entre les valeurs minimales des pourcentages d'armatures tendues et maximales (Rami et al. (2009))	25
Tableau 1.5 :	Facteur de la ductilité locale obtenu avec des pourcentages d'armatures tendues minimaux	27
Tableau 1.6 :	Facteur de la ductilité locale obtenu avec des pourcentages d'armatures tendues maximaux	27
Tableau 2.1 :	Valeur maximale du pourcentage ρ pour assurer $\mu_{\phi, min} = 3.32$ (Kwan et al. (2002))	33
Tableau 2.2 :	Vérification de la prédiction (Arslan et Cihanli (2010))	35
Tableau 2.3 :	Comparaison de la formule proposée dans le cas d'une poutre armée par armatures tendues seulement (Lee (2013a))	40
Tableau 2.4 :	Comparaison de la formule proposée dans le cas d'une poutre armée par armatures tendues et comprimées (Lee (2013a))	40
Tableau 2.5 :	Résultats des essais (Pam et al. (2001a))	44
Tableau 2.6 :	Détails des poutres testées (Maghsoudi et Bengar (2006))	46
Tableau 2.7 :	Résultats des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des courbures et des moments résistants à la fin de la phase élastique et ultime (Maghsoudi et Bengar (2006))	46

Tableau 2.8 : Courbures et facteurs de ductilité locale expérimentaux et théoriques (Maghsoudi et Bengar (2006))	47
Tableau 2.9 : Détails des poutres testées (Maghsoudi et Sharifi (2009))	47
Tableau 2.10 : Les courbures et les facteurs de ductilité locale expérimentaux et théoriques (Maghsoudi et Sharifi (2009))	48
Tableau 2.11 : Détails des poutres testées (Shohana et al. (2012))	48
Tableau 2.12 : Détails des poutres testées (Mohammad et al. (2013))	50
Tableau 2.13 : Résultats du facteur de ductilité locale (Mohammad et al. (2013))	51
Tableau 4.1 : Schéma de ferrailage des armatures longitudinales des sections des poutres	73
Tableau 4.2 : Pourcentage des armatures longitudinales maximal et minimal pour les différents types de sections étudiées (insuffisamment armées, sous-armées et armées par excès)	73
Tableau 4.3 : Variation des paramètres considérés dans l'analyse	74
Tableau 4.4 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments résistants et des courbures à la fin de la phase élastique et ultime pour $f_{ck} = 30 MPa$, $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0$	77
Tableau 4.5 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments résistants et des courbures à la fin de la phase élastique et ultime pour $f_{ck} = 60 MPa$, $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0$	78
Tableau 4.6 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments résistants et des courbures à la fin de la phase élastique et ultime pour $f_{ck} = 90 MPa$, $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0$	79
Tableau 4.7 : Facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0$	84
Tableau 4.8 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments et des courbures à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour $f_{ck} = 30 MPa$ et $f_{yk} = 400 MPa$	87
Tableau 4.9 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments et des courbures à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour $f_{ck} = 60 MPa$ et $f_{yk} = 400 MPa$	88
Tableau 4.10 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments et des courbures à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour $f_{ck} = 90 MPa$ et $f_{yk} = 400 MPa$	89

Tableau 4.11 :	Facteur de la ductilité locale obtenus pour ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$)	98
Tableau 4.12 :	Facteur de la ductilité locale obtenus pour ($f_{ck} = 60 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$)	98
Tableau 4.13 :	Facteur de la ductilité locale obtenus pour ($f_{ck} = 90 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$)	99
Tableau 4.14 :	Facteur de la ductilité locale μ_ϕ dans les sections des poutres ayant les pourcentages préconisés par RPA 99/V-2003 pour $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	122
Tableau 4.15 :	Facteur de la ductilité locale μ_ϕ dans les sections des poutres ayant les pourcentages préconisés par RPA 99/V-2003 pour $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	122
Tableau 5.1 :	Variation de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ pour $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	129
Tableau 5.2 :	Variation de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ pour $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ ($\rho'/\rho = 0,25 ; 0,5$) ...	131
Tableau 5.3 :	Variation de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ pour $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ ($\rho'/\rho = 0,75 ; 1,0$) ...	132
Tableau 5.4 :	Variation de la fonction $P(f_{ck})$ pour $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ et $\rho'/\rho = 0,5$	135
Tableau 5.5 :	Variation de la fonction $P(f_{ck})$ pour $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ et $\rho'/\rho = 0,5$	137
Tableau 5.6 :	Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un béton ordinaire pour $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	140
Tableau 5.7 :	Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,25$ et $0,5$; $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	141
Tableau 5.8 :	Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,75$ et 1 ; $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	142
Tableau 5.9 :	Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un béton ordinaire pour $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	143
Tableau 5.10 :	Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,25$ et $0,5$; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	144

Tableau 5.11 : Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho' / \rho = 0,75$ et 1 ; $f_{yk} = 500$ MPa	145
Tableau 5.12 : Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un béton ordinaire pour $f_{yk} = 600$ MPa	146
Tableau 5.13 : Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho' / \rho = 0,25$ et $0,5$; $f_{yk} = 600$ MPa	147
Tableau 5.14 : Comparaison entre les résultats du facteur de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho' / \rho = 0,75$ et 1 ; $f_{yk} = 600$ MPa	148
Tableau 5.15 : Comparaison du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus par Rachid et Mansur (2005) et par la formule proposée	156
Tableau 5.16 : Comparaison des résultats du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus par Maghsoudi et Bengar (2006) et Maghsoudi et Sharifi (2009) et par la formule proposée	157

NOTATIONS

NOTATIONS

A	:	Coefficient.
A_c	:	Air de béton.
A_s	:	Section des armatures tendues.
A'_s	:	Section des armatures comprimées.
B	:	Coefficient.
b	:	Largeur de la poutre.
d	:	Hauteur utile de la poutre.
d'	:	Enrobage de béton.
E_p	:	Energies maximales absorbées en élasto-plasticité.
E_s	:	Module d'élasticité de l'acier.
E_y	:	Energies maximales absorbées en élasticité.
f_{cd}	:	Contrainte maximale de calcul de béton.
f_{ck}, f'_c	:	Résistance du béton à la compression sur éprouvette cylindrique.
f_{ct}	:	Résistance du béton à la traction.
f_{ctm}	:	Résistance moyenne du béton à la traction.
f_{cu}	:	Résistance du béton à la compression sur éprouvette cubique.
f_r	:	Module de rupture.
f_{sc}	:	Contrainte d'armatures comprimées à l'état ultime.
f_y, f_{yk}	:	Limite élastique des aciers.
f_{yc}	:	Limite élastique des armatures comprimées.
f_{yd}	:	Contrainte de calcul des armatures.
$f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$:	Fonction avec variable ρ' / ρ .
$G(f_{yk})$:	Fonction avec variable f_{yk} .
h	:	Hauteur de la poutre.
I_g	:	Moment d'inertie de la section totale.
kd	:	Profondeur de l'axe neutre.
L	:	Longueur de la poutre.
M	:	Moment résistant.
M_{cr}	:	Moment de fissuration.
M_u	:	Moment résistant ultime.
M_y	:	Moment résistant à la fin de la phase élastique.
N_{Ed}	:	Effort normal.
$P(f_{ck})$:	Fonction avec variable f_{ck} .
q_0	:	Coefficient du comportement des structures.
R	:	Rayon de courbure.
T_1	:	Période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu.
T_C	:	Période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.
y_t	:	Distance entre le centre de gravité de la section de la poutre et la fibre extrême de la zone tendue.
α_{cc}	:	Coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression du béton.
β_1	:	Rapport entre le rectangle de béton équivalent et la profondeur de l'axe neutre.

NOTATIONS

γ_c	: Facteur partiel de sécurité pour le béton.
γ_s	: Facteur partiel de sécurité pour l'acier.
Δ_u	: Déformation maximale.
Δ_y	: Déformation à la fin de la phase élastique.
ε_b	: Déformation du béton comprimé dans la fibre extrême.
ε_c	: Déformation résultant de la compression du béton.
ε_{cu}	: Déformation de compression ultime du béton.
ε_{c2}	: Déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{cd} .
ε_s	: Déformation des armatures tendues.
ε_{sy}	: Déformation de l'armature sous charge maximale.
$\varepsilon_{sy,d}$: Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.
ε'_s	: Déformation dans les armatures comprimées.
ε_u	: Déformation de rupture.
ε_{uk}	: Allongement ultime de l'armature sous charge maximale.
ε_y	: Déformation à la fin de la phase élastique du matériau.
$\dot{\varepsilon}$: Taux de déformation.
$\dot{\varepsilon}_{max}$: Taux de déformation maximal.
η	: Facteur de la résistance effective du béton.
θ_u	: Rotation ultime.
θ_y	: Rotation à la fin de la phase élastique.
λ	: Facteur de la hauteur effective de la zone comprimée.
μ	: Facteur de ductilité de déplacement.
μ_E	: Facteur de ductilité énergétique.
μ_Δ	: Facteur de ductilité.
μ_ε	: Facteur de ductilité de déformation.
μ_θ	: Facteur de ductilité en rotation.
μ_φ	: Facteur de ductilité en courbure.
ν_d	: Force axiale normalisée.
ξ_b	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée correspond à une section balancée.
ξ_u	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état ultime.
ξ_y	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique.
ρ	: Pourcentage d'armatures tendues.
ρ_b	: Pourcentage de balancement.
ρ_{lim}	: Pourcentage d'armatures limite
ρ_{max}	: Pourcentage d'armatures tendues maximal.
ρ_{min}	: Pourcentage d'armatures tendues minimal.
ρ'	: Pourcentage d'armatures comprimées.
σ'_s	: Contrainte dans les armatures comprimées.
ϕ	: Courbure.
φ_y	: Courbure à la fin de la phase élastique.
φ_u	: Courbure ultime.

INTRODUCTION GENERALE

1. Problématique

L'étude pathologique des constructions en béton armé endommagées par les séismes de fortes amplitudes a montré plusieurs types de ruptures, qui peuvent être engendrées. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteaux-poutres, flambement des barres longitudinales dans les poteaux ou rupture par flexion cyclique dans les poutres de grandes portées. Dans les poutres, les fissures dans la zone tendue le long des travées constituent le type de dommage le plus répandu dans les structures. Ce type de dommage est dû au caractère cyclique de l'action sismique où le fléchissement de la zone tendue augmente les micros fissures. Aussi, l'échec flexion - cisaillement près des appuis est plus fréquent dans les poutres. Il constitue le type de dommage le plus sérieux, vu son caractère fragile, on peut dans certains cas compromettre la stabilité globale de la structure. Lorsque ces dommages sont multiples, l'effondrement global de la construction n'est pas inévitable. Dans ce contexte, le manque de ductilité dans les structures favorise largement l'apparition de ces phénomènes de ruptures fragiles. En outre, la mauvaise conception et le non-respect des dispositions constructives peuvent aussi rendre les structures plus vulnérables et moins résistantes (Sébastien (2012)).

Par ailleurs, le progrès technologique de ces dernières décennies dans la réalisation des bâtiments en béton armé, particulièrement les grattes ciels, nécessite des matériaux avec des résistances très élevées, afin de diminuer les dimensions des sections transversales des éléments structuraux (Nilson (1985), Swamy (1985)). Ceci nécessite inévitablement l'emploi du béton de haute résistance (BHR) à la compression ; en raison de sa résistance élevée et d'autres avantages, le béton à haute résistance devient de plus en plus populaire (CS (1998), ACI 363-R92 (1992)). L'augmentation de cette résistance s'accompagne fréquemment avec l'amélioration d'autres propriétés, comme la résistance à la traction, la rigidité et la résistance à l'usure ainsi que la durabilité. Ce matériau se caractérise aussi par une meilleure adhérence entre les granulats et la matrice de ciment. Dans ce contexte, plusieurs normes tolèrent l'utilisation de la résistance du béton jusqu'à 90 MPa et plus (EN 1992 (2004)). Le béton à haute résistance fournit plusieurs avantages aux éléments structuraux en béton armé, néanmoins; il rend ces éléments plus fragiles. Ceci a été confirmé par quelques études expérimentales de (Leslie *et al.* (1976) ; Kaar *et al.* (1978) ; Regan *et al.* (1993) ; Attard et Setunge (1996) ; Razvi et Saatcioglu (1999) ; Oztekin *et al.* (2003)), où ils ont montré qu'il existe des différences significatives dans le comportement Contrainte - Déformation du béton à haute résistance comparativement au béton ordinaire. Sur la base de ces études, ils ont noté

que le béton devient de plus en plus fragile quand sa résistance à la compression augmente (Arslan et Cihanli (2010)). Cependant, dans les éléments structuraux, ce type de béton ne se trouve pas seul, car il devrait être muni au moins d'une quantité d'armatures minimales de renforcement, selon le code de conception utilisé. D'ici, il ressort que le comportement du BHR associé avec les armatures diffère complètement de celui du béton ordinaire. Bien que le BHR soit fragile comparativement à un béton ordinaire, les éléments structuraux en BHR présentent une ductilité en courbure plus que les éléments en béton ordinaire en raison de la profondeur réduite de l'axe neutre. Ceci a été vérifié expérimentalement par : Attard et Setunge (1996), Pendyala *et al.* (1996), Sarkar *et al.* (1997), Razvi et Saatcioglu (1999), Shin *et al.* (1999), Ashour (2000), Ko *et al.* (2001) et Lin et Lee (2001), (Arslan et Cihanli (2010)).

En principe, une structure résistante aux séismes doit être munie d'une classe de ductilité locale plus que normale, car la capacité d'absorption de l'énergie sismique des éléments structuraux en béton armé dépend du niveau de la ductilité locale des éléments (Poutres, Poteaux, ...) (Arslan et Cihanli (2010)). D'ici découle l'importance particulière accordée à la ductilité locale dans la conception parasismique (Kwan *et al.* (2002)). Dans la modélisation des éléments en béton à haute résistance, on adopte la même ductilité préconisée pour les éléments en béton ordinaire. Dans le cas des poteaux, la ductilité locale pourrait être améliorée en ajoutant plus d'armatures de confinement. Dans le cas des poutres, la ductilité locale peut être améliorée par l'ajout des armatures comprimées (Kwan *et al.* (2002)). Les codes parasismiques, tels que : le code Algérien (RPA 99/V-2003, 2003), le code Américain (ACI-318, 2014), le code Canadien (CSA-04, 2004), l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003), le code Italien (NTC-08, 2008), le code de la Nouvelle Zélande (NZS-3101, 2006) et le code Turc (TEC-07, 2007) recommandent une relation entre la ductilité locale et les armatures longitudinales dans les éléments structuraux, qui se traduit par l'exigence de pourcentage d'armature minimal et maximal ou par la profondeur de la zone comprimée (profondeur de l'axe neutre).

Actuellement, divers travaux ont été menés sur l'étude du comportement des poutres fléchies en béton à haute résistance. L'effet des armatures longitudinales sur la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance est couvert par une partie de ces travaux. Bien que ces travaux aient utilisés des lois de comportement des matériaux (Béton et Acier) un peu différentes, la considération de base dans ces travaux est la prise en compte du pourcentage de balancement adopté par le code ACI (ACI-318 (2014)) comme un élément de base dans l'étude et la proposition des formulations du facteur de la ductilité locale. En outre,

l'Eurocode 8 sur les conceptions parasismiques (EN 1998-1 (2003)) offre des relations pour le pourcentage d'armatures maximales en fonction du facteur de la ductilité locale d'une manière explicite, contrairement au règlement parasismique Algérien (RPA 99/V-2003 (2003)) qui préconise un pourcentage constant.

2. Objectifs de la recherche

L'objectif principal de ce travail est l'étude de la relation entre la ductilité locale et les armatures longitudinales dans les poutres en béton à haute résistance, en tenant compte des principales caractéristiques de l'Eurocode 2 (EN 1992 (2004)), concernant les lois de comportement des matériaux acier et béton. Afin de réaliser cet objectif principal, il faut d'abord mettre en évidence l'effet des différents paramètres sur la ductilité locale dans le cas où la poutre est insuffisamment armée, sous-armée et armée par excès. Ensuite, le travail vise à élaborer une relation simple qui relie le facteur de la ductilité locale avec les pourcentages des armatures longitudinales (tendues et comprimées), et aux autres paramètres influents la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance non confiné.

3. Plan de travail

Le présent travail est organisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre présente un aspect qualitatif et réglementaire sur la ductilité locale. Dans un premier lieu, on expose des notions et des définitions sur la ductilité des structures en béton armé. Ensuite, on étudie la relation entre la ductilité, la déformabilité et le facteur de ductilité, ainsi que la fragilité. Dans ce contexte, on illustre les différents types et classes de la ductilité. Ainsi, on essaye de montrer la relation entre les différents types de ductilité, afin de justifier le type utilisé. Enfin, on décrit un aspect réglementaire sur la ductilité locale dans les différents codes considérés : RPA 99/V-2003, ACI-318, CSA-04, Eurocode 8, NTC-08, NZS-3101 et le code Turc TEC-07. Dans ce sens une comparaison est faite entre certains règlements.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons une revue sur quelques études paramétriques et expérimentales réalisées sur la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance. D'abord, on expose quelques études paramétriques récentes, en particulier celles de Pam *et al.* (2001), Kwan *et al.* (2002), Arslan et Cihanli (2010) et d'autres. Ensuite, on décrit quelques travaux expérimentaux réalisés récemment sur le sujet.

Le chapitre trois concerne la procédure d'évaluation du facteur de la ductilité locale dans les sections doublement armées des poutres fléchies. Dans un premier temps, on décrit les lois de comportement des matériaux béton et acier selon l'Eurocode 2 (EN 1992 (2004)). Par la suite, on illustre la relation Moment - Courbure d'une section de poutre fléchie. En effet, on développe une adaptation de la méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale décrit selon l'Eurocode 2. Dans ce contexte, on écrit les expressions de la courbure à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour deux cas de rupture, à savoir un écrasement du béton et une plastification des armatures tendues. Ensuite, on donne la forme générale du facteur de la ductilité locale conventionnel et un organigramme d'évaluation du facteur de la ductilité locale. Enfin, on définit les notions d'une section sous armée, balancée et armée par excès.

L'étude paramétrique des facteurs influençant la ductilité locale est présentée au chapitre quatre. En effet, une importance particulière sera réservée pour éclairer l'incidence des armatures tendues dans le cas d'une section insuffisamment armée, sous armée et armée par excès sur la position de l'axe neutre, sur la relation Moment - Courbure ($M-\phi$) et en conséquence sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ . À l'occasion, on essaye d'illustrer l'effet des armatures comprimées sur la ductilité locale dans les trois types de ferrailages. Les influences de la limite élastique des aciers f_{yk} et celle de la résistance du béton f_{ck} sur la ductilité locale pour les trois types de ferrailages des sections sont aussi examinées. Enfin, on analyse le facteur de la ductilité locale dans les sections avec les pourcentages d'armatures limites du règlement parasismique Algérien RPA (RPA 99/V-2003, 2003).

Comme réponse à la problématique qui concerne la relation ductilité locale et armatures longitudinales dans les poutres en béton à haute résistance, un modèle mathématique sera développé dans le dernier chapitre pour prédire le facteur de la ductilité locale en fonction des armatures longitudinales. Le modèle proposé sera évalué par les résultats numériques obtenus de L'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) et de l'approche de Lee (2013a). Cette proposition sera aussi confrontée avec les résultats expérimentaux tirés de la littérature.

Enfin, ce travail sera achevé par une conclusion générale de l'ensemble des résultats et la proposition de quelques perspectives pour continuer ce travail.

Chapitre 1

ASPECTS QUALITATIFS ET REGLEMENTAIRES SUR LA DUCTILITE LOCALE

1.1. INTRODUCTION

Dans cette section, nous essayons de donner quelques notions et définitions sur la ductilité des structures en béton armé, ainsi qu'un aspect réglementaire sur la ductilité locale des poutres en béton armé. Dans un premier lieu, on expose une synthèse sur la ductilité des structures en béton armé à savoir : le facteur de ductilité, les différents types de ductilité, la ductilité requise et disponible, la relation entre les différents types de ductilités et les classes de ductilité. En second lieu, on expose une revue réglementaire sur la ductilité locale des poutres en béton armé à savoir : le règlement parasismique Algérien, le code Américain, le code Canadien, le code Européen, le code Italien, le code de la Nouvelle Zélande et le code Turc.

1.2. ASPECTS GENERAUX SUR LA DUCTILITE

1.2.1. Notions sur la ductilité

Avant 1960, la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement élasto-plastique des matériaux, après les études de **Housner** (Housner, 1956 ; 1959 ; 1963) sur les problèmes sismiques et les travaux de recherches de **Baker** (Baker et *al.*, 1969) sur le comportement non linéaire des structures. Ce concept a été étendu pour les structures (Gioncu et Mazzolani (2002)).

Dans la conception parasismique, le terme ductilité est utilisé pour évaluer la performance des structures, en indiquant la quantité d'énergie sismique qui peut être dissipée par les déformations plastiques. L'utilisation de la notion de ductilité donne la possibilité de réduire les efforts de conception sismiques, et permet de produire des dégâts contrôlés dans la structure même en cas de fortes secousses sismiques. Dans l'analyse non linéaire des structures en béton armé, la ductilité définit la capacité d'une structure de subir une déformation après la fin de sa phase élastique, avec une dégradation significative de sa rigidité. Cette ductilité permet de prédire la capacité de déformation ultime d'une structure, qui constitue la propriété la plus importante pour la conception des structures sous charges exceptionnelles ou accidentelles (Gioncu et Mazzolani (2002)).

1.2.2. Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité μ_{Δ} est le rapport entre la déformation maximale Δ_u et la déformation à la fin de la phase élastique Δ_y (Bertero (1988) ; Park (1989)) :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.1)$$

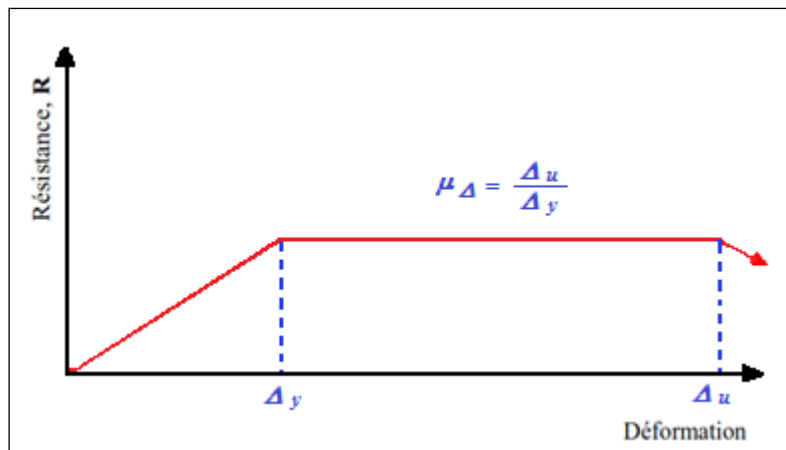


Figure 1.1 : Facteur de ductilité (Park (1989)).

1.2.3. Relation « Déformabilité – Ductilité – Facteur de ductilité »

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à se déformer avant la rupture (Figure 1.2). Par contre la ductilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à subir une déformation après la fin de sa phase élastique, avec une réduction significative de sa rigidité (Bertero (1988)). La Figure 1.2 montre la différence entre la ductilité et la déformabilité

Il est noté qu'une structure peut avoir une grande déformabilité mais aura une faible ductilité. Cependant, le facteur de ductilité, est le rapport entre la déformation maximal et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique (Figure 1.2).

La Figure 1.3 illustre clairement la différence entre la ductilité et le facteur de ductilité ; par exemple les voiles ont généralement une faible ductilité par contre ils possèdent une valeur importante du facteur de ductilité comparativement aux portiques en béton armé (Bertero (1988) ; Kassoul (2015)). Les voiles ont un facteur de ductilité plus grand que les portiques, en raison de leur phase élastique très courte comparativement à leur phase

plastique. Malgré que les portiques possèdent une valeur du facteur de ductilité très petite mais ils présentent un comportement plus ductile que les voiles, cela est dû à leur palier de plasticité plus long.

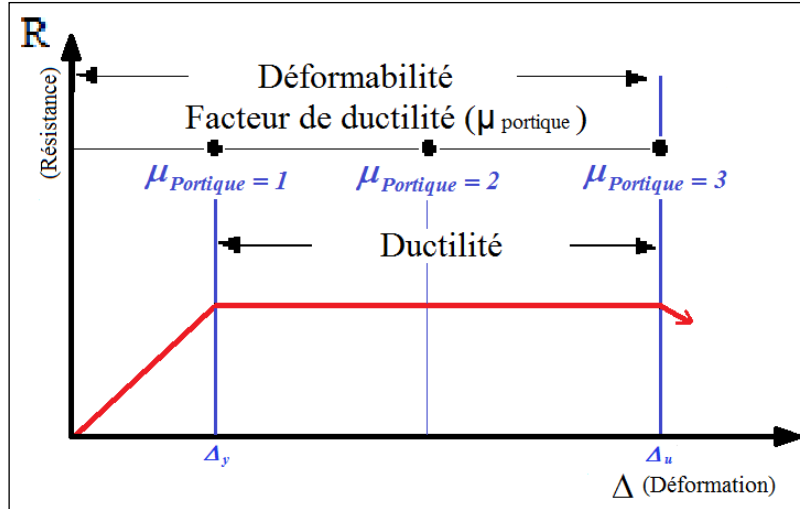


Figure 1.2 : Déformabilité –Ductilité –Facteur de ductilité (Bertero (1988) ; Kassoul (2015)).

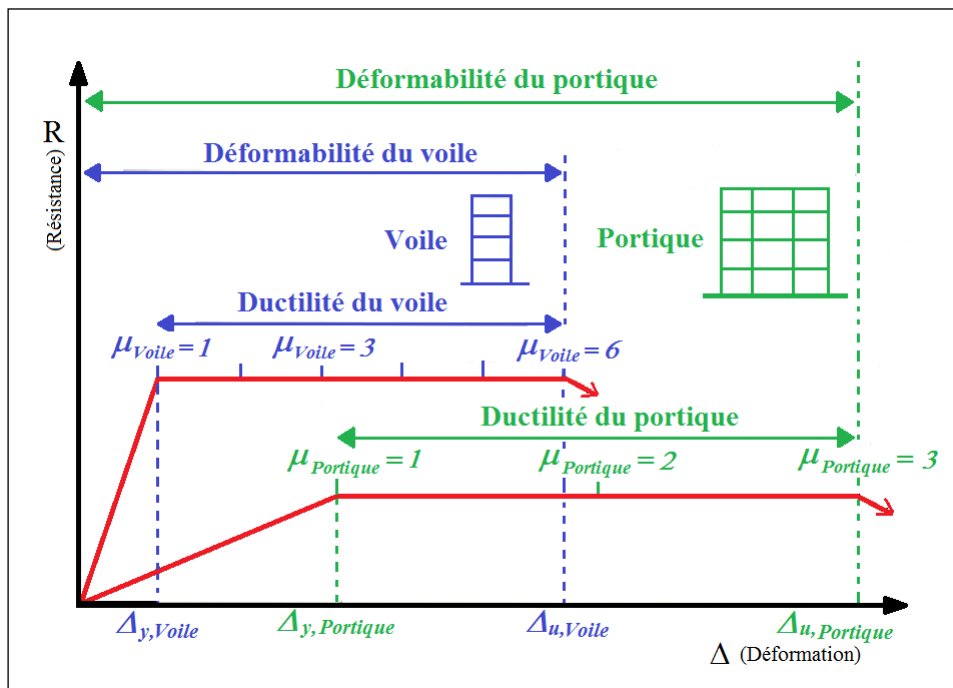


Figure 1.3 : Déformabilité et ductilité du voile et portique en béton armé (Bertero (1988) ; (Kassoul (2015)).

1.2.4. Relation « Ductilité – Fragilité »

La ductilité est l'un des paramètres qui caractérisent le comportement post élastique de la structure. Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de plasticité est important, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque ce palier est court, on dit que l'élément est fragile (Figures 1.4 et 1.5). Généralement, un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est insuffisamment armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide (Park (1989) ; Sebai (2012)).

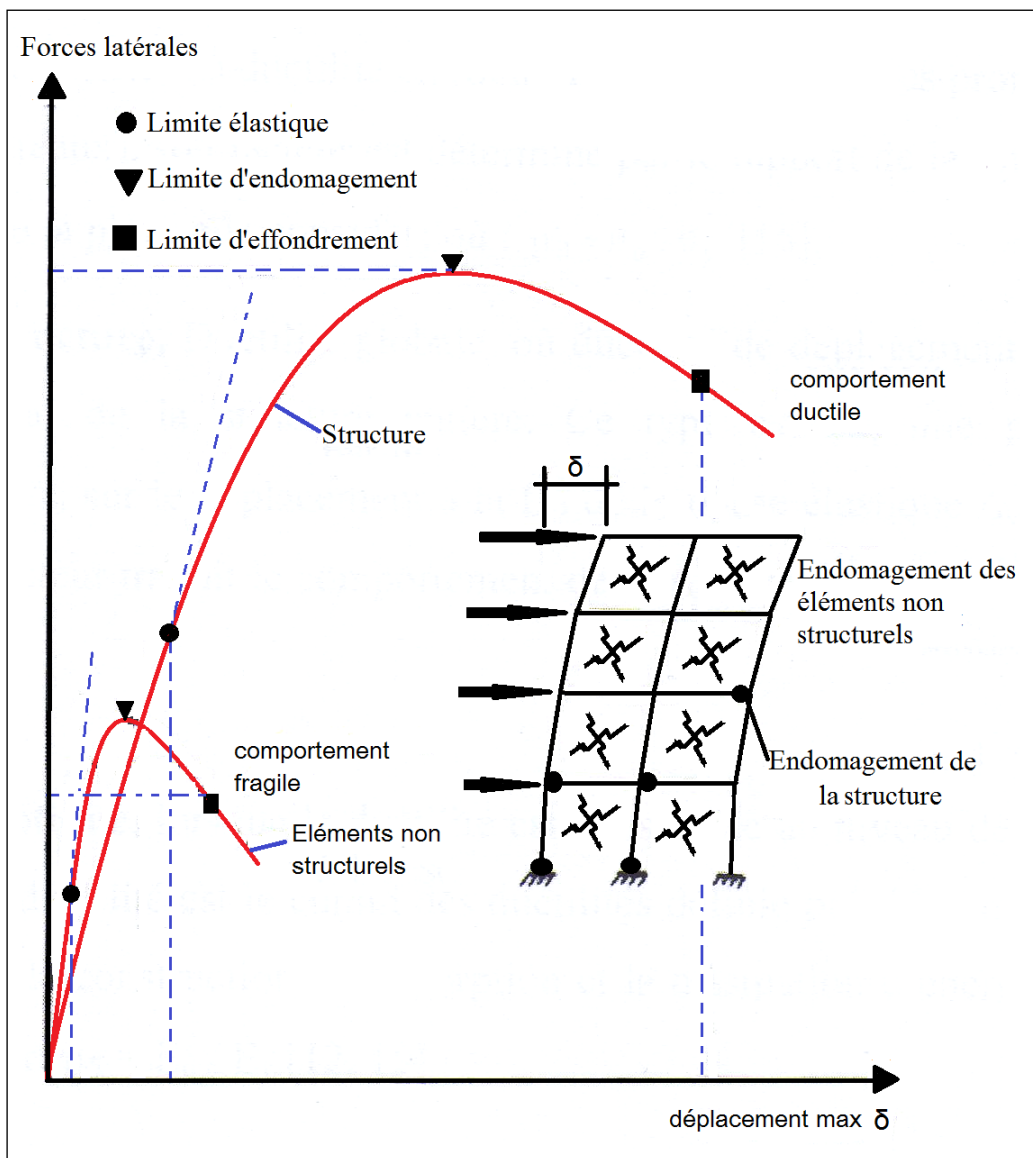


Figure 1.4 : Ductilité et fragilité (Gioncu et Mazzolani (2002) ; Sebai (2012)).

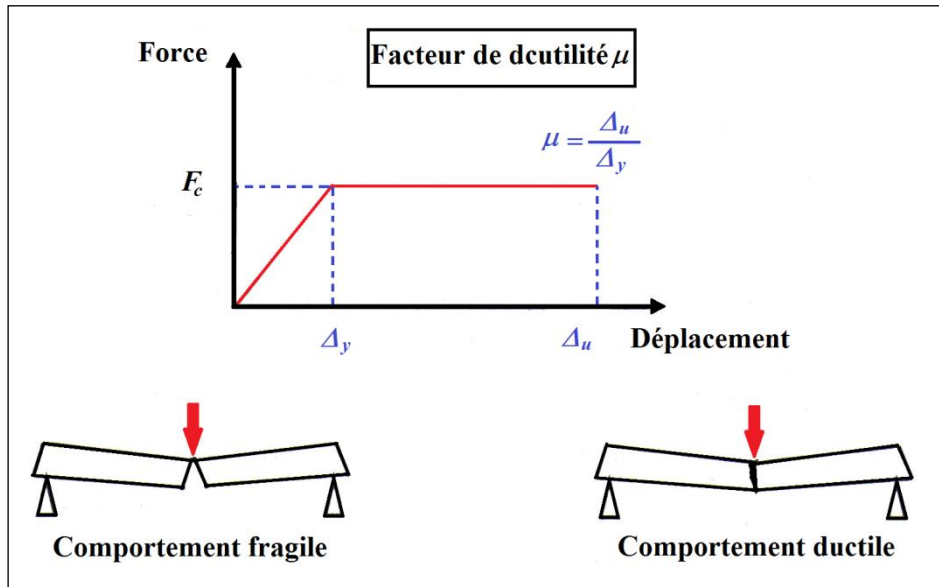


Figure 1.5 : Comportement « ductile et fragile » (Sebai (2012)).

1.2.5. Différents types de ductilité

L'analyse du comportement des structures nécessite la connaissance des critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure, et de leurs composantes, à savoir ; les matériaux constitutants, poutres, poteaux, voiles,etc. Dans la littérature, on rencontre cinq types de ductilité, qui sont résumés dans le Tableau 1.1. Dans la suite, on explique ces types de ductilité (Park (1989) ; Gioncu (2000)).

1.2.5.1. Ductilité de déformation

La ductilité de déformation ou la ductilité axiale caractérise les déformations élasto - plastique des matériaux pour différents types de chargement. Le facteur de cette ductilité est quantifié par le rapport de la déformation de rupture ε_u et la déformation à la fin de la phase élastique du matériau ε_y (Gioncu (2000)) ; où :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (1.2)$$

1.2.5.2. Ductilité en courbure

La ductilité en courbure ou la ductilité locale renvoie à la déformation plastique de la section transversale, en considérant l'interaction entre les parties qui composent la section elle-même (Park (1989)) ; son facteur est exprimé par le rapport de la courbure ultime φ_u et la courbure à la fin de la phase élastique φ_y (MacGREGOR (1974) ; Park et Ruitong (1988) ; Nakamura *et al.* (1992) ; Ziara *et al.* (1995) ; Al-Haddad (1995)); où :

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (1.3)$$

1.2.5.3. Ductilité des éléments

La ductilité des éléments ou la ductilité en rotation considère les propriétés de l'élément entier (poutre ou poteaux), son facteur est déterminé par le rapport de la rotation ultime θ_u et la rotation à la fin de la phase élastique θ_y (Park (1989)); où :

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (1.4)$$

1.2.5.4. Ductilité de structure

La ductilité de structure ou la ductilité globale interpelle le comportement global de la structure entière. Ce type est exprimé par le rapport du déplacement ultime δ_u et le déplacement à la fin de la phase élastique δ_y , où :

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1.5)$$

Généralement, ce facteur traduit le comportement des structures dans les codes parasismiques (Park (1989) ; Gioncu (2000)).

1.2.5.5. Ductilité énergétique

La ductilité énergétique considère le niveau de l'énergie sismique dissipée par la structure. Elle traduit l'aptitude de la construction à l'absorption et la dissipation d'énergie (Gioncu (2000)). Ce type de ductilité repose sur le critère d'égalité des énergies. Elle suppose que l'énergie maximale de déformation emmagasinée dans un oscillateur sous l'effet d'un séisme quelconque à la même valeur, quelque soit le comportement de l'oscillateur.

En se reportant à la figure 1.6, ce critère revient à exprimer l'égalité des aires ACG et ABEF représentant les énergies maximales absorbées respectivement en élasticité (E_e) et en élasto-plasticité (E_p). Leur indice est exprimé par le rapport :

$$\mu_E = \frac{E_p}{E_y} \quad (1.6)$$

Ce type ductilité est valable pour les périodes modérées où l'énergie absorbée par l'oscillateur élasto-plastique est maximale, (Aribet et Edjtemai 1981 ; 1982).

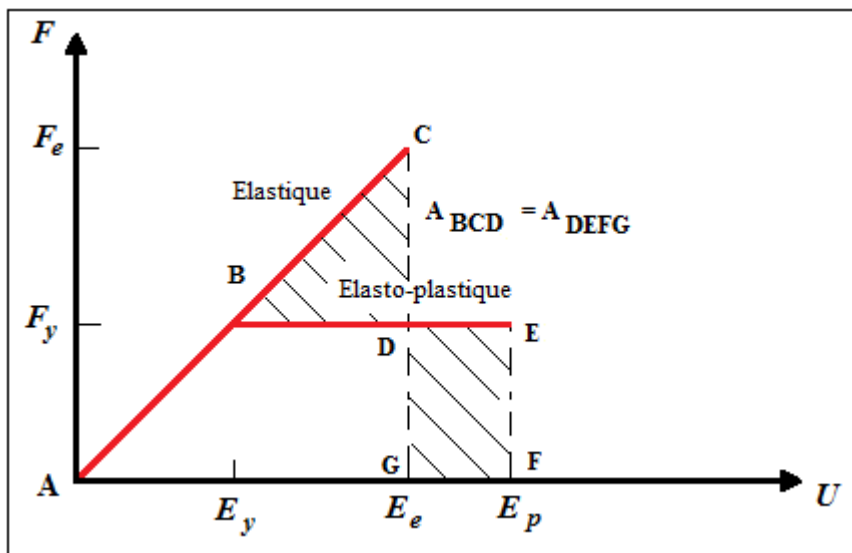
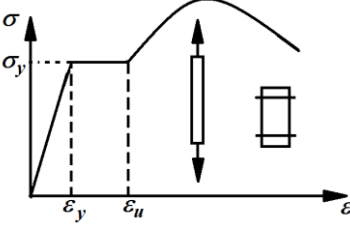
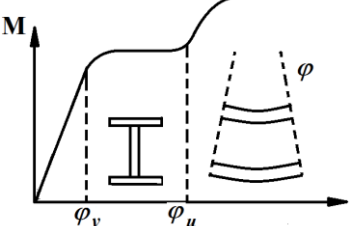
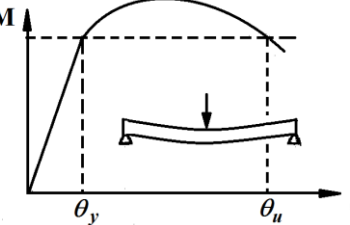
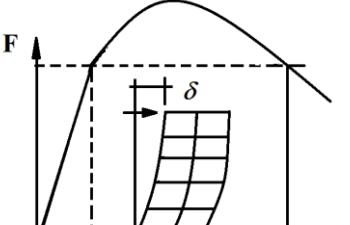
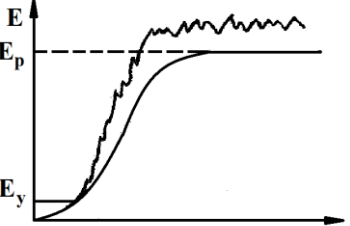


Figure 1.6 : Egalité des énergies.

La ductilité énergétique est appelée aussi la ductilité hystérétique (Gioncu (2000)). Clough (1966), Takeda *et al.* (1970), Saïdi (1982), Stone et Taylor (1992), Jirsa et Feghali (1999), Alper et Nahit (2000), Shi et Jian (2008) et Halil et Tanmoy (2009) ont proposé des modèles hystérétiques pour les éléments en béton armé.

Tableau 1.1 : Différent types de la ductilité (Park (1989) ; Gioncu (2000)).

N°	Type de ductilité	Configuration du type	Facteur de ductilité
1	Ductilité de déformation (déformation, ε)		$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
2	Ductilité en courbure où locale (courbure, φ)		$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$
3	Ductilité de l'élément (rotation, θ)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
4	Ductilité de structure (globale, déplacement), δ		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$
5	Ductilité énergétique (hystérétique), E		$\mu_E = \frac{E_p}{E_y}$

1.2.6. Ductilités requise et disponible

1.2.6.1. Ductilité requise

Une valeur très importante dans la conception sismique est la limite de ductilité ou la ductilité minimale que doit avoir la structure. Cette limite n'est pas nécessairement la plus grande dissipation d'énergie possible, mais un changement significatif du comportement structural, c'est la ductilité requise ou la demande d'une structure à un certain niveau de ductilité (Gioncu *et al.* (1997) ; Gioncu (1998) ; Gioncu et Mazzolani (2002)). Elle est quantifiée par la ductilité de déplacement ou la ductilité énergétique. Le tableau 1.2 résume les paramètres influençant ce type de ductilité (Sebai (2012)).

Tableau 1.2 : Paramètres influençant la ductilité requise (globale) (Gioncu (2000)).

La ductilité requise	
Mouvements de terre	Réponse de la structure
source <ul style="list-style-type: none"> • Type de séisme • Profondeur du centre de séisme 	Fondation <ul style="list-style-type: none"> • Type de fondation • L'isolement de la base • Mécanisme d'écrasement
Distance à la source <ul style="list-style-type: none"> • Prés ou loin à la source • Atténuation 	Système de structure <ul style="list-style-type: none"> • Type de structure • Mécanisme d'effondrement
Le site <ul style="list-style-type: none"> • Profil de sol • Amplification • Durée 	Éléments non structuraux <ul style="list-style-type: none"> • Interaction • Limite d'endommagement • Limite d'effondrement
Ductilité globale	

1.2.6.2. Ductilité disponible

La ductilité disponible résulte du comportement de la structure en tenant compte de sa performance, des propriétés des matériaux, du type de section, des charges gravitationnelles et de la dégradation de rigidité (Gionçu et Mazzolani (2002)). Elle est déterminée soit par la ductilité axiale, en courbure ou en rotation, selon les sollicitations des éléments. Ce type de ductilité est influencé par plusieurs paramètres. Le tableau 1.3 résume les éléments en béton armé et métalliques concernés et les paramètres influençant ce type de ductilité (Sebai (2012)).

Tableau 1.3 : Paramètres influençant la ductilité disponible (locale) (Gioncu (2000)).

La ductilité disponible	
Éléments en béton armé	Assemblages métalliques
<p>Matériau</p> <ul style="list-style-type: none"> • Nuance d'acier • La vitesse de déformation • Qualité de béton 	<p>Panneau d'assemblage</p> <ul style="list-style-type: none"> • Type de panneau • Mécanisme de cisaillement • Mécanisme d'écrasement
<p>Section transversale</p> <ul style="list-style-type: none"> • Type de section • Élancement du mur • Interaction du mur 	<p>Les semelles des poteaux en I</p> <ul style="list-style-type: none"> • Type de poteau • Mécanisme plastique
<p>Éléments</p> <ul style="list-style-type: none"> • Déformation-durcissement • Flambement • Les forces axiales • Charges cycliques 	<p>liens</p> <ul style="list-style-type: none"> • Type de liens • Mécanisme plastique local • Chargement cyclique • La vitesse de déformation
Ductilité locale	

1.2.7. Relation entre les différents types de ductilités

Dans les structures globales, la relation entre la ductilité disponible et la ductilité requise est aussi compliquée. Elle est en fonction de la topologie de la distribution d'énergie de la structure. La demande de ductilité globale peut correspondre à des demandes de ductilité locales beaucoup plus importantes. Par exemple, pour un pilier de pont un facteur de ductilité globale de 4 à 5 correspond à un facteur de ductilité locale varie entre 12 à 16 (Amr et Luigi (2008) ; Kassoul (2015)). La Figure 1.7 montre une corrélation entre la ductilité locale et la ductilité globale.

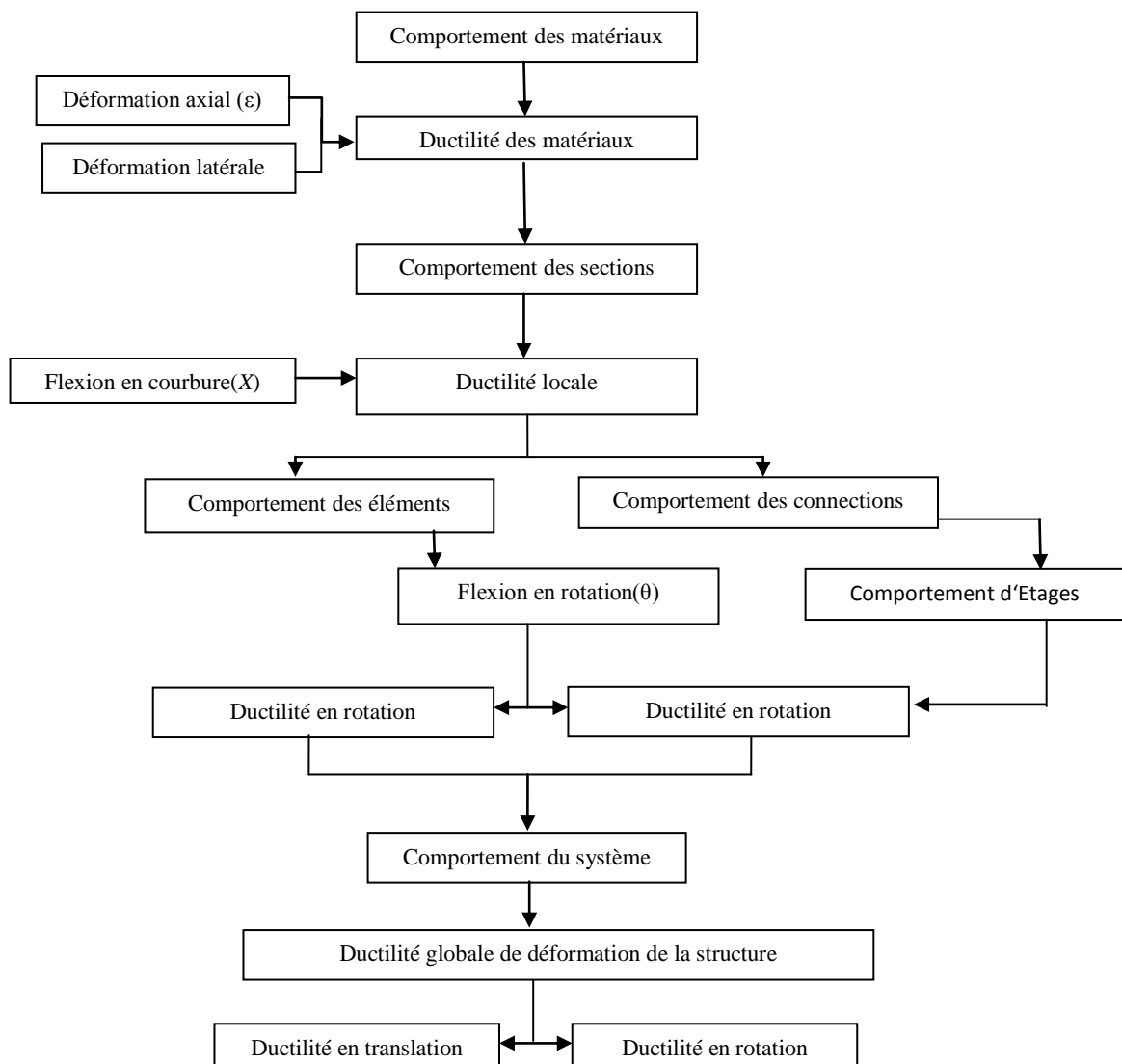


Figure 1.7 : Relation entre les différents types de ductilité (Amr et Luigi (2008) ; Sebai (2012)).

1.2.8. Classe de ductilité

L'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : la classe de ductilité limitée (DCL), la classe de ductilité moyenne (DCM) et la classe de ductilité élevée (DCH). Ce code fait un lien direct entre la ductilité locale disponible durant le dimensionnement de chaque section et la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale. Il est à noter que le règlement parasismique algérien (RPA 99/V-2003, 2003) appuie directement ces recommandations sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée (Kassoul (2015)). La Figure 1.8 montre bien les trois classes de la ductilité.

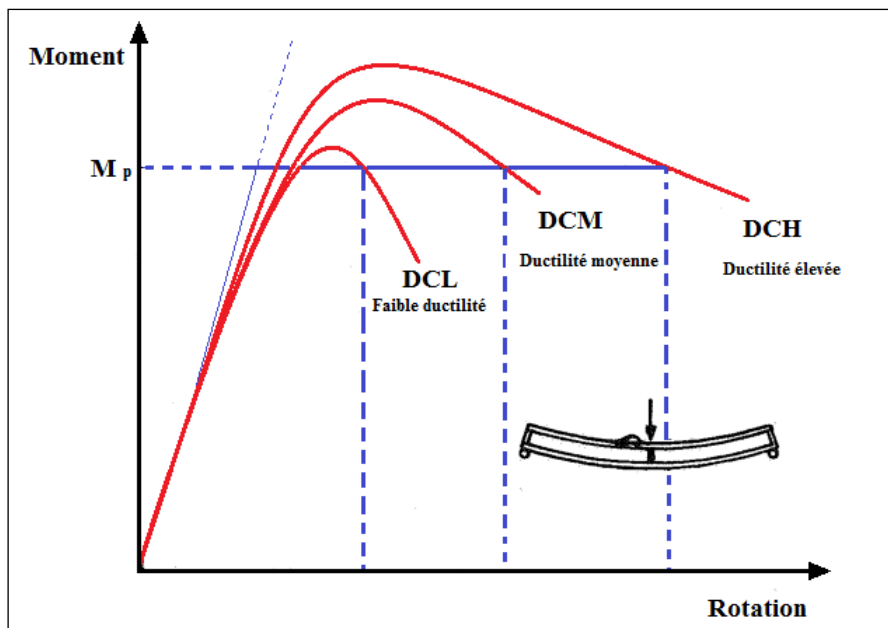


Figure 1.8 : Classes de ductilité des éléments (Gioncu et Mazzolani (2002) ; Mazzolani et Piluso (1993)).

1.3. ASPECTS REGLEMENTAIRE SUR LA DUCTILITE LOCALE

Dans cette partie, on montre l'importance accordée à la ductilité locale des poutres en béton armé et leur prise en compte dans les différents codes sismiques à savoir : le règlement parasismique Algérien (RPA99/V-2003, 2003), le code Américain (ACI-318, 2014), le code Canadien (CSA-04, 2004), l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003), le code Italien (NTC-08, 2008) ainsi que le code de la Nouvelle Zélande (NZS-3101, 2006) et le code Turc (TEC-07, 2007). Ensuite, on essaye de faire une comparaison entre les dispositions spéciales présentées dans ces codes. Ces codes sont intéressants car ils relient explicitement la quantité d'armatures longitudinales et la ductilité locale ou en courbure dans les régions critiques. En outre, ils donnent des dispositions constructives assez spéciales qui ne seront pas exposées ici. Les poutres en question dans cette étude sont des éléments linéaires en béton armé dans lesquels la charge axiale ne régit pas leur réponse à la flexion. Par exemple, l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) classe les poutres en béton armé comme des éléments soumis à une force axiale normalisée $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ inférieure à 0,1.

Où ;

N_{Ed} est l'effort normal agissant, A_c est la section de béton, f_{cd} est la résistance maximale de calcul du béton en compression et $A_c f_{cd}$ est l'effort normal de résistance.

1.3.1. Ductilité locale dans les différents codes sismiques

1.3.1.1. Règlement parasismique Algérien RPA 99/V-2003

On rappelle les pourcentages d'armatures exigés par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/V-2003, 2003) :

- Le pourcentage total ($\rho + \rho'$) minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre égal à 0,5% ;
- Le pourcentage total ($\rho + \rho'$) maximum des aciers longitudinaux en zone courante égal à 4% ;
- Le pourcentage total ($\rho + \rho'$) maximum des aciers longitudinaux en zone de recouvrement égal à 6%.

Comme il exige certaines dispositions pour les armatures comprimées qui doivent être supérieures à 50% des armatures tendues.

Il est à noter que ces pourcentages du règlement RPA sont considérés pour une classe de ductilité élevée (DCH). Ces valeurs seront discutées largement dans l'étude paramétrique.

1.3.1.2. Code Américain ACI-318

Le code américain ACI (ACI-318, 2014) limite le pourcentage d'armatures tendues à $0,75\rho_b$, cette valeur fournira un comportement ductile pour la plupart des structures. Pour les poutres avec armatures comprimées le code ACI limite le taux $(\rho - \rho')$ comme suit :

$$(\rho - \rho') \leq 0,75\rho_b \quad (1.7)$$

Où, ρ_b est le pourcentage de balancement, ce paramètre sera discuté par la suite dans la troisième partie. D'après le code ACI (ACI-318, 2014), le pourcentage de balancement est exprimé par la relation suivante :

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (1.8)$$

Avec :

f'_c est la résistance du béton, f_y est la limite élastique des aciers ;

β_1 est le rapport entre le rectangle de béton équivalent et la profondeur de l'axe neutre, où il égale à :

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{si } f'_c \leq 30MPa \\ 0,85 - 0,008(f_c - 30) \geq 0,65 & \text{si } f'_c > 30MPa \end{cases} \quad (1.9)$$

Pour les structures avec une ductilité importante, le pourcentage d'armatures tendues dans les régions critiques est limité par la valeur $0,5\rho_b$. Dans le cas des poutres avec armatures comprimées, le code américain ACI-318 (ACI-318, 2014) limite le taux $(\rho - \rho')$ par la valeur $0,5\rho_b$:

$$(\rho - \rho') \leq 0,5\rho_b \quad (1.10)$$

Le code ACI-318 (ACI-318, 2014) fourni aussi un pourcentage d'armatures minimal comme suit :

$$\rho_{\min} = \rho'_{\min} = \max \left(0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}; \frac{1,38}{f_y} \right) \quad (1.11)$$

1.3.1.3. Code Canadien CSA-04

Selon le code canadien CSA (CSA-04, 2004), les sections d'armatures tendues (A_s) et comprimées (A'_s) doivent respecter la condition suivante :

$$A_s, A'_s \geq 1,4 \frac{b_w d}{f_{yk}} \quad (1.12)$$

Où, b_w est la largeur de la section du béton, d est la hauteur utile de la section du béton et f_{yk} est la limite élastique des aciers.

Pour assurer un comportement ductile le code CSA (CSA-04, 2004) limite le pourcentage d'armatures tendues ρ par 0,025 (2,5 %).

1.3.1.4. Eurocode 8

a- Pourcentage d'armatures minimal et maximal

L'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) relie le pourcentage maximal d'armatures tendues dans les poutres avec la ductilité locale requise comme suit :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy} f_{yd}} \quad (1.13)$$

Où, ρ_{max} est le pourcentage maximal d'armatures tendues, ρ' est le pourcentage d'armatures comprimées, μ_ϕ est le facteur de la ductilité locale, f_{cd} est la résistance à la compression du béton, f_{yd} est la contrainte dans l'armature et ε_{sy} est la déformation de l'armature sous charge maximale.

Aussi, un pourcentage d'armatures tendues minimal a été fourni comme suit :

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (1.14)$$

Où, f_{ctm} est la résistance moyenne du béton à la traction et f_{yk} est la limite élastique des aciers.

b- Critère de ductilité locale selon l'Eurocode 8

Dans les longueurs critiques prévues pour la formation des rotules plastiques des poutres, l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) exige en outre des détails constructifs assez spéciaux, des résistances appropriées du béton et des aciers utilisés ainsi qu'une ductilité locale suffisante.

En effet, il offre un lien direct entre la ductilité locale et la ductilité globale, en proposant des valeurs minimales pour μ_ϕ (noté $\mu_{\phi min}$) en fonction du coefficient du comportement des structures q_0 . En conséquence, il recommande que le facteur de ductilité locale disponible, dans les poutres devrait être supérieur ou égal à la valeur minimale obtenue par les deux expressions suivantes (Kassoul et Bougara (2010)) :

$$\mu_{\phi, min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} & \text{si } T_1 < T_C \end{cases} \quad (1.15)$$

Où ; T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion à lieu et T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre, ainsi que q_0 est le coefficient du comportement des structures exprimé par :

- $q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_l$ pour la classe de ductilité moyenne (DCM)
- $q_0 = 4,5 \alpha_u / \alpha_l$ pour la classe de ductilité élevée (DCH)

Avec α_u / α_l égal à 1,1 pour les constructions en portiques à un seul étage, et à 1,3 pour les constructions à plusieurs étages et plusieurs travées.

1.3.1.5. Code Italien NTC-08

D'une manière similaire que l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003), le code italien NTC-08 (NTC-08, 2008) fournit un pourcentage d'armatures tendues pour assurer une ductilité locale adéquate dans les régions critiques. Mais dans la formule il n'y a pas une dépendance explicite entre la ductilité locale et le pourcentage d'armatures tendues, cette formule est donnée comme suit :

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho' + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (1.16)$$

Où, ρ est le pourcentage d'armatures tendues, ρ' est le pourcentage d'armatures comprimées et f_{yk} est la limite élastique des aciers.

En outre, dans les régions critiques, les deux codes l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) et NTC (NTC-08, 2008) exigent que le taux d'armatures comprimées doit être supérieur à la moitié du taux d'armatures tendues, c'est-à-dire :

$$\rho' \geq 0,5\rho \quad (1.17)$$

1.3.1.6. Code de la Nouvelle Zélande NZS-3101

Le code de la nouvelle Zélande (NZS-3101, 2006) limite le pourcentage d'armatures tendues dans les régions critiques par l'expression suivante :

$$\rho_{max} = \frac{f'_c + 10}{6f_y} \leq 0,025 \quad (1.18)$$

Où, f'_c est la résistance du béton et f_y est la limite élastique des aciers.

1.3.1.7. Code Turc TEC-07

Le code Turc (TEC-07, 2007) a donné un pourcentage d'armatures tendues minimal et maximal pour les poutres ayant un niveau de ductilité élevé; le pourcentage minimal est donné par la relation suivante :

$$\rho_{min} = 0,8 \left(\frac{f_{ct}}{f_{yk}} \right) \quad (1.19)$$

Où, f_{ct} est la résistance du béton à la traction et f_{yk} est la limite élastique des aciers.

La résistance du béton à la traction f_{ct} est donnée par :

$$f_{ct} = 0,35\sqrt{f_{ck}} \quad (1.20)$$

D'autre part, le pourcentage d'armatures tendues maximal ρ_{max} est limité par 2 %, cette valeur est spécifiée dans le code Turc TS-500 (TS-500, 2000) pour assurer une ductilité élevée.

1.3.2. Comparaison entre les différents codes (EC8, NTC-08 et NZS-3101)

Michelangelo *et al.* (2014) ont comparé les hypothèses des différents codes sismiques à savoir : l'EC8, le NTC-08 et le NZS-3101, où ils ont considéré quatre valeurs du facteur de la ductilité μ_ϕ (5, 10, 15 et 20). La comparaison se rapporte à trois valeurs différentes de la résistance de béton f_{ck} (25, 30 et 35 MPa). Ils ont utilisé dans l'analyse le logiciel OpenSees (OpenSees, 2009) avec les modèles de confinement de Braga *et al.* (2006) et D'Amato *et al.* (2012). La figure 1.9 présente les valeurs de ρ_{max} obtenues en fonction de la variation du pourcentage d'armatures comprimées.

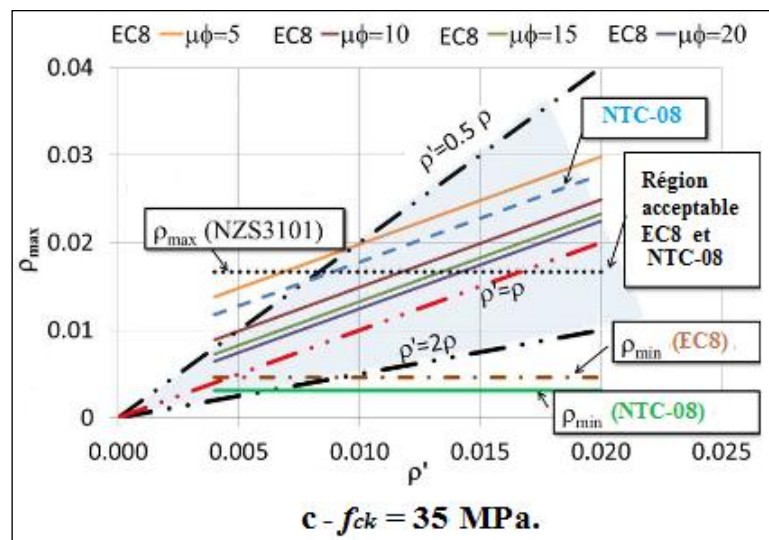
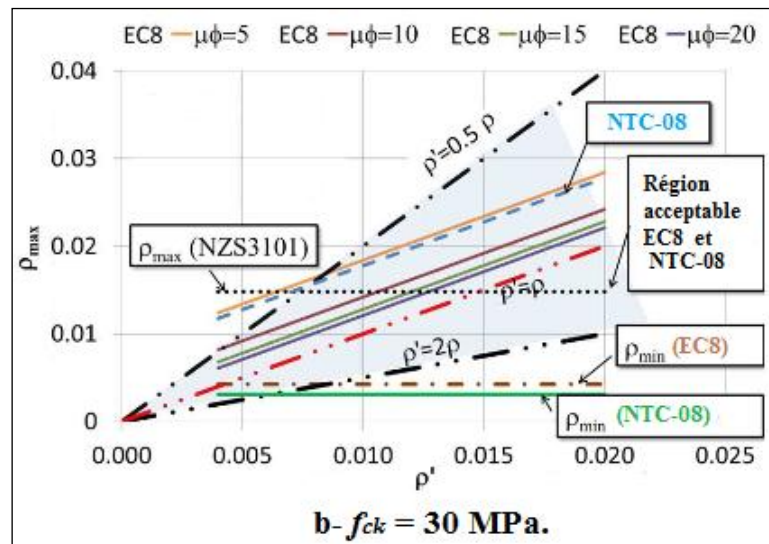
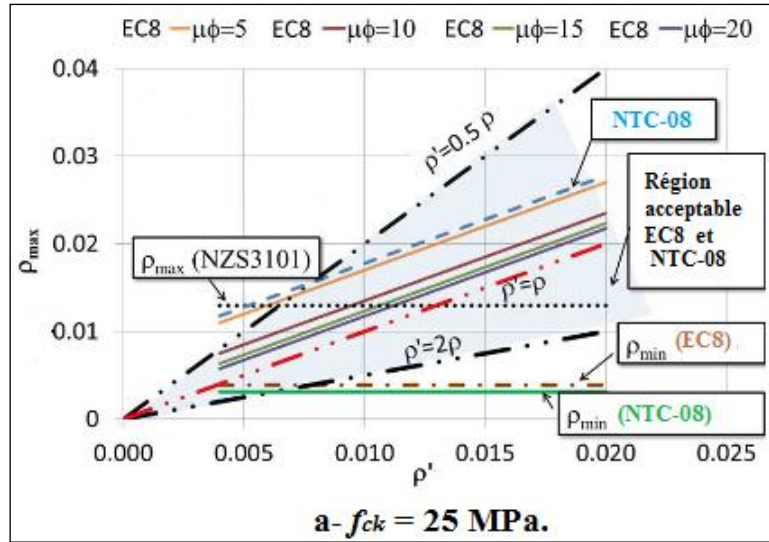


Figure 1.9 : Comparaison entre les valeurs de ρ_{max} obtenues par les différents codes sismiques pour $f_{yk} = 450$ MPa (Michelangelo et al. (2014)).

La comparaison entre les différents codes (Eurocode 8, NTC-08 et NZS-3101) a montré que :

- Le code NZS (NZS-3101, 2006) considère le pourcentage d'armatures tendues maximal ρ_{max} indépendant du pourcentage d'armatures comprimées (1.18).
- Les équations (1.13) rapportées dans l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) et le code italien NTC (NTC-08, 2008) sont valable quand le rapport $\rho'/\rho_{max} < 1$.
- Si le rapport ρ'/ρ_{max} se rapproche de 1, la ductilité locale est améliorée ;
- Le code NTC (NTC-08, 2008) fournit des valeurs de ρ_{max} en meilleur agrément avec l'Eurocode 8 dans le cas où le facteur de la ductilité locale est égal à 5.

1.3.3. Comparaison entre l'Eurocode 2 et ACI-318

Rami *et al.* (2009) ont mené une comparaison entre l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) et le code ACI (ACI-318, 2005). Le tableau 1.4 présente les valeurs minimales et maximales des pourcentages d'armatures tendues exigés par les deux codes pour les différents cas de résistance de béton f_{ck} .

Tableau 1.4 : Comparaison entre les valeurs minimales et maximales des pourcentages d'armatures tendues de l'EC2 et l'ACI-318 (Rami *et al.* (2009)).

f_{ck} (MPa)	Eurocode 2		ACI-318	
	ρ_{min}	ρ_{max}	ρ_{min}	ρ_{max}
25	0,001352	0,0156	0,0028	0,0148
30	0,001508	0,0188	0,0028	0,0177
35	0,001664	0,0219	0,0030	0,0197
40	0,001820	0,0250	0,0032	0,0214
45	0,001976	0,0281	0,0034	0,0228
50	0,002132	0,0313	0,0035	0,0240

La représentation des valeurs minimales et maximales du pourcentage d'armatures tendues dans les figures 1.10 et 1.11 montre que la valeur de ρ_{min} exigée par le code américain ACI (ACI-318, 2005) est toujours plus grande que celle de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004). Par contre, le pourcentage maximal d'armatures tendues toléré par le code Eurocode 2 est le plus élevé, donc le code américain ACI (ACI-318, 2005) assure une ductilité meilleure que celle de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004).

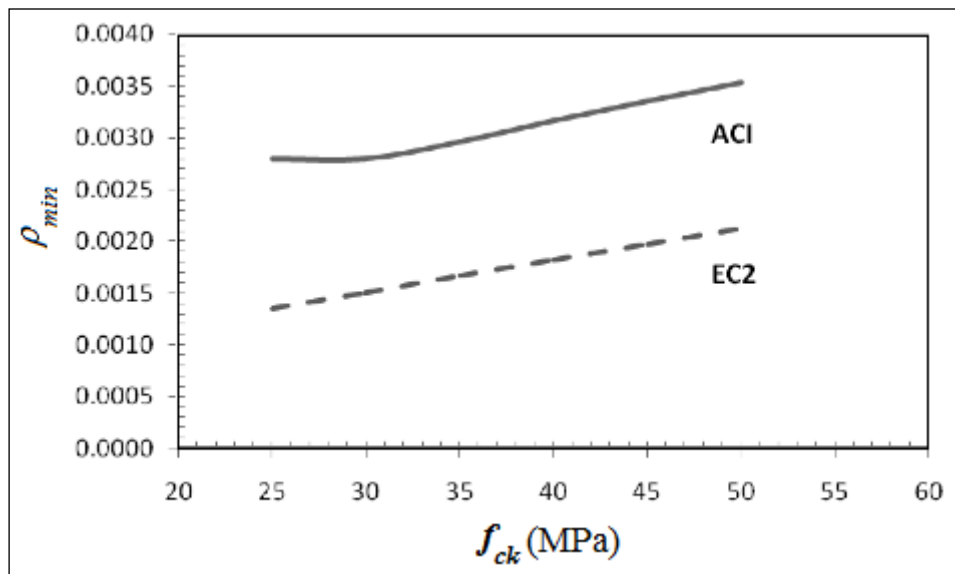


Figure 1.10 : Comparaison des valeurs du taux d'armatures tendues minimal pour $f_{yk} = 500$ MPa (Rami et al. (2009)).

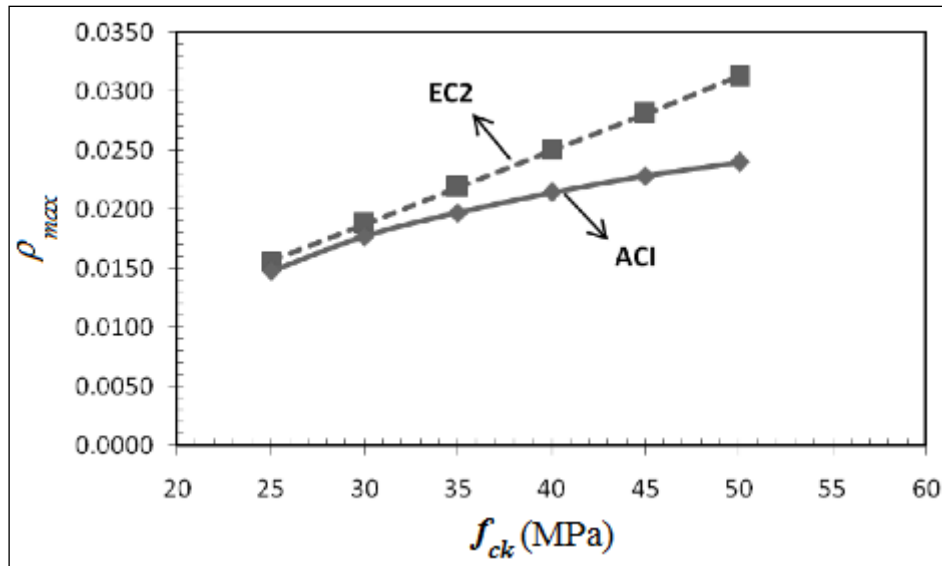


Figure 1.11 : Comparaison des valeurs du taux d'armatures tendues maximal pour $f_{yk} = 500$ MPa (Rami et al. (2009)).

1.3.4. Comparaison de la ductilité locale selon les codes RPA 99/V-2003, ACI-318 et EC8

Si Youcef et Chemrouk (2012) ont réalisé une comparaison entre les valeurs du facteur de la ductilité locale correspondant aux pourcentages limites des armatures préconisés par le règlement parasismique Algérien RPA (RPA 99/V-2003, 2003), le code Américain ACI (ACI-318, 2005) et le code Européen (EN 1998-1, 2003). Le tableau 1.5 présente ces valeurs dans le cas d'un béton avec une résistance égale à 22 MPa, des aciers avec une limite élastique égale à 450 MPa et des pourcentages d'armatures minimaux. Le règlement Algérien RPA assure un facteur de ductilité supérieur ou égal à 13 et le code Américain ACI assure un facteur de ductilité égal à 12,5, tandis que le code Européen EC8 assure un facteur de ductilité plus élevé, qui est supérieur ou égal à 16,5. Dans le cas des pourcentages d'armatures maximaux, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 1.6. D'après ce tableau, il est clair que les codes Algérien RPA et Américain ACI assurent le même facteur de ductilité, et restent toujours inférieurs au code Européen EC8. Enfin, Ils ont conclu que les pourcentages d'armatures tolérés par les codes RPA et ACI réduisent la ductilité locale considérablement comparativement à l'Eurocode 8.

Tableau 1.5 : Facteur de la ductilité locale obtenu avec des pourcentages d'armatures tendues minimaux.

ρ'/ρ	μ_ϕ		
	RPA	ACI-318	EC8
	$(\rho+\rho')_{min} = 0,5\%$	ρ_{min} (Eq 1.11)	$\rho_{min} = 0,05 f_{cd}/f_{yd}$
0,5	13	12,5	16,5

Tableau 1.6 : Facteur de la ductilité locale obtenu avec des pourcentages d'armatures tendues maximaux.

ρ'/ρ	μ_ϕ			
	RPA		ACI-318	EC8
	$(\rho+\rho')_{max} = 4 \%$	$(\rho+\rho')_{max} = 6 \%$	$\rho_{max} = 2,5\%$	$\rho_{max} = 0,17 f_{cd}/f_{yd}$
0,5	2,5	2,5	2,5	7,5
0,75	4,2	4,2	4,2	8,3

1.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une revue générale et règlementaire sur la ductilité des structures en béton armé. De ce qui précède nous pouvons noter que :

- La ductilité est une propriété nécessaire dans la conception parasismique ;
- Il existe plusieurs types de ductilité ;
- Les deux types de ductilité requise et disponible sont très importantes dans la conception des structures en béton armé ;
- Il existe trois classes de ductilité : limitée, moyenne et élevée ;
- Certains codes parasismiques limitent le pourcentage d'armatures tendues en fonction des caractéristiques des matériaux utilisés, d'autre part l'Eurocode 8 fait un lien direct avec le facteur de la ductilité locale. Par ailleurs le RPA 99/V-2003 exige des valeurs strictes pour la limitation du pourcentage d'armatures tendues ρ_{max} . Cependant, ce pourcentage exigé par les conceptions parasismiques diffère d'un code à l'autre ;
- Les différents codes parasismiques limitent le pourcentage d'armatures tendues pour fournir une classe de ductilité minimale ;
- La section d'acier maximale tolérée par les codes RPA 99/V-2003 et ACI-318 a réduit la ductilité considérablement comparativement au code EC8.

Dans la suite de notre étude, seule la ductilité en courbure ou la ductilité locale est considérée afin de quantifier sa relation avec les armatures longitudinales.

Chapitre 2

**REVUE SUR LES ETUDES PARAMETRIQUES
ET EXPERIMENTALES REALISEES SUR LA
DUCTILITE LOCALE**

2.1. INTRODUCTION

Plusieurs investigations expérimentales et analytiques ont été menées sur l'étude du comportement non linéaire des constructions en béton armé avec des matériaux de haute résistance, où l'étude de la ductilité locale des éléments structuraux poteaux et poutres ont pris une large occupation des chercheurs. L'une des caractéristiques des structures dissipatives d'énergie en zone de forte sismicité est de favoriser l'apparition des rotules plastiques dans les poutres plutôt que les poteaux. D'ici, vient l'importance de l'étude de la ductilité locale des poutres en béton où certains codes parasismiques exigent leur vérification durant le dimensionnement. Dans ce chapitre, on présente une revue de quelques études paramétriques et expérimentales récentes réalisées afin de montrer dans un premier temps la relation de la ductilité locale avec les armatures longitudinales dans les poutres en béton à haute résistance non confiné, à cet effet on exposera les différentes approches prédites pour l'évaluation du facteur de la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance non confiné.

2.2. REVUE SUR LES ÉTUDES PARAMÉTRIQUES RÉALISÉES

Dans ce paragraphe, on essaye d'exposer quelques études paramétriques menées récemment sur le sujet. A l'occasion, on montre la variation des paramètres affectant le facteur de la ductilité locale.

2.2.1. Prédiction de Pam *et al.* (2001b)

Pam *et al.* (2001b) ont conduit une étude numérique sur des sections de poutres en béton armé avec armatures tendues et comprimées. Ils ont utilisé le modèle de béton à haute résistance non confiné proposé par Attard et Setunge (1996) (Figure 2.1) avec quelques recommandations d'Attard et Stewart (1998). Ce modèle a un domaine d'application très large avec des résistances jusqu'à 130 MPa.

En se basant sur des résultats expérimentaux et les deux recherches précédentes de Setunge (1993) et d'Attard et Setunge (1994), Attard et Setunge (1996) ont proposé un modèle pour un béton confiné et non confiné. Ils ont préparé et testé les échantillons des essais conformément à (AS 1012, 1976) et selon les suggestions d'Hoek et Franklin (1968) et d'Akroyd (1961) afin de réduire l'effet de la pression d'eau interstitielle sur la résistance ultime du béton. Les résultats obtenus de l'expérimentation ont été comparés avec les modèles de Mander *et al.* (1988), de Bjerkeli *et al.* (1990), de Collins (1992) et de Cusson et Paultre (1993).

La relation Contrainte-Déformation proposée pour un béton non confiné est basée sur les propositions de Sargin, (1971), de Wang *et al.* (1978), d’Ahmad et Shah (1982), d’Exner (1983), de Yong *et al.* (1988) et d’Olsen (1990). Pour un béton confiné, la relation Contrainte-Déformation est basée sur les deux propositions de Yong *et al.* (1988) et de Setunge *et al.* (1993). Enfin, le modèle proposé a été validé par d’autres résultats expérimentaux de Richart *et al.* (1929) et de Dahl (1992).

D’autre part, le modèle de l’acier utilisé par Pam *et al.* (2001b) est inspiré du modèle de Kent et Park (1973), ce dernier est similaire au modèle d’Aktan *et al.* (1973) où ils ont utilisé les relations de Ramberg et Osgood (1943) pour idéaliser et dériver son modèle (Park et Paulay (1975)). Les Figures 2.1 et 2.2 présentent respectivement les modèles du béton et de l’acier d’Attard et Setung (1996) et de Kent et Park (1973) utilisés dans l’étude de Pam *et al.* (2001b).

Parmi les résultats de cette investigation est la proposition d’une formule pour l’estimation du facteur de la ductilité locale, applicable pour les poutres en béton ordinaire et à haute résistance non confiné avec armatures tendues et comprimées. La formule proposée regroupe plusieurs paramètres influents sur la ductilité locale des poutres en béton armé à savoir : la résistance du béton, les pourcentages d’acier d’armatures tendues et comprimées et un paramètre très important considéré par le code ACI (ACI-318, 1995) qui est le pourcentage de balancement ρ_b , cette formule s’écrit sous la forme :

$$\mu_{\varphi} = 10.7(f_{ck})^{-0.45} \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)^{-1.25} \left(1 + 95.2(f_{ck})^{-0.1} \left(\frac{\rho'}{\rho} \right)^3 \right) \quad (2.1)$$

Où, f_{ck} est la résistance du béton à la compression, ρ_b est le pourcentage de balancement, ρ et ρ' sont les pourcentages d’armatures tendues et comprimées respectivement.

Cette formule regroupe un nombre de paramètres, néanmoins elle n’intègre pas l’effet de la limite élastique des aciers f_{yk} , qui a un grand effet sur la ductilité locale.

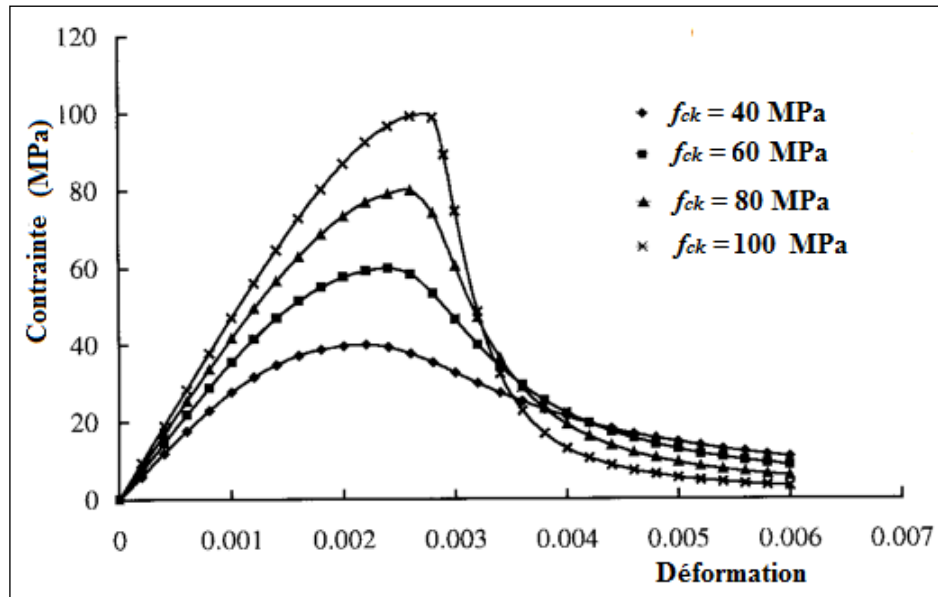


Figure 2.1 : Courbe contrainte-déformation proposée par Attard et Setunge (1996) pour un béton à haute résistance non confiné (Pam et al. (2001b)).

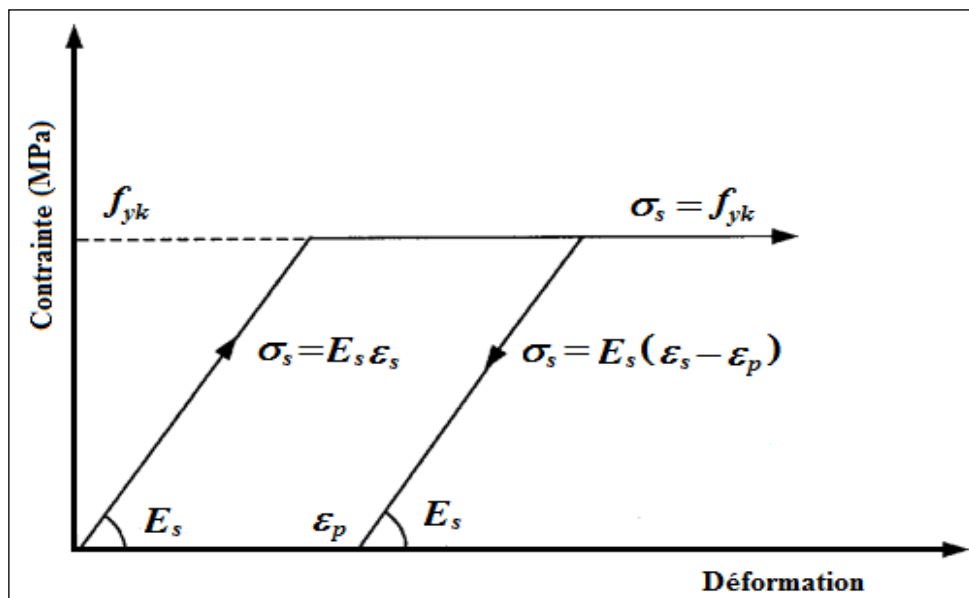


Figure 2.2 : Courbe contrainte-déformation des aciers (Pam et al. (2001b)).

2.2.2. Prédiction de Kwan *et al.* (2002)

Kwan *et al.* (2002) ont étudié la formule proposée précédemment par Pam *et al.* (2001b), où ils ont éliminé son dernier terme. La formule (2.1) est devenue comme suit :

$$\mu_{\varphi} = 10.7(f_{ck})^{-0.45} \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)^{-1.25} \quad (2.2)$$

Où, f_{ck} est la résistance du béton à la compression, ρ_b est le pourcentage de balancement, ρ et ρ' sont les taux d'acier ou les pourcentages d'armatures tendues et comprimées respectivement.

Pour maintenir le niveau minimum de la ductilité locale normalement prévu dans les poutres en béton armé, Kwan *et al.* (2002) ont proposé une valeur minimale requise du facteur de ductilité locale $\mu_{\varphi,min}$ qui égal à 3,32 ($\mu_{\varphi,min} = 3,32$). Afin d'assurer cette ductilité minimale, ils ont proposé aussi des valeurs maximales du pourcentage d'armatures tendues ρ_{max} . Le tableau 2.1 présente les valeurs de ρ_{max} , où il est clair que ce pourcentage maximal augmente avec l'augmentation de la résistance du béton et le pourcentage d'armatures comprimées.

Tableau 2.1 : Valeur maximal du pourcentage ρ pour assurer une ductilité minimale $\mu_{\varphi,min} = 3.32$ (Kwan *et al.* (2002)).

f_{ck} (MPa)	ρ_{max} (%)		
	$\rho' = 0$ %	$\rho' = 0,5$ %	$\rho' = 1,0$ %
30	2,39	2,89	3,39
40	2,67	3,17	3,67
50	2,93	3,43	3,93
60	3,15	3,65	4,15
70	3,35	3,85	4,35
80	3,53	4,03	4,53
90	3,69	4,19	4,69
100	3,83	4,33	4,83

Comme l'approche de Pam *et al.* (2001b), cette nouvelle approche ne tient pas en compte de l'effet de la limite élastique des aciers sur la ductilité locale.

2.2.3. Prédiction d'Arslan et Cihanli (2010)

Récemment Arslan et Cihanli (2010) ont mené une étude sur des sections de poutres en béton simplement armé avec armatures tendues. Ils ont utilisé le modèle de béton non confiné proposé par Hognestad (1951) avec les recommandations de Cihanli (2009) et Cihanli et Arslan (2009) (Figure 2.3). Le nouveau model a été validé par les résultats expérimentaux d'Ashour (2000).

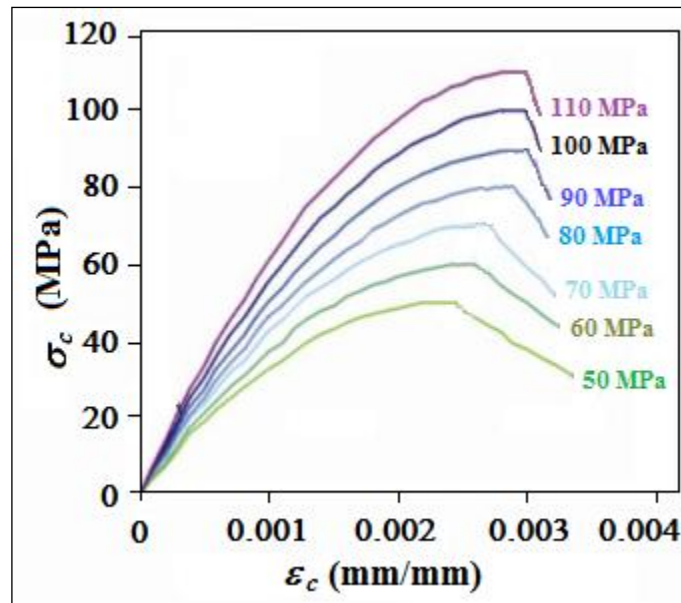


Figure 2.3 : Courbe contrainte-déformation proposée par Hognestad (1951) pour un béton à haute résistance non confiné (Arslan et Cihanli (2010)).

Arslan et Cihanli (2010) ont étudié l'effet des différents facteurs sur la ductilité locale, à savoir :

- Le rapport (ρ/ρ_b) ;
- La résistance du béton à la compression f_{ck} ;
- La limite élastique des aciers f_{yk} .

D'après l'étude paramétrique réalisée, Arslan et Cihanli (2010) ont conclu que :

- Le rapport (ρ/ρ_b) a un effet négatif sur la ductilité locale ;
- Dans le cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa), la résistance du béton a un effet négatif sur la ductilité locale ;
- La limite élastique des aciers f_{yk} a aussi un effet négatif sur la ductilité locale.

Enfin, Arslan et Cihanli (2010) ont proposé une approche qui relie la ductilité locale avec les armatures longitudinales, comme elle permet l'évaluation du facteur de ductilité locale. Cette approche s'écrit comme suit :

$$\mu_{\varphi} = 40(f_{ck})^{-0.17} (f_{yk})^{-0.42} \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{-1.18} \quad (2.3)$$

Où, f_{ck} est la résistance du béton à la compression, f_{yk} est la limite élastique des aciers, ρ_b est le pourcentage de balancement et ρ est le pourcentage d'armatures tendues.

Le Tableau 2.2 illustre une confrontation entre la proposition d'Arslan et Cihanli (2010) et les formules proposées par Pam *et al.* (2001a) et Kwan *et al.* (2002). D'après ce tableau, il est clair qu'il existe une ressemblance entre la proposition d'Arslan et Cihanli (2010) et les deux autres approches.

Tableau 2.2 : Vérification de la prédiction (Arslan et Cihanli (2010)).

	$f_{yk} = 220 \text{ MPa}$			$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$			$f_{yk} = 530 \text{ MPa}$		
	MOY	E-T	COV	MOY	E-T	COV	MOY	E-T	COV
$\frac{\text{Eq (2.3)}}{\text{Pam et al., 2001a}}$	0,725	0,193	0,266	1,304	0,374	0,286	1,419	0,398	0,281
$\frac{\text{Eq (2.3)}}{\text{Kwan et al., 2002}}$	0,780	0,060	0,077	0,991	0,099	0,100	1,038	0,106	0,102
MOY : La moyenne E-T : L'Ecart-type COV : La covariance									

Bien que la formule proposée par Arslan et Cihanli (2010) soit valable pour les poutres avec armatures tendues seulement, elle est applicable pour des résistances de béton f_{ck} jusqu'à 110 MPa, et prend en considération l'effet de la limite élastique des aciers.

2.2.4. Prédiction de Zubair *et al.* (2012)

Dans une autre étude, Zubair *et al.* (2012) ont mené une étude paramétrique sur des sections de poutres en béton à haute résistance avec armatures tendues seulement, où ils ont étudié l'influence des différents paramètres sur la ductilité locale à savoir : la résistance du béton f_{ck} , la limite élastique des aciers f_{yk} , le rapport (ρ/ρ_b) et un nouveau paramètre qui est le

taux de la déformation $\dot{\epsilon}$. Le taux de déformation est la dérivée de la déformation ϵ par rapport au temps t ; il est noté par $\dot{\epsilon}$. Il s'exprime en s^{-1} ou en % /s.

Plusieurs recherches comme : Pam *et al.* (2001a), Pam *et al.* (2001b), Kwan *et al.* (2002), Lee et Pan (2003), Ho *et al.* (2003), Ho *et al.* (2004) et Arslan et Cihanli (2010) ont négligé l'effet du taux de déformation sur la ductilité locale, malgré que cet effet a été étudié dans le passé par AL-Haddad (1995).

Il existe aussi d'autres recherches à savoir : Mainstone (1975), Bischoff et Perry (1991), Malvar (1998), Malvar et Ross (1998), Ngo (2005) et Hao et Zhou (2007) qui ont déterminé l'effet important du taux de déformation sur le comportement du béton et de l'acier.

Zubair *et al.* (2012) ont utilisé dans ces estimations les deux modèles de béton à haute résistance de Hongnestad (1951) et d'Attard et Setunge (1996), avec les propriétés des matériaux modifiés par le facteur d'augmentation dynamique (DIFs) afin de refléter l'effet du taux de déformation. Dans l'étude de Zubair *et al.* (2012) les propriétés des matériaux modifiés (DIFs) suggérées dans (UFC 3-340-2, 2008) sont couramment utilisées.

Après cette étude paramétrique menée avec le logiciel MATLAB (MATLAB V-7.10, 2010), Zubair *et al.* (2012) ont trouvé que :

- Le rapport ρ/ρ_b a un effet négatif sur la ductilité locale et la variation du facteur μ_ϕ en fonction de l'accroissement de ce rapport est sous forme hyperbolique (figure 2.4) ;

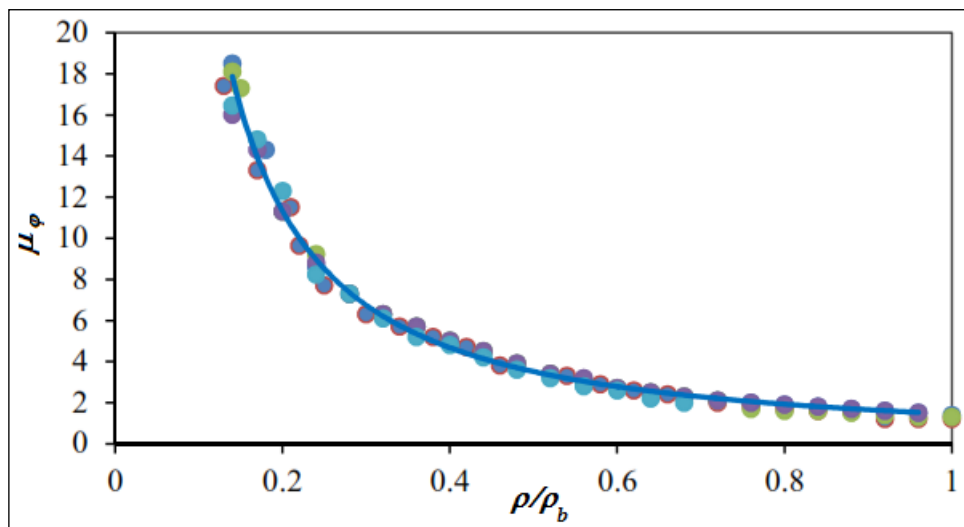


Figure 2.4 : Effet du rapport ρ/ρ_b sur le facteur de la ductilité locale (Zubair *et al.* (2012)).

- La résistance du béton f_{ck} et la limite élastique des aciers f_{yk} ont des effets négatifs sur la ductilité locale, comme montrent les figures 2.5 et 2.6 respectivement ;

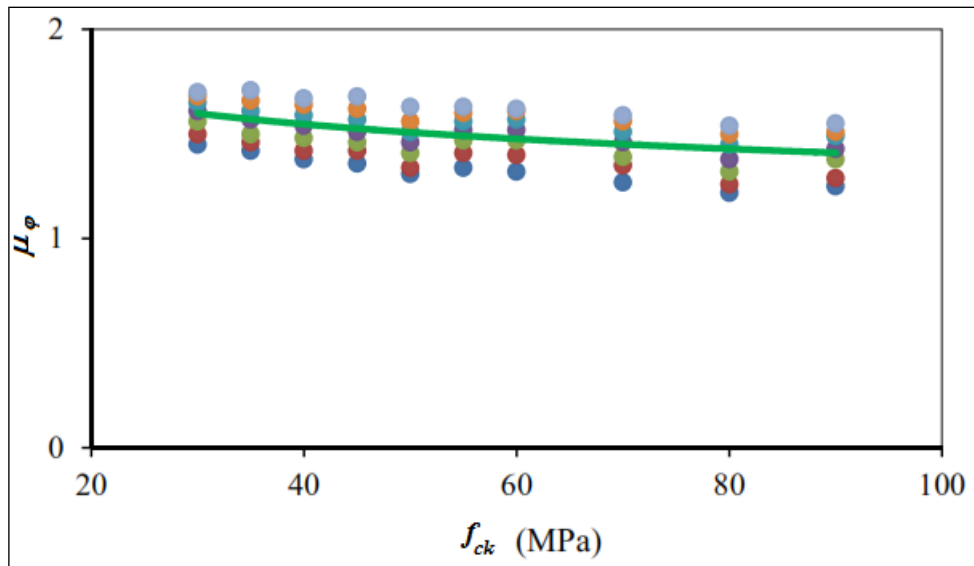


Figure 2.5 : Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale (Zubair et al. (2012)).

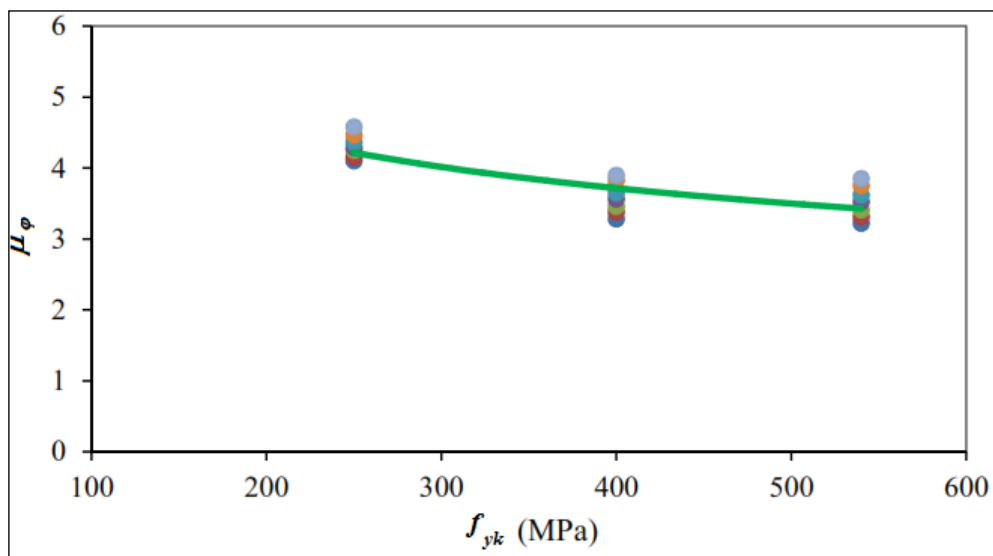


Figure 2.6 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale (Zubair et al. (2012)).

- Le taux de déformation $\dot{\epsilon}$ influe négativement sur la ductilité locale surtout pour les poutres avec des faibles pourcentages d'armatures tendues, où la figure 2.7 montre bien cet effet.

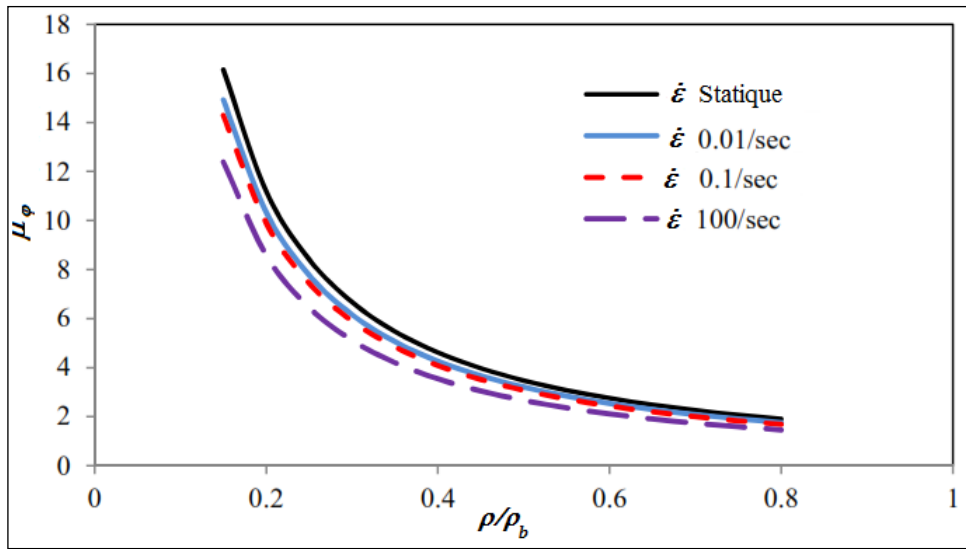


Figure 2.7 : Effet du taux de déformation $\dot{\epsilon}$ sur le facteur de la ductilité locale (Zubair *et al.* (2012)).

Sur la base des résultats obtenus et les figures illustrées dans cette étude, Zubair *et al.* (2012) ont proposé une approche pour la prédiction du facteur de la ductilité locale des poutres en béton ordinaire et à haute résistance. Cette formule regroupe tous les paramètres étudiés, elle est exprimée comme suit :

$$\mu_{\varphi} = \chi (f_{ck})^{-0,114} (f_{yk})^{-0,271} \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{-1,278} \quad (2.4)$$

Où, f_{ck} est la résistance du béton, f_{yk} est la limite élastique des aciers, ρ_b est le coefficient de balancement et ρ est le rapport d'armatures tendues ;

Avec :

$$\chi = -0,017 \ln \left(\dot{\epsilon}_{max} \right) + 0,8451 \quad (2.5)$$

Où, $\dot{\epsilon}_{max}$ est le taux de déformation maximal.

La figure 2.8 présente une comparaison entre les résultats du facteur de la ductilité locale obtenus par la formule proposée (Eq.2.4) et la méthode numérique utilisée dans les calculs par Zubair *et al.* (2012).

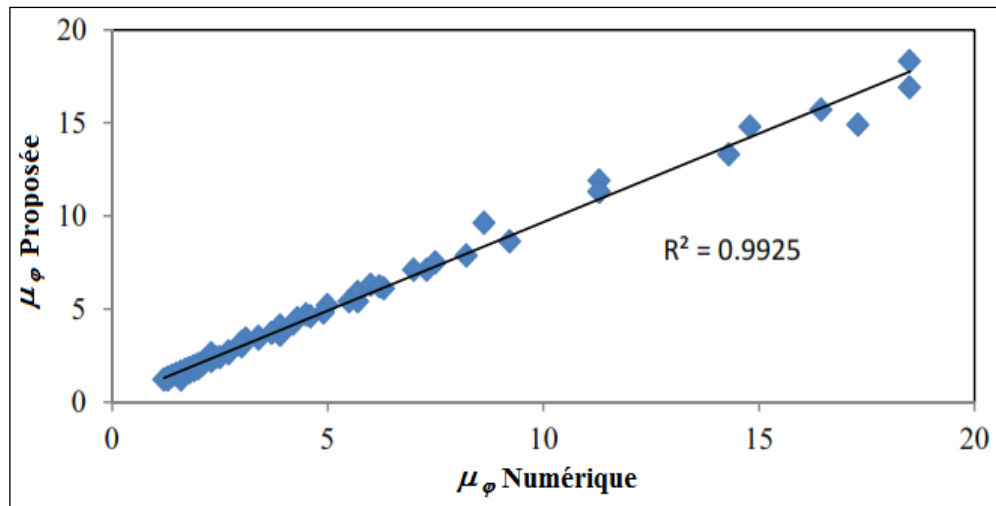


Figure 2.8 : Comparaison entre la formule proposée Eq. (2.4) et la méthode numérique utilisée (Zubair et al. (2012)).

L'erreur moyenne et l'écart-type calculés entre les résultats obtenus par la formule proposée (Eq. (2.4)) et par la méthode numérique montrent que la proposition de Zubair *et al.* (2012) est raisonnablement bonne. D'autre part, la formule proposée (Eq. (2.4)) a été comparée avec les prédictions de Pam *et al.* (2001b) et d'Arslan et Cihanli (2010). Les erreurs moyennes et les écart-types calculés entre la formule proposée (Eq. (2.4)) et ces prédictions dans le cas d'un taux de déformation statique confirme la bonne concordance de la formule proposée (Eq. (2.4)).

2.2.5. Prédiction de Lee (2013a)

Lee (2013a) a conduit une étude paramétrique sur des sections de poutres en béton à haute résistance doublement armées. Il a utilisé dans l'analyse le modèle de béton à haute résistance non confiné d'Attard et Setunge (1996). Lee (2013a) a proposé une approche qui tient compte non seulement de tous les paramètres influençant la ductilité locale mais aussi relie clairement la ductilité locale avec le pourcentage d'armatures longitudinales et permet l'évaluation du facteur de la ductilité locale. Cette approche s'écrit comme suit :

$$\mu_\varphi = \left[\left(\frac{\rho - \rho' \frac{f_{sc}}{f_{yc}}}{\rho_b} \right) \right]^{-1.279} * (f_{yk})^{-0.215} * \left[-0.6(f_{ck})^2 + 88f_{ck} + 2.285 \right] * 10^{-3} \quad (2.6)$$

Où, ρ et ρ' sont les pourcentages d'armatures tendues et comprimées respectivement, f_{sc} est la contrainte dans les armatures comprimées à l'état ultime, f_{yc} est la limite élastique

d'armatures comprimées, ρ_b est le pourcentage de balancement, f_{yk} est la limite élastique des armatures tendues et f_{ck} est la résistance du béton à la compression.

Les tableaux 2.3 et 2.4 présentent une comparaison entre l'approche de Lee (2013a) et celles de Pam *et al.* (2001a) et Arslan et Cihanli (2010). Les résultats des tableaux montrent qu'il existe une bonne concordance entre la formule de Lee (2013a) et les autres approches, dans le cas des poutres simplement et doublement armées.

Tableau 2.3 : Comparaison de la formule proposée dans le cas d'une poutre armée par armatures tendues seulement (Lee (2013a)).

	$f_{ck} = 30 - 100 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 300 - 600 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 30 - 100 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 400 - 500 \text{ MPa}$	
	MOY	E-T	MOY	E-T
$\frac{\text{Eq (2.6)}}{\text{Arslan et al 2010}}$	1,021	0,170	1,019	0,161
$\frac{\text{Eq (2.6)}}{\text{Pam et al 2001a}}$	1,204	0,335	1,209	0,329
MOY : La moyenne E-T : L'Ecart-type				

Tableau 2.4 : Comparaison de la formule proposée dans le cas d'une poutre armée par armatures tendues et comprimées (Lee (2013a)).

	$f_{ck} = 30 - 100 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 60 - 100 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	
	MOY	E-T	MOY	E-T
$\frac{\text{Eq (2.6)}}{\text{Pam et al 2001a}}$	1,391	0,424	1,144	0,329
MOY : La moyenne E-T : L'Ecart-type				

La formule proposée par Lee (2013a) est applicable pour des poutres en béton à haute résistance non confiné. Cette formule regroupe tous les paramètres qui peuvent influencer la ductilité locale des poutres en béton armé non confiné ; et elle est basée sur les hypothèses de l'ACI.

2.2.6. Etude de Lee (2013b)

Dans une autre recherche, Lee (2013b) a étudié l'effet de la résistance du béton et de la limite élastique sur la ductilité locale. Le développement du facteur de la ductilité locale en fonction de la résistance du béton et de la limite élastique est présenté dans les figures 2.9 et 2.10 dans le cas où le pourcentage d'armatures tendues ρ égale à $0,75 \rho_b$ et ρ_{max} respectivement. Les valeurs de ρ_b et ρ_{max} sont calculés selon le code Américain ACI-318 (ACI-318, 2008).

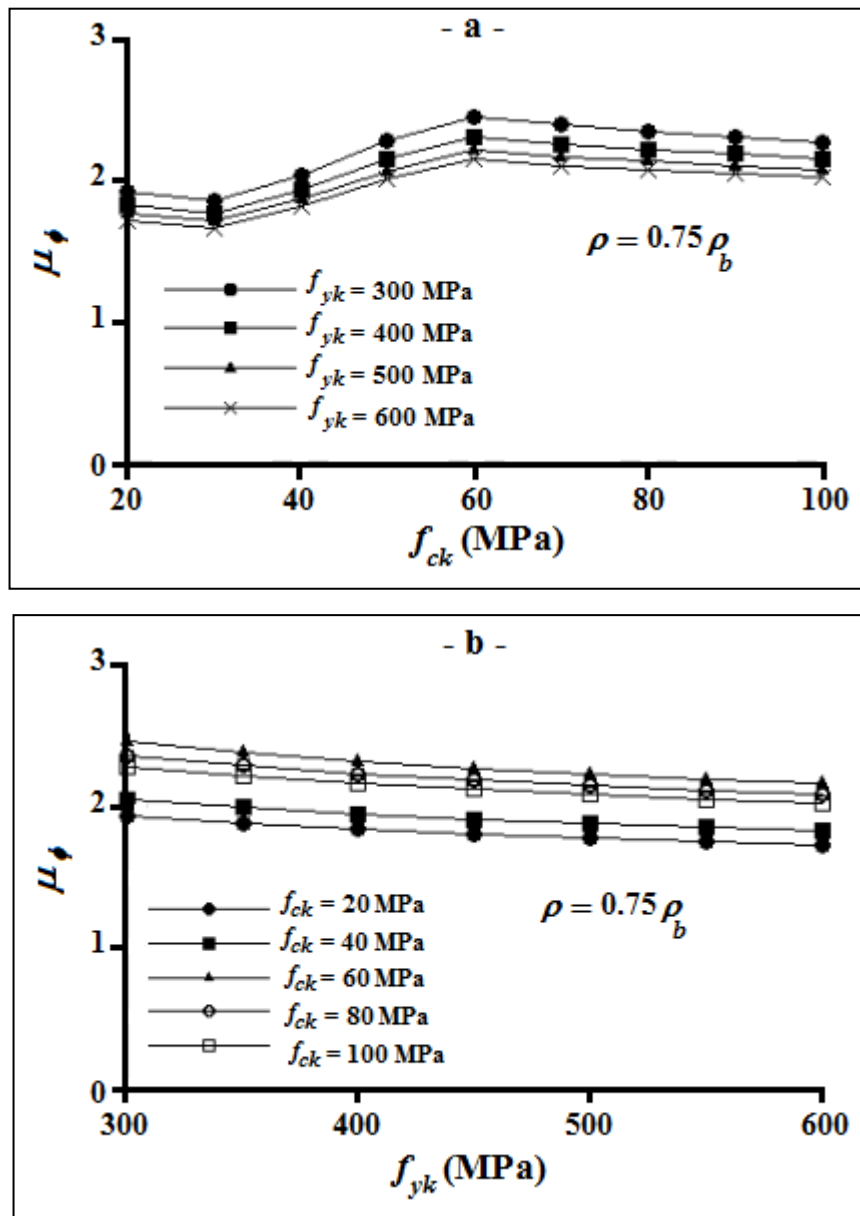


Figure 2.9 : Effet de la résistance du béton et de la limite élastique sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho = 0,75 \rho_b$ (Lee (2013b)).

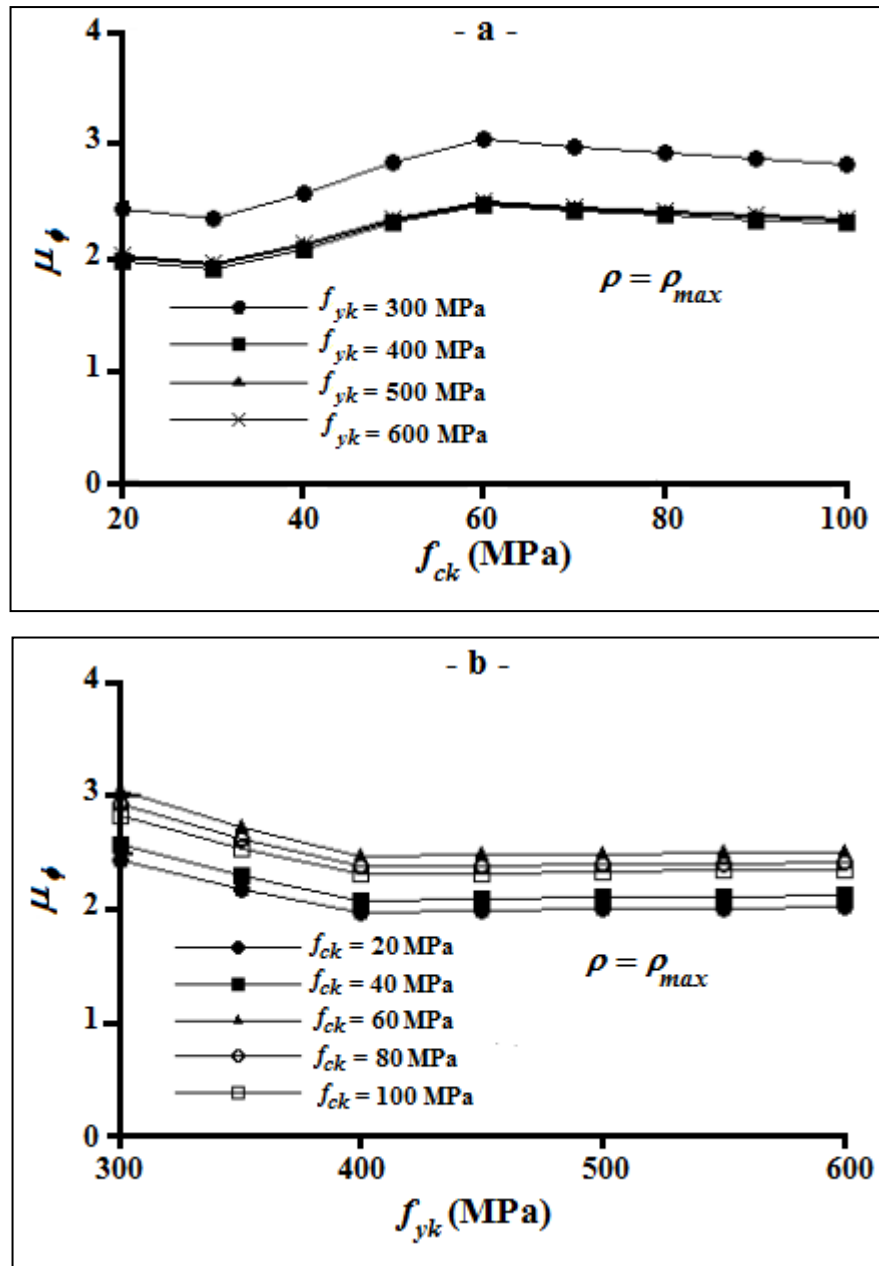


Figure 2.10 : Effet de la résistance du béton et de la limite élastique sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho = \rho_{max}$ (Lee (2013b)).

La figure 2.9a montre que le facteur de la ductilité locale augmente avec l'augmentation de la résistance du béton de 30 à 60 MPa, après cette valeur, le facteur de ductilité commence à diminuer. D'autre part, la figure 2.9b présente la variation du facteur de la ductilité locale en fonction de la limite élastique des aciers f_{yk} , où on observe que ce facteur diminue avec l'augmentation de la limite élastique des aciers. Les mêmes allures sont observées lorsque le pourcentage d'armatures tendues atteint son maximum (figure 2.10), avec une légère incidence de la limite élastique f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale.

2.3. TRAVAUX EXPERIMENTAUX

En plus des études paramétriques menées dans le domaine, plusieurs travaux expérimentaux ont été réalisés pour calculer le facteur de la ductilité locale des poutres en BHR non confiné. Dans la suite, on expose quelques recherches conduites.

2.3.1. Pam *et al.* 2001a

Pam *et al.* (2001a) ont mené une étude expérimentale sur un échantillon de 20 poutres en béton ordinaire et à haute résistance. Le but de cette étude est la mise en évidence du comportement de ces poutres en flexion, et l'examen de la ductilité. La figure 2.11 montre le schéma et les détails des poutres étudiées.

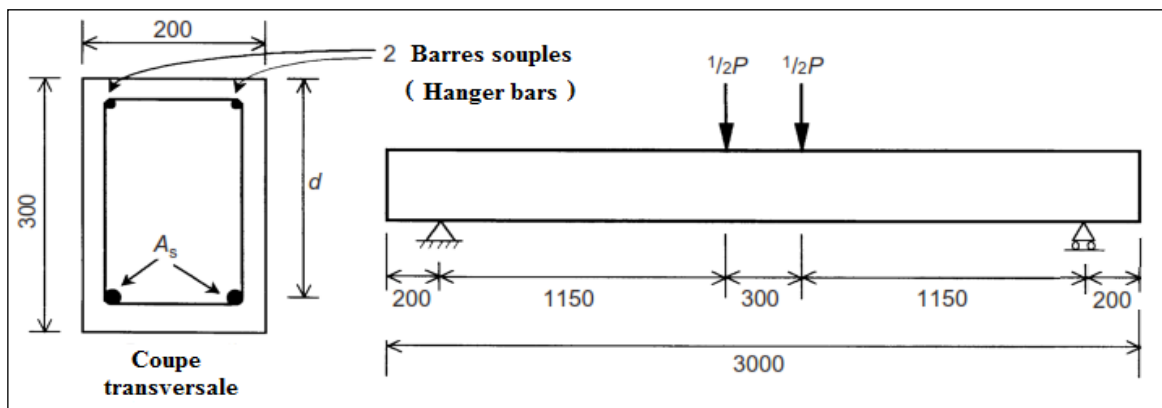


Figure 2.11 : Détails des poutres étudiées (Pam *et al.* (2001a)).

Il faut remarquer qu'il existe des différences significatives entre le facteur de la ductilité obtenu à partir des courbes Moment-Déplacement (μ) et d'autre obtenu à partir des courbes Moment-Courbure (μ_ϕ) (Park (1988)). Le facteur de ductilité obtenu à partir des courbes Moment-Déplacement est le rapport entre le déplacement sous la charge ultime et le déplacement à la fin de la phase élastique, où la charge ultime est la charge maximale qui peut être appliquée pendant le test (Paster *et al.* (1984) ; Ahmad et Barker (1991) ; Bengar (2004)).

Dans cette étude, Pam *et al.* (2001a) ont calculé le facteur de ductilité à partir des courbes Moment-Déplacement. Le tableau 2.5 montre les différents paramètres étudiés et les résultats du facteur de ductilité μ obtenus. D'après les résultats du Tableau 2.5, on constate que le facteur de ductilité μ diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues ρ .

Tableau 2.5 : Résultats des essais (Pam *et al.* (2001a)).

N° Poutre	f_{cu} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{cu} (MPa)	f_{yk} (MPa)	d (mm)	ρ (%)	ρ_b (%)	ρ/ρ_b	μ
1	37,4	31,8	≈ 37	579	264	0,76	2,04	0,37	5,99
2	36,8	31,3		579	264	1,14	2,01	0,57	4,97
3	36,4	30,9		578	260	1,89	1,99	0,95	3,61
4	42,3	36,0	≈ 44	536	260	1,89	2,55	0,74	5,19
5	46,4	39,4		546	260	2,28	2,70	0,84	4,45
6	43,2	36,7		536	260	2,83	2,60	1,09	3,46
7	58,6	49,8	≈ 56	520	260	2,49	3,57	0,70	3,05
8	57,1	48,5		520	260	2,86	3,50	0,82	2,79
9	58,6	49,8		520	256	3,53	3,57	0,99	2,73
10	50,3	42,8		519	256	4,10	3,12	1,31	2,03
11	58,8	50,0		519	256	4,10	3,59	1,14	2,05
12	52,9	45,0		519	256	4,71	3,26	1,44	1,87
13	58,8	50,0		520	256	5,50	3,58	1,54	1,92
14	95,5	81,2	≈ 93	578	260	1,89	3,91	0,48	5,54
15	98,0	83,3		578	260	2,84	3,93	0,72	2,45
16	102,5	87,1		578	260	2,84	3,94	0,72	2,78
17	87,0	74,0		546	256	3,14	4,15	0,76	3,11
18	90,3	76,8		574	256	4,71	3,90	1,21	1,83
19	91,7	77,9		574	256	4,71	3,93	1,20	1,99
20	83,5	71,0		553	256	5,50	4,01	1,37	1,81

Sur la base des résultats expérimentaux présentés dans le Tableau 2.5, Pam *et al.* (2001a) ont proposé une relation valable uniquement pour les poutres en béton à haute résistance simplement armées, qui relie davantage le pourcentage d'armatures tendues ρ ainsi que le pourcentage de balancement des armatures ρ_b directement avec le facteur de la ductilité μ , cette relation s'écrit comme suit :

$$\mu = 9.5(f_{cu})^{-0.3} \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{-0.75} \quad (2.7)$$

Quoique la relation soit simple pour l'utilisation pratique, elle exprime d'autre type de ductilité et néglige d'autres paramètres comme les armatures comprimées et la limite élastique des aciers qui influent sur la ductilité des poutres en béton armé.

2.3.2. Maghsoudi et Bengar (2006)

Maghsoudi et Bengar (2006) ont conduit une étude expérimentale sur 8 poutres en béton à haute résistance avec et sans armatures comprimées. Le Tableau 2.6 et la figure 2.12 illustrent les détails des poutres utilisées et le mode de ferrailage adopté ainsi que les paramètres étudiés.

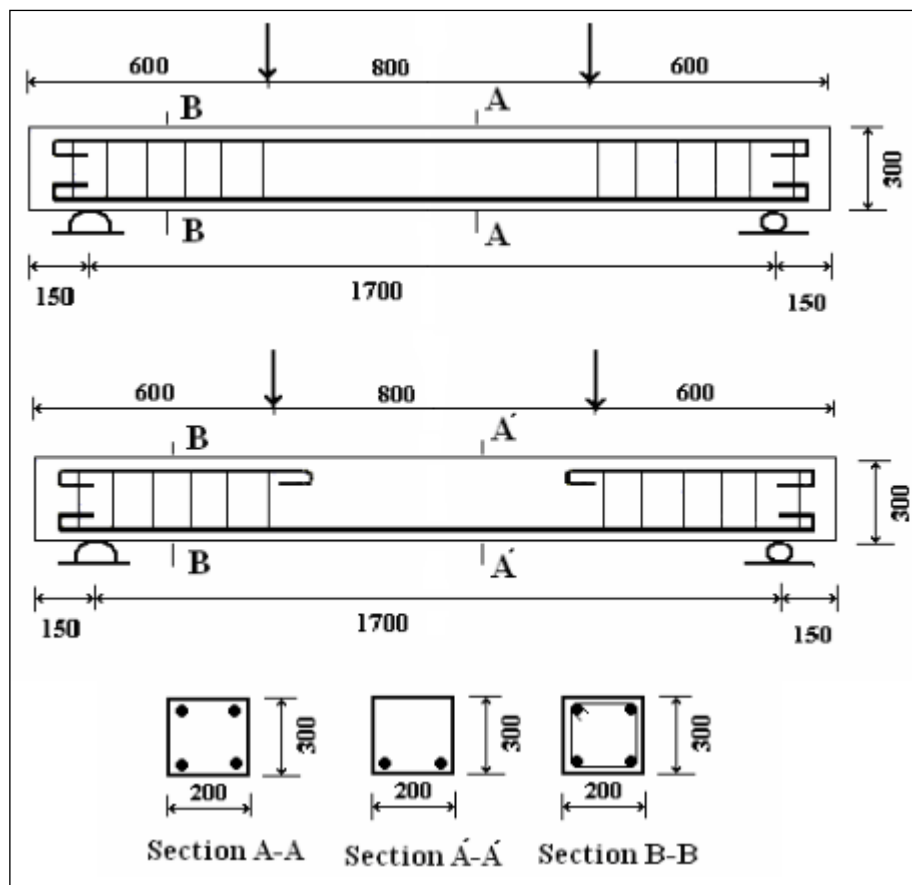


Figure 2.12 : Détails des poutres testées (Maghsoudi et Bengar (2006)).

Tableau 2.6 : Détails des poutres testées (Maghsoudi et Bengar (2006)).

N° poutre	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	d (mm)	d' (mm)	ρ (%)	ρ' (%)
BC1	56,31	398	254	42	0,61	0,61
B1	69,50	398	254	42	0,61	-
BC2	63,48	401	250	47	1,25	0,61
B2	70,50	401	250	47	1,25	-
BC3	63,21	373	251	42	2,03	1,01
B3	70,80	373	251	42	2,03	-
BC4	71,45	401	250	47	2,51	1,24
B4	72,80	401	250	47	2,51	-

Les résultats obtenus des facteurs de la hauteur de l'axe neutre (ξ_y, ξ_u), des courbures (φ_y, φ_u) et des moments résistants (M_y, M_u) à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime sont présentés dans le tableau 2.7. D'après ce tableau, il est clair que :

- Le pourcentage d'armatures tendues a un effet positif sur les facteurs de la hauteur de l'axe neutre, les moments résistants et la courbure à la fin de la phase élastique, mais il a un effet négatif sur la courbure ultime ;
- Le pourcentage d'armatures comprimées a un effet négatif sur les facteurs de la hauteur de l'axe neutre.

Tableau 2.7 : Résultats des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des courbures et des moments résistants à la fin de la phase élastique et ultime (Maghsoudi et Bengar (2006)).

N° poutre	ρ (%)	ρ' (%)	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	M_y (KN.m)	M_u (KN.m)
BC1	0,61	0,61	0,325	0,106	1,31	15,50	23,96	44,54
B1	0,61	-	0,397	0,118	1,20	12,30	18,39	36,93
BC2	1,25	0,61	0,350	0,109	1,21	8,27	47,33	71,00
B2	1,25	-	0,4	0,148	1,60	8,60	59,60	74,74
BC3	2,03	1,01	0,393	0,160	1,52	8,75	79,97	112,75
B3	2,03	-	0,458	0,195	1,62	7,33	75,84	93,59
BC4	2,51	1,24	0,474	0,208	1,55	8,68	93,49	127,75
B4	2,51	-	0,512	0,260	1,71	4,83	96,23	122,28

Le Tableau 2.8 illustre une confrontation entre les résultats des courbures et des facteurs de la ductilité locale obtenus expérimentalement et théoriquement selon les codes ACI (ACI-318, 2002) et CSA (CSA-94, 1994). L'analyse des résultats montre une bonne concordance entre les valeurs expérimentales et théoriques. Il est aussi montré que le pourcentage d'armatures tendues diminue le facteur de la ductilité locale ; le même facteur de ductilité augmente en présence d'acier de compression.

Tableau 2.8 : Courbures et facteurs de ductilité locale expérimentales et théoriques (Maghsoudi et Bengar (2006)).

N° poutre	Expérimentale			Théorique ACI			Théorique CSA		
	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$	μ_φ	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$	μ_φ	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$	μ_φ
BC1	1,31	15,50	11,84	0,98	9,70	9,89	0,98	11,69	11,91
B1	1,20	12,30	10,25	0,98	18,80	19,13	0,98	23,57	23,98
BC2	1,21	8,27	6,84	1,12	7,44	6,68	1,12	9,07	8,13
B2	1,60	8,60	5,38	1,13	9,26	8,22	1,13	11,62	10,31
BC3	1,52	8,75	5,75	1,12	6,20	5,53	1,12	7,71	6,87
B3	1,62	7,33	4,52	1,16	6,17	5,34	1,16	7,69	6,65
BC4	1,55	8,68	5,60	1,25	5,93	4,75	1,25	7,32	5,87
B4	1,71	4,83	2,82	1,31	4,78	3,64	1,31	5,89	4,48

2.3.3. Maghsoudi et Sharifi (2009)

Maghsoudi et Sharifi (2009) ont continué le programme expérimental rapporté par des essais similaires à ceux de Maghsoudi et Bengar (2006). Ils ont testé 6 poutres en béton à haute résistance. Le tableau 2.9 montre les détails des poutres testées.

Tableau 2.9 : Détails des poutres testées (Maghsoudi et Sharifi (2009)).

N° poutre	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	d (mm)	d' (mm)	ρ (%)	ρ' (%)
BC6	73,65	400	256	40	4,80	2,40
B6	71,00	400	256	40	4,80	-
BC7	66,81	400	266	40	5,40	2,70
B7	70,50	400	266	40	5,40	-
BC8	77,72	400	258	42	6,80	3,40
B8	71,80	400	258	42	6,80	-

Le Tableau 2.10 présente les valeurs des courbures élastique et ultime et les facteurs de la ductilité locale obtenus expérimentalement et théoriquement par les approches de l'ACI (ACI 318, 2005) et du CSA (CSA-04, 2004). D'après ces résultats, Maghsoudi et Sharifi (2009) ont montré que le pourcentage d'armatures comprimées affecte positivement la ductilité locale. Ils ont montré aussi qu'il existe une bonne concordance entre les résultats théoriques des deux codes ACI-318 et CSA-04 et les résultats expérimentaux.

Tableau 2.10 : Les courbures et les facteurs de ductilité locale expérimentaux et théoriques (Maghsoudi et Sharifi (2009)).

N° poutre	Expérimentale			Théorique ACI			Théorique CSA		
	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$	μ_φ	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$	μ_φ	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$	μ_φ
BC6	1,44	6,24	4,33	1,41	3,89	2,75	1,41	4,95	3,51
B6	2,35	2,55	1,08	1,58	2,36	1,49	1,58	2,94	1,86
BC7	1,73	-	-	1,44	2,99	2,07	1,44	3,82	2,65
B7	1,26	2,25	1,77	1,65	2,20	1,33	1,65	2,74	1,66
BC8	1,50	5,07	3,38	1,58	2,78	1,76	1,58	3,45	2,18
B8	1,77	2,48	1,40	-	1,86	-	-	2,10	-

2.3.4. Shohana et al. (2012)

Dans cette recherche, Shohana et al. (2012) ont testé 9 poutres en béton ordinaire avec armatures tendues seulement, le tableau 2.11 présente les détails des poutres testées.

Tableau 2.11 : Détails des poutres testées (Shohana et al. (2012)).

N° poutre	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	h (mm)	b (mm)	ρ (%)
B1	≈ 45	500	305	254	1,28
B2			305	254	0,9
B3			305	254	0,7
B4	≈ 36		305	254	1,28
B5			305	254	0,9
B6			305	254	0,7
B7	≈ 50		305	254	1,28
B8			305	254	0,9
B9			305	254	0,7

Les résultats du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus sont schématisés en fonction de la résistance de béton f_{ck} dans la figure 2.13. Cette figure montre que :

- Pour les poutres avec un pourcentage d'armatures tendues égale à 0,7 %, l'effet de la résistance du béton est presque nul ;
- Pour les poutres avec un pourcentage d'armatures tendues égale à 0,9 % et 1,28 %, l'augmentation de la résistance du béton de 36 à 45 MPa augmente le facteur de la ductilité locale, après cette valeur l'effet de la résistance du béton devient presque nul.
- Le pourcentage d'armatures tendues diminue le facteur de ductilité locale.

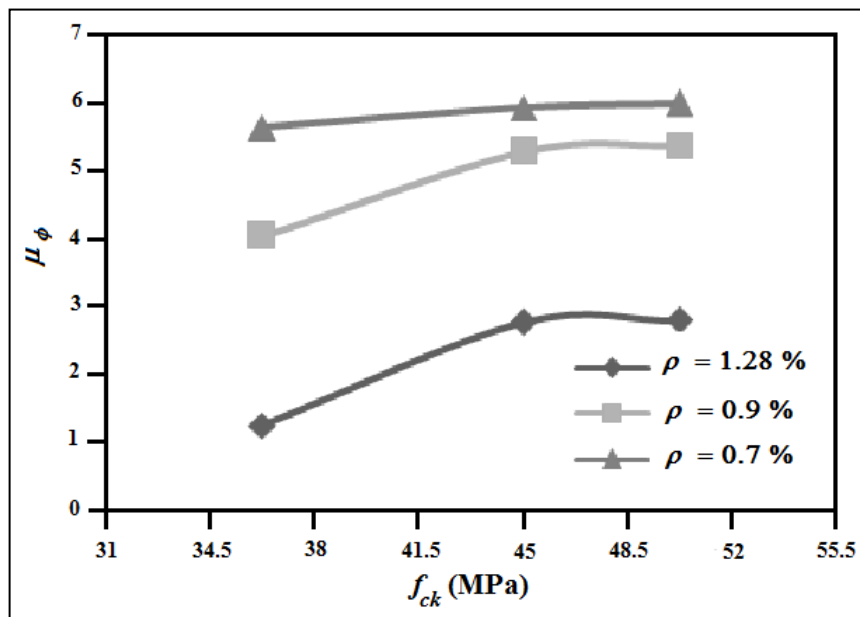


Figure 2.13 : Variation du facteur de la ductilité locale en fonction de la résistance du béton (Shohana et al. (2013)).

2.3.5. Mohammad et al. (2013)

Mohammad et al. (2013) ont examiné expérimentalement un groupe de 9 poutres en béton à haute résistance simplement armées, où leur limite élastique f_{yk} varie entre 308 et 390 MPa. La figure 2.14 et le Tableau 2.12 illustrent les détails des poutres testées.

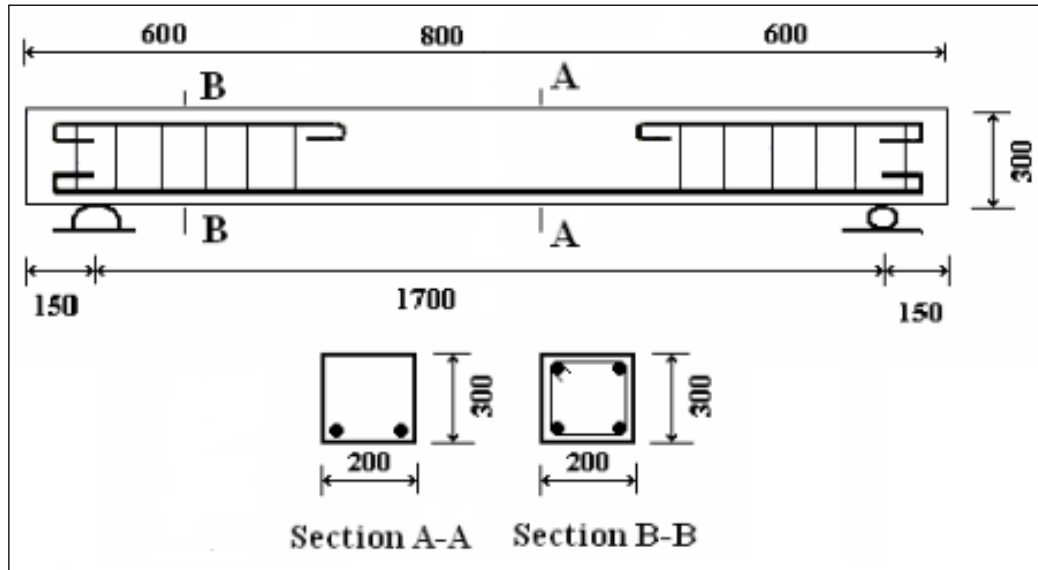


Figure 2.14 : Détails des poutres testées (Mohammad et al. (2013)).

Tableau 2.12 : Détails des poutres testées (Mohammad et al. (2013)).

N° poutre	f_{ck} (MPa)	d (cm)	ρ (%)
B1	65,71	256	0,61 $\approx \rho_{min}$
B2	66,70	256	1,25 $\approx 0,2 \rho_b$
B3	66,20	258	2,03 $\approx 0,3 \rho_b$
B4	68,65	250	2,52 $\approx 0,4 \rho_b$
B5	68,65	250	3,05 $\approx 0,5 \rho_b$
B6	69,63	256	4,81 $\approx 0,75 \rho_b$
B7	69,14	256	5,39 $\approx 0,85 \rho_b$
B8	70,41	258	6,81 $\approx \rho_b$
B9	71,1	250	8,01 $\approx 1,2 \rho_b$

Le résumé des résultats expérimentaux enregistrés est représenté sur la figure 2.15. D'après cette figure, on constate que les paliers de plasticité diminuent avec l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues ρ . Dans le même contexte, le Tableau 2.13 présente les valeurs du facteur de la ductilité locale et autres résultats obtenus analytiquement par les approches de l'ACI (ACI-318, 1995), du CSA (CSA-94, 1994) et du NZS-95 (NZS-95, 1995). Les résultats illustrés dans ce tableau montrent que le pourcentage d'armatures tendues influence négativement sur la ductilité locale.

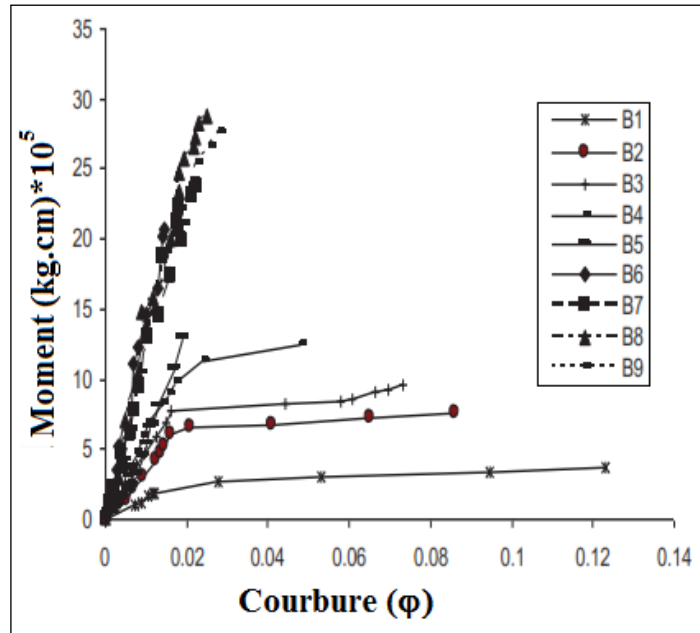


Figure 2.15 : Diagrammes Moment-Courbure (Mohammad et al. (2013)).

Tableau 2.13 : Résultats du facteur de la ductilité locale (Mohammad et al. (2013)).

N° poutre	μ_{ϕ}			
	Expérimentale	Théorique ACI	Théorique CSA	Théorique NZS
B1	9,50	19,07	23,86	17,70
B2	5,35	8,26	10,33	7,67
B3	4,20	5,32	6,66	4,95
B4	2,66	3,66	4,57	3,40
B5	1,20	3,28	4,10	3,05
B6	1,08	1,49	1,38	1,87
B7	1,78	1,30	1,21	1,50
B8	1,41	1,15	1,07	1,40
B9	1,43	0,77	0,72	0,94

2.4. CONCLUSION

Les divers travaux paramétriques et expérimentaux réalisés récemment sur la ductilité locale des poutres en béton armé ont été discutés. Une importance particulière a été accordée à la mise en évidence de la relation de la ductilité locale μ_{ϕ} avec les armatures longitudinales ρ . Cette relation a été exprimée dans la majorité des travaux par les approches théoriques qui

permettent de visualiser la relation entre μ_ϕ et ρ . Aussi l'influence directe de ρ sur la réduction de la ductilité locale est clairement mise en évidence. Néanmoins, l'ensemble des travaux n'ont pas employé les lois de comportement des matériaux adoptées par l'Eurocode 2. Il faut cependant remarquer que la majorité des travaux présentés négligent à chaque fois un à deux paramètres qui influent sur la ductilité locale, que ce soit dans les prédictions proposées ou dans l'étude des paramètres influents.

La suite de ce travail, portera explicitement sur cet aspect à travers une étude paramétrique qui permet d'employer un grand nombre de facteurs et de valeurs pour le traitement explicite de la corrélation de la ductilité locale μ_ϕ avec les armatures longitudinales.

Chapitre 3

MÉTHODE D'EVALUATION DU FACTEUR DE LA DUCTILITÉ LOCALE

3.1. INTRODUCTION

L'analyse du comportement non linéaire d'une section transversale doublement armée d'une poutre dissipative sollicitée en flexion simple, nécessite le plus souvent une étude aux états limites (EN 1992, 2004) ; avec la considération de certaines hypothèses propres à chaque état limite. Les hypothèses communes à ces différents états sont (Pascal et Tchouani (2009) ; BAEL 91-99 (2000)) :

- Les sections droites planes restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton ;
- La résistance du béton tendu est négligée.

La méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale ou en courbure présentée par Kassoul et Bougara (2010) s'articule autour de l'utilisation des relations de compatibilité des déformations, et les équations d'équilibres des efforts internes de la compression du béton et de traction des armatures. Cette méthode est basée sur la procédure de Park et Ruitong (1988).

La méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale de Kassoul et Bougara (2010) sera présentée dans cette section. Dans un premier lieu, on décrit les lois de comportement des matériaux béton et acier selon l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004). En deuxième lieu, on présente la relation Moment - Courbure ($M-\phi$) d'une section de poutre fléchie. Par la suite, on décrit les expressions de la courbure à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime. Ensuite, on expose la forme générale du facteur de la ductilité locale conventionnelle et on illustre un organigramme qui traite les étapes à suivre pour l'évaluation du facteur de la ductilité locale. En dernier lieu, on définit les sections sous armées, balancées et armées par excès.

3.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

3.2.1. Béton

L'étude du comportement des structures en béton armé, selon l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) utilise la classe de résistance notée $C_{maximum}$. Elle est basée sur la résistance caractéristique à la compression du béton f_{ck} . La valeur maximale de cette résistance à 28 jours est limitée sur une éprouvette cylindrique à 90 MPa et à 105 MPa sur une éprouvette cubique. Elle varie selon la norme (NF EN 206-1, 2005) entre C8/10 et C40/50 pour un béton ordinaire et entre C45/55 et C90/105 pour un béton à haute performance.

La valeur de calcul de la contrainte en compression du béton sur un cylindre f_{cd} est définie par :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

Où, γ_c est le facteur partiel de sécurité pour le béton, égal à 1,5 pour les situations durables et 1,2 pour les situations accidentelles, α_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression du béton, sa valeur varie entre 0,8 et 1. Dans la suite, la situation accidentelle est totalement considérée.

Ainsi, pour le dimensionnement des sections transversales d'un élément en béton armé, on utilise le diagramme Contrainte - Déformation du calcul illustré dans la figure 3.1, caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (3.2)$$

Où, ε_c est la déformation résultant de la compression du béton et ε_{c2} est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{cd} et ε_{cu} est la déformation de compression ultime du béton, les déformations ε_{c2} et ε_{cu} sont exprimées par :

$$\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = \begin{cases} 2,0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{cu} (\text{‰}) = \begin{cases} 3,5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.4)$$

n : est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.5)$$

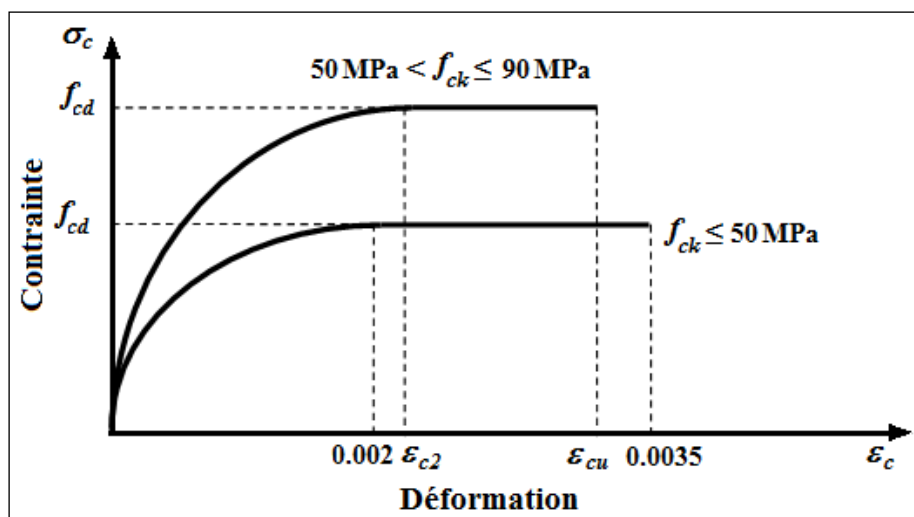


Figure 3.1 : Diagramme parabol rectangle pour un béton non confiné sous compression (EN 1992, 2004).

3.2.2. Acier

Selon l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), la conception des sections en béton armé est effectuée à partir d'une classe spécifiée, des armatures représentées par la valeur caractéristique de la limite d'élasticité f_{yk} . Cette valeur de f_{yk} varie sur une gamme de 400 à 600 MPa.

Le diagramme Contrainte – Déformation des aciers schématisé dans la Figure 3.2 est distingué par la courbe élasto-plastique bilinéaire, caractérisée par une branche inclinée jusqu'à une déformation égale à $\epsilon_{sy,d}$ et une contrainte de l'armature égale à f_{yd} , ainsi qu'une branche supérieure supposée horizontale jusqu'à la déformation maximale ϵ_{uk} correspondant à la contrainte dans l'armature égale à f_{yd} , où :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.6)$$

Où, γ_s est un coefficient partiel de l'acier égal à 1,15 pour les situations durables et 1 pour les situations accidentelles.

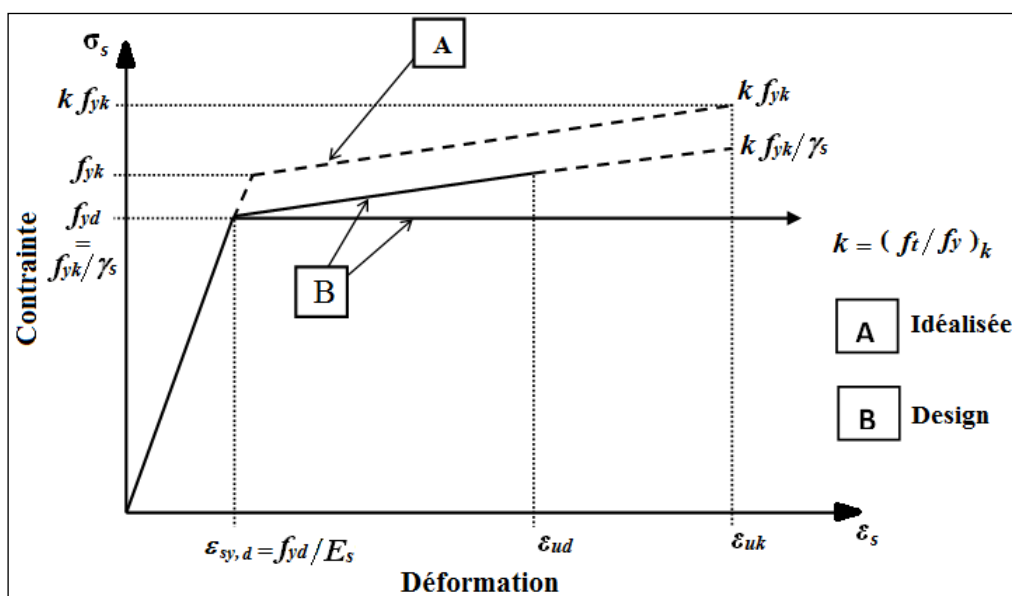


Figure 3.2 : Diagramme "Contrainte – Déformation" des aciers (EN 1992, 2004).

$\epsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s$: Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.

E_s : Module d'élasticité de l'acier, égal à 200000 MPa.

ϵ_{uk} : Allongement ultime de l'armature sous charge maximale ; cette déformation ultime est limitée à 5 % pour la classe B et 7,5 % pour la classe C. La valeur recommandée pour ϵ_{ud} est $0,9\epsilon_{uk}$

3.3. RELATION MOMENT - COURBURE D'UN ELEMENT FLECHI

3.3.1. Courbure de l'élément

La figure 3.3 montre un tronçon droit d'un élément de poutre en béton armé initialement chargé aux extrémités par deux moments égaux, où le rayon de courbure R est calculé à partir de l'axe neutre d'un élément de longueur ds . Si on considère que kd est la profondeur de l'axe neutre où d est la hauteur utile de la section du béton, ϵ_c la déformation du béton comprimé dans la fibre extrême et ϵ_s la déformation des armatures tendues, la courbure de ce tronçon est donnée par :

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (3.7)$$

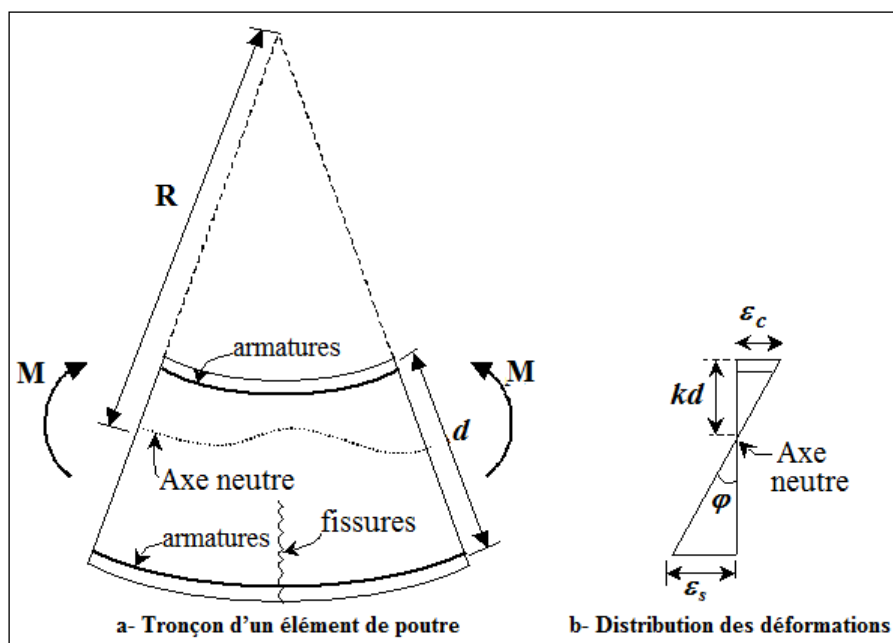


Figure 3.3 : Déformation d'une poutre fléchie en béton armé (Park et Paulay (1975)).

3.3.2. Diagramme Moment - Courbure pour une section fléchie

La ductilité des constructions dépend de la forme de la courbe Moment-Courbure ($\mathbf{M}-\varphi$) de ses éléments. La courbe ($\mathbf{M}-\varphi$), pour un élément de poutre ductile, peut être idéalisée par la courbe tri-linéaire schématisée par la Figure 3.4. La première phase correspond à la section non fissurée, la deuxième au début de la fissuration qui s'achève au commencement de la plastification des armatures tendues et la troisième s'élargit jusqu'à la limite de la déformation ultime dans le béton comprimé. Dans la majorité des cas, il suffit d'idéaliser la courbe en question par une courbe bilinéaire illustrée en figure 3.4 par des traits discontinus, où l'on néglige l'effet rigidifiant du béton tendu (Park et Paulay (1975)).

Avec (M_y, φ_y) et (M_u, φ_u) sont le moment résistant et la courbure à la fin de la phase élastique et à l'état ultime respectivement. Le moment de fissuration M_{cr} est exprimé par :

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (3.8)$$

Où ; f_r est le module de rupture ($f_r = 0,62\sqrt{f_{ck}}$), I_g est le moment d'inertie de la section totale ($I_g = bh^3/12$) et y_t est la distance entre le centre de gravité de la section de la poutre et la fibre extrême de la zone tendue, cette distance est donnée par $(h/2)$ dans le cas d'une section rectangulaire.

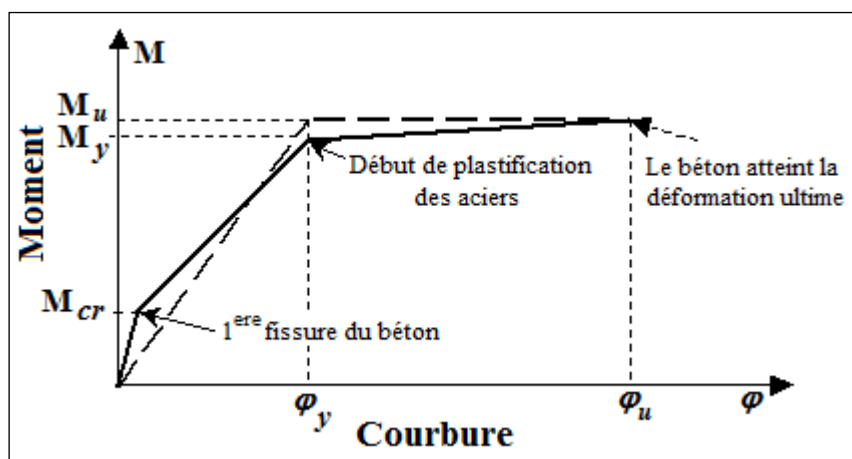


Figure 3.4 : Diagramme Moment – Courbure pour les poutres en béton armé (idéalisé bilinéaire et tri-linéaire du diagramme) (M-φ) (Park et Paulay (1975)).

3.4. COURBURE A LA FIN DE LA PHASE ELASTIQUE

L'utilisation de l'état limite de service dans les poutres en béton armé est conditionnée le plus souvent par les contraintes limites dans le béton et dans les armatures. Afin d'éviter l'ouverture des fissures trop importantes dans la portée de cisaillement, la contrainte de compression dans le béton sera limitée à $k_1 f_{ck}$ ($f_{cd} \leq k_1 f_{ck}$), où généralement $k_1 = 0,6$ (EN 1992, 2004). Afin d'éviter les déformations inélastiques, les fissures et les déformations inacceptables, les contraintes de traction dans les armatures seront limitées à $k_3 f_{yk}$ ($f_{yd} \leq k_3 f_{yk}$), dans notre cas $k_3 = 0,8$ (EN 1992, 2004).

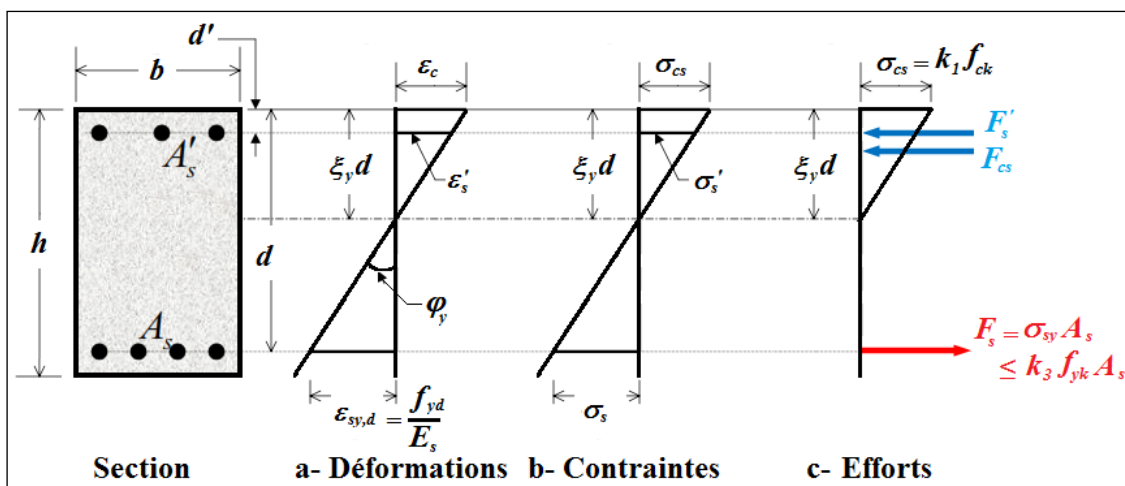


Figure 3.5 : Comportement d'une section de poutre en béton armé fléchie à l'état limite de service (la fin de phase élastique).

La Figure 3.5, illustre une section transversale d'une poutre en béton armé doublement armée à l'état limite de service, où ξ_y désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique, d est la hauteur utile de la section et d' est la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée. D'après la Figure 3.5a, la courbure à la fin de la phase élastique est exprimée par:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d(1-\xi_y)} \quad (3.9)$$

Et, la déformation dans les armatures comprimées ε'_s , s'écrit :

$$\varepsilon'_s = \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} \frac{k_3 f_{yk}}{E_s} \quad (3.10)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s$, l'équation d'équilibre statique des efforts internes sollicitant la section, dans la Figure 3.5b s'écrit :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} k_3 f_{yk} A'_s = \sigma_{sy} A_s \quad (3.11)$$

La solution de cette équation, conduit à un polynôme du second degré en fonction de la variable ξ_y , dont la solution acceptable retenue est :

$$\xi_y = \left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right) - \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right)^2 - \frac{2 k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} \left(\rho + \frac{d'}{d} \rho' \right)} \quad (3.12)$$

Où, $\rho = A_s / bd$ est le pourcentage d'armatures tendues, et $\rho' = A'_s / bd$ est le pourcentage d'armatures comprimées.

On détermine ε'_s exprimé par la relation (3.10), si $\varepsilon'_s \leq f_{yk}/E_s$, on retient la valeur de ξ_y obtenue par (3.12). Dans le cas contraire, les armatures comprimées A'_s sont plastifiées en compression, et dans ce cas l'équation (3.11), devient :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + k_3 f_{yk} A'_s = k_3 f_{yk} A_s \quad (3.13)$$

Donc, il est évident que :

$$\xi_y = \frac{2k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho - \rho') \quad (3.14)$$

Le moment résistant à la fin de la phase élastique, s'obtient par rapport aux armatures tendues A_s , comme suit :

$$M_y = \frac{1}{2} \xi_y db k_1 f_{ck} \left(d - \frac{1}{3} \xi_y d \right) + \frac{(\xi_y d - d')}{d(1 - \xi_y)} k_3 f_{yk} A'_s (d - d') \quad (3.15)$$

3.5. COURBURE A L'ÉTAT LIMITE ULTIME

A l'état limite ultime, les contraintes dans le béton et les armatures sont déterminées à l'aide des relations (3.1) et (3.6) et les déformations sont limitées à ε_{cu} dans le béton comprimé et à ε_{ud} dans les armatures tendues.

La Figure 3.6 illustre le comportement d'une section transversale non confinée, considérée comme la plus défavorable d'une zone critique de poutre en béton armé, où ξ_u représente le facteur de la hauteur de la zone comprimée. Afin de déterminer la courbure à l'état limite ultime, on considère deux cas de rupture possible :

- rupture par écrasement des fibres extrêmes du béton,
- rupture par plastification des armatures tendues.

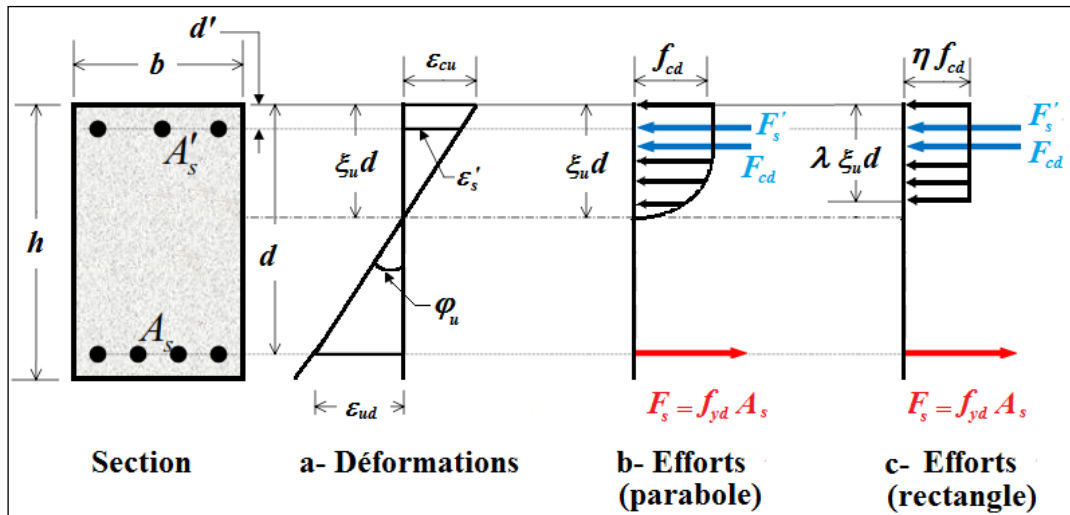


Figure 3.6 : Comportement d'une section de poutre en béton armé fléchi à l'état limite ultime.

3.5.1. Rupture par écrasement du béton

Dans le cas d'une rupture par écrasement du béton, la déformation du béton ε_c dans les fibres extrêmes supérieures excède la valeur ultime de ε_{cu} ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu}$), avant que la déformation ε_s dans les armatures tendues atteigne $\varepsilon_{sy,d}$ ($\varepsilon_s < \varepsilon_{sy,d}$).

La courbure à l'état limite ultime, d'après la figure 3.6a, est exprimée par :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_u d} \quad (3.16)$$

Supposons que les armatures comprimées A'_s restent à l'état élastique, leur déformation ε'_s , s'obtient :

$$\varepsilon'_s = \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu} \quad (3.17)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s$, l'équation d'équilibre des efforts internes de compression et de traction, s'écrit :

$$\lambda \xi_u d b \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu} E_s A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.18)$$

Où λ est le facteur de la hauteur effective de la zone comprimée (Figure 3.6c). D'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), il s'exprime par :

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.19)$$

Et η est le facteur de la résistance effective du béton (figure 3.6c). D'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), il s'exprime par :

$$\eta = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.20)$$

La solution de l'équation (3.18), conduit à une expression du second degré variant en fonction de ξ_u , dont la solution acceptable, s'écrit comme suit :

$$\xi_u = \frac{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} + \frac{\sqrt{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu} E_s \rho')^2 + 4 \lambda \eta f_{cd} \varepsilon_{cu} E_s \rho' \frac{d'}{d}}}{2 \lambda \eta f_{cd}} \quad (3.21)$$

Le moment résistant à l'état limite ultime par rapport aux armatures tendues, s'exprime par:

$$M_u = \lambda \xi_u d b \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda \xi_u d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu} E_s A'_s (d - d') \quad (3.22)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la rupture par écrasement du béton s'obtient, par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (3.16) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (3.9) :

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u} \quad (3.23)$$

3.5.2. Rupture par plastification des armatures tendues

Dans le cas d'une rupture par plastification des armatures tendues, la déformation ultime ε_s excède ε_{ud} ($\varepsilon_s > \varepsilon_{sy,d}$) avant que la déformation du béton ε_c dans les fibres extrêmes supérieures dépasse la valeur ultime de ε_{cu} ($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$). Dans ce cas, la courbure à l'état limite ultime, d'après la figure 3.6a, s'obtient :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{ud}}{d(1 - \xi_u)} \quad (3.24)$$

Et, la déformation dans les armatures comprimées, s'écrit:

$$\varepsilon'_s = \frac{(\xi_u d - d')}{d(1 - \xi_u)} \varepsilon_{ud} \quad (3.25)$$

L'équation d'équilibre des efforts internes dans la section de la figure 3.6c, se traduit par :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{d(1 - \xi_u)} \varepsilon_{ud} E_s A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.26)$$

La résolution de cette équation (3.26), conduit à une équation du second degré ayant une variable ξ_u , dont la racine physiquement acceptable est :

$$\xi_u = \frac{(\lambda \eta f_{cd} + f_{yd} \rho + \varepsilon_{ud} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} - \frac{\sqrt{(\lambda \eta f_{cd} + f_{yd} \rho + \varepsilon_{ud} E_s \rho')^2 - 4 \lambda \eta f_{cd} \left(f_{yd} \rho + \varepsilon_{ud} E_s \rho' \frac{d'}{d} \right)}}{2 \lambda \eta f_{cd}} \quad (3.27)$$

On détermine la valeur de ε'_s par la relation (3.25) et on vérifié, si, $-f_{yd}/E_s \leq \varepsilon'_s \leq f_{yd}/E_s$, on retient la solution (3.27) pour ξ_u . Par ailleurs, lorsque $\varepsilon'_s < -f_{yd}/E_s$, les armatures supérieures A'_s sont plastifiées en compression, et l'équation (3.26) devient :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} + f_{yd} A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.28)$$

Et, leur racine ξ_u s'écrit :

$$\xi_u = \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}} (\rho - \rho') \quad (3.29)$$

Or si, $\varepsilon'_s > f_{yd}/E_s$, les armatures supérieures A'_s sont plastifiées en traction, et l'équation (3.26) devient :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} - f_{yd} A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.30)$$

Où, il est évident que ξ_u s'écrit :

$$\xi_u = \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}} (\rho + \rho') \quad (3.31)$$

Le moment résistant à l'état limite ultime par rapport aux armatures tendues, s'exprime par :

$$M_u = \lambda \xi_{ud} db \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda \xi_{ud} d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{d(1 - \xi_u)} \varepsilon_{ud} E_s A'_s (d - d') \quad (3.32)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la plastification des armatures tendues, est exprimé par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (3.24) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (3.9), et il s'écrit :

$$\mu_{\varphi s} = \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{(1 - \xi_u)} \quad (3.33)$$

3.6. FACTEUR DE DUCTILITE LOCALE CONVENTIONNEL

Pour une section d'une poutre sollicitée en flexion simple, le facteur de la ductilité locale conventionnel disponible correspond à la valeur minimale du facteur obtenue dans le cas de rupture par écrasement du béton en (3.23) et le cas de rupture par plastification des armatures tendues en (3.33), où :

$$\mu_{\varphi} = \min \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u}, \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{(1 - \xi_u)} \right) \quad (3.34)$$

3.7. ETAPES D'EVALUATION DU FACTEUR DE LA DUCTILITE LOCALE

Pour une section transversale d'une poutre en béton armé sollicitée en flexion simple de largeur b , de hauteur utile d et d'enrobage d' , conçue avec un béton de résistance f_{ck} , et d'armature de résistance f_{yk} , les sections d'armatures tendues A_s et comprimées A'_s sont déterminées à l'état limite ultime de résistance et vérifiées à l'état limite service. L'organigramme de la Figure 3.7, illustre les étapes à suivre pour l'évaluation ou la vérification du facteur de la ductilité locale disponible. Dans le cas d'un facteur de ductilité locale minimal (requis), l'utilisation inverse d'un organigramme similaire, permet de déterminer le pourcentage d'armature ρ correspondant.

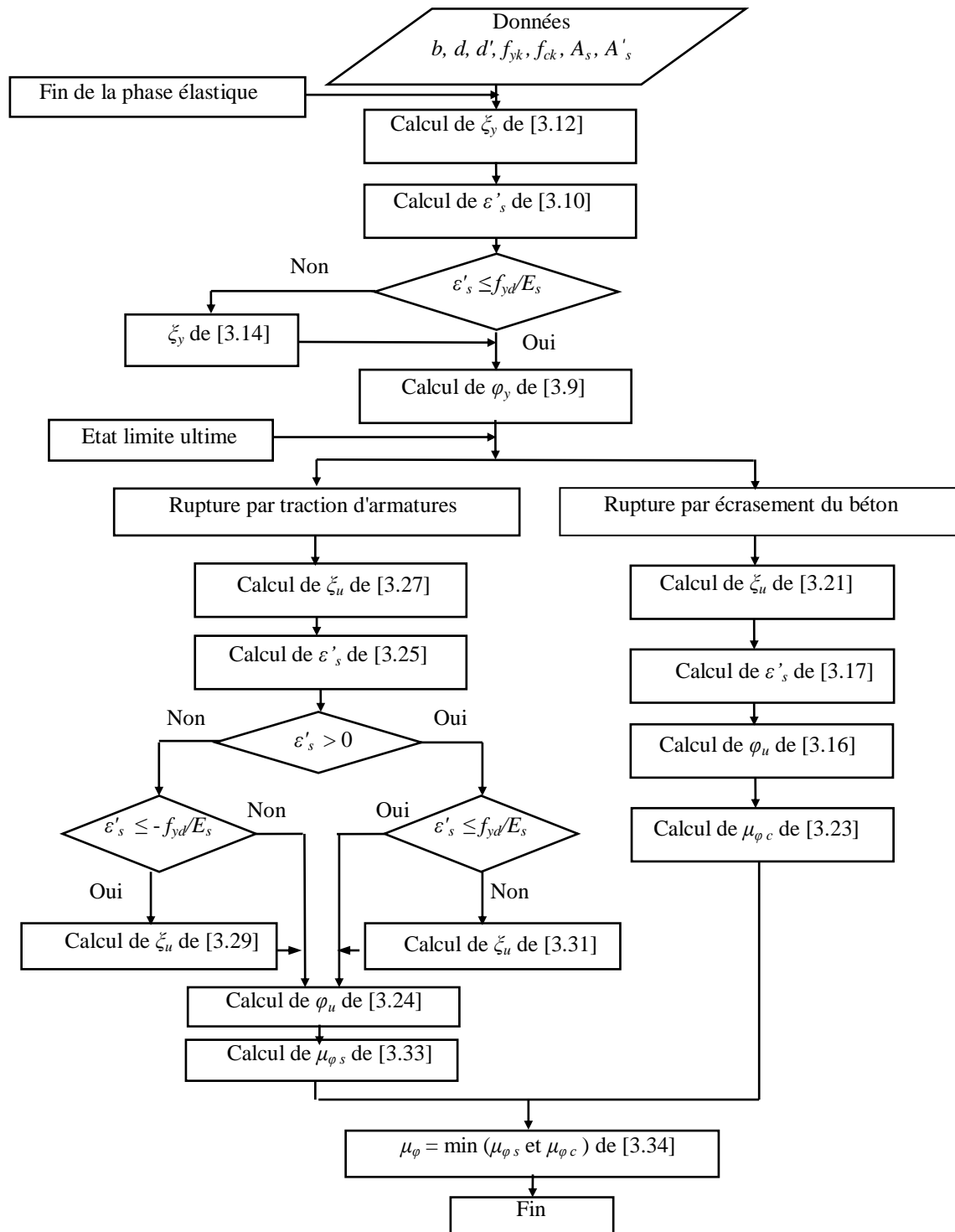


Figure 3.7 : Organigramme d'évaluation du facteur de la ductilité locale.

3.8. SECTIONS SOUS ARMÉES, BALANCÉES ET ARMÉES PAR EXCES

3.8.1. Section sous armée

Une section en béton armé est dite sous armée si le pourcentage d'acier est inférieur au pourcentage de balancement (ρ_b). Dans ce cas la déformation des armatures tendues (ϵ_s) atteint sa valeur correspondante à la limite élastique ($\epsilon_{sy,d}$), pendant que la déformation du béton comprimé (ϵ_c) reste inférieure à sa valeur ultime (ϵ_{cu}) (Figure 3.8).

Avec l'augmentation du moment fléchissant, la déformation des aciers dépasse sa valeur correspondante à la limite élastique et la déformation du béton atteint sa valeur ultime, par conséquent la rupture de la poutre sera produit par écrasement du béton (Figure 3.8b).

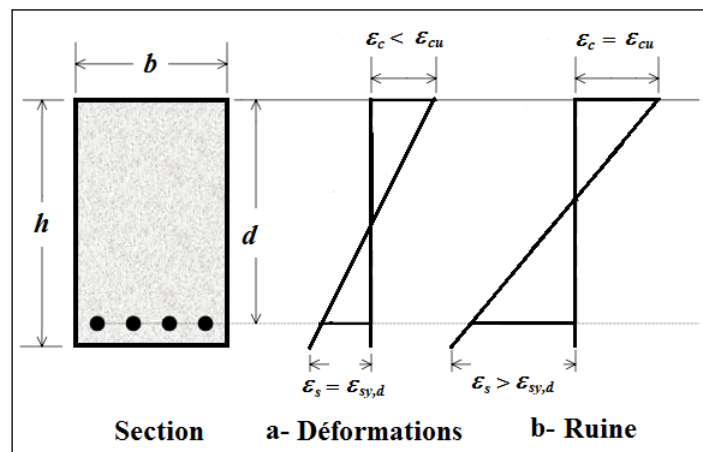


Figure 3.8 : Distribution des déformations d'une section rectangulaire sous armée.

3.8.2. Section balancée (Équilibrée)

Une section en béton armé est équilibrée ou balancée, lorsque la déformation des armatures tendues (ϵ_s) atteint sa valeur correspondante à la limite élastique ($\epsilon_{sy,d}$), au même temps que la fibre extrême du béton comprimé (ϵ_c) atteigne sa valeur ultime (ϵ_{cu}) (Figure 3.9). D'après la figure 3.9, on a :

$$\frac{\xi_b d}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - \xi_b d}{\epsilon_{sy,d}} \quad (3.35)$$

Donc :

$$\xi_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy,d}} \quad (3.36)$$

Selon le BAEL (BAEL 91-99, 2000), le pourcentage de balancement (ρ_b) peut s'exprimer comme suit :

$$\rho_b = \frac{0,8 * 0,85 * \gamma_s}{\gamma_b} \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy,d}} \quad (3.37)$$

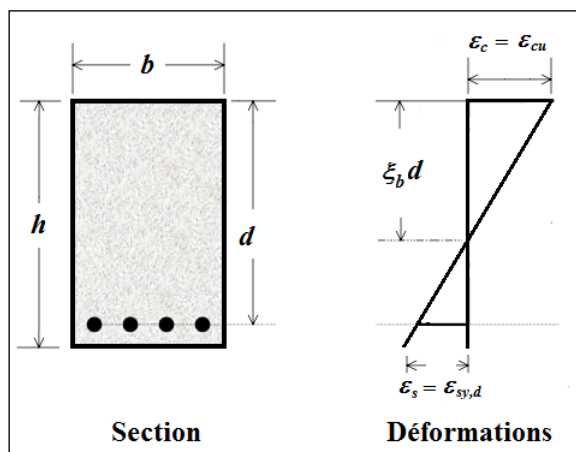


Figure 3.9 : Distribution des déformations d'une section rectangulaire balancée.

3.8.2. Section armée par excès ou sur-armée

Une section en béton armé est dite sur-armée si le pourcentage d'acier est supérieur au pourcentage de balancement (ρ_b). Dans ce cas, la déformation du béton comprimé (ϵ_c) atteint sa valeur ultime (ϵ_{cu}) et la déformation des armatures tendues (ϵ_s) reste loin d'atteindre sa limite élastique ($\epsilon_{sy,d}$), la rupture de la poutre sera produit par l'écrasement du béton comprimé, pendant que, les aciers tendues n'ont pas encore atteint leur limite élastique (Figure 3.10).

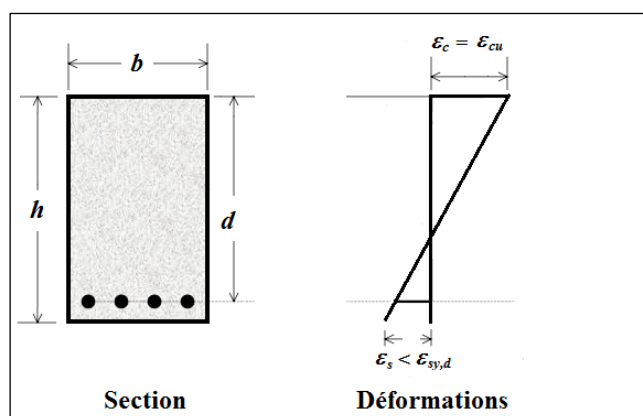


Figure 3.10 : Distribution des déformations d'une section rectangulaire armée par excès.

3.9. CONCLUSION

Ce chapitre a porté sur la méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale des poutres en béton armé sous une flexion simple selon les recommandations de l'Eurocode 2. D'après ce chapitre, on peut noter que pour prédire le facteur de la ductilité locale, il faut d'abord définir le comportement des matériaux utilisés à savoir : le béton et l'acier. Par la suite, une étude détaillée aux états limites de service et ultime est menée pour calculer les profondeurs de l'axe neutre afin de déterminer les courbures dans chaque état. En fin, on écrit l'expression du facteur de la ductilité locale par le rapport entre la courbure ultime et la courbure à la fin de la phase élastique.

Chapitre 4

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

4.1 INTRODUCTION

L'objectif de cette étude paramétrique est de mettre en évidence la relation entre les armatures longitudinales et la ductilité locale dans les poutres en béton à haute résistance non confiné. Dans ce contexte, il est intéressant de rappeler le rôle de ces armatures dans les éléments en béton, et plus particulièrement dans les poutres, à savoir :

- L'augmentation de la résistance à la flexion ;
- Le contrôle et la limitation des fissures dues à la flexion ;
- L'augmentation de la résistance de la poutre à la compression ;
- La limitation de la déformation à court et à long terme.

Dans ce chapitre, on décrit d'abord le type de la structure et les sections étudiées, en précisant les différents paramètres à mettre en évidence dans cette étude paramétrique. Afin de visualiser l'incidence des armatures tendues sur la ductilité locale, on donne les formes de présence des armatures tendues dans les sections de poutres à savoir : les sections insuffisamment armées, sous-armées et armées par excès. Ensuite, on examine l'incidence du pourcentage d'armatures tendues sur la position de l'axe neutre, le diagramme (**M- ϕ**) et le facteur de la ductilité locale μ_ϕ , dans le cas sans et avec présence des armatures comprimées. L'ensemble de cette analyse sera varié en fonction de la limite élastique f_{yk} et la résistance du béton f_{ck} , sur la ductilité locale, afin de cerner mieux l'effet des résistances élevées sur la ductilité locale. Enfin, on analyse le facteur de la ductilité locale dans les poutres dimensionnées selon le règlement parasismique algérien RPA (RPA 99/V-2003, 2003).

4.2. DESCRIPTION DU TYPE DE LA STRUCTURE ET DES SECTIONS ÉTUDIÉES

Dans la présente étude, les poutres d'une structure en béton armé de quatre étages sont sélectionnées afin de servir comme modèle des sections utilisées. Cette structure est un bâtiment à ossature en béton armé (poutres - poteaux) sans voiles en BA (Figure 4.1). Les dimensions en plan de ce bâtiment sont de 20m sur 12m, avec 5 travées de 4 m dans la direction X et 3 travées de 4 m dans la direction Y (Figure 4.2). La hauteur de chaque étage est 3 m. Le bâtiment sélectionné est un bâtiment régulier. Les dimensions des poutres et des poteaux sont les mêmes pour tous les étages. Les sections de toutes les poutres sont (300 mm x 400 mm). Le tableau 4.1 présente le schéma de ferrailage des sections de poutres sélectionnées.



Figure 4.1 : Structure sélectionnée.

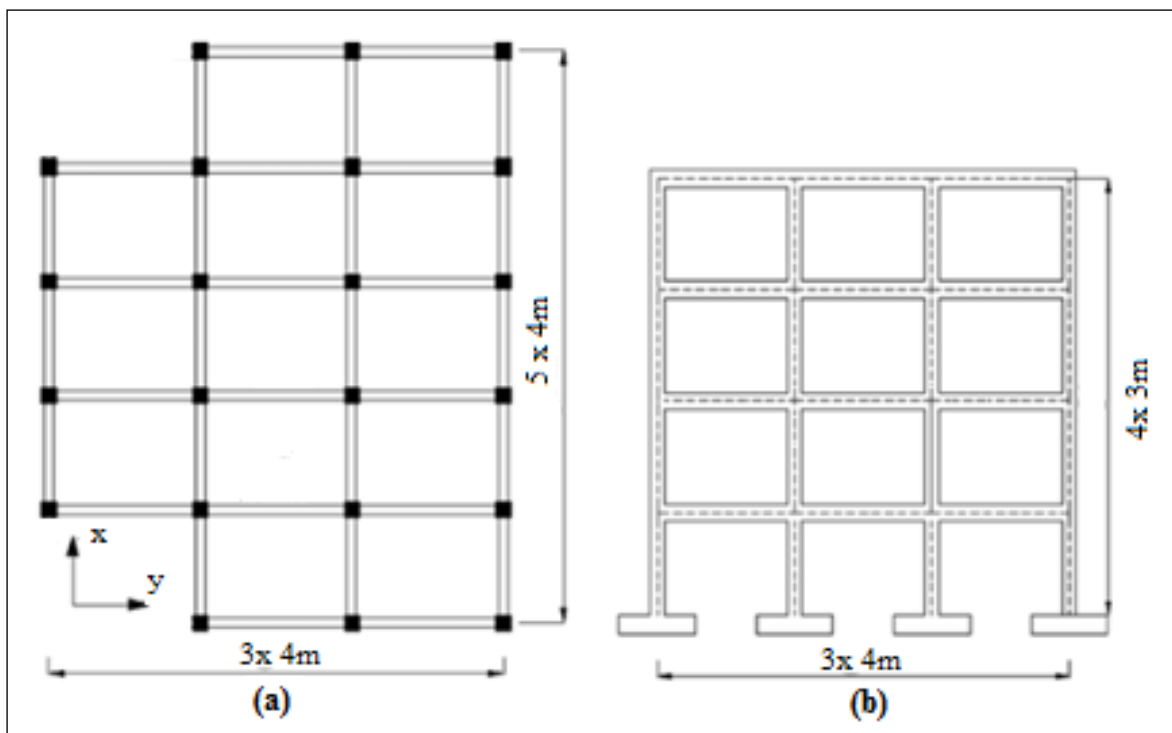


Figure 4.2 : Détails de la structure sélectionnée en plan et en élévation.

Tableau 4.1 : Schéma de ferrailage des armatures longitudinales des sections des poutres.

	Sur appui	En travée
SENS X et Y		

Les sections transversales des poutres seront considérées comme non confinées où l'effet des cadres transversaux et les étriers existants est négligeable; car la section la plus défavorable est une section non confinée. Les paramètres considérés dans cette analyse sont :

*** Le pourcentage d'armatures tendues ρ :**

Le pourcentage d'armatures tendues sera varié de 0,25 à 8 %, le type des sections étudiées est défini en fonction de ce pourcentage. Le tableau 4.2 présente les différents types de pourcentages d'armatures tendues utilisés.

Tableau 4.2 : Pourcentage des armatures longitudinales maximal et minimal pour les différents types de sections étudiées (insuffisamment armées, sous-armées et armées par excès).

Type de section	Pourcentages des armatures longitudinales
Insuffisamment armée	$0,25 < (\rho + \rho') \leq 0,5 \%$
Sous-armée	$0,5 \% < (\rho + \rho') \leq \rho_b$
Armée par excès	$(\rho + \rho') > \rho_b$

*** Le rapport des armatures comprimées / armatures tendues ρ'/ρ**

La variation du pourcentage d'armatures comprimées ρ' est faite en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ ; cette variation s'exprime par le rapport ρ'/ρ , que varie de 0 jusqu'à 1, avec un pas de 0,25.

*** La limite élastique f_{yk}**

L'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) définit les limites ou le domaine d'application pour l'utilisation de la limite élastique des aciers f_{yk} . Dans cette analyse ces limites sont respectées, où f_{yk} sera variée de 400 jusqu'à 600 MPa.

*** la résistance du béton f_{ck}**

La résistance du béton f_{ck} sera variée de 20 à 50 MPa pour des poutres avec un béton ordinaire et de 50 à 90 MPa pour des poutres avec un béton à haute résistance. Le tableau 4.3 résume l'ensemble des variations de ces paramètres.

Tableau 4.3 : Variation des paramètres considérés dans l'analyse.

Paramètre	Notation	Valeurs utilisées
Le pourcentage d'armatures tendues (%)	ρ	De 0,25 à 8 %.
Le rapport des armatures comprimées / armatures tendues ρ' / ρ	$\frac{\rho'}{\rho}$	0 ; 0,25 ; 0,5 ; 0,75 ; 1
la limite élastique des aciers (MPa)	f_{yk}	400 ; 500 ; 600
La résistance du béton (MPa)	f_{ck}	20 ; 30 ; 40 ; 50 ; 51 ; 60 ; 70 ; 80 ; 90

4.3. INCIDENCE DES ARMATURES TENDUES SUR LA DUCTILITE LOCALE

4.3.1 Présence des armatures tendues dans les sections de poutres

L'un des paramètres qui influe sur le comportement local des poutres en béton armé est le pourcentage d'armatures tendues. Dans ce cadre, des sections insuffisamment armées, sous-armées et armées par excès sont considérées.

*** Sections insuffisamment armées et sous armées**

Les sections insuffisamment armées sont définies avec des pourcentages d'armatures longitudinales inférieurs ou égaux au pourcentage minimal (ρ_{min}) adopté par les codes réglementaires. Dans le cas du règlement parasismique Algérien (RPA 99/V-2003, 2003), pour les poutres $(\rho + \rho')_{min} = 0,5 \%$.

Les sections sous-armées sont définies avec des pourcentages d'armatures longitudinales supérieurs au pourcentage minimal (ρ_{min}), et inférieurs au pourcentage de balancement (ρ_b) ou au pourcentage maximal (ρ_{max}), comme adopté dans certains règlements. Le règlement parasismique Algérien (RPA 99/V-2003, 2003) limite le pourcentage d'armatures longitudinales $(\rho + \rho')_{max}$ par 4 %, et le code ACI (ACI 318, 2014) limite le pourcentage d'armatures tendues ρ_{max} par 2,5 %.

Dans ce cas, la rupture est caractérisée par une déformation importante des aciers tendus, par une fissuration excessive et importante du béton tendu et par une grande flèche (Chemrouk, 2010).

* *Sections armées par excès*

Les sections armées par excès, fortement armées ou sur armées sont définies avec des pourcentages supérieurs au pourcentage de balancement (ρ_b) ou au pourcentage maximal (ρ_{max}) limité par les codes réglementaires. Dans le cas des sections fortement armées, la rupture se produit dans la zone comprimée par l'écrasement du béton ; l'allongement de l'armature tendue n'entre pas en considération. Cette rupture est caractérisée par une petite flèche et par l'absence des fissurations importantes dans la zone tendue.

Dans la suite, on essaye d'illustrer la relation entre le pourcentage d'armatures tendues ρ et la profondeur de l'axe neutre, le diagramme Moment-Courbure et enfin en déduire leur effet sur la ductilité locale pour trois valeurs de la résistance du béton à la compression f_{ck} sans présence des armatures comprimées.

4.3.2 Effet du pourcentage d'armatures tendues sur la position de l'axe neutre

Il est bien connu que le rapport d'armatures tendues ρ a un effet considérable sur la position de l'axe neutre déterminée par le facteur de profondeur à l'état élastique (ξ_y) et ultime (ξ_u). Dans ce contexte, on essaye de mettre en évidence l'effet de l'accroissement de ρ sur le changement de la position de l'axe neutre.

Les tableaux (4.4), (4.5) et (4.6) présentent les résultats des facteurs de la hauteur de l'axe neutre [ξ_y (Eq. 3.12, 3.14) ; ξ_u (Eq. 3.21, 3.27, 3.29, 3.31)], des courbures [φ_y (Eq. 3.9) ; φ_u (Eq. 3.16)] et des moments résistants [M_y (Eq. 3.15), M_u (Eq. 3.22, 3.32)] à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime en fonction du pourcentage d'armatures tendues (ρ %) pour les différents cas de résistance du béton f_{ck} égale à 30, 60 et 90 MPa respectivement.

Dans le cas d'une poutre avec une résistance de béton égale à 30 MPa et une limite élastique des aciers égale à 400 MPa, le facteur de la hauteur $\zeta_{b,30}$ (Eq. 3.36) et le pourcentage de balancement $\rho_{b,30}$ (Eq. 3.37) sont égaux aux 0,636 et 2,70 % respectivement.

Le tableau 4.4 montre que le facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état limite élastique ζ_y augmente avec l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues (ρ %) jusqu'à 0,98 de la hauteur totale d , cette valeur correspond à une section armée par excès avec $\rho = 2,75$ %. Le facteur ζ_y dépasse la moitié de la hauteur totale d quand le pourcentage d'armatures tendues $\rho = 1,5$ %, cette valeur correspond à une section sous-armée. Par ailleurs, à l'état ultime le facteur de la hauteur de l'axe neutre (ζ_u) ne peut atteindre la moitié de la hauteur totale d que lorsque le pourcentage ρ dépasse une valeur de 2,5 %, où la poutre est armée par excès.

Or, lorsque la résistance du béton augmente à 60 MPa, le pourcentage de balancement $\rho_{b,60}$ est égal à 5 % et le facteur de la hauteur $\zeta_{b,60}$ est égal à 0,59. Dans ce cas, le tableau 4.5 montre que le facteur ζ_y atteint difficilement une valeur de 0,53 avec $\rho = 3$ % ; à l'état ultime, ζ_u reste inférieure à 0,5 jusqu'à ce que le pourcentage ρ dépasse une valeur de 4,5 % où la poutre est armée par excès.

Ces remarques se confirment davantage lorsque f_{ck} augmente à 90 MPa (Tableau 4.6), où $\rho_{b,90} = 7,20$ % et $\zeta_{b,90} = 0,565$, la profondeur de la zone comprimée à l'état élastique dépasse la moitié de la hauteur utile d quand le pourcentage ρ dépasse une valeur de 4,5 %, et elle n'atteint jamais une valeur de 0,98 de la hauteur totale d même si le pourcentage ρ augmente jusqu'à 8 %. À l'état ultime la profondeur de la zone comprimée reste loin d'atteindre 50 % de la hauteur totale d que lorsque le pourcentage ρ dépasse une valeur de 5 %.

Ces observations sont clairement visibles sur les graphes 4.3 et 4.4. D'après ces observations, on peut mentionner que :

- Les facteurs de la hauteur de l'axe neutre à l'état élastique et ultime (ζ_y , ζ_u) augmentent avec l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues ρ ;
- Les facteurs de la hauteur ζ_y et ζ_u diminuent avec l'augmentation de la résistance f_{ck} ;
- À l'état élastique le facteur de la hauteur de l'axe neutre atteint une valeur de 50 % de la hauteur utile d avant que le rapport ρ dépasse 1,5 % pour les poutres ayant une résistance de béton égale à 30 MPa ;
- Pour les poutres ayant des résistances de béton égales à 60 et 90 MPa, le facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état élastique atteint une valeur de 50 % de la hauteur utile d quand le rapport ρ dépasse 2,75 et 4 % respectivement ;

- À l'état limite ultime, le facteur de la hauteur de l'axe neutre ne dépasse jamais une valeur de 60 % de la hauteur utile d quelle que soit la résistance du béton f_{ck} , sauf que pour les pourcentages d'armatures tendues supérieurs à 6 %.

Les résultats expérimentaux de Maghsoudi et Bengar (2006) (Tableau 2.7) confirment les remarques retenues des trois tableaux (4.4), (4.5) et (4.6), où le pourcentage d'armatures tendues a un effet positif sur les facteurs de la hauteur de l'axe neutre, les moments résistants et la courbure à la fin de la phase élastique. Par ailleurs, il a un effet négatif sur la courbure ultime.

Tableau 4.4 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments résistants et des courbures à la fin de la phase élastique et ultime pour $f_{ck} = 30$ MPa, $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0$.

Type de section	ρ (%)	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	M_y (KN.m)	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	M_u (KN.m)	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	
insuffisamment armée	0,25	0,09	30,08	0,61	0,05	37,98	19,48	
	0,5	0,18	58,33	0,68	0,10	74,40	9,74	
	0,75	0,27	84,73	0,76	0,15	109,28	6,49	
Sous-armée	1	0,36	109,31	0,86	0,20	142,60	4,87	
	1,25	0,44	132,04	1,00	0,25	174,38	3,90	
	1,5	0,53	152,94	1,19	0,30	204,60	3,25	
	1,75	0,62	171,99	1,47	0,35	233,28	2,78	
	2	0,71	189,22	1,93	0,40	260,40	2,43	
	2,25	0,80	204,60	2,78	0,45	285,98	2,16	
	2,5	0,89	218,15	5,01	0,50	310,00	1,95	
	armée par excès	2,75	0,98	229,86	25,04	0,55	332,48	1,77

Tableau 4.5 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments résistants et des courbures à la fin de la phase élastique et ultime pour $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0$.

Type de section	ρ (%)	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	M_y (KN.m)	$\phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	M_u (KN.m)	$\phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	
insuffisamment armée	0,25	0,04	30,54	0,58	0,03	38,34	29,54	
	0,5	0,09	60,16	0,61	0,05	75,87	14,77	
	0,75	0,13	88,87	0,64	0,08	112,58	9,85	
	1	0,18	116,65	0,68	0,11	148,48	7,38	
	1,25	0,22	143,52	0,72	0,14	183,56	5,91	
	1,5	0,27	169,47	0,76	0,16	217,82	4,92	
	1,75	0,31	194,50	0,81	0,19	251,27	4,22	
	2	0,36	218,61	0,86	0,22	283,90	3,69	
Sous-armée	2,25	0,40	241,80	0,93	0,24	315,71	3,28	
	2,5	0,44	264,08	1,00	0,27	346,72	2,95	
	2,75	0,49	285,43	1,09	0,30	376,90	2,69	
	3	0,53	305,87	1,19	0,33	406,27	2,46	
	3,25	0,58	325,39	1,32	0,35	434,82	2,27	
	3,5	0,62	343,99	1,47	0,38	462,56	2,11	
	3,75	0,67	361,67	1,67	0,41	489,48	1,97	
	4	0,71	378,43	1,93	0,43	515,59	1,85	
	4,25	0,76	394,28	2,28	0,46	540,88	1,74	
	4,5	0,80	409,21	2,78	0,49	565,35	1,64	
	4,75	0,84	423,21	3,58	0,52	589,01	1,55	
	5	0,89	436,30	5,01	0,54	611,85	1,48	
	armée par excès	5,25	0,93	448,47	8,35	0,57	633,88	1,41
		5,5	0,98	459,72	25,04	0,60	655,09	1,34

Tableau 4.6 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments résistants et des courbures à la fin de la phase élastique et ultime pour $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0$.

Type de section	ρ (%)	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	M_y (KN.m)	$\phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	M_u (KN.m)	$\phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	
insuffisamment armée	0,25	0,03	30,69	0,57	0,02	38,43	30,38	
	0,5	0,06	60,78	0,59	0,05	76,21	15,19	
	0,75	0,09	90,25	0,61	0,07	113,35	10,13	
	1	0,12	119,10	0,63	0,10	149,84	7,60	
	1,25	0,15	147,35	0,65	0,12	185,68	6,08	
	1,5	0,18	174,98	0,68	0,14	220,88	5,06	
	1,75	0,21	202,00	0,70	0,17	255,43	4,34	
	2	0,24	228,41	0,73	0,19	289,34	3,80	
	2,25	0,27	254,20	0,76	0,21	322,60	3,38	
	2,5	0,30	279,39	0,79	0,24	355,21	3,04	
Sous-armée	2,75	0,33	303,96	0,83	0,26	387,18	2,76	
	3	0,36	327,92	0,86	0,29	418,51	2,53	
	3,25	0,39	351,26	0,91	0,31	449,18	2,34	
	3,5	0,41	374,00	0,95	0,33	479,21	2,17	
	3,75	0,44	396,12	1,00	0,36	508,60	2,03	
	4	0,47	417,63	1,06	0,38	537,34	1,90	
	4,25	0,50	438,52	1,12	0,40	565,43	1,79	
	4,5	0,53	458,81	1,19	0,43	592,88	1,69	
	4,75	0,56	478,48	1,27	0,45	619,69	1,60	
	5	0,59	497,54	1,37	0,48	645,84	1,52	
	5,25	0,62	515,98	1,47	0,50	671,35	1,45	
	5,5	0,65	533,82	1,60	0,52	696,22	1,38	
	5,75	0,68	551,04	1,75	0,55	720,44	1,32	
	6	0,71	567,65	1,93	0,57	744,01	1,27	
	7	0,83	627,97	3,27	0,67	831,84	1,09	
	armée par excès	7,25	0,86	641,52	3,95	0,69	852,19	1,05
		7,75	0,92	666,78	6,83	0,74	890,94	0,98
		8	0,95	678,49	10,73	0,76	909,35	0,95

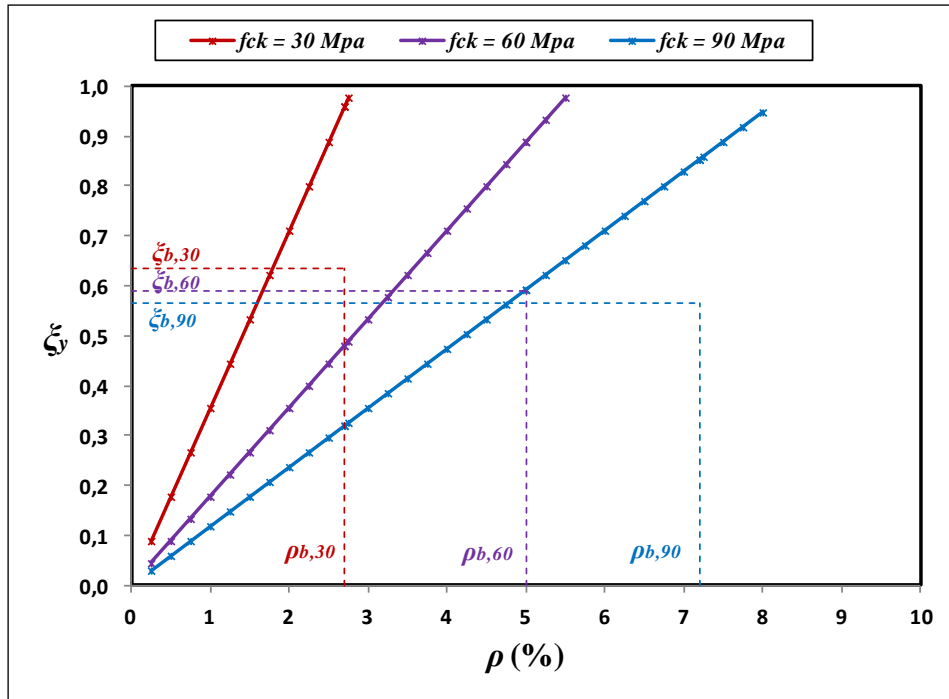


Figure 4.3 : Variation du facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état élastique (ξ_y) en fonction du pourcentage d'armatures tendues (ρ %).

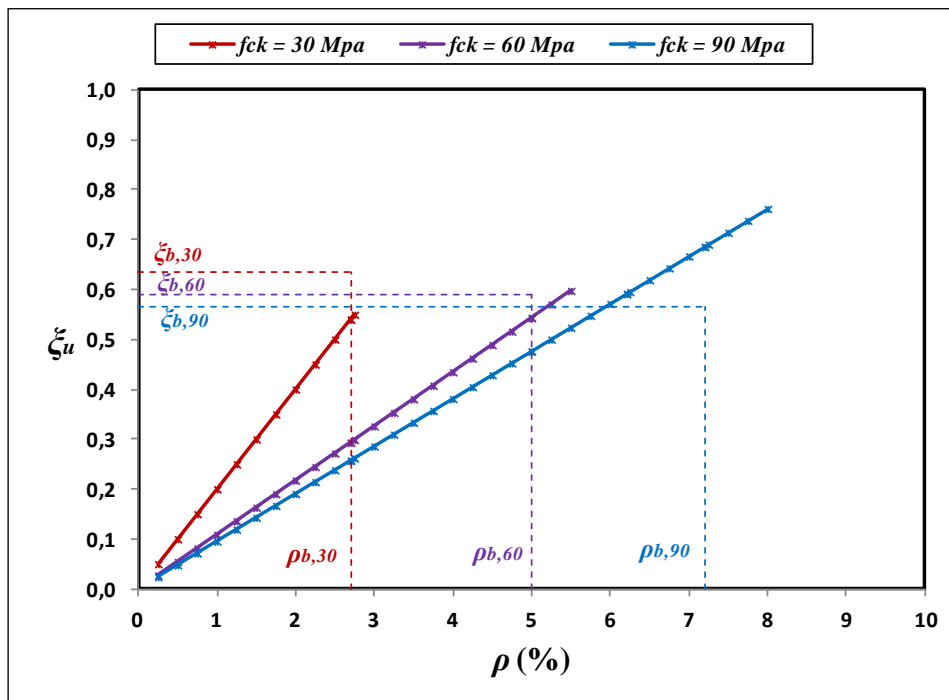


Figure 4.4 : Variation du facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état ultime (ξ_u) en fonction du pourcentage d'armatures tendues (ρ %).

4.3.3 Effet du pourcentage d'armatures tendues sur le diagramme (M-φ)

La figure 4.5 illustre les diagrammes Moment-Courbure (**M-φ**) pour des différents pourcentages d'armatures tendues. Ces diagrammes sont tracés en fonction des résultats des moments et des courbures des tableaux (4.4), (4.5) et (4.6). D'après la figure 4.5a, on remarque que la pente de la phase élastique s'allonge avec l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues (ρ %) ; au même moment le palier de plasticité diminue progressivement jusqu'à leur disparition totale lorsque $\rho = 2$ %, avec ($0,75 * \rho_{b,30} \approx 2$ %), où la poutre devient pratiquement fragile malgré que cette valeur correspondante à une section sous-armée. Lorsque f_{ck} augmente à 60 MPa, le palier de plasticité diminue avec l'augmentation du pourcentage ρ , jusqu'à leur disparition lorsque ρ dépasse une valeur de 3,75 %, avec ($0,75 * \rho_{b,60} \approx 3,75$ %). Ce constat devient largement visible lorsque $f_{ck} = 90$ MPa dans la figure 4.5c, avec ($0,75 * \rho_{b,90} \approx 5,4$ %).

L'effet du pourcentage d'armatures tendues sur la relation Moment-Courbure en fonction du pourcentage de balancement peut être résumé comme suit :

- Pour les sections insuffisamment armées, $\rho \leq 0,5$ % : la phase élastique est très courte ; le palier de plasticité devient très étendu ;
- Pour les sections ayant, $0,5 < \rho \leq 0,75\rho_b$: la phase élastique augmente substantiellement, alors que le palier de plasticité se rétrécit ;
- Pour les sections ayant, $\rho > 0,75\rho_b$: le palier de plasticité devient pratiquement inexistant, par conséquent la poutre devient pratiquement fragile.

Enfin, on peut dire que l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues allonge la phase élastique, mais elle influe négativement sur la phase plastique. Ceci a été validé par les résultats expérimentaux de Mohammad *et al.* (2013) dans la figure 2.15.

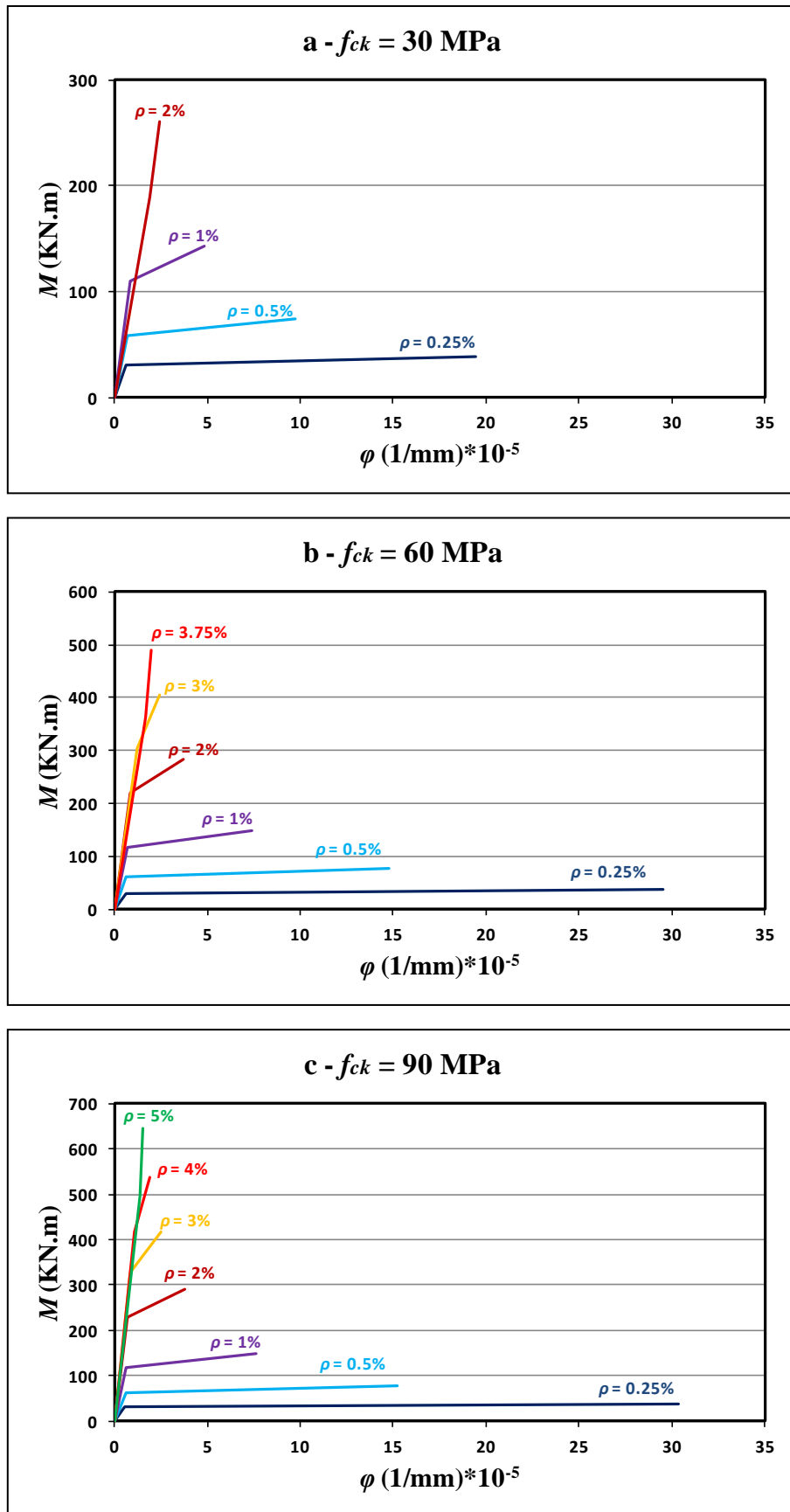


Figure 4.5 : Diagrammes Moment-Courbure (M-φ).

4.3.4 Effet du pourcentage d'armatures tendues sur le facteur de la ductilité (μ_ϕ)

Nous avons conclu que l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues a réduit la phase plastique, par conséquent il rend l'élément moins ductile; néanmoins, il a un effet positif sur la courbure à la fin de la phase élastique et un effet négatif sur la courbure ultime. Dans la suite, on essaye d'illustrer leur influence sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ .

Le tableau 4.7 présente les valeurs du facteur de la ductilité locale obtenues en fonction du pourcentage d'armatures tendues. Dans le cas d'une section de poutre avec une résistance de béton f_{ck} égale à 30 MPa, on constate que :

- Pour les sections insuffisamment armées, $\rho \leq 0,5 \%$: le facteur de la ductilité locale μ_ϕ dépasse la valeur de 30. Par conséquent, ces sections de poutres deviennent très ductiles. De même un excès de ductilité n'est pas toléré par les règlements de conception en béton armé ;
- Pour les sections sous-armées avec $0,5 < \rho \leq 0,5 \rho_b$ ($0,5 \rho_b \approx 1,35\%$): le facteur de la ductilité locale μ_ϕ varie entre 8 et 3. Par conséquent, ces sections auront une ductilité largement suffisante ;
- Pour les sections sous-armées avec $0,5 \rho_b < \rho \leq 0,75 \rho_b$ ($0,75 \rho_b \approx 2 \%$) : le facteur de la ductilité locale μ_ϕ varie entre 3 et 1.
- Pour les sections avec $\rho > 0,75 \rho_b$: le facteur de la ductilité locale μ_ϕ devient proche de 0. Ceci montre que, ces sections sont devenues non ductiles.

La deuxième et la troisième colonne du tableau 4.7 illustrent le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour des poutres avec une résistance de béton f_{ck} égale à 60 et 90 MPa respectivement. Les mêmes remarques retenues de la première colonne du tableau sont observées, où le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour f_{ck} égale à 60 MPa varie entre 15 et 3 quand $0,5 < \rho \leq 0,5 \rho_b$, et varie entre 16 et 2 pour f_{ck} égale à 90 dans les mêmes conditions, avec $0,5 \rho_{b,60} \approx 2,5 \%$ et $0,5 \rho_{b,90} \approx 3,6 \%$.

En général, Les résultats illustrés dans le tableau 4.7 montrent que le facteur de la ductilité locale μ_ϕ est inversement proportionnel au pourcentage d'armatures tendues ρ . Ces appréciations seront très compréhensibles sur la figure 4.6, où on peut bien voir que les courbes du facteur μ_ϕ sont bien inversement proportionnelles avec le pourcentage ρ , et prennent des formes hyperboliques. Les résultats expérimentaux de Mohammad *et al.* (2013) et de Shohana *et al.* (2012) confirment l'influence négative du pourcentage d'armatures tendues sur le facteur de la ductilité locale.

Tableau 4.7 : Facteurs de la ductilité locale μ_ϕ obtenus pour $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0$.

ρ (%)	$f_{ck} = 30$ MPa		$f_{ck} = 60$ MPa		$f_{ck} = 90$ MPa		
	Type de section	μ_ϕ	Type de section	μ_ϕ	Type de section	μ_ϕ	
0,25	insuffisamment armée	31,89	insuffisamment armée	44,20	insuffisamment armée	44,73	
0,5		14,39		24,18		25,68	
0,75	Sous-armée	8,56	Sous-armée	15,33	Sous-armée	16,58	
1		5,64		10,91		12,03	
1,25		3,89		8,26		9,30	
1,5		2,72		6,49		7,48	
1,75		1,89		5,22		6,18	
2		1,26		4,28		5,21	
2,25		0,78		3,54		4,45	
2,5		0,39		2,95		3,84	
2,75		armée par excès		0,07		2,47	3,35
3		-		-		2,06	2,93
3,25	-	-	1,72	2,58			
3,5	-	-	1,43	2,28			
3,75	-	-	1,18	2,02			
4	-	-	0,96	1,79			
4,25	-	-	0,76	1,59			
4,5	-	-	0,59	1,42			
4,75	-	-	0,43	1,26			
5	-	-	0,29	1,11			
5,25	-	-	0,17	0,98			
5,5	-	-	0,05	0,86			
5,75	-	-	-	0,76			
6	-	-	-	0,66			
7	-	-	-	0,33			
7,25	-	-	-	0,26			
7,75	-	-	-	0,14			
8	-	-	-	0,09			

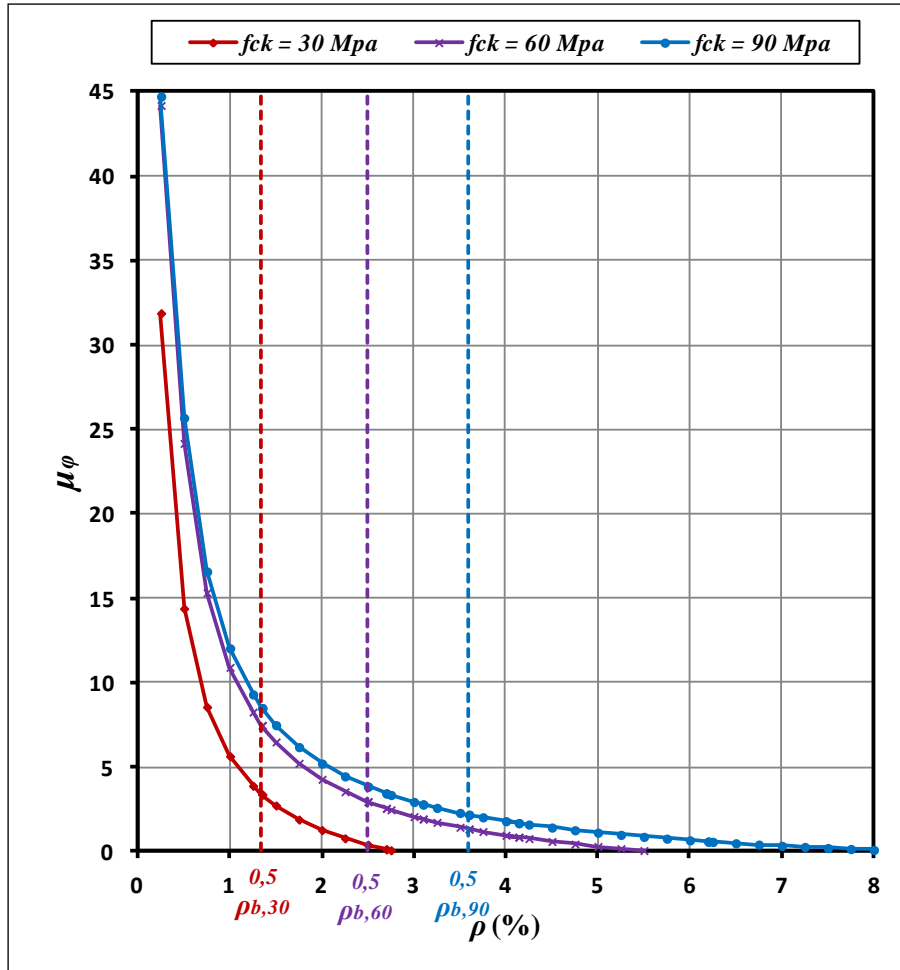


Figure 4.6 : Variation du facteur de la ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues pour $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0$.

4.4. INCIDENCE DES ARMATURES COMPRIMÉES SUR LA DUCTILITE LOCALE

L'étude précédente a traité les sections de poutres sans tenir compte des armatures comprimées, où les sections sont considérées comme simplement armées. Dans la présente analyse, les sections de poutres sont considérées comme doublement armées par les armatures tendues et comprimées. Dans ce cas, le pourcentage de balancement varie en fonction du pourcentage d'armatures comprimées.

Le rapport d'armatures comprimées est défini par la section des armatures comprimées A'_s sur la section utile du béton bd . Le pourcentage d'armatures comprimées sera varié de zéro jusqu'à la valeur des armatures tendues ρ , (ρ' varié de 0 à ρ). Dans cette étude, on essaye de mettre en évidence l'effet du pourcentage d'armatures comprimées sur la position de l'axe neutre, la relation Moment-Courbure ($M - \phi$) et enfin sur le facteur de la ductilité locale.

4.4.1. Effet du pourcentage d'armatures comprimées sur la position de l'axe neutre

Dans cette section, la variation de la profondeur de l'axe neutre sera analysée pour les trois cas de ferrailage de la poutre ; insuffisamment armée, sous-armée et armée par excès en présence des différents pourcentages d'armatures comprimées. Les tableaux 4.8, 4.9 et 4.10 présentent les résultats des différents paramètres pour des résistances de béton f_{ck} égale à 30, 60 et 90 MPa respectivement.

Les résultats du facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état élastique ξ_y présentés dans le tableau 4.8 montrent que ce facteur augmente quand le pourcentage d'armatures comprimées augmente pour les sections insuffisamment armées. A l'inverse pour les sections sous-armées et armées par excès ce facteur ξ_y diminue quand le pourcentage d'armatures comprimées augmente. A l'état limite ultime, malgré que le facteur de la hauteur de l'axe neutre ξ_u soit inférieur à celui de l'état élastique, les mêmes remarques sont presque observées. En général, les constats retenus du tableau 4.8 sont aussi enregistrés dans le tableau 4.9 quand la résistance du béton f_{ck} est élevée jusqu'à 60 MPa. Néanmoins, ces facteurs diminuent considérablement à l'état élastique et à l'état limite ultime, ce qui montre que la profondeur de la zone comprimée diminue avec l'augmentation de f_{ck} . Ce constat, se confirme dans le tableau 4.10 avec l'augmentation de f_{ck} jusqu'à 90 MPa, mais avec un degré minime.

Enfin, on peut dire que l'influence du pourcentage d'armatures comprimées sur la hauteur de l'axe neutre est positive pour les sections insuffisamment armées, par ailleurs, pour les sections sous-armées et armées par excès, elle est négative. Les résultats expérimentaux de Maghsoudi et Bengar (2006) illustrés dans le tableau 2.7 confirment notre déduction, où l'ajout des armatures comprimées diminue les facteurs de la hauteur de l'axe neutre ξ_y et ξ_u .

Tableau 4.8 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments et des courbures à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour $f_{ck} = 30$ MPa et $f_{yk} = 400$ MPa.

ρ (%)	$\frac{\rho'}{\rho}$	$\rho + \rho'$	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	M_y (KN.m)	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	M_u (KN.m)	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)
0,25	0	0,25	0,0889	30,08	0,61	0,050	37,98	19,48
	0,25	0,312	0,0895	30,09	0,60	0,066	38,79	14,82
	0,5	0,375	0,0900	30,10	0,58	0,073	39,13	13,25
	0,75	0,437	0,0905	30,11	0,57	0,079	39,34	12,38
	1	0,5	0,0910	30,12	0,56	0,082	39,48	11,82
1	0	1	0,3556	109,31	0,86	0,200	142,60	4,87
	0,25	1,25	0,3272	110,44	0,76	0,170	143,41	5,71
	0,5	1,5	0,3061	111,16	0,68	0,154	143,63	6,34
	0,75	1,75	0,2894	111,66	0,61	0,144	143,67	6,77
	1	2	0,2757	112,02	0,56	0,138	143,67	7,08
2	0	2	0,7111	189,22	1,93	0,400	260,40	2,43
	0,25	2,5	0,5435	207,06	1,19	0,293	274,06	3,33
	0,5	3	0,4707	212,77	0,86	0,225	278,97	4,32
	0,75	3,5	0,4236	215,81	0,68	0,189	280,46	5,15
	1	4	0,3893	217,71	0,56	0,169	280,93	5,77
4	0	4	-	-	-	-	-	-
	0,25	5	-	-	-	-	-	-
	0,5	6	0,5910	422,65	1,93	0,336	544,43	2,90
	0,75	7	0,5195	429,06	0,86	0,241	553,04	4,03
	1	8	0,4689	432,89	0,56	0,198	555,14	4,91

Tableau 4.9 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments et des courbures à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour $f_{ck} = 60$ MPa et $f_{yk} = 400$ MPa.

ρ (%)	$\frac{\rho'}{\rho}$	$\rho + \rho'$	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	M_y (KN.m)	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	M_u (KN.m)	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)
0,25	0	0,25	0,0444	30,54	0,58	0,027	38,34	29,54
	0,25	0,312	0,0452	30,59	0,58	0,043	40,29	18,63
	0,5	0,375	0,0460	30,63	0,57	0,051	41,15	15,74
	0,75	0,437	0,0468	30,67	0,56	0,057	41,71	14,20
	1	0,5	0,0475	30,72	0,56	0,061	42,13	13,20
1	0	1	0,1778	116,65	0,68	0,109	148,48	7,38
	0,25	1,25	0,1745	116,66	0,64	0,110	148,52	7,31
	0,5	1,5	0,1715	116,67	0,61	0,110	148,55	7,26
	0,75	1,75	0,1688	116,67	0,58	0,111	148,56	7,24
	1	2	0,1664	116,67	0,56	0,111	148,58	7,22
2	0	2	0,3556	218,61	0,86	0,217	283,90	3,69
	0,25	2,5	0,3272	220,87	0,76	0,186	285,81	4,30
	0,5	3	0,3061	222,32	0,68	0,167	286,48	4,81
	0,75	3,5	0,2894	223,32	0,61	0,154	286,69	5,20
	1	4	0,2757	224,04	0,56	0,146	286,73	5,49
4	0	4	-	-	-	-	-	-
	0,25	5	0,5435	414,13	1,19	0,331	542,67	2,42
	0,5	6	0,4707	425,54	0,86	0,258	554,71	3,11
	0,75	7	0,4236	431,63	0,68	0,213	559,18	3,76
	1	8	0,3893	435,41	0,56	0,187	560,78	4,29

Tableau 4.10 : Variation des facteurs de la hauteur de l'axe neutre, des moments et des courbures à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime pour $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ et $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

ρ (%)	$\frac{\rho'}{\rho}$	$\rho + \rho'$	$\xi_y = \frac{x_y}{d}$	M_y (KN.m)	$\varphi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$\xi_u = \frac{x_u}{d}$	M_u (KN.m)	$\varphi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)
0,25	0	0,25	0,0296	30,69	0,57	0,024	38,43	30,38
	0,25	0,312	0,0303	30,76	0,57	0,039	40,63	18,71
	0,5	0,375	0,0309	30,82	0,56	0,046	41,65	15,66
	0,75	0,437	0,0315	30,88	0,56	0,052	42,33	14,04
	1	0,5	0,0321	30,93	0,56	0,056	42,84	13,00
1	0	1	0,1185	119,10	0,63	0,095	149,84	7,60
	0,25	1,25	0,1183	119,10	0,61	0,099	150,14	7,27
	0,5	1,5	0,1182	119,09	0,59	0,102	150,31	7,10
	0,75	1,75	0,1180	119,08	0,57	0,104	150,43	6,98
	1	2	0,1179	119,08	0,56	0,105	150,51	6,90
2	0	2	0,2370	228,41	0,73	0,190	289,34	3,80
	0,25	2,5	0,2282	228,80	0,68	0,170	289,78	4,26
	0,5	3	0,2207	229,09	0,63	0,156	289,80	4,63
	0,75	3,5	0,2141	229,30	0,59	0,147	289,71	4,91
	1	4	0,2084	229,47	0,56	0,141	289,59	5,13
4	0	4	0,4741	417,63	1,06	0,3810	537,34	1,90
	0,25	5	0,4134	429,24	0,86	0,3033	553,34	2,39
	0,5	6	0,3748	435,28	0,73	0,2467	560,66	2,93
	0,75	7	0,3468	439,02	0,63	0,2097	563,48	3,45
	1	8	0,3251	441,54	0,56	0,1862	564,45	3,89

4.4.2 Effet du pourcentage d'armatures comprimées sur le diagramme (M-φ)

L'effet du pourcentage d'armatures comprimées sur le diagramme Moment-Courbure (**M-φ**) est illustré dans les figures 4.7, 4.8 et 4.9, avec des sections de poutres insuffisamment armées, sous-armées et armées par excès dans le cas où la résistance du béton f_{ck} égale à 30, 60 et 90 MPa respectivement. Dans la figure 4.7a, quand la poutre est insuffisamment armée, on remarque que la pente de la phase élastique n'est pas influencée par le changement du pourcentage d'armatures comprimées, où on observe une superposition entre les différentes pentes d'élasticité quelle que soit la valeur du rapport ρ'/ρ , contrairement le palier de plasticité est considérablement affecté par ce rapport. En conséquence, l'augmentation du pourcentage ρ' diminue la longueur du palier de plasticité, c'est-à-dire leur courbure ultime φ_u diminue, et leur moment de résistance ultime M_u augmente.

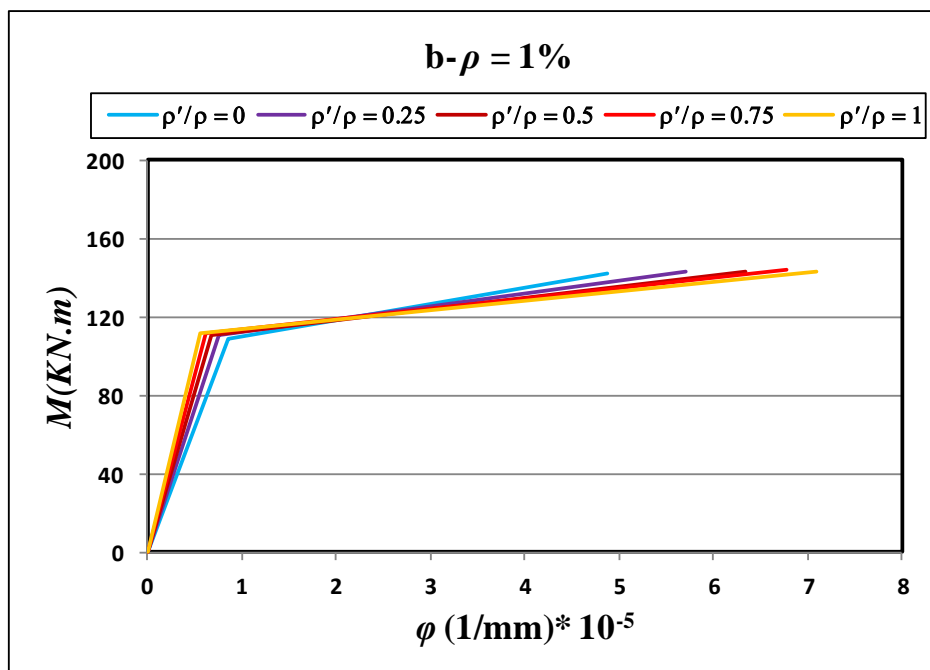
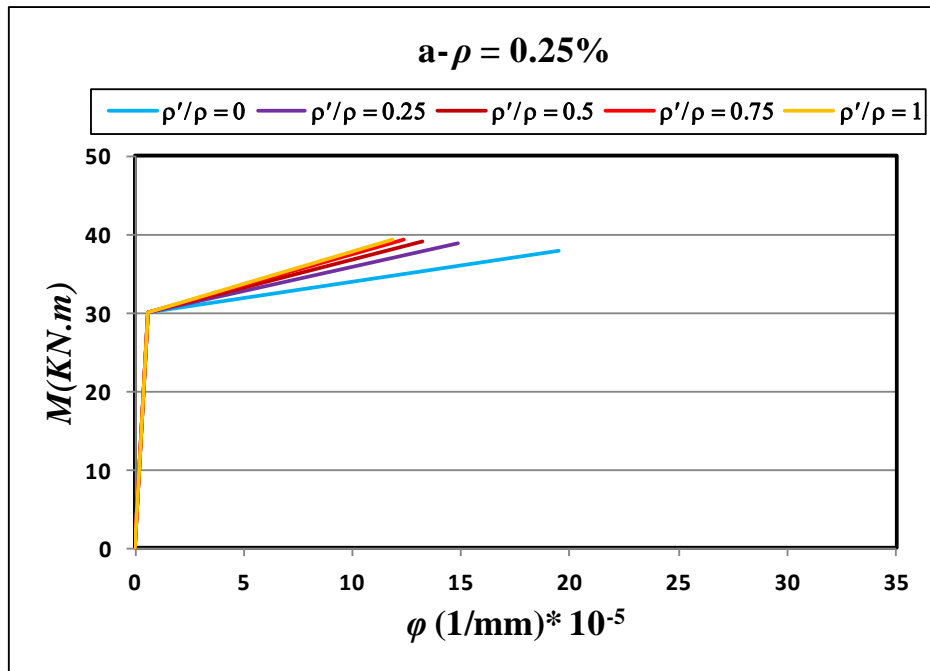
Pour les sections sous-armées et armées par excès, les diagrammes Moment-Courbure (**M-φ**) sont présentés dans les figures 4.7b, c et d, d'après ces figures, on constate que :

- Le pourcentage d'armatures comprimées ρ' commence à affecter la pente de la phase élastique ;
- La pente de la phase élastique diminue de point de vue déformation c.à.d la courbure élastique φ_y diminue avec l'augmentation de ρ'/ρ , néanmoins la résistance c.à.d le moment de résistance élastique M_y augmente avec l'augmentation de ρ'/ρ ;
- Le palier de plasticité augmente de point de vue déformation c.à.d la courbure ultime φ_u augmente avec l'augmentation de ρ'/ρ . Le moment de résistance ultime M_u augmente avec l'augmentation de ρ'/ρ .

La figure 4.8 caractérise l'effet du pourcentage d'armatures comprimées sur le diagramme Moment-Courbure (**M-φ**) lorsque la résistance du béton égale à 60 MPa. D'après cette figure, on constate que :

- Avec l'augmentation de f_{ck} , l'effet de ρ'/ρ devient presque négligeable sur la pente de la phase élastique, sauf pour les sections armées par excès (Figure 4.8d).
- Concernant le palier de plasticité, l'augmentation de ρ'/ρ devient néfaste sur la courbure ultime φ_u pour les sections insuffisamment armées, malgré que le moment de résistance ultime M_u augmente. Par ailleurs, pour les sections sous-armées et armées par excès, l'augmentation de ρ'/ρ devient très avantageuse sur la courbure ultime φ_u .

Ce constat, devient largement visible dans la figure 4.9, avec l'augmentation de f_{ck} jusqu'à 90 MPa.



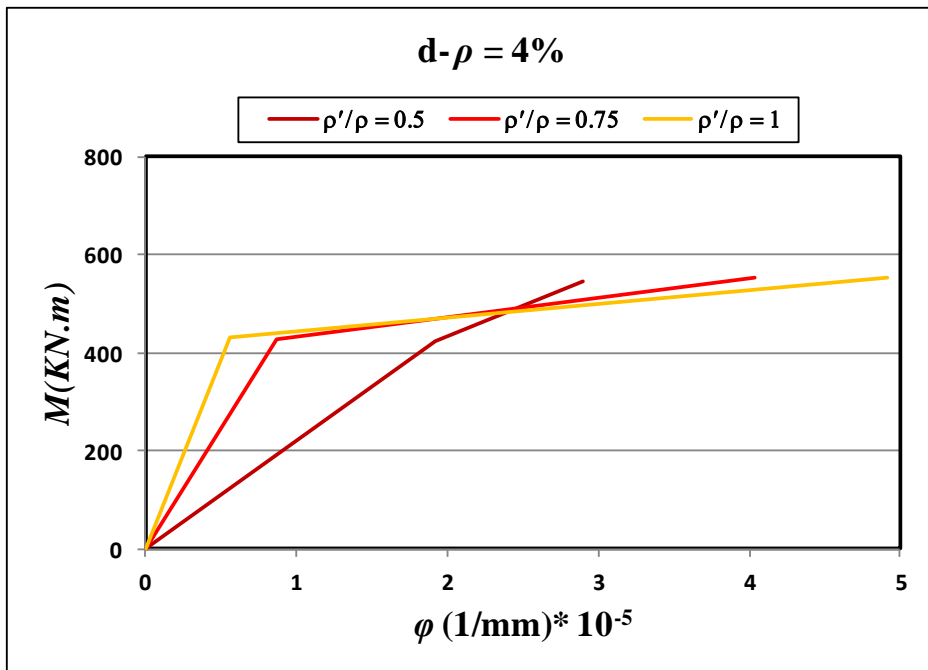
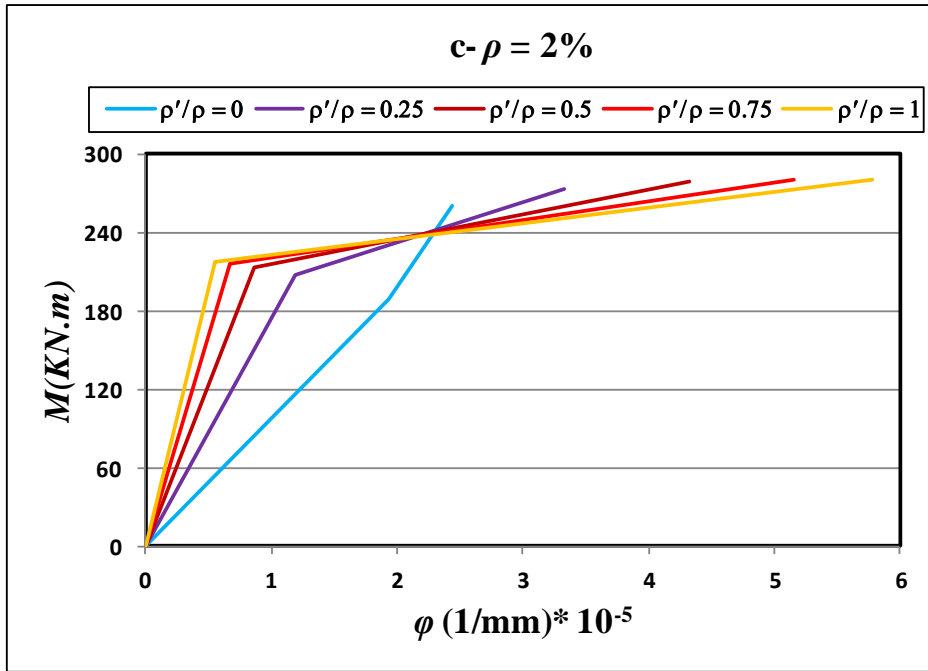
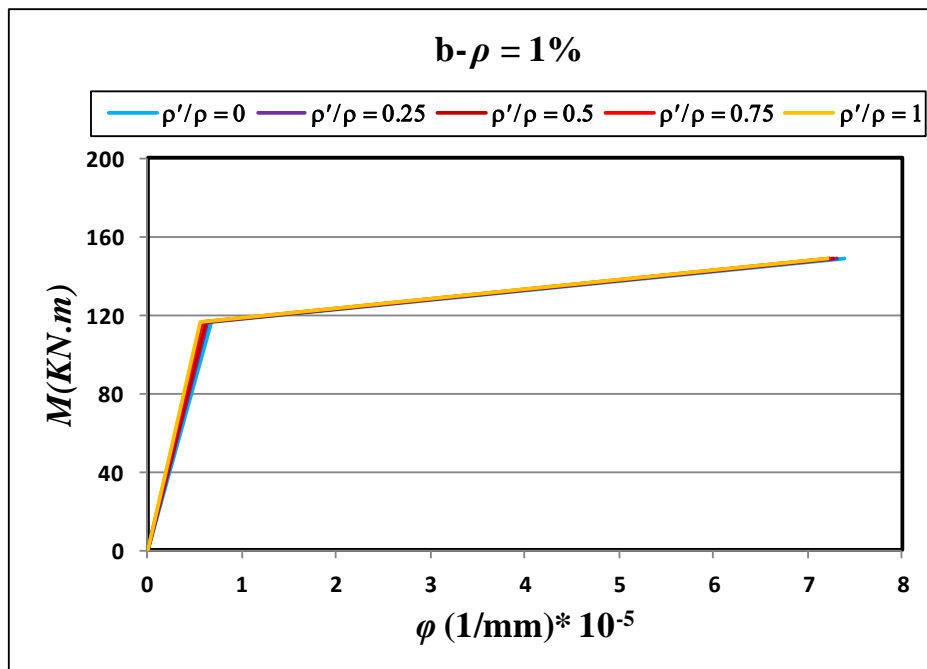
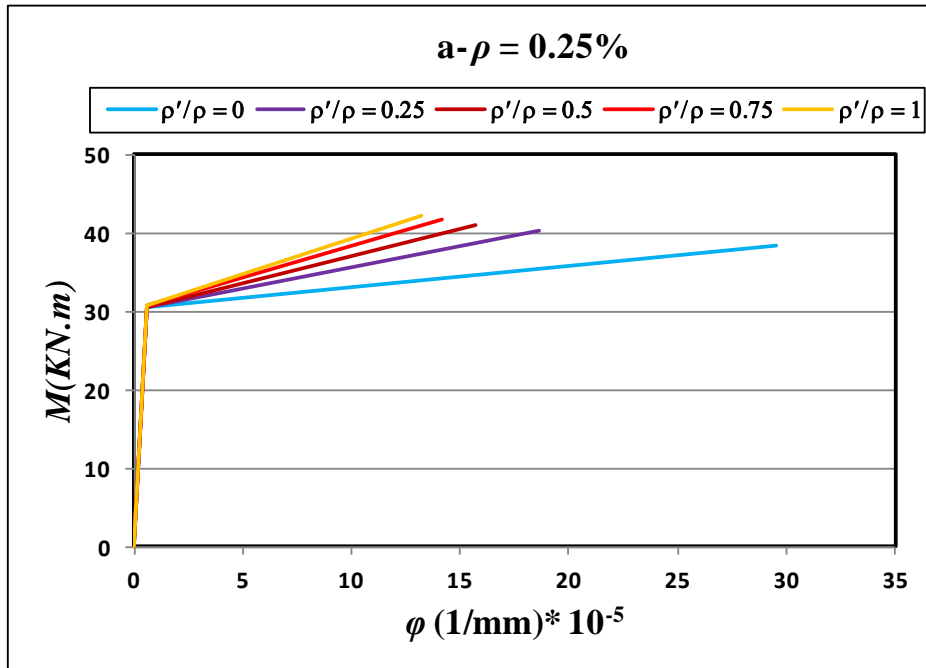


Figure 4.7 : Diagrammes Moment-Courbure ($M-\phi$) pour $f_{ck} = 30 MPa$.



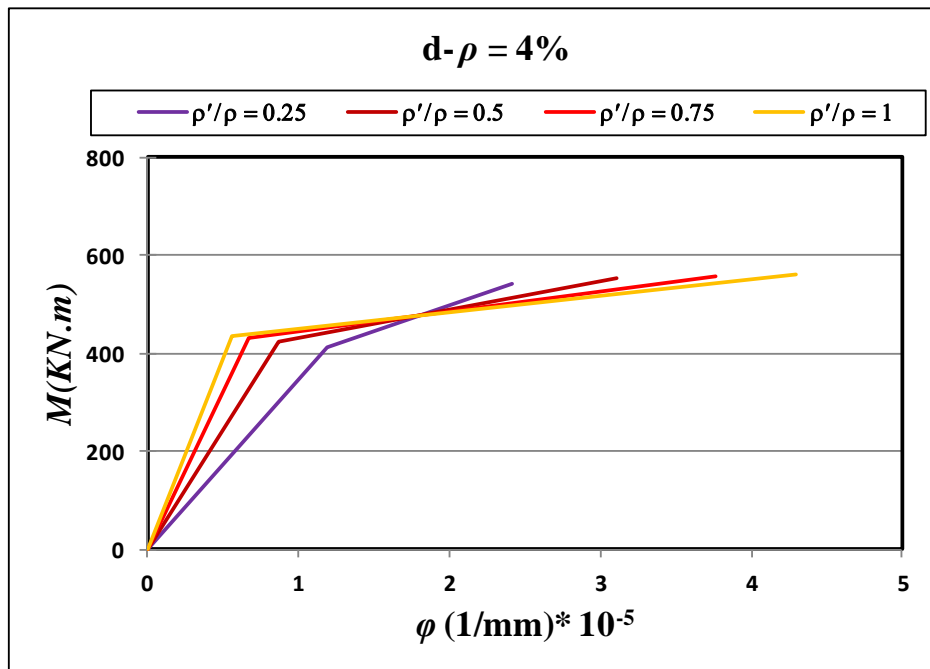
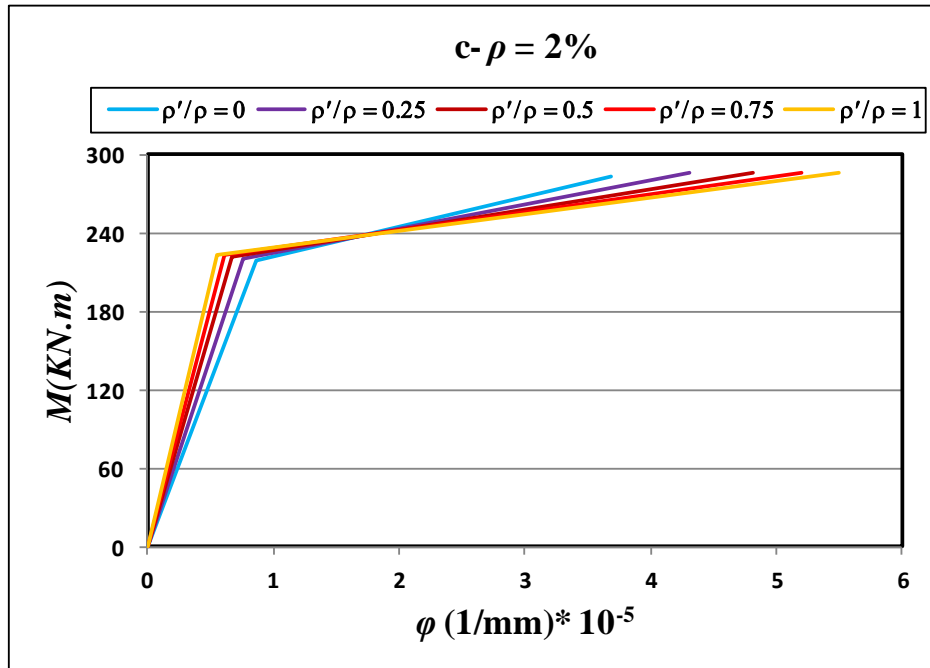
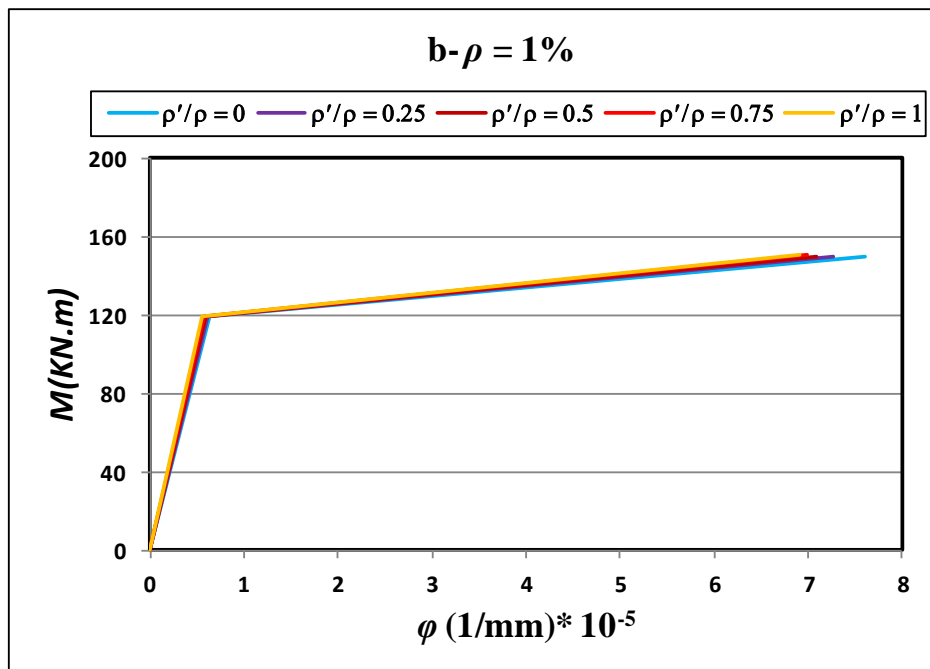
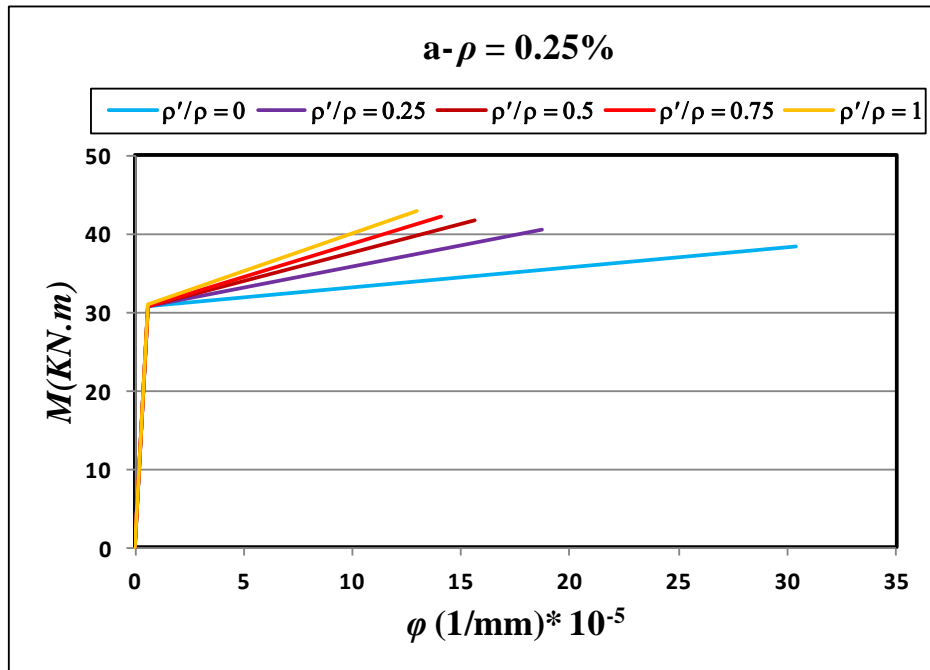


Figure 4.8 : Diagrammes Moment-Courbure ($M-\phi$) pour $f_{ck} = 60$ MPa.



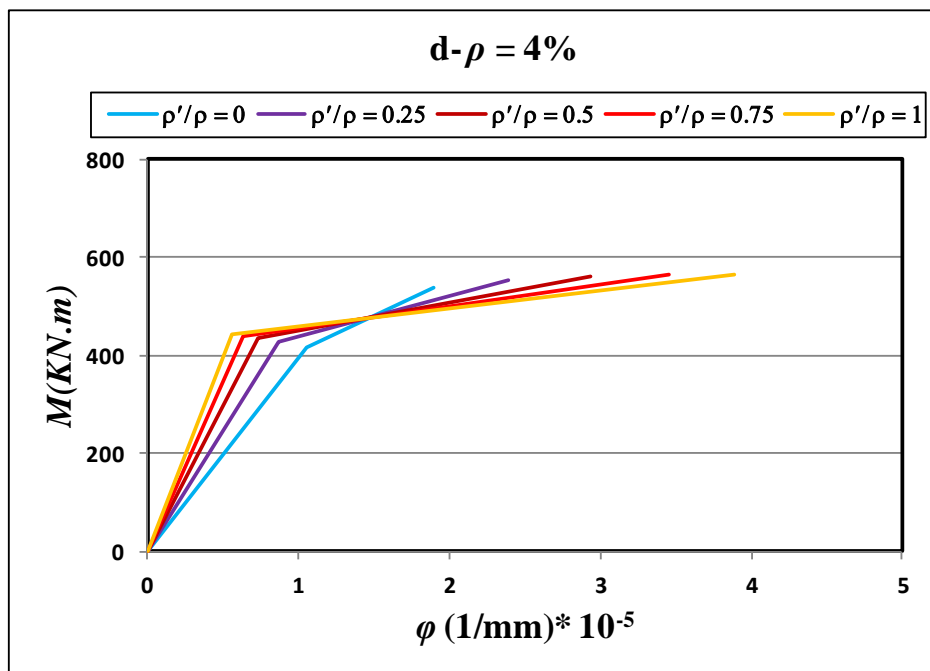
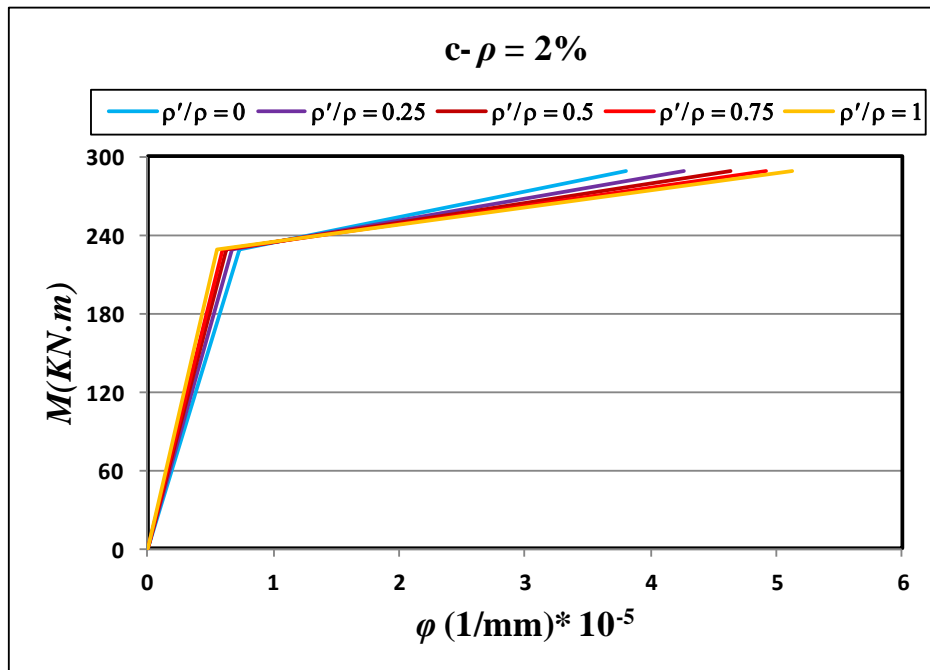


Figure 4.9 : Diagrammes Moment-Courbure (M- ϕ) pour $f_{ck} = 90$ MPa.

4.4.3 Effet du pourcentage d'armatures comprimées sur le facteur de la ductilité (μ_ϕ)

Les analyses précédentes ont porté sur la variation de l'axe neutre et la relation Moment-Courbure ($M-\phi$) en fonction du pourcentage d'armatures comprimées. Dans ce paragraphe, on essaye de montrer leur influence sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ . Les résultats obtenus de l'analyse sont exposés dans les tableaux 4.11, 4.12 et 4.13. D'après ces tableaux, on constate que le facteur de la ductilité locale diminue avec l'augmentation du rapport ρ'/ρ quand le pourcentage d'armatures tendues est inférieur à certaine valeur. D'après cette valeur, l'effet du rapport ρ'/ρ sur le facteur de la ductilité locale est inversé, où il devient positif. Même, l'augmentation de la résistance du béton f_{ck} de 30 à 60 et à 90 MPa ne modifie pas ce comportement de point de vue global.

Par ailleurs, la comparaison de ces résultats entre eux dans le tableau 4.11 montre deux types de variation, premièrement le facteur de la ductilité locale diminue avec l'augmentation du pourcentage d'armatures comprimées, où le facteur de la ductilité locale diminue de 31 à 19 sous l'effet d'augmentation du pourcentage d'armatures comprimées ρ' de 0 à ρ . Le deuxième type de variation, le facteur de la ductilité locale augmente avec l'augmentation du pourcentage d'armatures comprimées, dans ce cas l'effet du rapport d'armatures comprimées devient très avantageux sur le facteur de la ductilité locale.

Les résultats des trois tableaux 4.11, 4.12 et 4.13 sont représentés dans les figures 4.10, 4.11 et 4.12 respectivement. D'après la figure 4.10, les deux types de variation retenus du tableau 4.11 sont clairement observés où :

- Pour $\rho < 0,5 \%$; on constate que le facteur de la ductilité locale μ_ϕ diminue avec l'augmentation du rapport ρ'/ρ ;
- Pour $\rho \approx 0,5 \%$; l'effet des armatures comprimées est négligeable, toutes les courbes coïncident entre elles quelle que soit la valeur du rapport ρ'/ρ ;
- Pour $\rho > 0,5 \%$; on constate que l'effet des armatures comprimées devient très avantageux, et le facteur de la ductilité locale μ_ϕ augmente avec l'augmentation du rapport ρ'/ρ .

Ce même constat est observé dans les Figures 4.11 et 4.12 quand la résistance du béton f_{ck} augmente à 60 et à 90 MPa respectivement, avec une légère modification du point de coïncidence, où $\rho \approx 0,5 \%$ se déplace à 1 % pour $f_{ck} = 60$ MPa et à 1,25 % lorsque $f_{ck} = 90$

MPa. En général, on peut dire que l'ajout des armatures comprimées améliore la ductilité locale. Les résultats expérimentaux de Maghsoudi et Bengar (2006) et de Maghsoudi et Sharifi (2009) présentés au chapitre 2 confirment cette conclusion.

Tableau 4.11 : Facteur de la ductilité locale obtenus pour ($f_{ck} = 30$ MPa ; $f_{yk} = 400$ MPa).

ρ (%)	$f_{ck} = 30$ MPa				
	$\rho'/\rho = 0$	$\rho'/\rho = .25$	$\rho'/\rho = .5$	$\rho'/\rho = .75$	$\rho'/\rho = 1$
0,25	31,89	24,24	21,67	20,24	19,30
0,5	14,39	13,91	13,70	13,58	13,51
0,75	8,56	9,45	10,07	10,50	10,83
1	5,64	6,91	7,90	8,65	9,22
1,25	3,89	5,26	6,46	7,41	8,14
1,5	2,72	4,13	5,44	6,52	7,36
2	1,26	2,73	4,11	5,34	6,33
2,5	-	1,66	3,30	4,61	5,69
3	-	-	2,78	4,11	5,25
3,5	-	-	2,41	3,75	4,93
4	-	-	2,13	3,48	4,69

Tableau 4.12 : Facteur de la ductilité locale obtenus pour ($f_{ck} = 60$ MPa ; $f_{yk} = 400$ MPa).

ρ (%)	$f_{ck} = 60$ MPa				
	$\rho'/\rho = 0$	$\rho'/\rho = .25$	$\rho'/\rho = .5$	$\rho'/\rho = .75$	$\rho'/\rho = 1$
0,25	50,72	31,97	26,98	24,32	22,59
0,5	24,18	19,44	17,60	16,54	15,82
0,75	15,33	14,01	13,37	12,98	12,71
1	10,91	10,84	10,82	10,81	10,81
1,25	8,26	8,74	9,07	9,31	9,49
1,5	6,49	7,23	7,78	8,19	8,51
2	4,28	5,20	6,00	6,64	7,14
2,5	2,95	3,92	4,83	5,60	6,23
3	2,06	3,05	4,01	4,86	5,58
3,5	1,43	2,43	3,41	4,32	5,09
4	-	1,99	2,95	3,89	4,71

Tableau 4.13 : Facteur de la ductilité locale obtenus pour ($f_{ck} = 90 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$).

$\rho(\%)$	$f_{ck} = 90 \text{ MPa}$				
	$\rho'/\rho = 0$	$\rho'/\rho = 0.25$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.75$	$\rho'/\rho = 1$
0,25	52,98	32,60	27,28	24,44	22,60
0,5	25,68	20,07	17,94	16,71	15,87
0,75	16,58	14,67	13,76	13,20	12,81
1	12,03	11,53	11,25	11,07	10,94
1,25	9,30	9,44	9,53	9,59	9,64
1,5	7,48	7,94	8,26	8,49	8,67
2	5,21	5,91	6,49	6,94	7,29
2,5	3,84	4,60	5,30	5,88	6,35
3	2,93	3,69	4,44	5,10	5,66
3,5	2,28	3,02	3,79	4,51	5,13
4	1,79	2,51	3,29	4,05	4,71

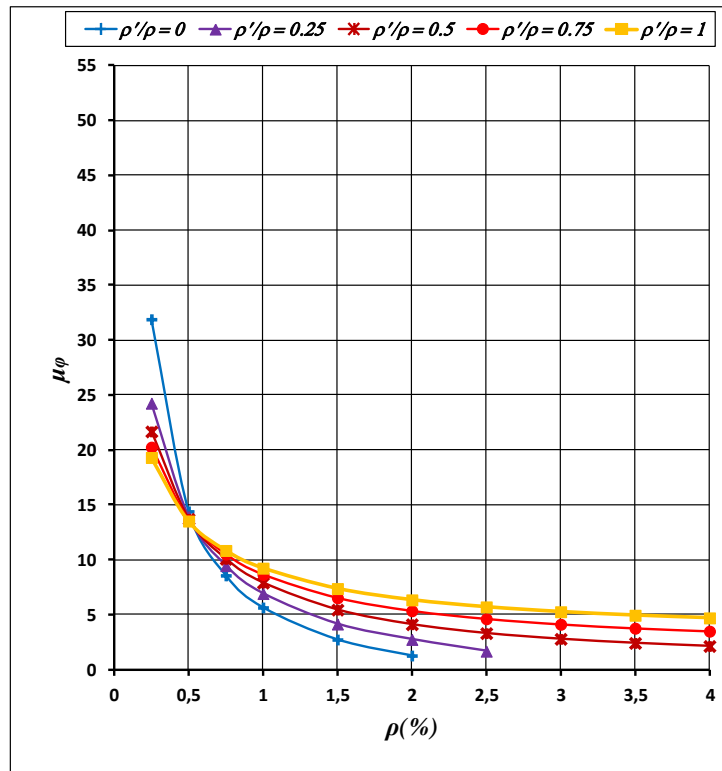


Figure 4.10 : Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ et $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

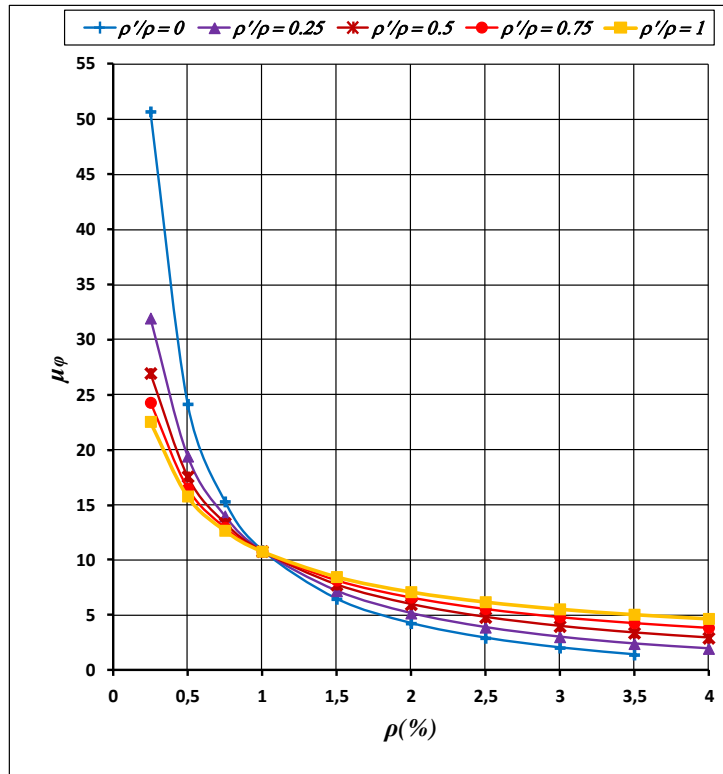


Figure 4.11 : Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$ et $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

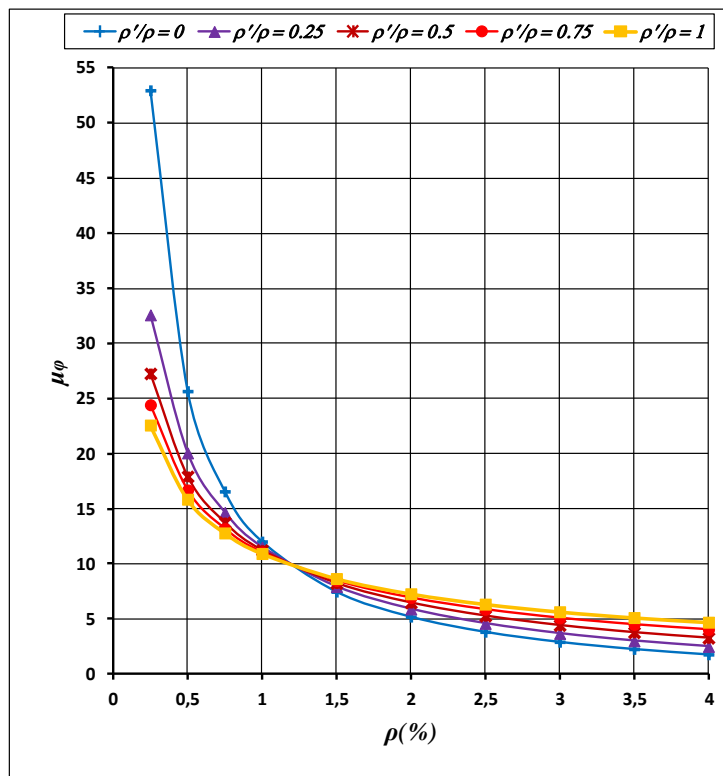


Figure 4.12 : Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ et $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

4.5. INCIDENCE DE LA LIMITE ELASTIQUE f_{yk} SUR LA DUCTILITE LOCALE

L'objectif de cette section est d'étudier l'incidence de la limite élastique des aciers, f_{yk} , sur le facteur de la ductilité locale, μ_ϕ . Respectant le domaine d'application de l'Eurocode 2 ($400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa), trois valeurs de f_{yk} sont considérées, à savoir : 400, 500 et 600 MPa. Les résultats obtenus de l'analyse numérique sont présentés dans la figure 4.13 avec une résistance du béton f_{ck} égale à 30 MPa et $\rho'/\rho = 0,25$ dans le cas où la poutre est insuffisamment armée, sous-armée et armée par excès. D'après la figure 4.13a, on remarque que le facteur de la ductilité locale diminue avec l'augmentation de la limite élastique f_{yk} , cette diminution continue avec les sections sous-armées dans les figures 4.13b et c. Dans le cas où $\rho = 4\%$ il n'existe aucune ductilité et la poutre est pratiquement fragile. L'effet hostile de f_{yk} continue avec l'augmentation du rapport ρ'/ρ de 0,25 à 0,5 et 0,75 (Figures 4.14 et 4.15). Dans le même contexte, lorsqu'on augmente f_{ck} à 60 MPa (Figures 4.16, 4.17 et 4.18) et à 90 MPa (Figures 4.19, 3.20 et 4.21), on constate toujours que le facteur de ductilité locale diminue encore, et il devient très décroissant avec l'augmentation de f_{yk} . Les courbes de la figure 4.22 résument bien l'effet néfaste de f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction de l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues ρ quand le rapport ρ'/ρ égal à 0,5, où il est noté que :

- La courbe correspondante à $f_{yk} = 400$ MPa est la courbe la plus élevée dans les trois graphes 4.22a, b et c ;
- La diminution de toute la courbe μ_ϕ en fonction de ρ , quand la limite élastique f_{yk} augmente ;
- Le facteur de la ductilité locale μ_ϕ est inversement proportionnel avec la limite élastique des aciers f_{yk} et le pourcentage d'armatures tendues ρ .

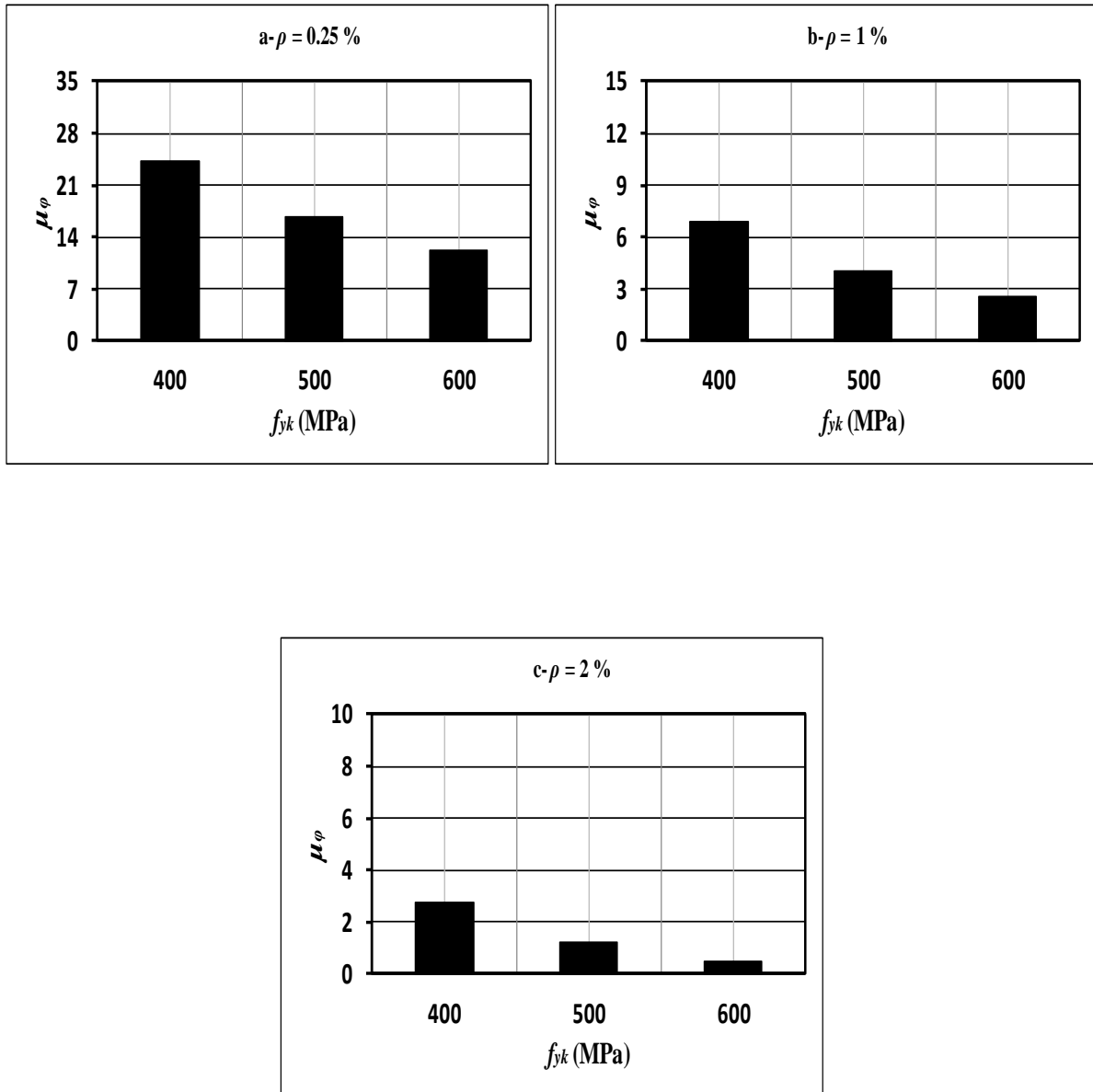


Figure 4.13 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30$ MPa et $\rho' / \rho = 0,25$.

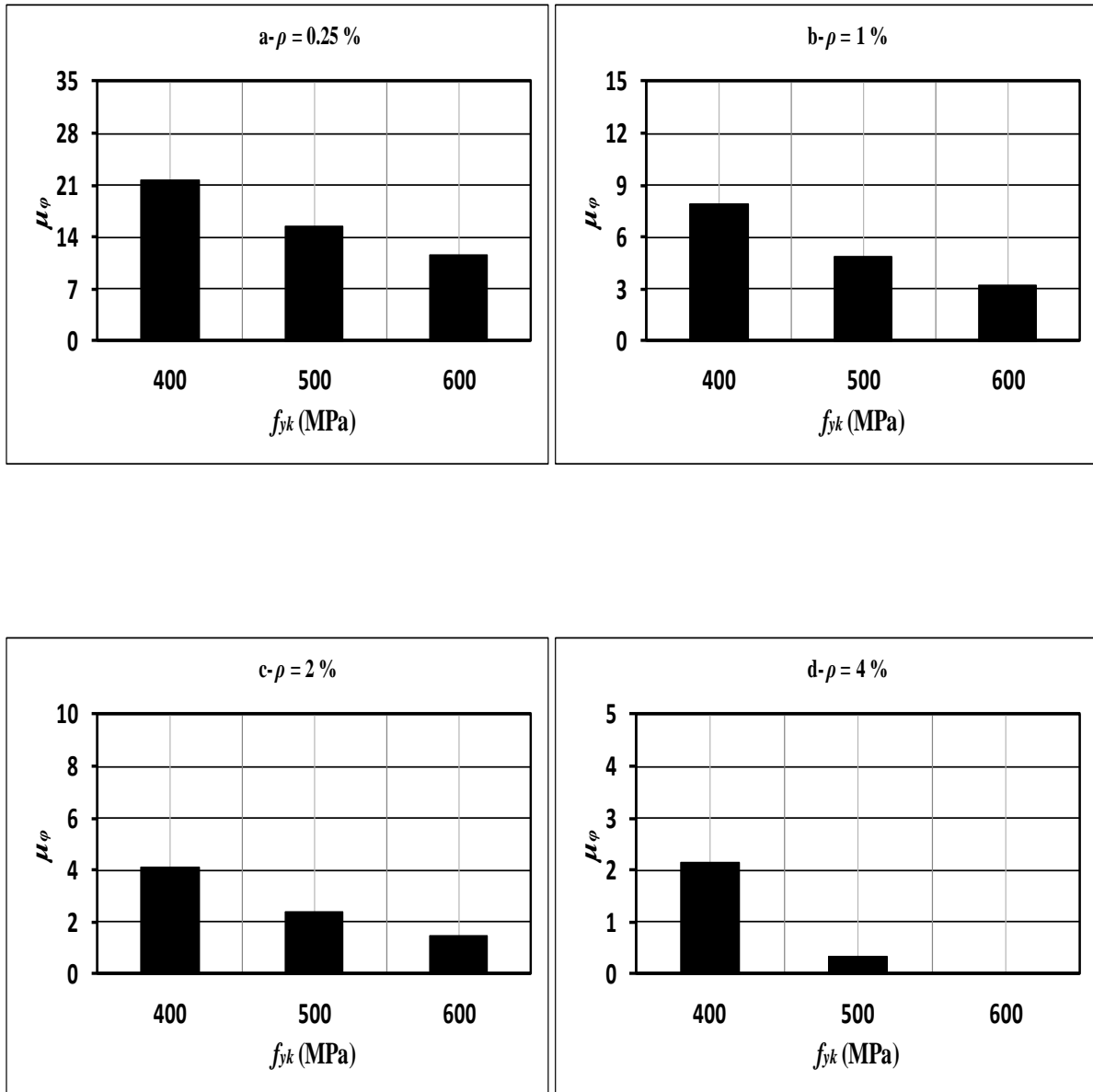


Figure 4.14 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0,5$.

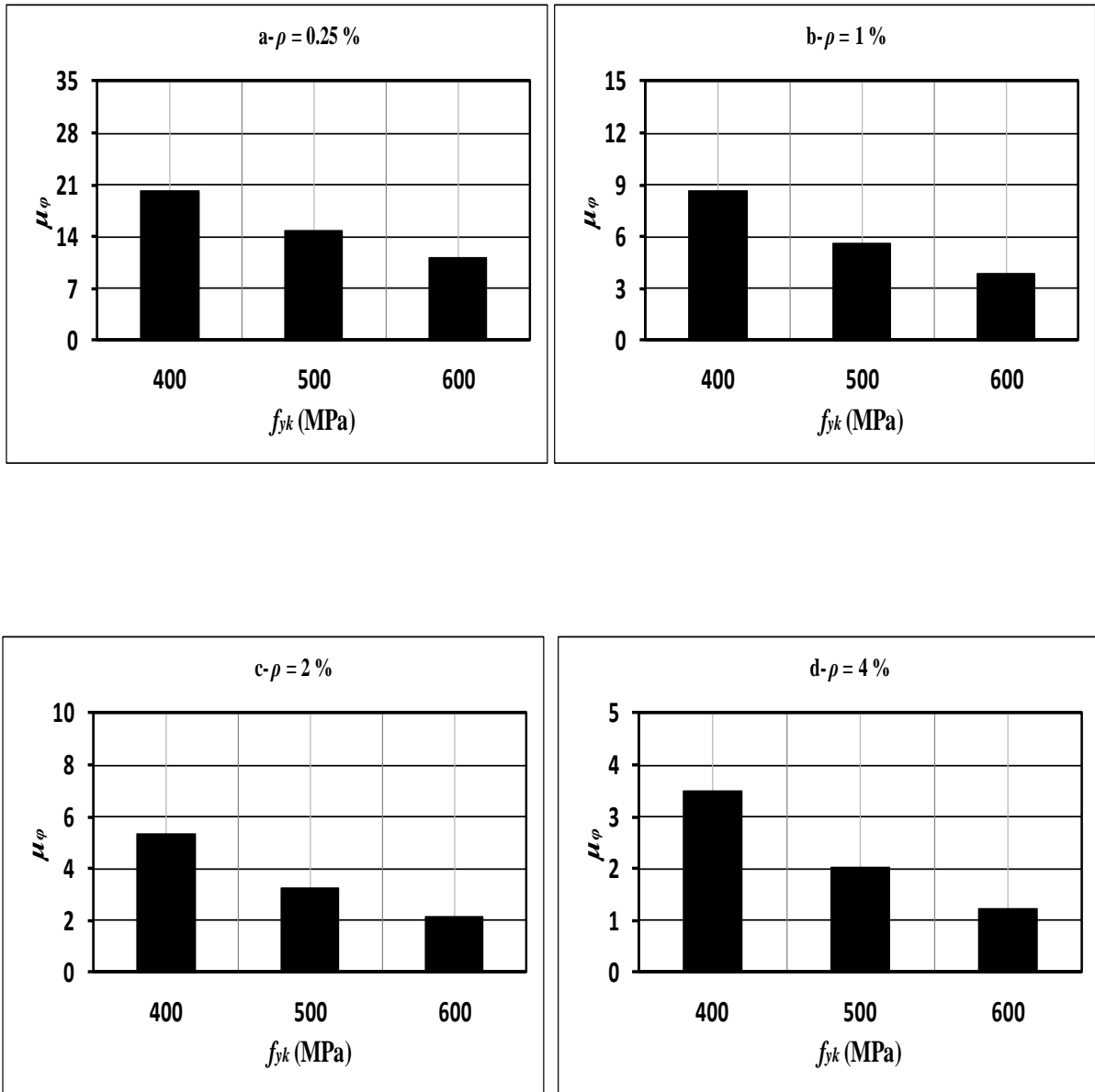


Figure 4.15 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0,75$.

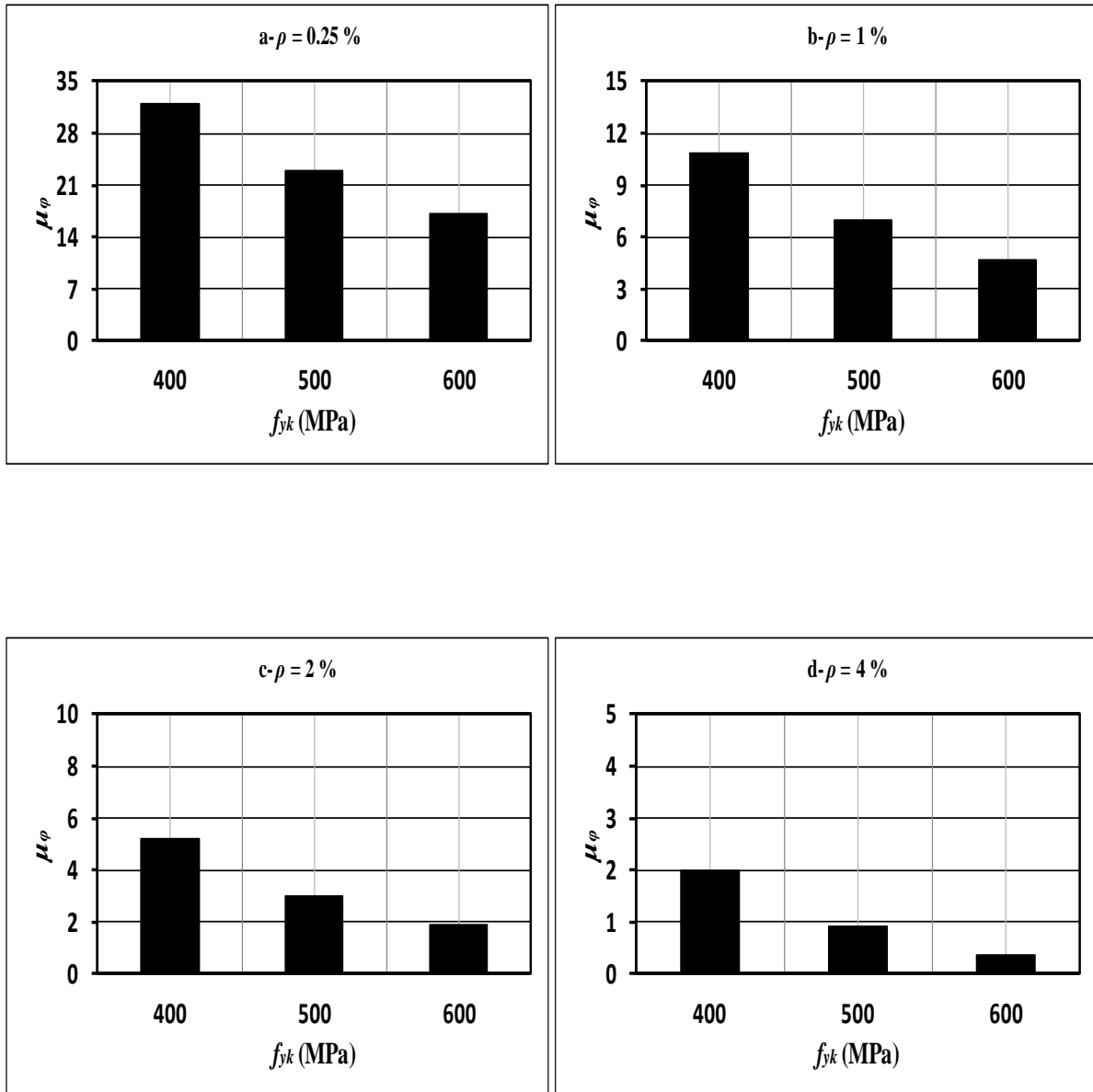


Figure 4.16 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60$ MPa et $\rho / \rho = 0,25$.

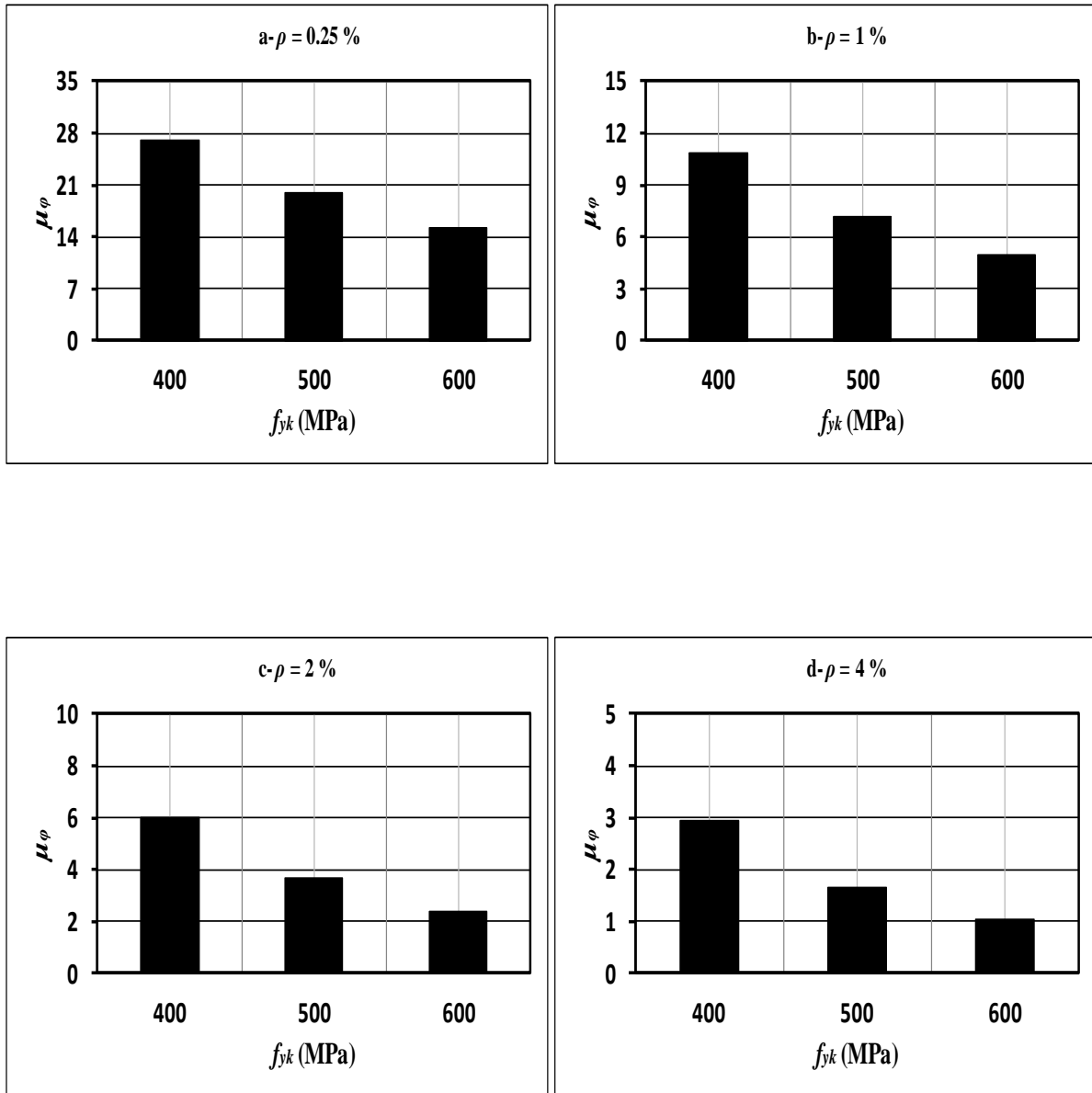


Figure 4.17 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60$ MPa et $\rho' / \rho = 0,5$.

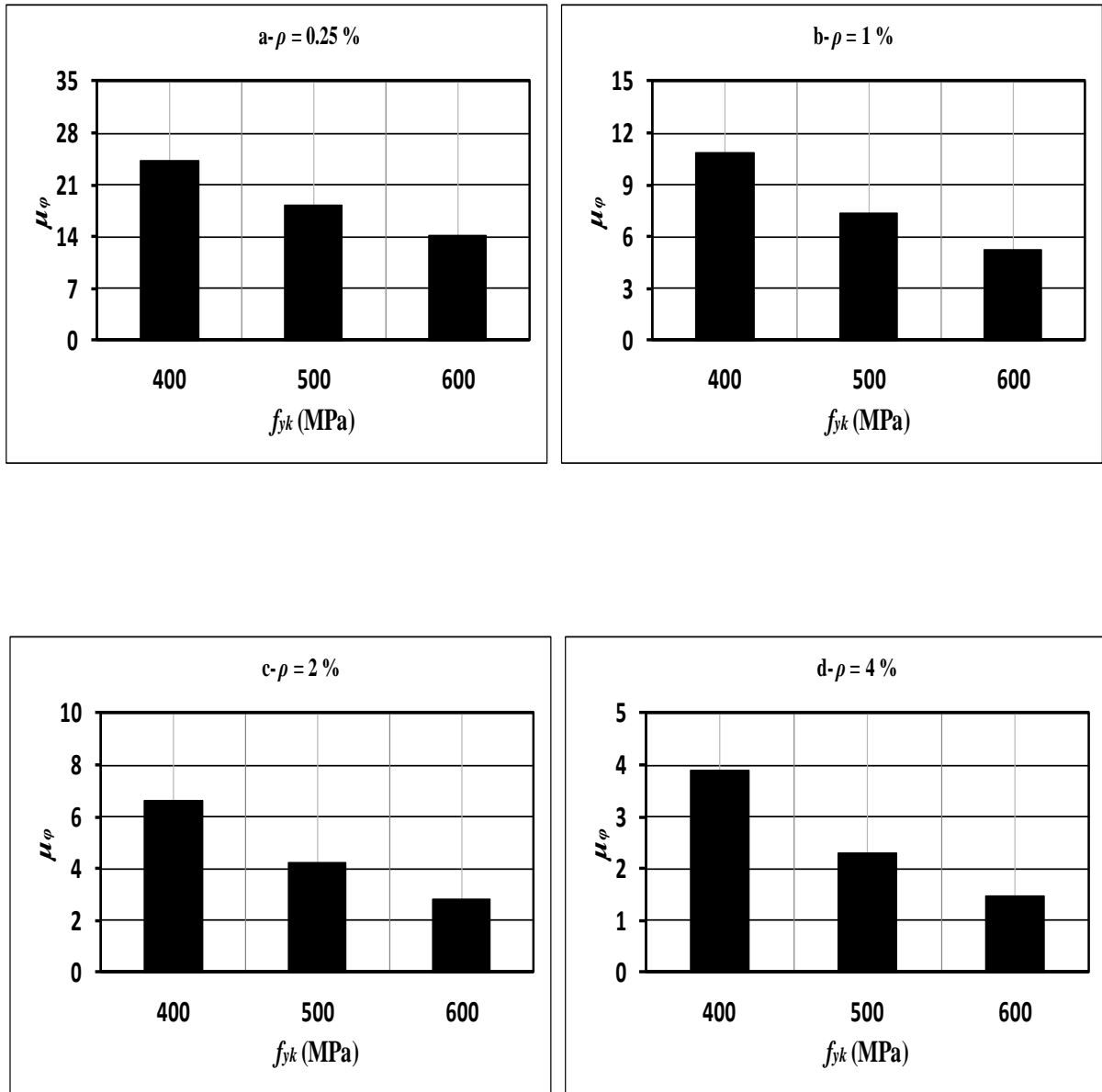


Figure 4.18 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0,75$.

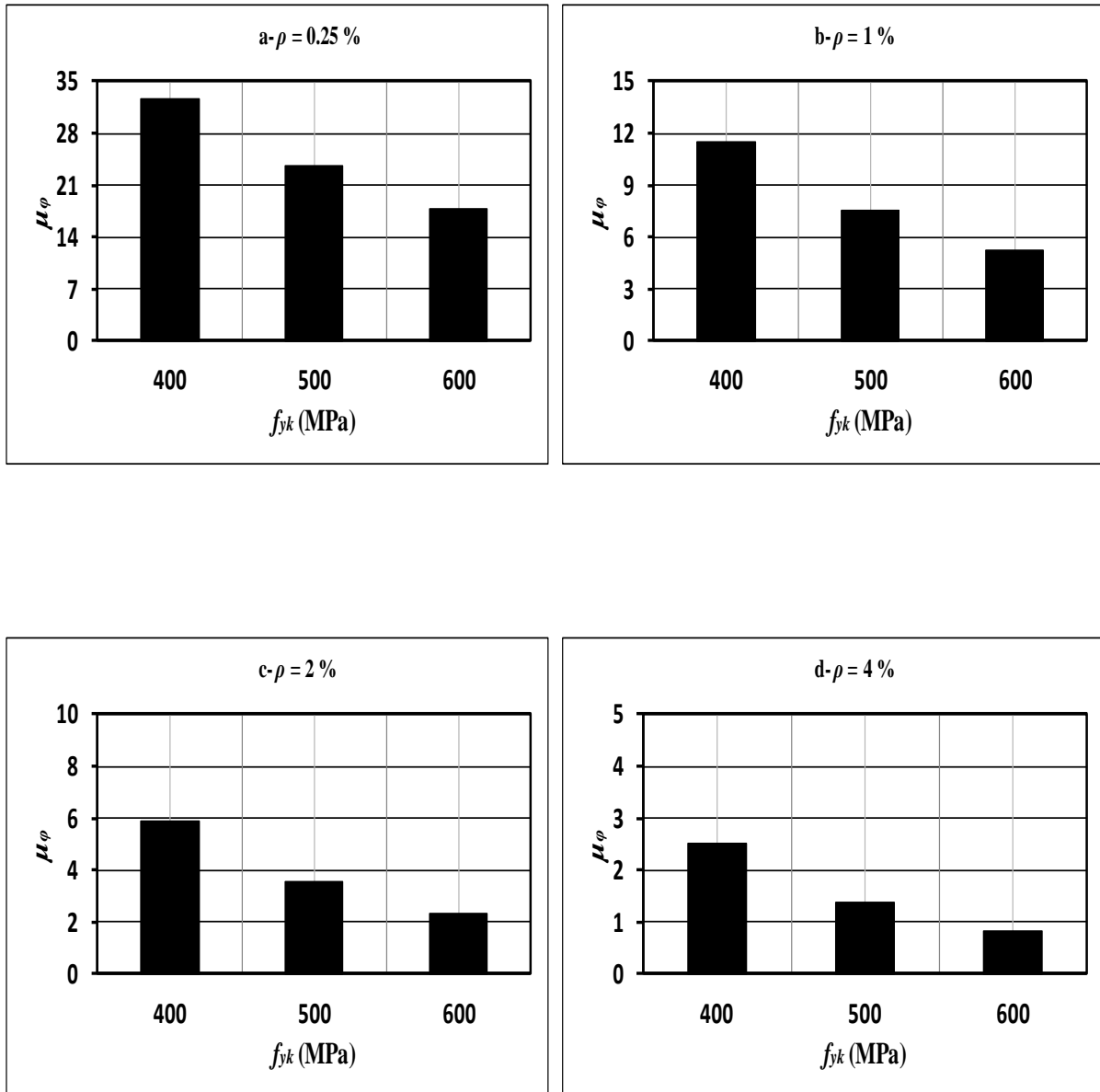


Figure 4.19 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ et $\rho / \rho = 0,25$.

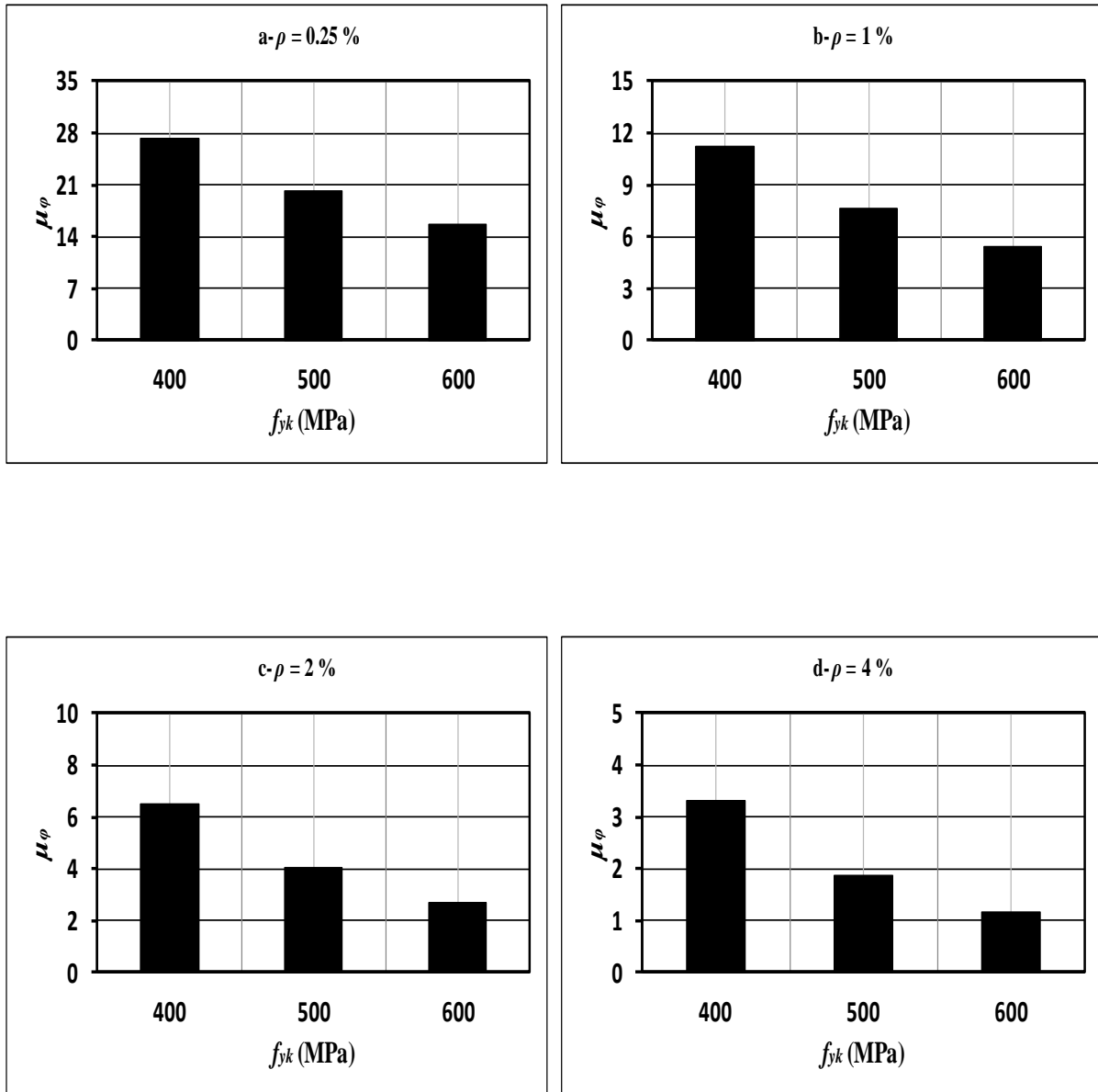


Figure 4.20 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ et $\rho' / \rho = 0,5$.

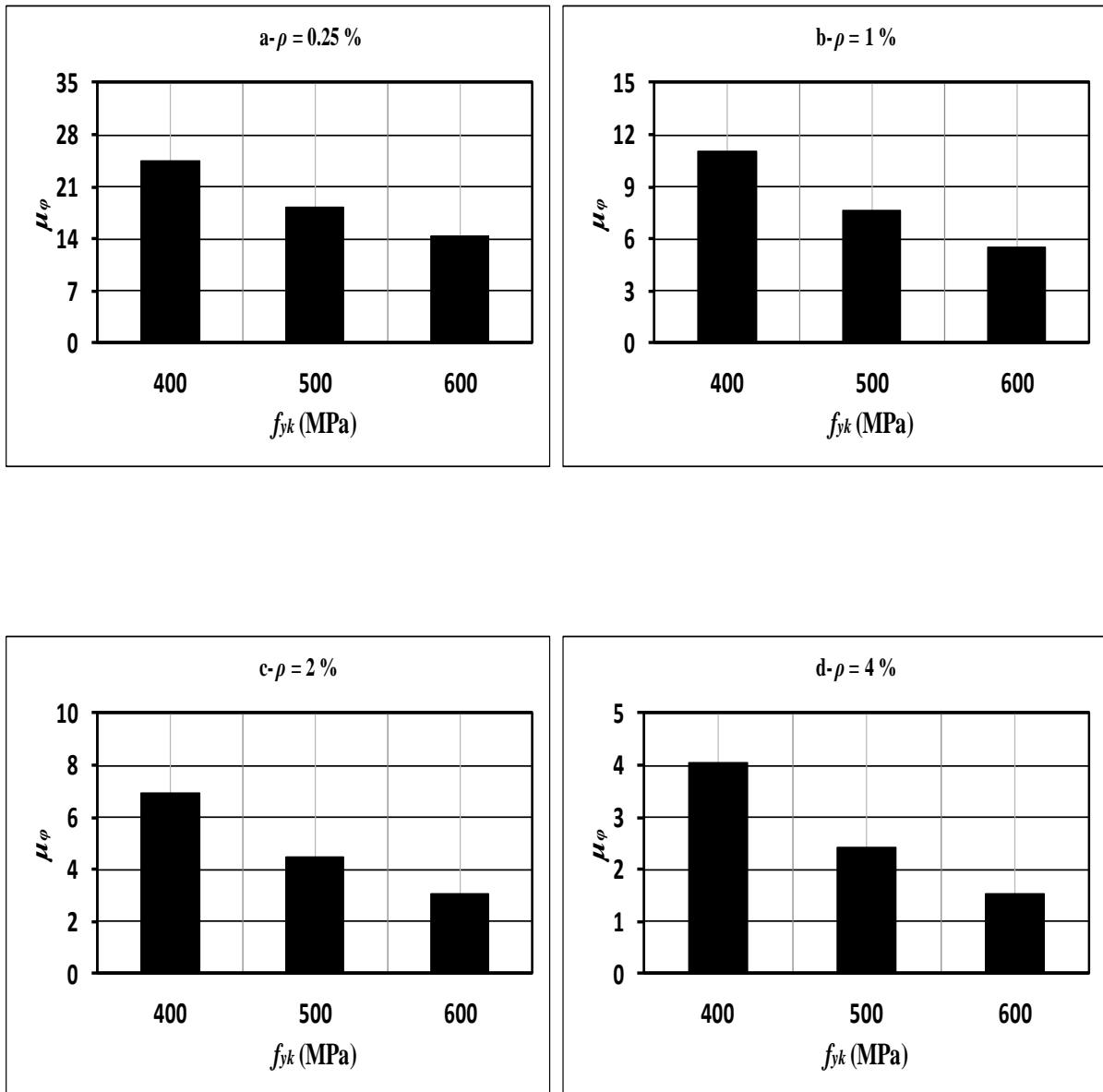


Figure 4.21 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90$ MPa et $\rho' / \rho = 0,75$.

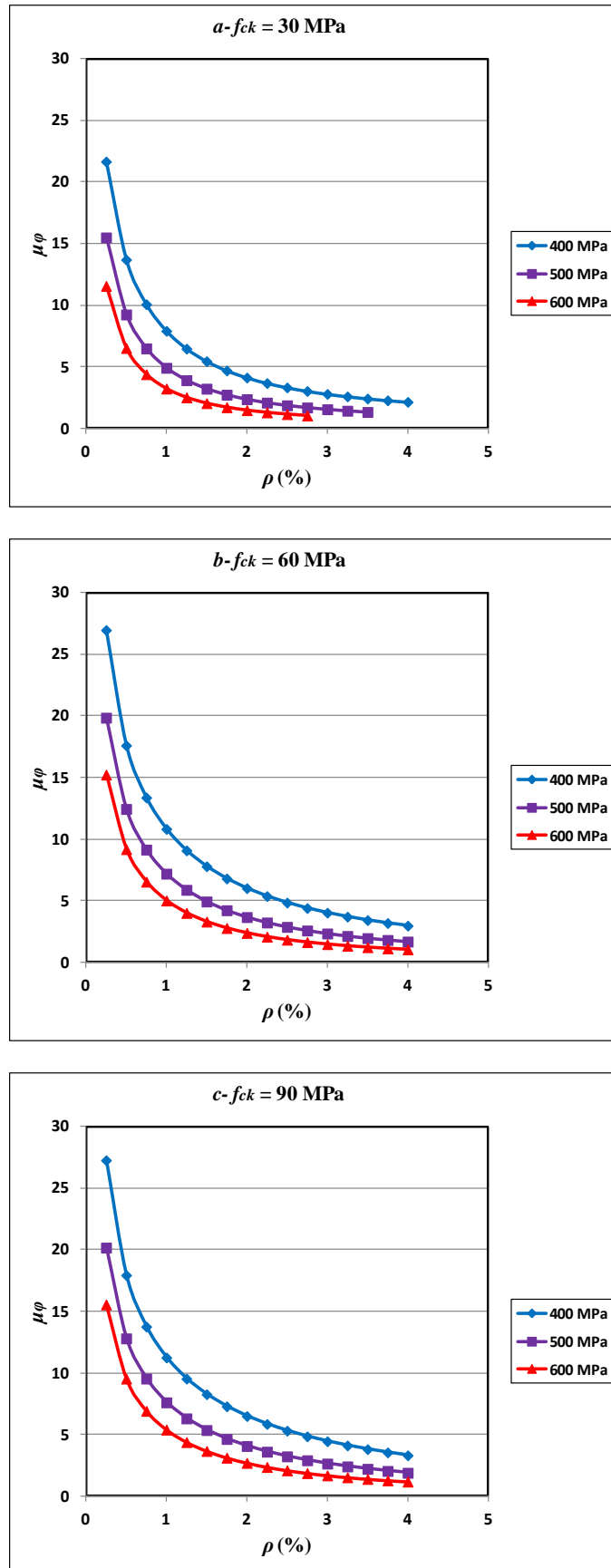


Figure 4.22 : Effet de la limite élastique des aciers f_{yk} sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho' / \rho = 0,5$.

4.6. EFFET DE LA RESISTANCE DU BÉTON A LA COMPRESSION f_{ck} SUR la ductilité locale

Afin d'examiner l'effet de la résistance du béton sur la ductilité locale, on essaye d'utiliser des résistances de béton f_{ck} jusqu'à 50 MPa pour un béton ordinaire, et des résistances élevées jusqu'à 90 MPa pour un béton à haute résistance, comme prévalue dans l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004). Le facteur de la ductilité locale a été calculé dans les trois cas considérés (poutre insuffisamment armée, sous-armée et armée par excès). Les résultats obtenus de l'analyse quand le rapport $\rho'/\rho = 0,25$ sont présentés dans la figure 4.23. D'après la figure 4.23a on observe que les barres de l'histogramme augmentent avec l'augmentation de la résistance du béton f_{ck} jusqu'à la barre correspondante à 50 MPa, qui est la barre la plus élevée de l'histogramme. Au-delà de cette résistance les barres de l'histogramme diminuent petit à petit jusqu'à la barre de 70 MPa, puis augmentent de nouveau avec l'augmentation de la résistance du béton f_{ck} jusqu'à 90 MPa. Lorsque la poutre est sous armée et fortement armée, dans les figures 4.23b, c et d, les mêmes remarques que la figure 4.23a sont observées sauf que dans les figures 4.23c et d le facteur de ductilité maximal est le facteur correspondant à f_{ck} égale à 90 MPa.

Les figures 4.24 et 4.25 présentent aussi des histogrammes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction de la résistance du béton f_{ck} lorsque le rapport ρ'/ρ augmente de 0,25 à 0,5 et 0,75 respectivement. D'après ces figures, la variation du facteur μ_ϕ en fonction de la résistance du béton f_{ck} est résumée comme suit :

- Le facteur μ_ϕ augmente avec l'augmentation de la résistance du béton f_{ck} de 20 à 50 MPa ;
- Le facteur μ_ϕ atteint sa valeur maximale avec f_{ck} égale à 50 MPa ;
- Au-delà de 50 MPa le facteur μ_ϕ commence à diminuer petit à petit jusqu'à une résistance de béton égale à 70 MPa, d'après cette résistance le facteur de la ductilité retourne à augmenter petit à petit avec l'augmentation de la résistance du béton f_{ck} .

L'étude expérimentale de Shohana *et al.* (2012) et numérique de Lee (2013b) montrent que le facteur de la ductilité locale augmente avec l'accroissement de la résistance du béton jusqu'à une valeur spécifiée, après cette valeur l'effet de la résistance du béton sur le facteur de ductilité locale devient nul ou négatif. L'ensemble des remarques retenues de ces deux travaux confirme notre conclusion dans cette section.

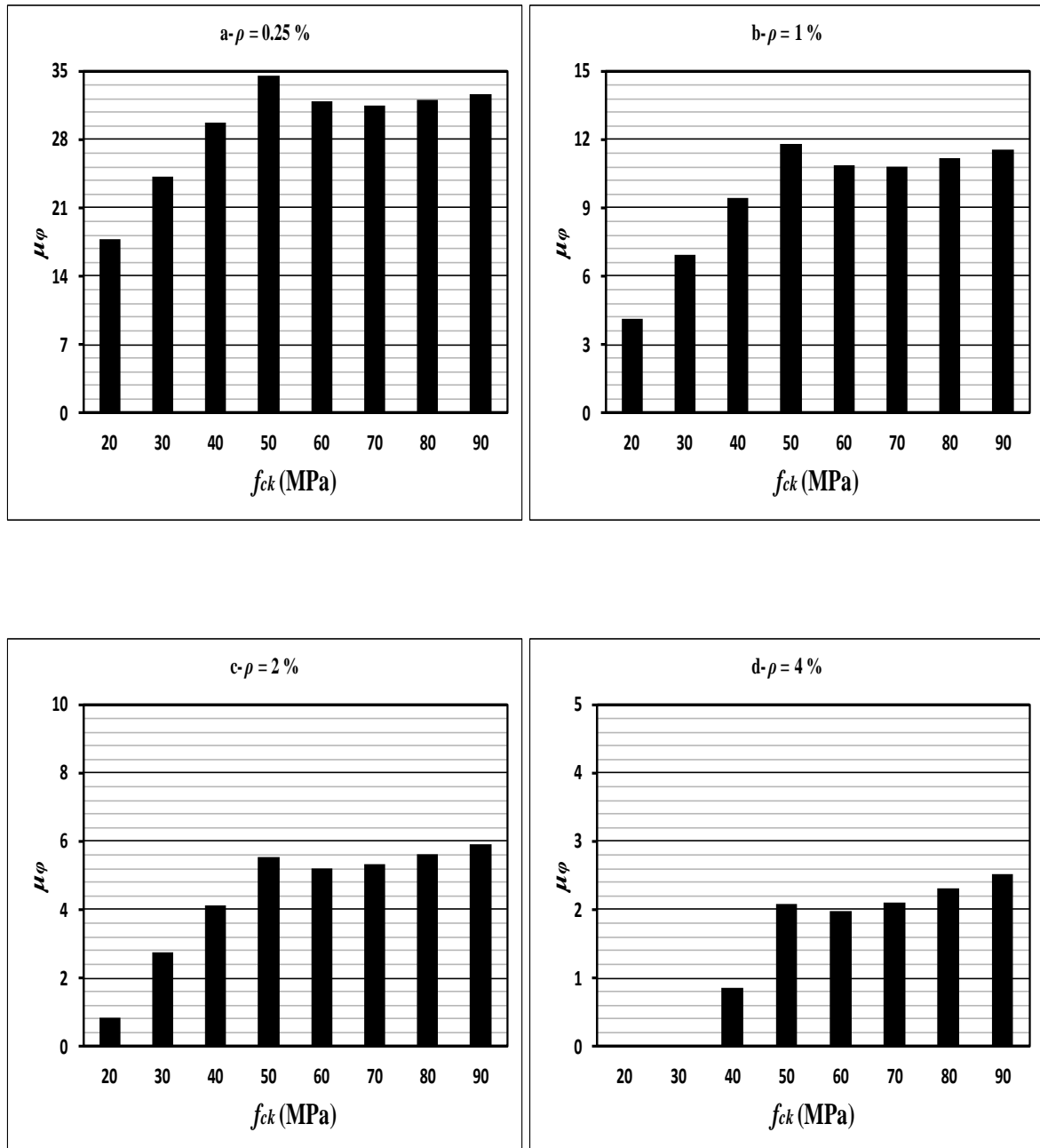


Figure 4.23 : Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0,25$.

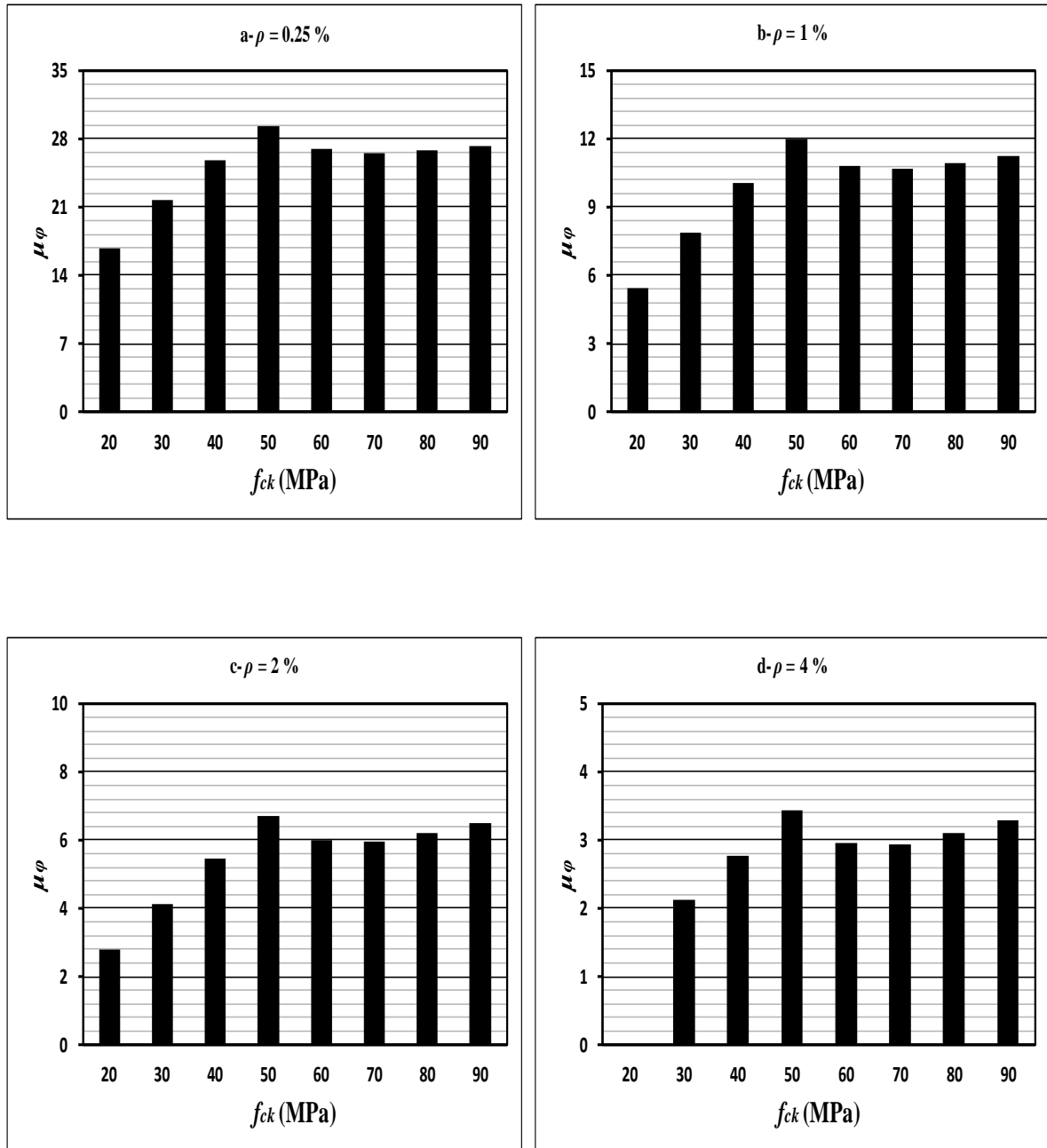


Figure 4.24 : Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0,5$.

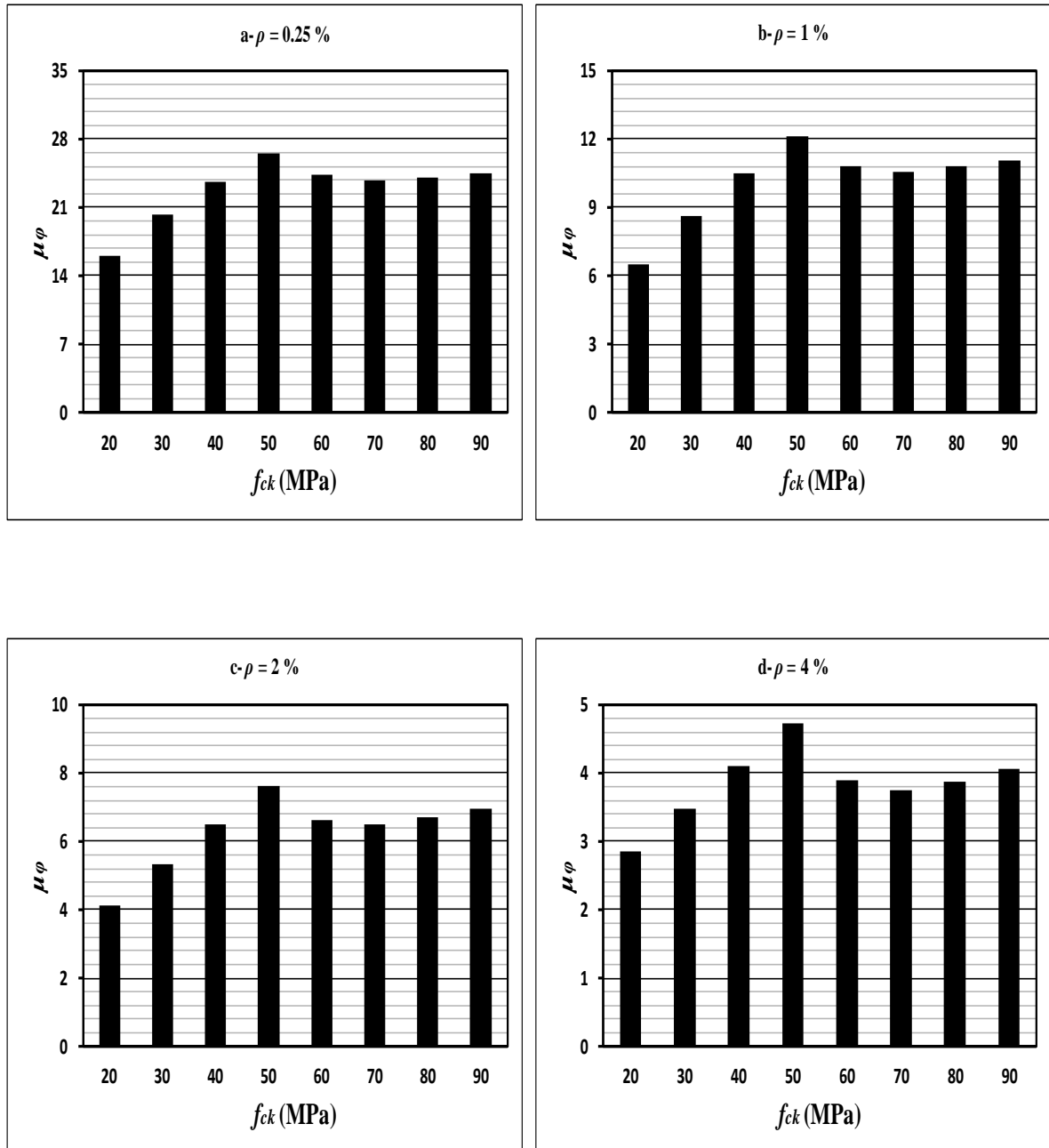


Figure 4.25 : Effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_ϕ pour $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0,75$.

Dans le même contexte, les figures 4.26 et 4.27 illustrent les courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour les différentes résistances du béton f_{ck} de 20 à 90 MPa. D'après la figure 4.26, on note les remarques suivantes :

- La courbe de μ_ϕ en fonction de ρ croit avec l'augmentation de la résistance du béton f_{ck} de 20 à 50 MPa ;
- La courbe correspondante à 50 MPa est la courbe la plus élevée, quand le rapport $\rho'/\rho \geq 0,5$;
- Au-delà de 50 MPa toutes les courbes se coïncident.

Les remarques retenues de la figure 4.26 sont aussi observées dans la figure 4.27 quand la limite élastique des aciers f_{yk} augmente de 400 à 600 MPa.

Pour mieux voir le développement des courbes μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ , la figure 4.28 illustre ces courbes dans le cas d'un béton ordinaire et à haute résistance chacun séparément, où on observe bien l'accroissement des courbes μ_ϕ en fonction de ρ avec l'augmentation de la résistance du béton dans le cas d'un béton ordinaire (figure 4.28a), et la coïncidence entre les différentes courbes dans le cas d'un BHR (figure 4.28b).

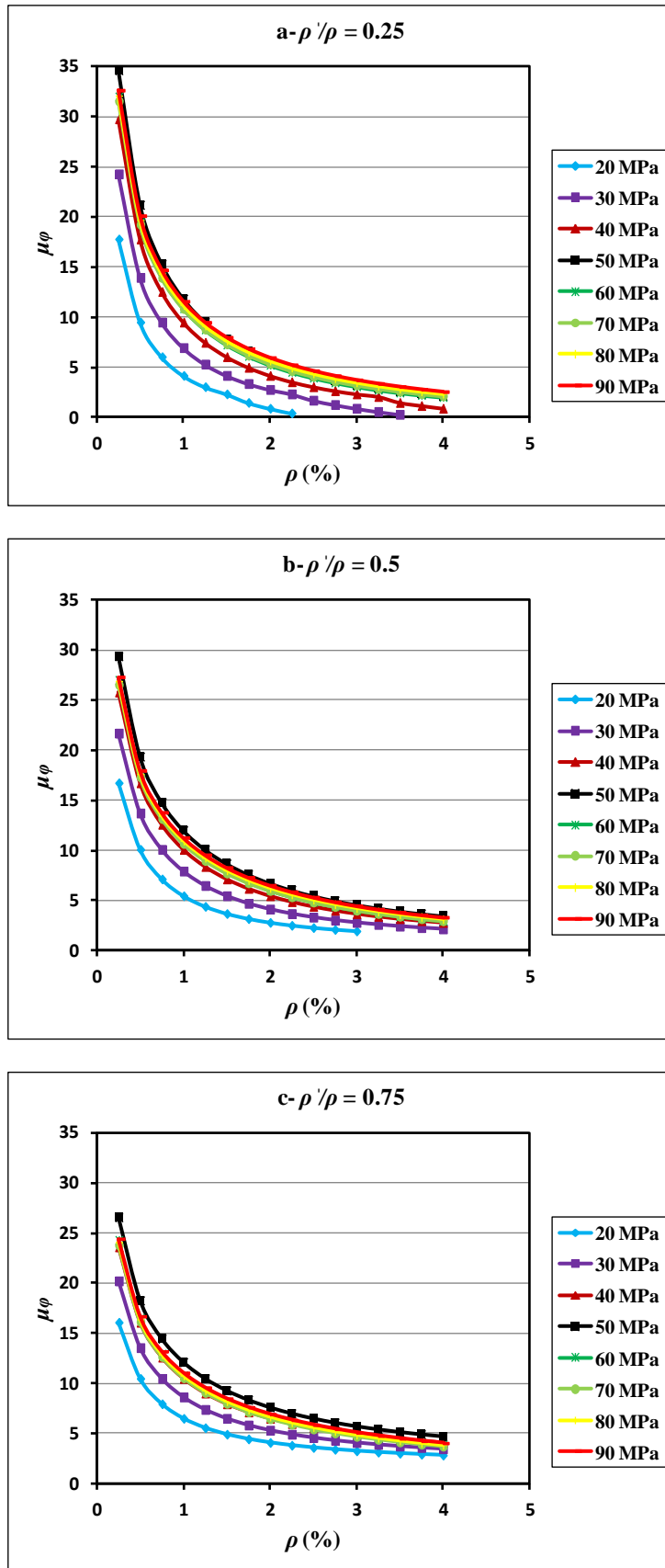


Figure 4.26 : Courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour $f_{yk} = 400$ MPa.

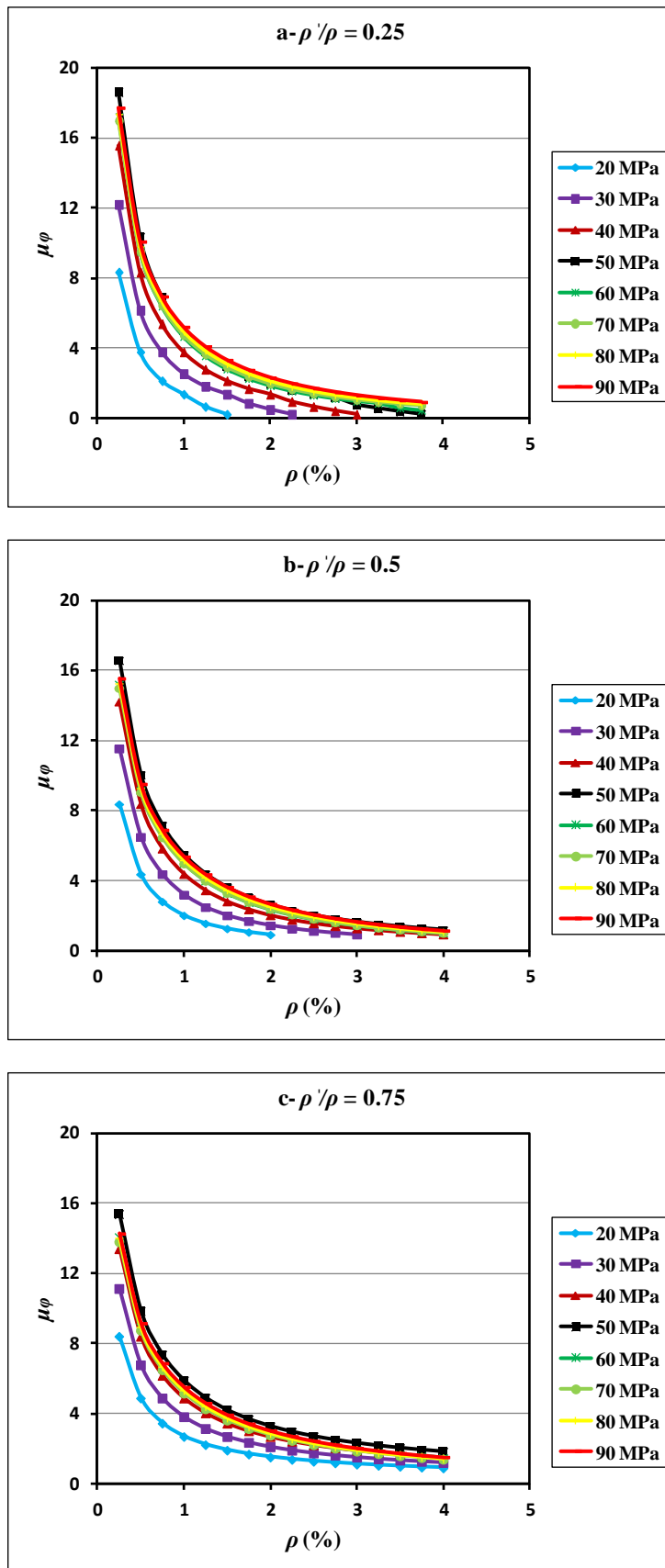


Figure 4.27 : Courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour $f_{yk} = 600$ MPa.

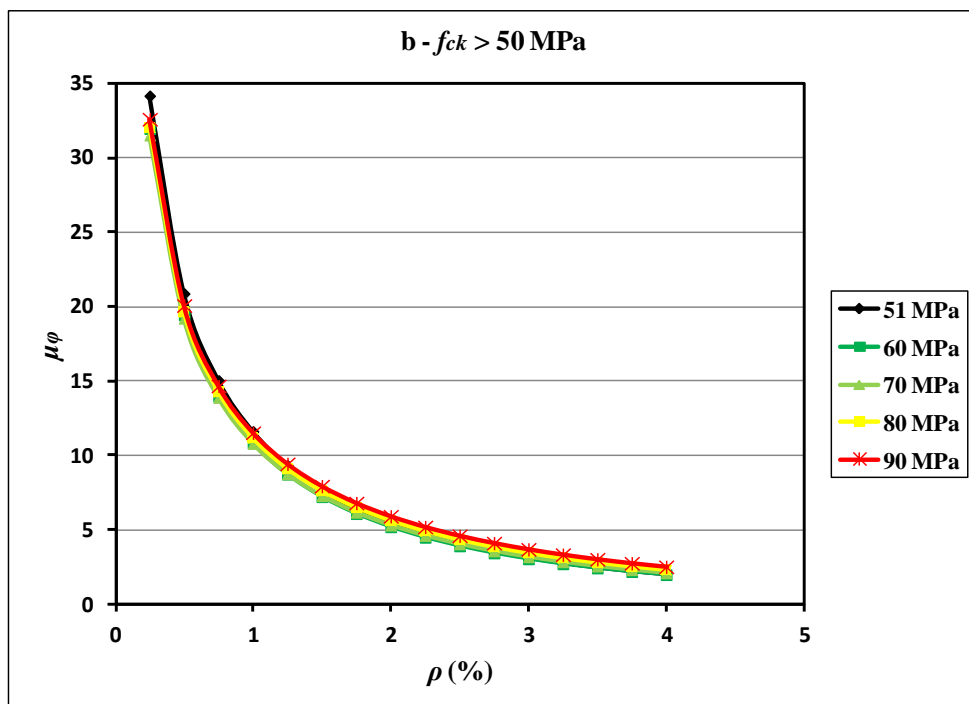
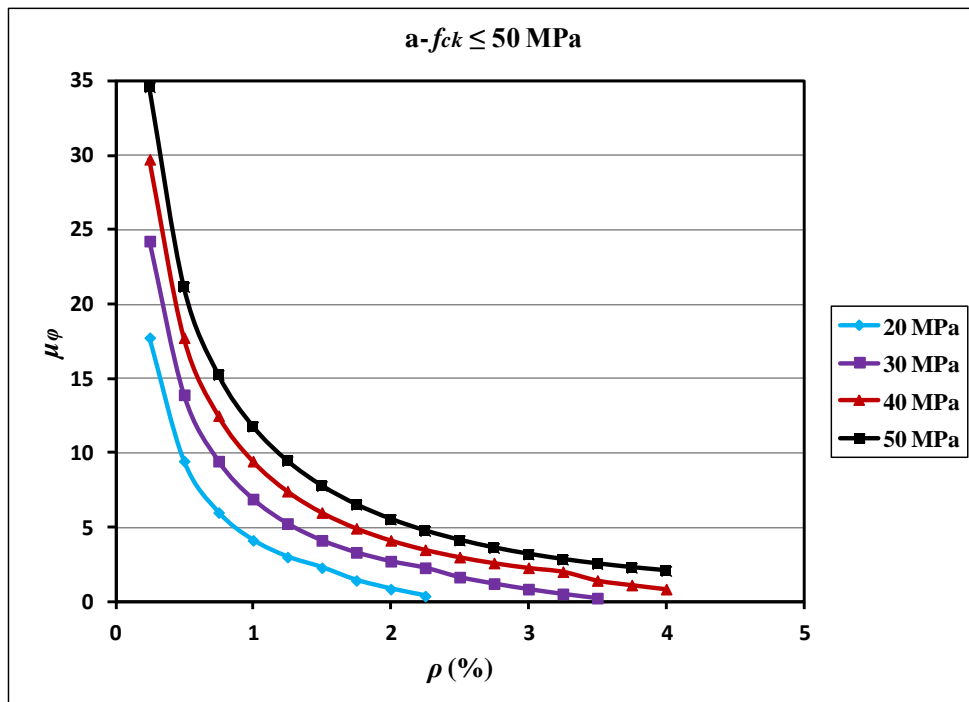


Figure 4.28 : Courbes du facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ pour $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0,5$.

4.7. ANALYSE DE LA DUCTILITE LOCALE DANS LES SECTIONS AYANT ρ_{lim} DU RPA 99/V-2003

Dans cette section, on essaye d'analyser les facteurs de la ductilité locale dans les sections ayant les pourcentages d'armatures limites ρ_{lim} du règlement parasismique Algérien RPA (RPA 99/V-2003, 2003). Dans ce contexte, il est utile de rappeler que le RPA exige dans les poutres fléchies en béton armé, que le pourcentage maximal ρ_{max} d'armatures longitudinales en toute section n'excède pas 4 % dans les zones courantes, et 6 % dans les sections appartenant à des zones de recouvrement. Concernant le pourcentage minimal ρ_{min} , le RPA limite cette valeur à 0,5 % de la section brute du béton dans tous les cas. Pour les armatures comprimées, le RPA 99/V-2003 stipule que le pourcentage ρ' d'armatures comprimées doit être supérieur à $0,5\rho$.

Afin de préciser la signification physique du facteur de la ductilité en courbure μ_ϕ et sa liaison avec le coefficient de comportement q préconisé par les codes parasismiques, il est utile de rappeler que pour la valeur de μ_ϕ inférieure ou égale à 2, la section de la poutre considérée reste dans un état purement élastique. Alors que pour les poutres ductiles où le coefficient de comportement q , varie entre 4 et 5, la valeur du facteur de ductilité en courbure μ_ϕ est comprise entre 8 et 10 (Fuentes, (1988)).

Les facteurs de la ductilité locale μ_ϕ illustrés dans les tableaux 4.14 et 4.15 sont évalués, en utilisant la procédure exposée dans le chapitre 3, pour les sections des poutres ayant les pourcentages limites du règlement RPA 99/V-2003. Le calcul est effectué pour six valeurs de f_{ck} , respectivement 20, 30, 45, 60, 80 et 90 MPa, quoique le code de béton Algérien (CBA 93, 1994) limite l'utilisation seulement au béton ordinaire, avec trois rapports de ρ'/ρ , à savoir 0,5, 0,75 et 1. L'opération est répétée pour deux valeurs de la limite élastique spécifiée f_{yk} , à savoir 400 et 600 MPa. Les résultats illustrés dans les tableaux 4.14 et 4.15 permettent de mettre en évidence la ductilité locale dans les sections ayant les pourcentages d'armatures limites du règlement RPA, d'où on peut citer pour :

*** Les sections ayant le pourcentage minimal, $\rho' + \rho = \rho_{min} = 0.5 \%$**

Pour les sections dimensionnées aux alentours du pourcentage minimal ρ_{min} , μ_ϕ varie entre 13 et 23 suivant l'augmentation de f_{ck} jusqu'à 45 MPa, en revanche pour les bétons à haute résistance μ_ϕ reste proche de 23 pour $f_{yk} = 400$ MPa. Par ailleurs, pour $f_{yk} = 600$ MPa, μ_ϕ varie entre 6 et 13 pour $f_{ck} \leq 45$ MPa, et pour les bétons à haute résistance μ_ϕ reste proche de

13, pour les différentes valeurs du rapport ρ'/ρ . Ceci montre que les sections ayant ρ_{min} du RPA auront un excès de ductilité quoique ces sections soient rarement utilisées.

*** Les sections ayant le pourcentage maximal, $\rho' + \rho = \rho_{max} = 4 \%$**

Pour les sections dimensionnées approximativement avec le pourcentage maximal, $\rho' + \rho = \rho_{max} = 0.04$ du RPA, avec $f_{yk} = 400$ MPa, μ_ϕ varie entre 2 et 7 suivant l'augmentation de f_{ck} jusqu'à 45 MPa et ρ'/ρ de 0,5 à 1. Par contre, pour les bétons à haute résistance μ_ϕ reste presque constant avec l'augmentation de f_{ck} pour chaque valeur de ρ'/ρ . D'après le tableau 4.14, on observe que pour $\rho'/\rho = 0,5$, μ_ϕ avoisine 4, pour $\rho'/\rho = 0,75$, μ_ϕ avoisine la valeur de 6 et pour les sections symétriques μ_ϕ devient proche de la valeur de 7. Par ailleurs dans le tableau 4.15 pour $f_{yk} = 600$ MPa, μ_ϕ reste inférieur à 4, quels que soient l'augmentation de f_{ck} et le rapport ρ'/ρ . Par conséquent, on peut dire que les sections ayant ρ_{max} du RPA 99/V-2003 auront une ductilité suffisante pour une résistance d'acier de 400 MPa, par contre pour les résistances f_{yk} très élevées ces sections deviennent très peu ductiles.

*** Les sections ayant le pourcentage maximal, $\rho' + \rho = \rho_{max} = 6 \%$**

Dans les sections appartenant à une zone de recouvrement, où $\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$ du RPA 99/V-2003, avec $f_{yk} = 400$ MPa, seules les sections symétriques ayant un $\rho'/\rho = 1$, le facteur de la ductilité locale μ_ϕ devient proche de 5 avec toutes les résistances f_{ck} utilisées, ce qui offre une ductilité peu acceptable. Par contre, pour $f_{yk} = 600$ MPa, μ_ϕ reste inférieur à la valeur de 3 quels que soient l'augmentation de f_{ck} et le rapport ρ'/ρ ; Ce qui montre que l'utilisation des sections ayant $\rho_{max} = 0,06$ du RPA 99/V-2003 avec des résistances f_{yk} très élevées rendent ces sections très fragiles.

D'après cette analyse de la ductilité locale dans les sections ayant les pourcentages d'armatures limites ρ_{lim} du règlement parasismique Algérien RPA (RPA 99/V-2003, 2003), on est dans la mesure de tirer les conclusions suivantes :

- a) Les sections dimensionnées au voisinage de ρ_{min} égal à 0,5 % avec ρ'/ρ supérieur à 0.5, sont plus ductiles quelques soit le type de matériaux utilisés, quoique ces sections sont rarement utilisées.
- b) Les sections prévues pour la formation des rotules plastiques, dimensionnées au voisinage du pourcentage maximal ρ_{max} égal à 4 % ont une faible ductilité sauf pour les valeurs élevées de ρ'/ρ et f_{ck} .

- c) Toutes les sections appartenant à des zones de recouvrement dimensionnées au voisinage de ρ_{max} égal à 6 % sont pratiquement non ductiles, sauf pour les valeurs élevées de ρ'/ρ et f_{ck} avec des limites élastiques f_{yk} inférieures.

Tableau 4.14 : Facteur de la ductilité locale μ_ϕ dans les sections des poutres ayant les pourcentages préconisés par RPA 99/V-2003 pour $f_{yk} = 400$ MPa.

ρ'/ρ	f_{ck} (MPa)	Béton ordinaire			Béton à haute résistance		
		20	30	45	60	80	90
0.50	$\rho' + \rho = \rho_{min} = 0,005$	13,70	18,07	23,30	22,73	22,66	23,04
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,04$	2,13	3,11	4,62	4,53	4,75	4,99
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$	-	2,13	3,11	2,95	3,10	3,29
0.75	$\rho' + \rho = \rho_{min} = 0,005$	14,89	18,83	23,47	22,66	22,45	22,78
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,04$	3,80	4,88	6,45	6,00	6,05	6,29
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$	3,06	3,80	4,89	4,39	4,40	4,60
1	$\rho' + \rho = \rho_{min} = 0,005$	15,71	19,30	23,56	22,59	22,30	22,60
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,04$	5,25	6,33	7,85	7,14	7,07	7,29
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$	4,50	5,25	6,33	5,58	5,46	5,66

Tableau 4.15 : Facteur de la ductilité locale μ_ϕ dans les sections des poutres ayant les pourcentages préconisés par RPA 99/V-2003 pour $f_{yk} = 600$ MPa.

ρ'/ρ	f_{ck} (MPa)	Béton ordinaire			Béton à haute résistance		
		20	30	45	60	80	90
0.50	$\rho' + \rho = \rho_{min} = 0,005$	6,51	9,24	12,62	12,46	12,54	12,80
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,04$	-	1,06	1,67	1,68	1,81	1,93
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$	-	-	1,06	1,02	1,09	1,16
0.75	$\rho' + \rho = \rho_{min} = 0,005$	7,63	10,21	13,31	12,97	12,94	13,18
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,04$	1,37	1,89	2,66	2,49	2,54	2,67
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$	1,01	1,37	1,90	1,69	1,70	1,79
1	$\rho' + \rho = \rho_{min} = 0,005$	8,45	10,86	13,75	13,28	13,19	13,41
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,04$	2,19	2,77	3,59	3,24	3,22	3,35
	$\rho' + \rho = \rho_{max} = 0,06$	1,78	2,19	2,77	2,38	2,32	2,41

Ces résultats prouvent un comportement ductile acceptable dans le domaine post élastique des sections critiques ayant les pourcentages maximaux du règlement RPA 99/V-2003, sauf pour les sections de la zone de recouvrement avec des résistances f_{yk} élevées. Ceci exige, pour atteindre des niveaux de ductilité élevés, de choisir convenablement le pourcentage d'armatures tendues et les caractéristiques des matériaux utilisés. Ces conclusions convergent largement avec celles de Si Youcef et Chemrouk (2012), et Kassoul *et al.* (2002), bien que ces auteurs ont utilisé des résistances f_{ck} du béton ordinaire.

4.8. CONCLUSION

D'une manière générale, d'après l'étude de l'incidence des différents paramètres sur la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance, on peut dégager quelques conclusions partielles suivantes :

- L'augmentation du pourcentage d'armatures tendues augmente la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique et ultime ;
- L'augmentation du pourcentage d'armatures tendues allonge considérablement la phase élastique et diminue le palier de plasticité des digrammes Moment-Courbure ;
- L'accroissement du pourcentage d'armatures tendues diminue le facteur de la ductilité locale ; cela signifie que ce pourcentage est inversement proportionnel avec la ductilité locale. La forme de cette diminution est un lissage sous forme hyperbolique ;
- L'amplification du pourcentage d'armatures comprimées réduit la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique et ultime dans le cas des sections sous-armées et armées par excès, néanmoins il augmente cette hauteur dans le cas des sections insuffisamment armées ;
- Le pourcentage d'armatures comprimées influe la phase élastique dans le cas des sections sous armées et armées par excès, par ailleurs, il n'a aucun effet sur cette phase dans le cas des sections insuffisamment armées;
- Pour les sections insuffisamment armées, l'amplification du pourcentage d'armatures comprimées diminue la longueur du palier de plasticité ; par ailleurs, cet effet sera inversé avec la majoration du pourcentage d'armatures tendues ;
- L'augmentation du pourcentage d'armatures comprimées diminue le facteur de la ductilité locale pour les sections insuffisamment armées ;

- Généralement, l'augmentation du pourcentage d'armatures comprimées ρ' a un effet positif sur le facteur de la ductilité locale pour les sections sous armées et armées par excès ;
- L'augmentation de la limite élastique des aciers a un effet néfaste sur la ductilité locale ;
- Dans le cas des poutres en béton ordinaire $f_{ck} \leq 50$ MPa, la résistance du béton cause un effet propice sur la ductilité locale, où cette dernière augmente avec l'augmentation de la résistance du béton. Cependant, l'accroissement de f_{ck} au-delà de 50 MPa produit un effet presque constant ;
- La limitation du pourcentage d'armatures tendues par la valeur $0,5 \rho_b$ fournit une ductilité suffisante aux poutres en béton à haute résistance ;
- L'analyse de la ductilité locale dans les sections ayant les pourcentages d'armatures limites du RPA 99/V-2003, montre que le dimensionnement avec ces pourcentages offre un comportement ductile acceptable dans le domaine post élastique, sauf pour les sections de la zone de recouvrement ayant un faible rapport ρ'/ρ et les sections avec des limites élastiques f_{yk} élevées.

Finalement, les résultats retenus et collectés dans ce chapitre peuvent nous aider à contrôler la ductilité locale des poutres en béton ordinaire et à haute résistance, comme ils permettent de proposer une relation de calcul direct du facteur de la ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues et des autres paramètres trouvés influents sur la ductilité locale.

Chapitre 5

DÉVELOPPEMENT D'UNE RELATION DUCTILITÉ LOCALE - ARMATURES LONGITUDINALES

5.1 INTRODUCTION

La variation du facteur de la ductilité locale en fonction des différents paramètres influents sur la ductilité locale a été largement analysée et quantifiée dans le chapitre précédent, à savoir : les pourcentages d'armatures tendues et comprimées, la limite élastique des aciers et la résistance du béton à la compression. Les conclusions dégagées ont montré que chacun des paramètres étudiés a son effet propre sur la ductilité locale. Dans ce chapitre, on essaye d'analyser les résultats obtenus dans le chapitre précédent, afin de développer une formulation générale pour prédire le facteur de la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance directement en fonction des paramètres étudiés. La formule proposée est basée principalement sur la variation du pourcentage d'armatures longitudinales.

5.2 RELATION DUCTILITE LOCALE - ARMATURES LONGITUDINALES

L'effet de chaque paramètre étudié précédemment sur le facteur μ_φ est exprimé en fonction de l'accroissement du pourcentage d'armatures tendues ρ . La relation ($\mu_\varphi - \rho$) a été largement étudiée d'une manière qualitative pour une infinité de variation. D'après les différentes courbes tracées, le développement du facteur de la ductilité locale μ_φ en fonction du pourcentage d'armatures tendues ρ est illustré sous forme d'une hyperbole (voir figure 4.6). En conséquence, la relation de μ_φ en fonction de ρ peut être exprimée comme suit :

$$\mu_\varphi = A\rho^{-B} \quad (5.1)$$

Où, A et B sont des coefficients peuvent être définis en fonction des paramètres étudiés dans le chapitre précédent. Dans un premier lieu, on cherche à exprimer le coefficient B , puis on essaye de chercher une formulation pour le deuxième coefficient A . Dans ce contexte, le coefficient A peut être mise sous la forme :

$$A = f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right) * G(f_{yk}) * P(f_{ck}) \quad (5.2)$$

Avec f , G et P sont des fonctions avec des variables ρ'/ρ , f_{yk} et f_{ck} respectivement.

L'effet de la résistance du béton f_{ck} sur le facteur de la ductilité locale μ_φ diffère d'un béton ordinaire à un béton à haute résistance, pour cette raison les coefficients A et B sont définis pour un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), ensuite pour un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50 \text{ MPa}$).

5.2.1 Effet du pourcentage d'armatures tendues ρ

Pratiquement, les sections insuffisamment armées ayant un pourcentage d'armatures tendues inférieur à 0,5 % sont rarement utilisées, d'où la présente proposition est basée sur des pourcentages d'armatures tendues supérieurs ou égal à 0,5 %.

a- Cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

En se référant à la figure 4.28a (Chapitre 4), qui présente les courbes de μ_ϕ en fonction de ρ dans le cas d'un béton ordinaire, la figure 5.1 illustre la courbe de tendance hyperbolique de μ_ϕ en fonction de ρ pour f_{ck} égale à 40 MPa individuellement, avec $R^2 = 0,99$. D'après cette courbe de tendance, on peut déduire l'exposant B égal à **0,89**. D'ici, un paramètre important est bien défini qui assure que μ_ϕ est inversement proportionnelle avec ρ .

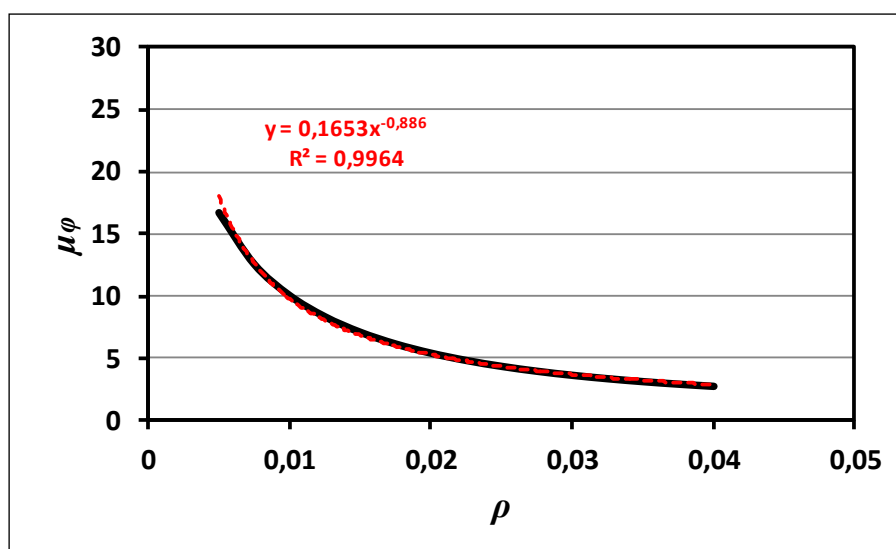


Figure 5.1 : Facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du taux ρ pour $f_{ck} = 40$ MPa, $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho' / \rho = 0,5$.

b- Cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa)

D'après la figure 4.28b (Chapitre 4), on schématise la courbe de tendance hyperbolique qui présente la variation des courbes μ_ϕ en fonction de ρ , dans le cas d'un béton à haute résistance pour f_{ck} égale à 51 MPa (Figure 5.2). À partir de cette figure, on peut dégager l'exposant B égale à **0,86**. En conséquence, la relation inversement proportionnelle entre μ_ϕ et ρ est quantitativement exprimée par la valeur (0,86) pour une résistance moyenne de $f_{ck} = 51$ MPa. Pour les autres valeurs de f_{ck} , on peut la généraliser en fonction des autres paramètres affectant μ_ϕ .

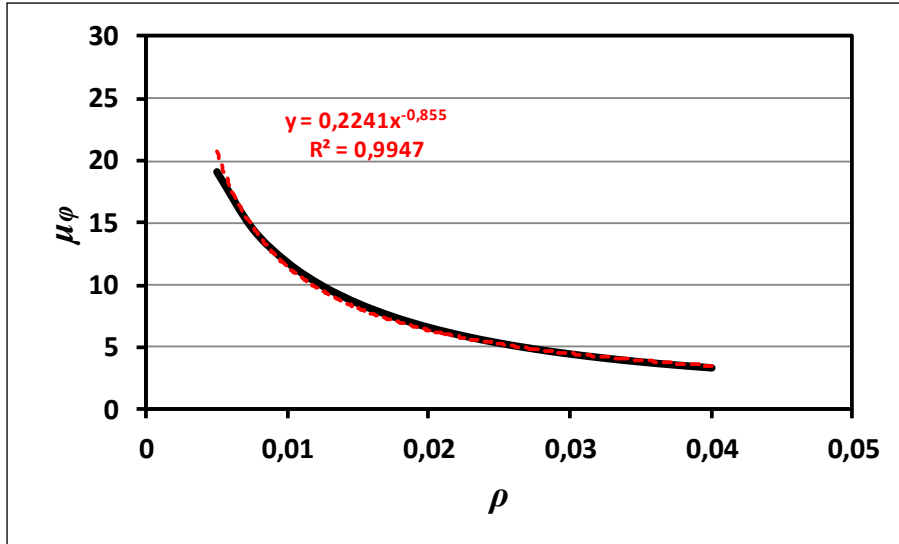


Figure 5.2 : Facteur de la ductilité locale μ_ϕ en fonction du taux ρ pour $f_{ck} = 51 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $\rho'/\rho = 0,5$.

5.2.2 Effet du rapport ρ'/ρ

Dans l'équation (5.2), le coefficient A se compose de trois fonctions f , G et P . La fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ décrit l'effet du rapport ρ'/ρ sur le facteur de la ductilité locale. Cette fonction est définie comme suit :

a- Cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)

Le Tableau 5.1 présente un extrait des résultats des facteurs de ductilité déterminés dans le chapitre 4, dans le cas d'un béton ordinaire. Dans ce Tableau, on a déterminé $f(\frac{\rho'}{\rho})$ par la moyenne des rapports $\frac{\mu_{\phi,(\rho'/\rho)}}{\mu_{\phi,(0,5)}}$. D'abord, on fixe la valeur de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho} = 0,5)$ par 1, et on estime les moyennes des variations correspondantes au rapport ρ'/ρ égal à 0,25, 0,75 et 1. Les variations obtenues de $f(\frac{\rho'}{\rho})$ sont clairement énumérées dans le Tableau 5.1. La figure 5.3 schématise clairement ces variations en fonction du pourcentage d'armatures tendues, où on observe quatre courbes avec leurs lignes de tendance correspondante chacune à une valeur de ρ'/ρ . Toutes ces quatre courbes sont linéaires en fonction de ρ . l'analyse de ces courbes de tendance nous mène à écrire la forme générale de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ comme suit :

$$f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right) \approx 52\rho\left(\frac{\rho'}{\rho} - \frac{1}{2}\right) - \left(\frac{2}{5}\right)\left(\frac{\rho'}{\rho} - 3\right) \quad (5.3)$$

Tableau 5.1 : Variation de la fonction $f(\frac{\rho'}{\rho})$ pour $f_{ck} \leq 50$ MPa.

ρ	$\rho'/\rho = 0,25$				$\rho'/\rho = 0,5$				$\rho'/\rho = 0,75$				$\rho'/\rho = 1$			
	μ_φ			Moyenne des variations $\mu_{\varphi,(0,25)}$	μ_φ			Moyenne des variations $\mu_{\varphi,(0,5)}$	μ_φ			Moyenne des variations $\mu_{\varphi,(0,75)}$	μ_φ			Moyenne des variations $\mu_{\varphi,(1,0)}$
	f_{ck} (MPa)				f_{ck} (MPa)				f_{ck} (MPa)				f_{ck} (MPa)			
	30	40	50	$\mu_{\varphi,(0,5)}$	30	40	50	$\mu_{\varphi,(0,5)}$	30	40	50	$\mu_{\varphi,(0,5)}$	30	40	50	$\mu_{\varphi,(0,5)}$
0,005	13,91	17,75	21,15	1,06	13,70	16,71	19,33	1,00	13,58	16,11	18,29	0,97	13,51	15,71	17,61	0,95
0,0075	9,45	12,51	15,25	0,99	10,07	12,57	14,75	1,00	10,50	12,63	14,47	1,01	10,83	12,68	14,28	1,02
0,01	6,91	9,45	11,78	0,93	7,90	10,07	11,98	1,00	8,65	10,50	12,12	1,05	9,22	10,83	12,24	1,09
0,0125	5,26	7,44	9,45	0,88	6,46	8,36	10,07	1,00	7,41	9,04	10,50	1,09	8,14	9,56	10,83	1,16
0,015	4,13	6,00	7,78	0,83	5,44	7,12	8,66	1,00	6,52	7,97	9,30	1,13	7,36	8,63	9,78	1,23
0,0175	3,32	4,94	6,52	0,79	4,68	6,17	7,57	1,00	5,85	7,16	8,36	1,17	6,78	7,92	8,97	1,31
0,02	2,73	4,13	5,54	0,75	4,11	5,44	6,71	1,00	5,34	6,52	7,62	1,21	6,33	7,36	8,32	1,38
0,0225	2,29	3,50	4,76	0,71	3,66	4,85	6,01	1,00	4,93	6,00	7,02	1,25	5,98	6,91	7,80	1,45
0,025	1,66	3,00	4,13	0,65	3,30	4,38	5,44	1,00	4,61	5,58	6,52	1,29	5,69	6,55	7,36	1,52
0,0275	1,23	2,61	3,62	0,60	3,02	3,99	4,96	1,00	4,34	5,23	6,10	1,33	5,45	6,24	7,00	1,59
0,03	-	2,29	3,19	0,66	2,78	3,66	4,56	1,00	-	4,93	5,74	1,30	5,25	5,98	6,68	1,66
0,0325	-	2,03	2,84	0,64	2,58	3,39	4,21	1,00	-	4,68	5,43	1,34	5,08	5,76	6,42	1,73
0,035	-	1,43	2,54	0,55	-	3,15	3,92	1,00	-	4,46	5,17	1,37	4,93	5,56	6,18	1,67
0,0375	-	1,13	2,29	0,50	-	2,95	3,66	1,00	-	4,27	4,93	1,40	4,80	5,40	5,98	1,73
0,04	-	-	2,08	0,60	-	2,78	3,44	1,00	-	-	4,73	1,38	4,69	5,25	5,80	1,79

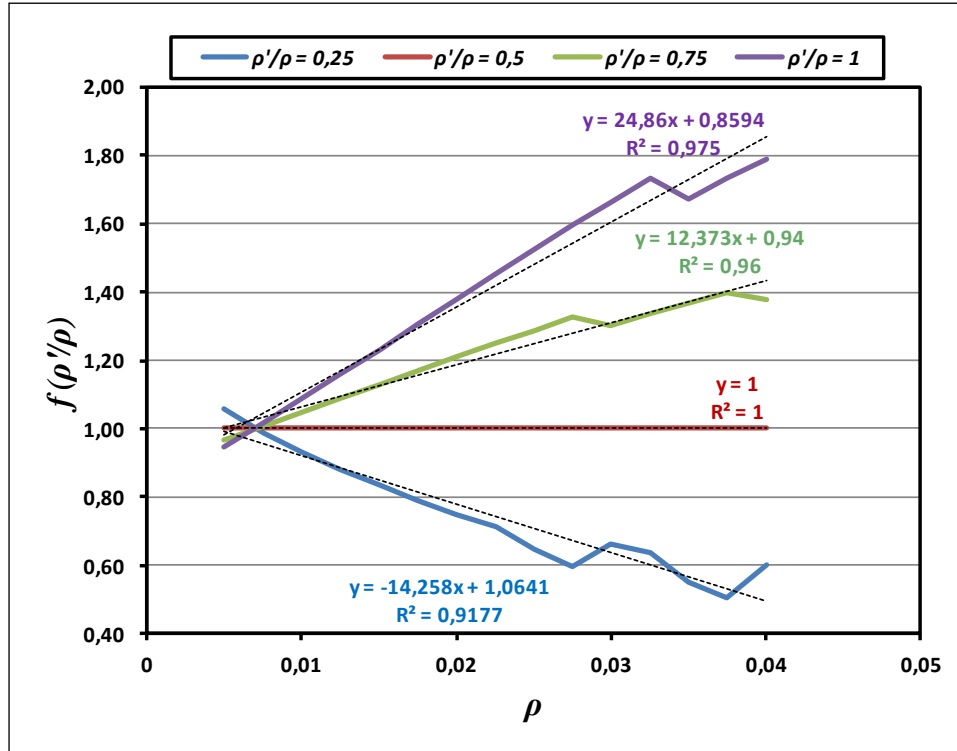


Figure 5.3 : Variation de la fonction $f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$ en fonction du taux d'armature tendues ρ pour $f_{ck} \leq 50$ MPa.

b- Cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa)

Les Tableaux 5.2 et 5.3 illustrent un résumé des résultats des facteurs de ductilité déterminés dans le chapitre 4 pour des résistances $f_{ck} > 50$ MPa. De la même manière que le cas précédent, on fixe la valeur de la fonction $f\left(\frac{\rho'}{\rho} = 0,5\right)$ par 1. Les moyennes des variations de $f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$ correspondantes au rapport ρ'/ρ égal à 0,25, 0,75 et 1 obtenues sont dressées dans les deux Tableaux 5.2 et 5.3. Ces variations sont visiblement esquissées dans la figure 5.4 en fonction du pourcentage d'armatures tendues. D'après cette figure, on observe que les quatre courbes avec leurs lignes de tendance correspondante chacune à une valeur de ρ'/ρ sont exactement linéaires, de même que leur effet augmente avec l'augmentation de ρ'/ρ . L'analyse de ces courbes de tendance, nous permet de formuler la fonction $f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$ comme suit :

$$f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right) \approx 36\rho\left(\frac{\rho'}{\rho} - \frac{1}{2}\right) - \left(\frac{2}{5}\right)\left(\frac{\rho'}{\rho} - 3\right) \tag{5.4}$$

Quoique cette relation soit assez complexe, elle modélise l'effet du rapport ρ'/ρ .

Tableau 5.2 : Variation de la fonction $f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$ pour $f_{ck} > 50$ MPa ($\rho'/\rho = 0,25 ; 0,5$).

ρ	$\rho'/\rho = 0,25$						$\rho'/\rho = 0,5$					
	$\mu_{\varphi}(f_{ck})$					Moyenne des variations	$\mu_{\varphi}(f_{ck})$					Moyenne des variations
	51 MPa	60 MPa	70 MPa	80 MPa	90 MPa		51 MPa	60 MPa	70 MPa	80 MPa	90 MPa	
0,005	20,88	19,44	19,22	19,64	20,07	1,11	19,06	17,60	17,29	17,60	17,94	1,00
0,0075	15,04	14,01	13,90	14,28	14,67	1,05	14,53	13,37	13,15	13,44	13,76	1,00
0,01	11,62	10,84	10,81	11,17	11,53	1,01	11,79	10,82	10,66	10,94	11,25	1,00
0,0125	9,33	8,74	8,76	9,10	9,44	0,97	9,90	9,07	8,96	9,23	9,53	1,00
0,015	7,68	7,23	7,29	7,62	7,94	0,94	8,51	7,78	7,70	7,97	8,26	1,00
0,0175	6,44	6,09	6,18	6,50	6,80	0,91	7,44	6,79	6,73	7,00	7,27	1,00
0,02	5,47	5,20	5,31	5,62	5,91	0,88	6,59	6,00	5,96	6,22	6,49	1,00
0,0225	4,71	4,49	4,62	4,91	5,19	0,85	5,90	5,36	5,33	5,58	5,84	1,00
0,025	4,08	3,92	4,05	4,33	4,60	0,83	5,33	4,83	4,81	5,04	5,30	1,00
0,0275	3,58	3,44	3,58	3,85	4,11	0,81	4,86	4,38	4,37	4,59	4,83	1,00
0,03	3,16	3,05	3,18	3,44	3,69	0,78	4,46	4,01	3,99	4,21	4,44	1,00
0,0325	2,80	2,71	2,85	3,10	3,33	0,76	4,12	3,68	3,67	3,87	4,09	1,00
0,035	2,51	2,43	2,56	2,80	3,02	0,74	3,83	3,41	3,39	3,58	3,79	1,00
0,0375	2,26	2,19	2,32	2,54	2,75	0,72	3,57	3,17	3,15	3,33	3,53	1,00
0,04	2,05	1,99	2,10	2,31	2,51	0,70	3,35	2,95	2,93	3,10	3,29	1,00

Tableau 5.3 : Variation de la fonction $f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$ pour $f_{ck} > 50$ MPa ($\rho'/\rho = 0,75 ; 1$).

ρ	$\rho'/\rho = 0,75$						$\rho'/\rho = 1$					
	$\mu_{\varphi}(f_{ck})$					Moyenne des variations $\frac{\mu_{\varphi,(0,75)}}{\mu_{\varphi,(0,5)}}$	$\mu_{\varphi}(f_{ck})$					Moyenne des variations $\frac{\mu_{\varphi,(1,0)}}{\mu_{\varphi,(0,5)}}$
	51 MPa	60 MPa	70 MPa	80 MPa	90 MPa		51 MPa	60 MPa	70 MPa	80 MPa	90 MPa	
0,005	18,02	16,54	16,17	16,41	16,71	0,94	17,33	15,82	15,41	15,61	15,87	0,89
0,0075	14,23	12,98	12,68	12,92	13,20	0,97	14,04	12,71	12,36	12,55	12,81	0,94
0,01	11,91	10,81	10,57	10,79	11,07	0,99	12,02	10,81	10,50	10,69	10,94	0,99
0,0125	10,31	9,31	9,10	9,32	9,59	1,02	10,62	9,49	9,22	9,40	9,64	1,04
0,015	9,12	8,19	8,01	8,23	8,49	1,05	9,58	8,51	8,25	8,43	8,67	1,08
0,0175	8,20	7,33	7,17	7,38	7,63	1,07	8,78	7,75	7,51	7,68	7,91	1,12
0,02	7,46	6,64	6,49	6,69	6,94	1,09	8,14	7,14	6,90	7,07	7,29	1,17
0,0225	6,86	6,07	5,93	6,12	6,36	1,12	7,61	6,65	6,41	6,56	6,78	1,21
0,025	6,37	5,60	5,46	5,65	5,88	1,14	7,18	6,23	5,99	6,14	6,35	1,26
0,0275	5,95	5,20	5,06	5,24	5,46	1,17	6,82	5,88	5,64	5,77	5,98	1,31
0,03	5,60	4,86	4,72	4,89	5,10	1,19	6,51	5,58	5,33	5,46	5,66	1,35
0,0325	5,29	4,57	4,43	4,58	4,79	1,22	6,24	5,32	5,07	5,19	5,38	1,40
0,035	5,03	4,32	4,17	4,32	4,51	1,24	6,01	5,09	4,84	4,95	5,13	1,44
0,0375	4,80	4,09	3,94	4,08	4,27	1,26	5,81	4,89	4,63	4,74	4,91	1,49
0,04	4,59	3,89	3,74	3,87	4,05	1,29	5,63	4,71	4,45	4,55	4,71	1,54

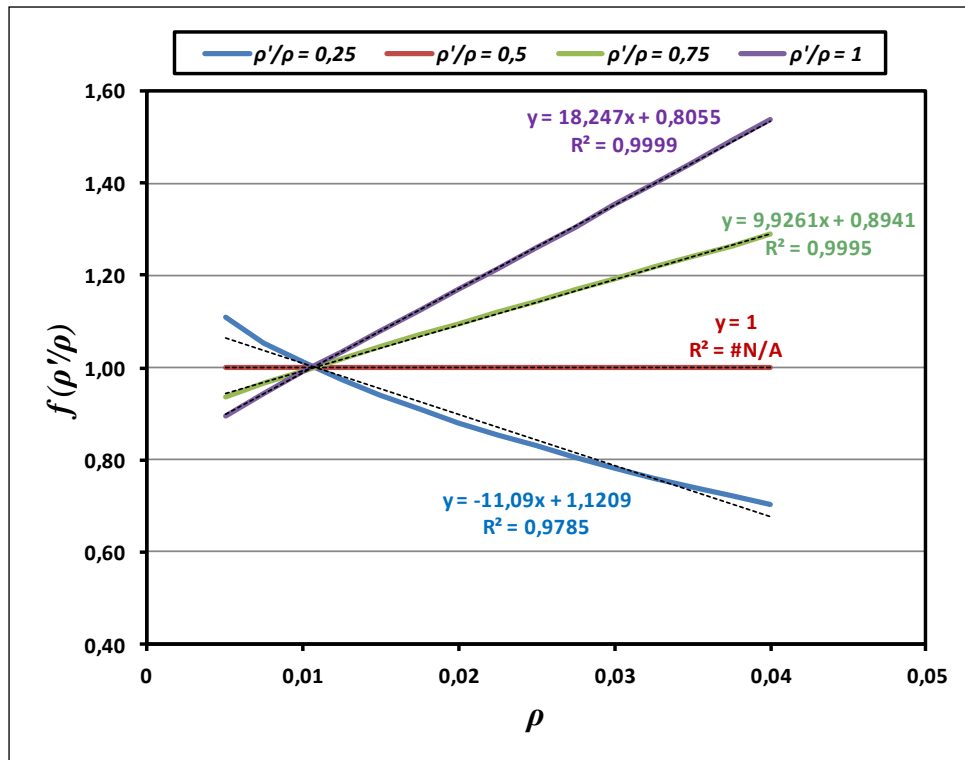


Figure 5.4 : Variation de la fonction $f\left(\frac{\rho'}{\rho}\right)$ en fonction du taux d'armatures tendues ρ pour $f_{ck} > 50$ MPa.

5.2.3 Effet de la limite élastique des aciers f_{yk}

Comme on a montré dans la section 4.5, la limite élastique des aciers a un effet très hostile sur la ductilité locale ; en conséquence, la forme de la fonction $G(f_{yk})$ doit exprimer cet effet dans l'équation (5.1) proposée.

a- Cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

Comme précédemment, on fixe la moyenne des variations de la fonction $G(f_{yk} = 400$ MPa) par 1, puis on calcule les valeurs de cette fonction dans le cas où la limite élastique f_{yk} varie de 500 à 600 MPa. Les moyennes des valeurs de $G(f_{yk})$ sont présentées dans la figure 5.5. D'après cette figure, on remarque que la fonction $G(f_{yk})$ prend une forme hyperbolique décroissante. La forme finale de cette fonction est exprimée comme suit :

$$G(f_{yk}) \approx 620987 * f_{yk}^{-2.23} \quad (5.5)$$

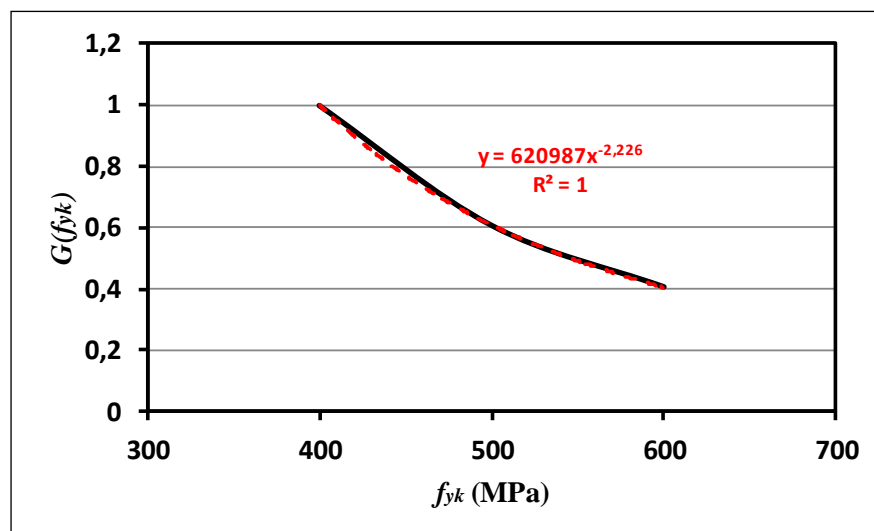


Figure 5.5 : Variation de la fonction $G(f_{yk})$ en fonction de la limite élastique des aciers f_{yk} pour $f_{ck} \leq 50$ MPa.

b- Cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa)

La figure 5.6 illustre la courbe des moyennes des variations de $G(f_{yk})$, dans le cas d'un béton à haute résistance obtenues de la même manière précédente. Le lissage de la courbe de tendance hyperbolique décroissante illustrée en figure 5.6, nous a permis de formuler la fonction $G(f_{yk})$ comme suit :

$$G(f_{yk}) \approx 797824 * f_{yk}^{-2.27} \quad (5.6)$$

La forme finale $G(f_{yk})$ exprime bien l'effet néfaste de f_{yk} sur la ductilité.

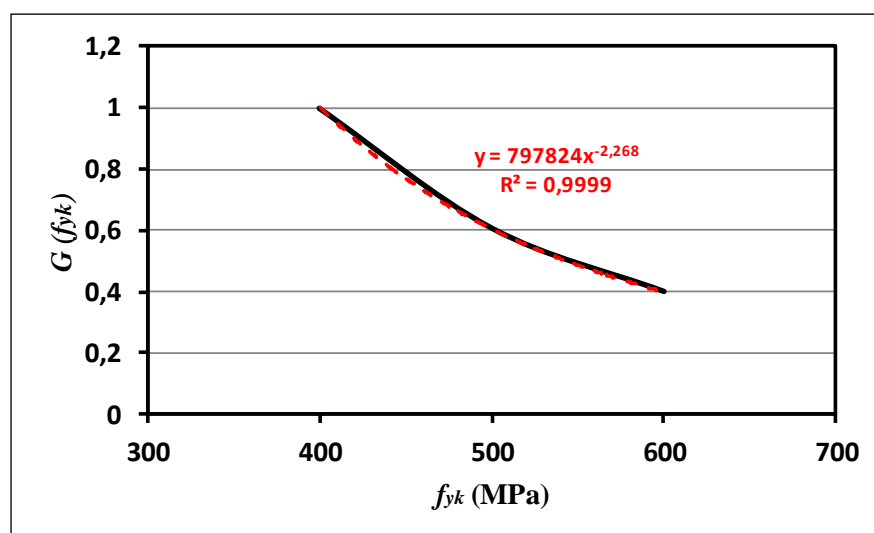


Figure 5.6 : Variation de la fonction $G(f_{yk})$ en fonction de la limite élastique des aciers f_{yk} pour $f_{ck} > 50$ MPa.

5.2.4 Effet de la résistance du béton f_{ck}

Les résultats de l'étude paramétrique du chapitre 4 ont montré que l'influence de la résistance du béton sur la ductilité locale diffère d'un béton ordinaire à un béton à haute résistance. Dans ce qui suit on essaye de prédire la fonction $P(f_{ck})$ dans ces deux cas différents.

a- Cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

Dans le cas d'un béton ordinaire, la résistance du béton a un effet positif sur le facteur de la ductilité locale. Le Tableau 5.4 présente la variation de la fonction $P(f_{ck})$ dans ce cas.

Tableau 5.4 : Variation de la fonction $P(f_{ck})$ pour $f_{ck} \leq 50$ MPa et $\rho'/\rho = 0,5$.

ρ	$f_{ck} = 30$ MPa		$f_{ck} = 40$ MPa		$f_{ck} = 50$ MPa	
	$\mu_{\varphi}(30)$	$\frac{\mu_{\varphi}(30)}{\mu_{\varphi}(40)}$	$\mu_{\varphi}(40)$	$\frac{\mu_{\varphi}(40)}{\mu_{\varphi}(40)}$	$\mu_{\varphi}(50)$	$\frac{\mu_{\varphi}(50)}{\mu_{\varphi}(40)}$
0,005	13,70	0,82	16,71	1,00	19,33	1,16
0,0075	10,07	0,80	12,57	1,00	14,75	1,17
0,01	7,90	0,79	10,07	1,00	11,98	1,19
0,0125	6,46	0,77	8,36	1,00	10,07	1,20
0,015	5,44	0,76	7,12	1,00	8,66	1,22
0,0175	4,68	0,76	6,17	1,00	7,57	1,23
0,02	4,11	0,76	5,44	1,00	6,71	1,23
0,0225	3,66	0,75	4,85	1,00	6,01	1,24
0,025	3,30	0,75	4,38	1,00	5,44	1,24
0,0275	3,02	0,76	3,99	1,00	4,96	1,24
0,03	2,78	0,76	3,66	1,00	4,56	1,24
0,0325	2,58	0,76	3,39	1,00	4,21	1,24
0,035	-	-	3,15	1,00	3,92	1,24
0,0375	-	-	2,95	1,00	3,66	1,24
0,04	-	-	2,78	1,00	3,44	1,24

La figure 5.7 illustre les moyennes des variations de la fonction $P(f_{ck})$, où elle prend une forme linéaire croissante. Cette fonction peut s'exprimer directement comme suit :

$$P(f_{ck}) \approx (0,022 * f_{ck}) + 0,11 \quad (5.7)$$

La forme linéaire croissante de $P(f_{ck})$ montre leur effet positive pour $f_{ck} \leq 50$ MPa.

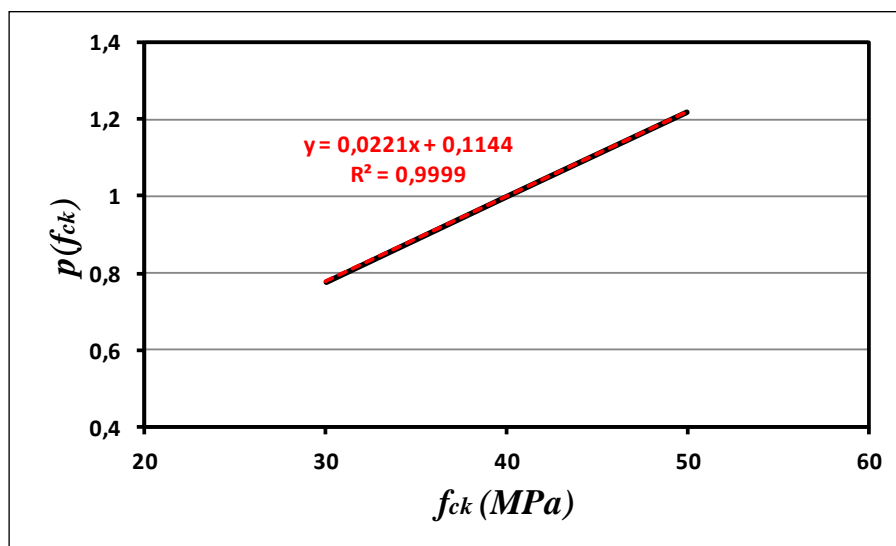


Figure 5.7 : Variation de la fonction $P(f_{ck})$ dans le cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50$ MPa).

b- Cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa)

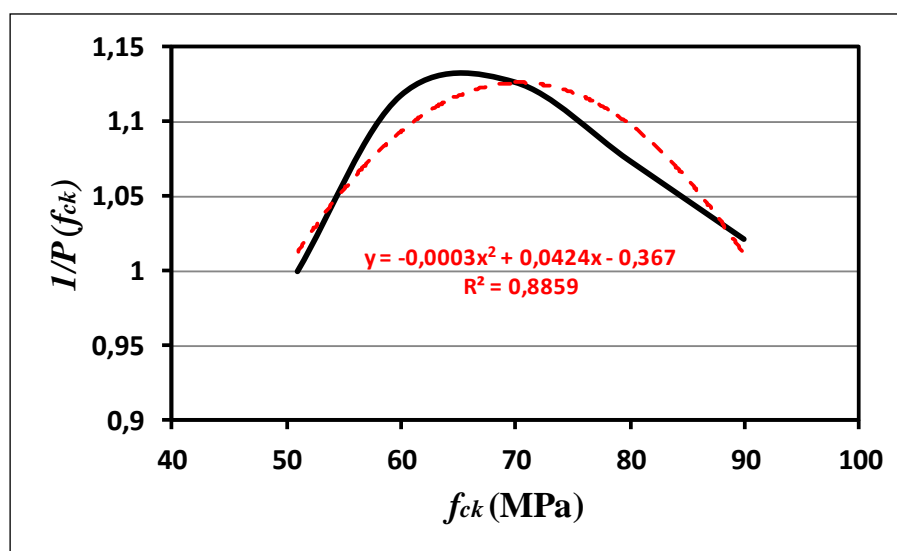
Dans le cas d'un béton à haute résistance, on fixe la fonction $P(f_{ck})$ par 1 quand f_{ck} est égal à 51 MPa, puis on détermine cette fonction pour f_{ck} égal à 60, 70, 80 et 90 MPa, ces variations sont exposées dans le Tableau 5.5. La figure 5.8 illustre les moyennes des variations de la fonction $P(f_{ck})$. D'après cette figure, on remarque que la fonction $P(f_{ck})$ prend une forme d'un polynôme de second degré inversé. La fonction $P(f_{ck})$ s'exprime sous la forme :

$$P(f_{ck}) = \frac{1}{-0,0003f_{ck}^2 + 0,0424f_{ck} - 0,367} \quad (5.8)$$

Cette forme illustre l'effet stationnaire où constant lorsque $f_{ck} > 50$ MPa.

Tableau 5.5 : Variation de la fonction $P(f_{ck})$ pour $f_{ck} > 50$ MPa et $\rho'/\rho = 0,5$.

ρ	$f_{ck} = 51$ MPa		$f_{ck} = 60$ MPa		$f_{ck} = 70$ MPa		$f_{ck} = 80$ MPa		$f_{ck} = 90$ MPa	
	$\mu_{\varphi}(51)$	$\frac{\mu_{\varphi}(51)}{\mu_{\varphi}(51)}$	$\mu_{\varphi}(60)$	$\frac{\mu_{\varphi}(51)}{\mu_{\varphi}(60)}$	$\mu_{\varphi}(70)$	$\frac{\mu_{\varphi}(51)}{\mu_{\varphi}(70)}$	$\mu_{\varphi}(80)$	$\frac{\mu_{\varphi}(51)}{\mu_{\varphi}(80)}$	$\mu_{\varphi}(90)$	$\frac{\mu_{\varphi}(51)}{\mu_{\varphi}(90)}$
0,005	19,06	1,00	17,60	1,08	17,29	1,10	17,60	1,08	17,94	1,06
0,0075	14,53	1,00	13,37	1,09	13,15	1,11	13,44	1,08	13,76	1,06
0,01	11,79	1,00	10,82	1,09	10,66	1,11	10,94	1,08	11,25	1,05
0,0125	9,90	1,00	9,07	1,09	8,96	1,11	9,23	1,07	9,53	1,04
0,015	8,51	1,00	7,78	1,09	7,70	1,10	7,97	1,07	8,26	1,03
0,0175	7,44	1,00	6,79	1,10	6,73	1,10	7,00	1,06	7,27	1,02
0,02	6,59	1,00	6,00	1,10	5,96	1,10	6,22	1,06	6,49	1,02
0,0225	5,90	1,00	5,36	1,10	5,33	1,11	5,58	1,06	5,84	1,01
0,025	5,33	1,00	4,83	1,10	4,81	1,11	5,04	1,06	5,30	1,01
0,0275	4,86	1,00	4,38	1,11	4,37	1,11	4,59	1,06	4,83	1,00
0,03	4,46	1,00	4,01	1,11	3,99	1,12	4,21	1,06	4,44	1,00
0,0325	4,12	1,00	3,68	1,12	3,67	1,12	3,87	1,06	4,09	1,01
0,035	3,83	1,00	3,41	1,12	3,39	1,13	3,58	1,07	3,79	1,01
0,0375	3,57	1,00	3,17	1,13	3,15	1,14	3,33	1,07	3,53	1,01
0,04	3,35	1,00	2,95	1,14	2,93	1,14	3,10	1,08	3,29	1,02


 Figure 5.8 : Variation de la fonction $P(f_{ck})$ dans le cas d'un BHR ($f_{ck} > 50$ MPa).

5.2.5 Relation finale proposée : Ductilité locale – Armatures longitudinales

La combinaison des termes de chaque coefficient **A** et **B** permet de proposer une formule pour déterminer le facteur de la ductilité locale des poutres en béton armé non confiné. Elle est exprimée comme suit :

a- Cas d'un béton ordinaire ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

La formule dévoilée en Eq.(5.1) pour calculer le facteur de la ductilité locale dans le cas d'un béton ordinaire non confiné est devenue comme suit :

$$\mu_{\phi} = 2260 * (f_{ck} + 5) * \left(52 \rho \left(\frac{\rho'}{\rho} - \frac{1}{2} \right) - \frac{2}{5} \left(\frac{\rho'}{\rho} - 3 \right) \right) * f_{yk}^{-2,23} * \rho^{-0,89} \quad (5.9)$$

Cette formule proposée est valable pour des poutres en béton ordinaire ayant : une résistance de béton $30 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa, une limite élastique des aciers $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa, un pourcentage d'armatures tendues $0,5 \leq \rho \leq 4$ % et un taux d'armatures comprimées $0,25 \rho < \rho' \leq \rho$.

b- Cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa)

La formule proposée en Eq.(5.1) pour calculer le facteur de la ductilité locale des poutres en cas d'un béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa) non confiné prend la forme finale suivante :

$$\mu_{\phi} = \left(\frac{180000}{-0,0003 f_{ck}^2 + 0,0424 f_{ck} - 0,367} \right) \left(36 \rho \left(\frac{\rho'}{\rho} - \frac{1}{2} \right) - \frac{2}{5} \left(\frac{\rho'}{\rho} - 3 \right) \right) * f_{yk}^{-2,27} * \rho^{-0,86} \quad (5.10)$$

La relation proposée est valable pour les poutres en BHR ayant une résistance de béton $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa, une limite élastique des aciers $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa, un pourcentage d'armatures tendues $0,5 \leq \rho \leq 4$ % et un taux d'armatures comprimées $0,25 \rho < \rho' \leq \rho$.

5.3. ÉTUDE COMPARATIVE AVEC LES RESULTATS NUMERIQUES

La formule proposée permet de déterminer le facteur de la ductilité locale directement en fonction des paramètres étudiés (ρ , ρ' , f_{yk} et f_{ck}). En conséquence la visualisation de sa validité ainsi que sa fiabilité s'avère indispensable. Dans ce contexte, une étude comparative avec les résultats de la méthode numérique utilisée de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) sera faite, dans un premier lieu. Ensuite, elle sera confrontée avec les résultats disponibles dans la bibliographie présentés dans le chapitre 2.

5.3.1. Étude comparative avec la méthode numérique utilisée

Les Tableaux 5.6, 5.7 et 5.8 présentent une comparaison entre les résultats obtenus par la formule proposée Eq.(5.1) ($\mu_{\phi,prop}$) et les résultats de la méthode numérique utilisée ($\mu_{\phi,num}$). Le Tableau 5.5 montre une convergence entre les deux méthodes de calcul quelle que soit la valeur du rapport ρ'/ρ et la résistance du béton f_{ck} . Cette convergence est approuvée par la moyenne et l'écart-type des rapports ($\mu_{\phi,prop}/\mu_{\phi,num}$), où la moyenne varie entre 1,04 et 0,97 avec un écart-type qui varie entre 0,05 et 0,09 dans le cas d'un béton ordinaire (Tableau 5.6). Dans le cas d'un béton à haute résistance, la moyenne des rapports varie entre 1,05 et 1,02 avec un écart-type qui varie entre 0,06 et 0,08 (Tableaux 5.7 et 5.8). Cette convergence se poursuit dans les Tableaux 5.9 ; 5.10 et 5.11 quand la limite élastique augmente à 500 MPa ainsi que dans les Tableaux 5.12 ; 5.13 et 5.14 quand la limite élastique augmente à 600 MPa.

Les rapports signalés dans ces Tableaux (5.6-14) sont illustrées dans la figure 5.9 en fonction des différents paramètres à savoir : le pourcentage d'armatures tendues ρ , le rapport ρ'/ρ , la limite élastique des aciers f_{yk} et la résistance du béton f_{ck} . Cette figure montre que tous les rapports calculés sont compris entre 0,75 et 1,25, sauf quelques valeurs dans le cas où la limite élastique des aciers égale à 500 et 600 MPa (Figure 5.9c).

En conséquence, les remarques collectées dans les six Tableaux et la figure 5.9 montrent une très bonne concordance entre la formule proposée Eq.(5.1) et la méthode numérique utilisée dans les conditions suivantes : la résistance de béton $30 \leq f_{ck} \leq 90$ MPa, la limite élastique des aciers $400 \leq f_{yk} \leq 600$ MPa, le pourcentage d'armatures tendues $0,5 \leq \rho \leq 4\%$ et le taux d'armatures comprimées $0,25 \rho < \rho' \leq \rho$.

Tableau 5.6 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un béton ordinaire pour $f_{yk} = 400$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,25$			$\rho'/\rho = 0,5$			$\rho'/\rho = 0,75$			$\rho'/\rho = 1$			
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	
30	0,5	14,40	13,91	1,04	13,92	13,70	1,02	13,43	13,58	0,99	12,94	13,51	0,96	
	1	7,28	6,91	1,05	7,51	7,90	0,95	7,73	8,65	0,89	7,96	9,22	0,86	
	2	3,40	2,73	1,25	4,05	4,11	0,99	4,70	5,34	0,88	5,35	6,33	0,84	
	3	-	-	-	2,82	2,78	1,02	3,64	4,11	0,89	4,46	5,25	0,85	
	4	-	-	-	2,19	2,13	1,03	3,10	3,48	0,89	4,02	4,69	0,86	
40	0,5	18,52	17,75	1,04	17,89	16,71	1,07	17,27	16,11	1,07	16,64	15,71	1,06	
	1	9,36	9,45	0,99	9,65	10,07	0,96	9,94	10,50	0,95	10,23	10,83	0,95	
	2	4,38	4,13	1,06	5,21	5,44	0,96	6,04	6,52	0,93	6,88	7,36	0,93	
	3	2,58	2,29	1,13	3,63	3,66	0,99	4,68	4,93	0,95	5,74	5,98	0,96	
	4	-	-	-	2,81	2,78	1,01	3,99	4,11	0,97	5,17	5,25	0,99	
50	0,5	22,63	21,15	1,07	21,87	19,33	1,13	21,10	18,29	1,15	20,34	17,61	1,15	
	1	11,45	11,78	0,97	11,80	11,98	0,99	12,15	12,12	1,00	12,51	12,24	1,02	
	2	5,35	5,54	0,97	6,37	6,71	0,95	7,39	7,62	0,97	8,40	8,32	1,01	
	3	3,15	3,19	0,99	4,44	4,56	0,97	5,73	5,74	1,00	7,01	6,68	1,05	
	4	1,99	2,08	0,96	3,44	3,44	1,00	4,88	4,73	1,03	6,32	5,80	1,09	
Moyenne				1,04				1,00				0,97		
Ecart-type				0,08				0,05				0,08		

Tableau 5.7 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,25$ et $0,5$; $f_{yk} = 400$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,25$			$\rho'/\rho = 0,5$		
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$
51	0,5	22,09	20,88	1,06	20,94	19,06	1,10
	1	11,65	11,62	1,00	11,54	11,79	0,98
	2	5,85	5,47	1,07	6,36	6,59	0,96
	3	3,72	3,16	1,18	4,49	4,46	1,01
	4	2,59	2,05	1,26	3,50	3,35	1,04
60	0,5	20,44	19,44	1,05	19,38	17,60	1,10
	1	10,78	10,84	0,99	10,68	10,82	0,99
	2	5,41	5,20	1,04	5,88	6,00	0,98
	3	3,44	3,05	1,13	4,15	4,01	1,04
	4	2,40	1,99	1,21	3,24	2,95	1,10
70	0,5	19,83	19,22	1,03	18,79	17,29	1,09
	1	10,46	10,81	0,97	10,35	10,66	0,97
	2	5,25	5,31	0,99	5,70	5,96	0,96
	3	3,34	3,18	1,05	4,03	3,99	1,01
	4	2,33	2,10	1,11	3,14	2,93	1,07
80	0,5	20,29	19,64	1,03	19,24	17,60	1,09
	1	10,70	11,17	0,96	10,60	10,94	0,97
	2	5,37	5,62	0,96	5,84	6,22	0,94
	3	3,42	3,44	0,99	4,12	4,21	0,98
	4	2,38	2,31	1,03	3,22	3,10	1,04
90	0,5	22,01	20,07	1,10	20,86	17,94	1,16
	1	11,61	11,53	1,01	11,49	11,25	1,02
	2	5,83	5,91	0,99	6,33	6,49	0,98
	3	3,71	3,69	1,01	4,47	4,44	1,01
	4	2,58	2,51	1,03	3,49	3,29	1,06
Moyenne				1,05			1,03
Ecart-type				0,08			0,06

Tableau 5.8 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,75$ et 1 ; $f_{yk} = 400$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,75$			$\rho'/\rho = 1$		
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$
51	0,5	19,79	18,02	1,10	18,64	17,33	1,08
	1	11,42	11,91	0,96	11,31	12,02	0,94
	2	6,86	7,46	0,92	7,37	8,14	0,91
	3	5,25	5,60	0,94	6,01	6,51	0,92
	4	4,41	4,59	0,96	5,32	5,63	0,95
60	0,5	18,31	16,54	1,11	17,25	15,82	1,09
	1	10,57	10,81	0,98	10,46	10,81	0,97
	2	6,35	6,64	0,96	6,82	7,14	0,95
	3	4,86	4,86	1,00	5,56	5,58	1,00
	4	4,08	3,89	1,05	4,93	4,71	1,05
70	0,5	17,76	16,17	1,10	16,73	15,41	1,09
	1	10,25	10,57	0,97	10,15	10,50	0,97
	2	6,16	6,49	0,95	6,62	6,90	0,96
	3	4,71	4,72	1,00	5,39	5,33	1,01
	4	3,96	3,74	1,06	4,78	4,45	1,07
80	0,5	18,18	16,41	1,11	17,12	15,61	1,10
	1	10,49	10,79	0,97	10,39	10,69	0,97
	2	6,31	6,69	0,94	6,77	7,07	0,96
	3	4,82	4,89	0,99	5,52	5,46	1,01
	4	4,05	3,87	1,05	4,89	4,55	1,08
90	0,5	19,71	16,71	1,18	18,57	15,87	1,17
	1	11,38	11,07	1,03	11,26	10,94	1,03
	2	6,84	6,94	0,99	7,35	7,29	1,01
	3	5,23	5,10	1,02	5,99	5,66	1,06
	4	4,40	4,05	1,09	5,30	4,71	1,13
Moyenne				1,02			1,02
Ecart-type				0,07			0,07

Tableau 5.9 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode numérique utilisée dans le cas d'un béton ordinaire pour $f_{yk} = 500$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,25$			$\rho'/\rho = 0,5$			$\rho'/\rho = 0,75$			$\rho'/\rho = 1$				
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$		
30	0,5	8,76	9,02	0,97	8,46	9,24	0,92	8,16	9,40	0,87	7,87	9,52	0,83		
	1	4,43	4,05	1,09	4,57	4,90	0,93	4,70	5,62	0,84	4,84	6,19	0,78		
	2	2,07	1,24	1,67	2,46	2,35	1,05	2,86	3,27	0,87	3,25	4,10	0,79		
	3	-	-	-	1,72	1,53	1,12	2,22	2,44	0,91	2,71	3,33	0,81		
	4	-	-	-	-	-	-	1,89	2,01	0,94	2,45	2,93	0,83		
40	0,5	11,26	11,87	0,95	10,88	11,58	0,94	10,50	11,41	0,92	10,12	11,29	0,90		
	1	5,69	5,81	0,98	5,87	6,48	0,91	6,05	7,01	0,86	6,22	7,42	0,84		
	2	2,66	2,27	1,17	3,17	3,21	0,99	3,67	4,08	0,90	4,18	4,83	0,87		
	3	-	-	-	2,21	2,07	1,06	2,85	2,99	0,95	3,49	3,84	0,91		
	4	-	-	-	1,71	1,53	1,11	2,43	2,44	1,00	3,14	3,33	0,94		
50	0,5	13,76	14,45	0,95	13,29	13,64	0,97	12,83	13,15	0,98	12,36	12,82	0,96		
	1	6,96	7,47	0,93	7,17	7,92	0,91	7,39	8,26	0,89	7,60	8,52	0,89		
	2	3,25	3,15	1,03	3,87	4,06	0,95	4,49	4,86	0,92	5,11	5,53	0,92		
	3	1,92	1,71	1,12	2,70	2,63	1,02	3,48	3,54	0,98	4,26	4,34	0,98		
	4	-	-	-	2,09	1,94	1,08	2,97	2,85	1,04	3,84	3,72	1,03		
Moyenne				1,09				1,00				0,93			0,89
Ecart-type				0,22				0,08				0,06			0,07

Tableau 5.10 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode numérique utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,25$ et $0,5$; $f_{yk} = 500$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,25$			$\rho'/\rho = 0,5$		
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$
51	0,5	13,31	14,26	0,93	12,62	13,45	0,94
	1	7,02	7,37	0,95	6,95	7,80	0,89
	2	3,52	3,12	1,13	3,83	3,99	0,96
	3	2,24	1,70	1,32	2,70	2,58	1,05
	4	13,31	14,26	0,93	2,11	1,89	1,12
60	0,5	12,32	13,31	0,93	11,68	12,44	0,94
	1	6,50	6,94	0,94	6,43	7,18	0,90
	2	3,26	3,02	1,08	3,54	3,65	0,97
	3	2,08	1,67	1,25	2,50	2,32	1,08
	4	12,32	13,31	0,93	1,95	1,66	1,18
70	0,5	11,95	13,20	0,91	11,32	12,25	0,92
	1	6,30	6,97	0,90	6,24	7,12	0,88
	2	3,16	3,14	1,01	3,44	3,66	0,94
	3	2,01	1,77	1,14	2,43	2,33	1,04
	4	1,40	1,13	1,24	1,89	1,65	1,15
80	0,5	12,23	13,55	0,90	11,59	12,52	0,93
	1	6,45	7,26	0,89	6,39	7,36	0,87
	2	3,24	3,37	0,96	3,52	3,85	0,91
	3	2,06	1,94	1,06	2,48	2,47	1,01
	4	1,43	1,25	1,14	1,94	1,76	1,10
90	0,5	13,26	13,89	0,95	12,57	12,80	0,98
	1	6,99	7,53	0,93	6,93	7,60	0,91
	2	3,51	3,58	0,98	3,82	4,05	0,94
	3	2,23	2,11	1,06	2,69	2,62	1,03
	4	1,56	1,38	1,13	2,10	1,87	1,12
Moyenne				1,03			0,99
Ecart-type				0,13			0,09

Tableau 5.11 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode numérique utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,75$ et 1 ; $f_{yk} = 500$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,75$			$\rho'/\rho = 1$		
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$
51	0,5	11,92	12,95	0,92	11,23	12,62	0,89
	1	6,88	8,11	0,85	6,81	8,36	0,81
	2	4,14	4,76	0,87	4,44	5,39	0,82
	3	3,16	3,44	0,92	3,62	4,22	0,86
	4	2,66	2,76	0,96	3,21	3,59	0,89
60	0,5	11,03	11,90	0,93	10,39	11,52	0,90
	1	6,37	7,37	0,86	6,30	7,51	0,84
	2	3,83	4,21	0,91	4,11	4,70	0,88
	3	2,93	2,96	0,99	3,35	3,55	0,94
	4	2,46	2,31	1,07	2,97	2,94	1,01
70	0,5	10,70	11,66	0,92	10,08	11,24	0,90
	1	6,18	7,23	0,85	6,11	7,32	0,83
	2	3,71	4,13	0,90	3,99	4,54	0,88
	3	2,84	2,87	0,99	3,25	3,38	0,96
	4	2,39	2,21	1,08	2,88	2,76	1,04
80	0,5	10,95	11,87	0,92	10,32	11,42	0,90
	1	6,32	7,43	0,85	6,26	7,49	0,84
	2	3,80	4,29	0,89	4,08	4,66	0,88
	3	2,90	2,99	0,97	3,33	3,47	0,96
	4	2,44	2,29	1,07	2,95	2,81	1,05
90	0,5	11,88	12,12	0,98	11,19	11,64	0,96
	1	6,86	7,65	0,90	6,79	7,69	0,88
	2	4,12	4,47	0,92	4,43	4,83	0,92
	3	3,15	3,13	1,00	3,61	3,61	1,00
	4	2,65	2,40	1,10	3,20	2,92	1,09
Moyenne				0,94			0,92
Ecart-type				0,07			0,08

Tableau 5.12 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode numérique utilisée dans le cas d'un béton ordinaire pour $f_{yk} = 600$ MPa.

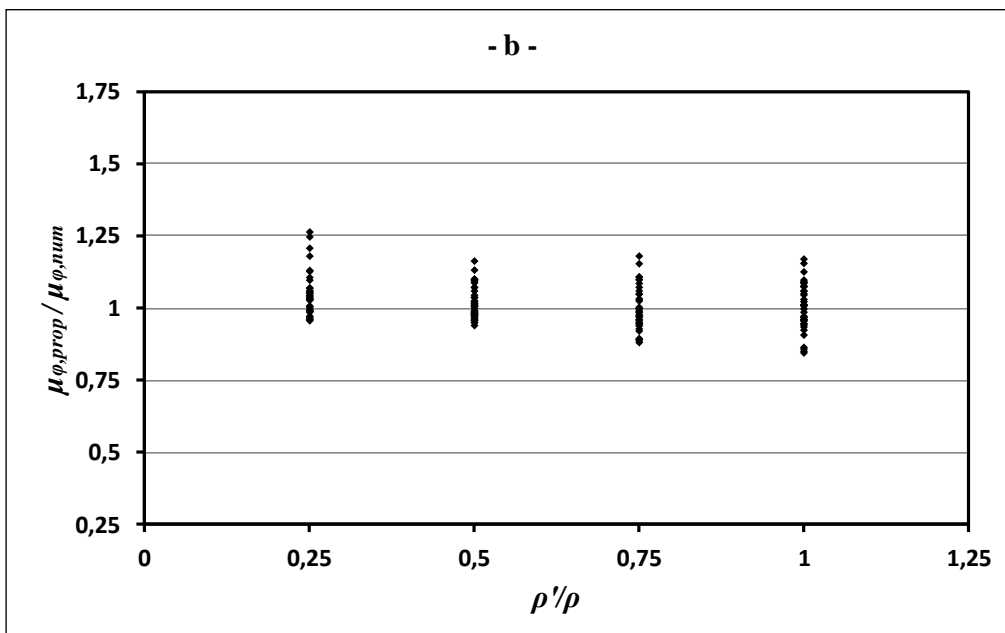
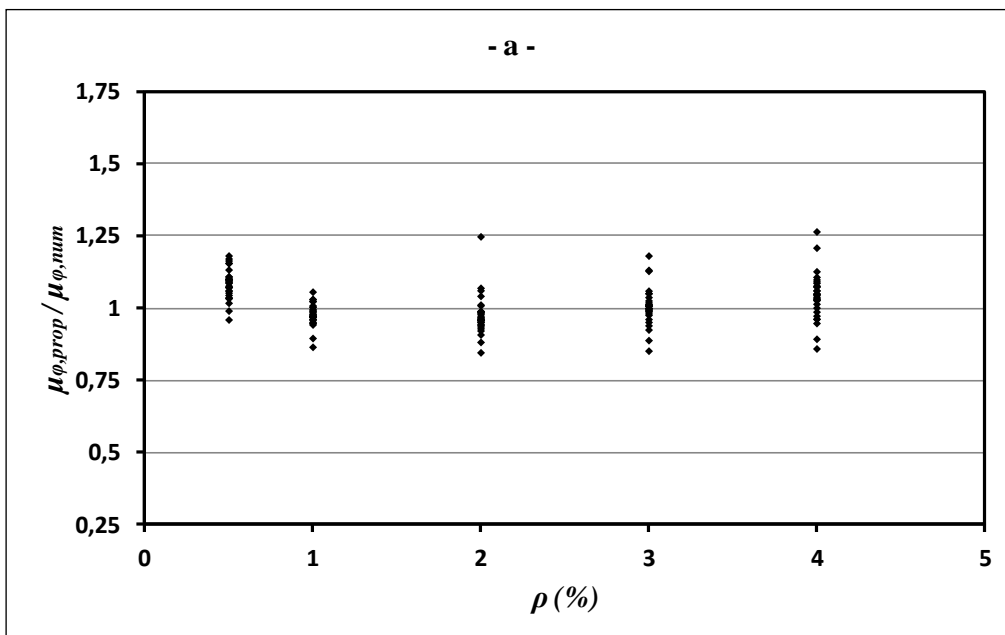
f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,25$			$\rho'/\rho = 0,5$			$\rho'/\rho = 0,75$			$\rho'/\rho = 1$				
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$		
30	0,5	5,83	6,16	0,95	5,63	6,51	0,86	5,44	6,79	0,80	5,24	7,01	0,75		
	1	2,95	2,54	1,16	3,04	3,22	0,95	3,13	3,83	0,82	3,22	4,36	0,74		
	2	-	-	-	1,64	1,46	1,12	1,90	2,11	0,90	2,17	2,77	0,78		
	3	-	-	-	-	-	-	1,48	1,52	0,97	1,81	2,19	0,82		
	4	-	-	-	-	-	-	1,26	1,22	1,03	1,63	1,89	0,86		
40	0,5	7,50	8,34	0,90	7,24	8,38	0,86	6,99	8,42	0,83	6,74	8,45	0,80		
	1	3,79	3,78	1,00	3,91	4,38	0,89	4,03	4,89	0,82	4,14	5,32	0,78		
	2	1,77	1,37	1,30	2,11	2,03	1,04	2,45	2,69	0,91	2,78	3,32	0,84		
	3	-	-	-	1,47	1,28	1,15	1,90	1,92	0,99	2,32	2,58	0,90		
	4	-	-	-	-	-	-	1,62	1,52	1,06	2,09	2,19	0,96		
50	0,5	9,16	10,34	0,89	8,85	10,05	0,88	8,54	9,86	0,87	8,23	9,72	0,85		
	1	4,63	5,00	0,93	4,78	5,48	0,87	4,92	5,88	0,84	5,06	6,20	0,82		
	2	2,17	1,94	1,12	2,58	2,62	0,98	2,99	3,27	0,91	3,40	3,85	0,88		
	3	-	-	-	1,80	1,65	1,09	2,32	2,31	1,00	2,84	2,95	0,96		
	4	-	-	-	1,39	1,19	1,17	1,98	1,82	1,09	2,56	2,48	1,03		
Moyenne				1,03				0,99				0,92			0,85
Ecart-type				0,15				0,12				0,10			0,08

Tableau 5.13 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode numérique utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,25$ et $0,5$; $f_{yk} = 600$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,25$			$\rho'/\rho = 0,5$		
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$
51	0,5	9,38	10,21	0,92	8,89	9,91	0,90
	1	4,95	4,94	1,00	4,90	5,40	0,91
	2	2,48	1,92	1,29	2,70	2,57	1,05
	3	-	-	-	1,90	1,61	1,18
	4	-	-	-	1,49	1,16	1,28
60	0,5	8,68	9,55	0,91	8,23	9,17	0,90
	1	4,58	4,69	0,98	4,53	5,00	0,91
	2	2,30	1,89	1,22	2,50	2,37	1,06
	3	1,46	1,00	1,46	1,76	1,45	1,21
	4	-	-	-	1,38	1,02	1,34
70	0,5	8,42	9,51	0,89	7,98	9,07	0,88
	1	4,44	4,76	0,93	4,40	4,99	0,88
	2	2,23	1,99	1,12	2,42	2,39	1,01
	3	1,42	1,07	1,32	1,71	1,46	1,17
	4	-	-	-	1,33	1,02	1,31
80	0,5	8,62	9,80	0,88	8,17	9,29	0,88
	1	4,55	4,99	0,91	4,50	5,18	0,87
	2	2,28	2,16	1,06	2,48	2,53	0,98
	3	1,45	1,19	1,22	1,75	1,56	1,12
	4	-	-	-	1,37	1,09	1,26
90	0,5	9,35	10,08	0,93	8,86	9,53	0,93
	1	4,93	5,21	0,95	4,88	5,38	0,91
	2	2,47	2,32	1,07	2,69	2,68	1,00
	3	1,57	1,30	1,21	1,90	1,67	1,14
	4	-	-	-	1,48	1,16	1,27
Moyenne				1,07			1,05
Ecart-type				0,17			0,16

Tableau 5.14 : Comparaison entre les résultats de μ_ϕ obtenus par la formule proposée et la méthode numérique utilisée dans le cas d'un BHR pour $\rho'/\rho = 0,75$ et 1 ; $f_{yk} = 600$ MPa.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	$\rho'/\rho = 0,75$			$\rho'/\rho = 1$		
		$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$	$\mu_{\phi,prop}$	$\mu_{\phi,num}$	$\frac{\mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,num}}$
51	0,5	8,40	9,71	0,87	7,91	9,57	0,83
	1	4,85	5,77	0,84	4,80	6,08	0,79
	2	2,92	3,19	0,91	3,13	3,75	0,84
	3	2,23	2,24	0,99	2,55	2,86	0,89
	4	1,87	1,76	1,07	2,26	2,39	0,94
60	0,5	7,78	8,92	0,87	7,32	8,74	0,84
	1	4,49	5,25	0,86	4,44	5,45	0,81
	2	2,70	2,82	0,96	2,90	3,24	0,90
	3	2,06	1,92	1,08	2,36	2,38	0,99
	4	1,73	1,46	1,19	2,09	1,93	1,09
70	0,5	7,54	8,77	0,86	7,10	8,55	0,83
	1	4,35	5,17	0,84	4,31	5,33	0,81
	2	2,62	2,77	0,94	2,81	3,13	0,90
	3	2,00	1,86	1,07	2,29	2,26	1,01
	4	1,68	1,40	1,20	2,03	1,80	1,13
80	0,5	7,72	8,96	0,86	7,27	8,71	0,84
	1	4,46	5,34	0,83	4,41	5,47	0,81
	2	2,68	2,89	0,93	2,88	3,22	0,89
	3	2,05	1,94	1,05	2,34	2,32	1,01
	4	1,72	1,45	1,19	2,08	1,84	1,13
90	0,5	8,37	9,17	0,91	7,88	8,90	0,89
	1	4,83	5,52	0,87	4,78	5,64	0,85
	2	2,90	3,03	0,96	3,12	3,35	0,93
	3	2,22	2,04	1,09	2,54	2,41	1,05
	4	1,87	1,52	1,23	2,25	1,91	1,18
Moyenne				0,98			0,93
Ecart-type				0,13			0,12



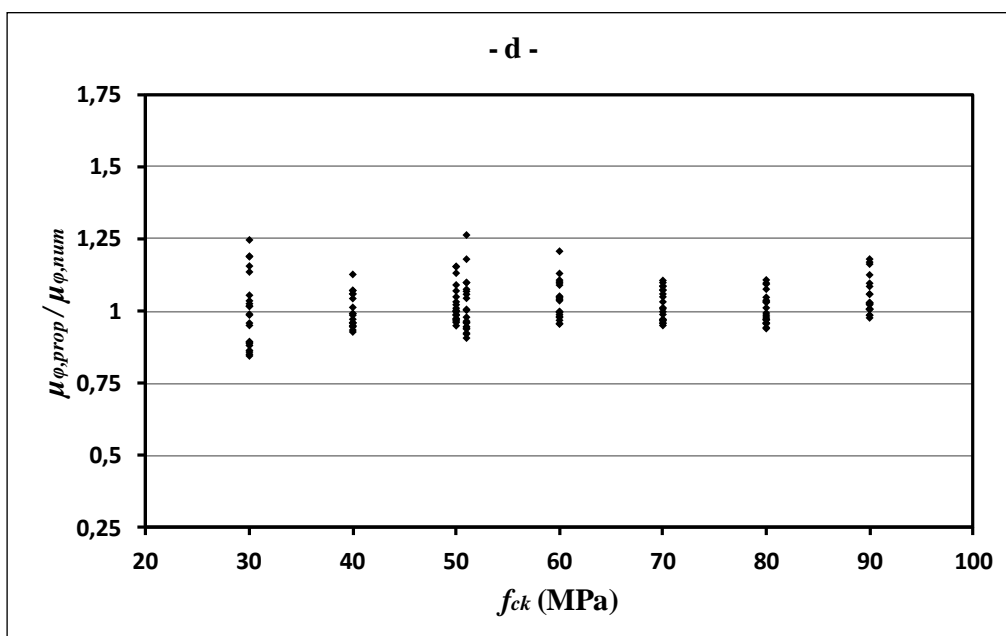
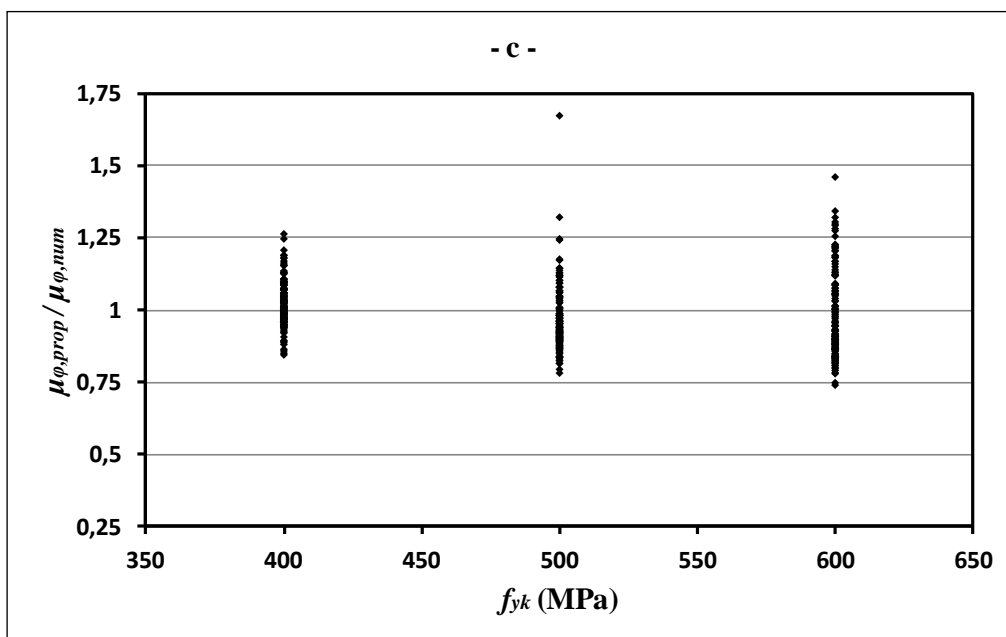


Figure 5.9 : Comparaison entre la méthode numérique utilisée et la formule proposée.

5.3.2. Étude comparative avec l'approche de Lee (2013a)

La Figure 5.10 présente une confrontation entre la formule proposée Eq.(5.1) et celle développée par Lee (2013a) Eq.(2.6). D'après la Figure 5.10a on peut remarquer que la courbe de notre formule donne la même tendance et converge largement avec la courbe de Lee (2013a). L'augmentation de la résistance du béton dans les Figures 5.10 (b, c, d, e et f) montre que nos courbes convergent d'avantage avec celles de Lee (2013a), jusqu'à leur superposition exacte dans les Figures 5.10e et f. Cette harmonisation entre les deux propositions continue avec l'augmentation du rapport ρ'/ρ de 0,25 à 1 (Figure 5.11), ainsi qu'avec l'augmentation de la limite élastique des aciers de 400 à 600 MPa dans les figures 5.12 et 5.13, où la performance de notre formule augmente surtout pour les résistances du béton supérieures à 50 MPa avec un pourcentage d'armatures tendues supérieur à 1 %. Il faut noter ici que, l'approche de Lee (2013a) a été développée selon le règlement ACI-318, par contre notre formule Eq.(5.1) a été développée en se basant sur le règlement Eurocode 2.

En conséquence, on peut dire que les résultats obtenus par la formule proposée sont en bonne concordance avec les résultats de Lee (2013a), à condition qu'on respecte son domaine d'application avec un pourcentage d'armatures tendues ρ supérieur à 1%.

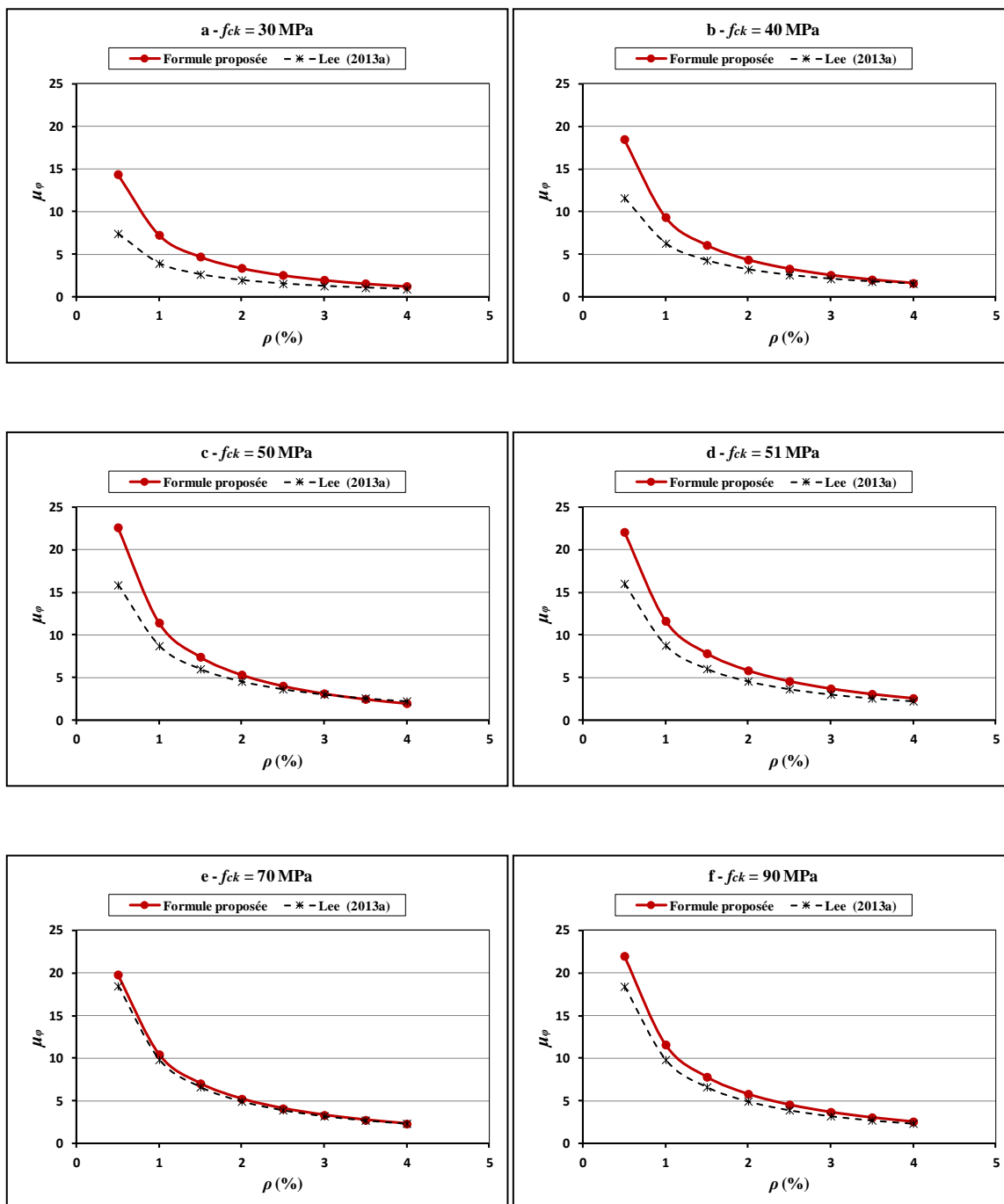


Figure 5.10 : Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee (2013a) pour $\rho \geq 0,25$ et $f_{yk} = 400$ MPa.

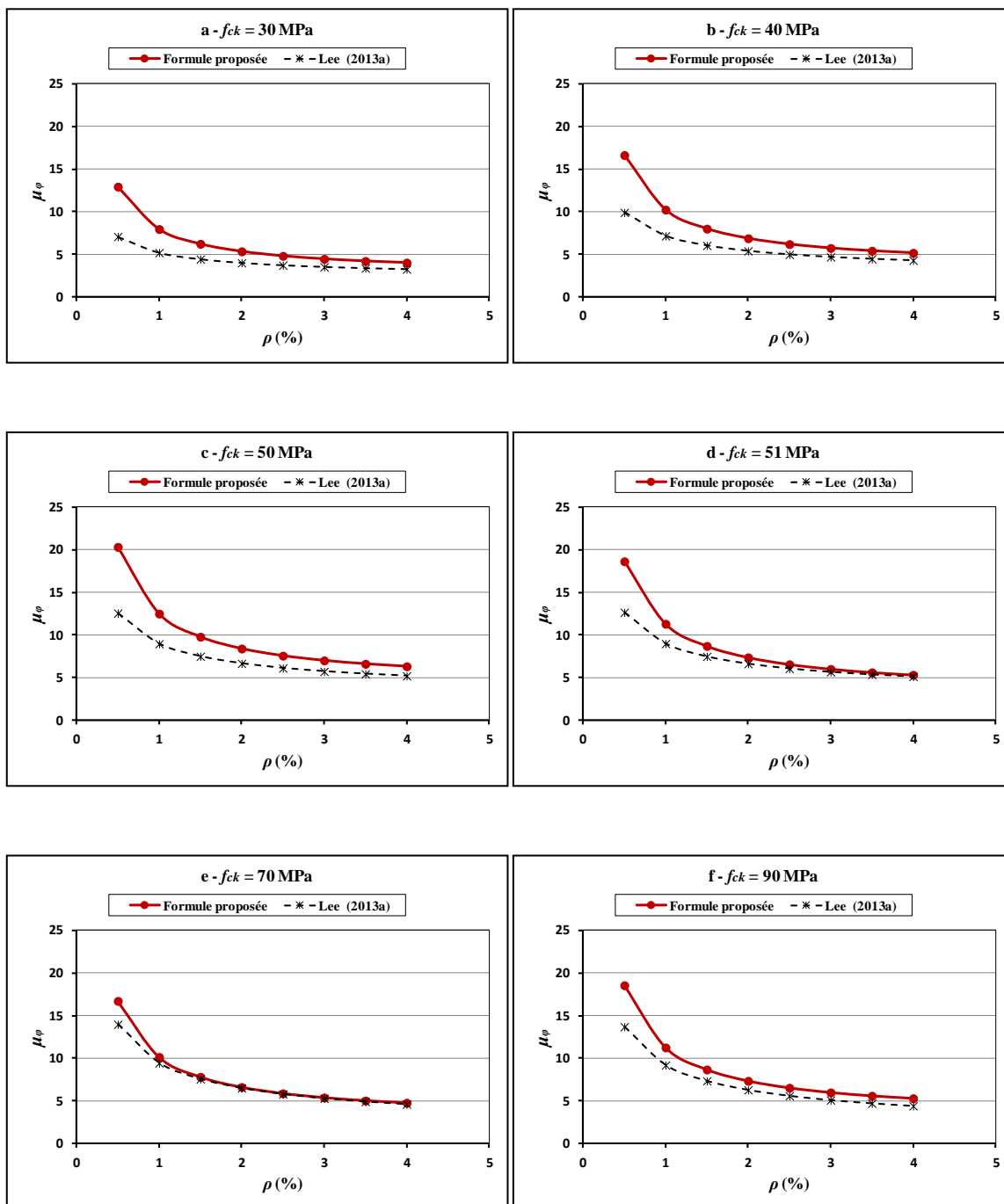


Figure 5.11 : Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee (2013a) pour $\rho' / \rho = 1$ et $f_{yk} = 400$ MPa.

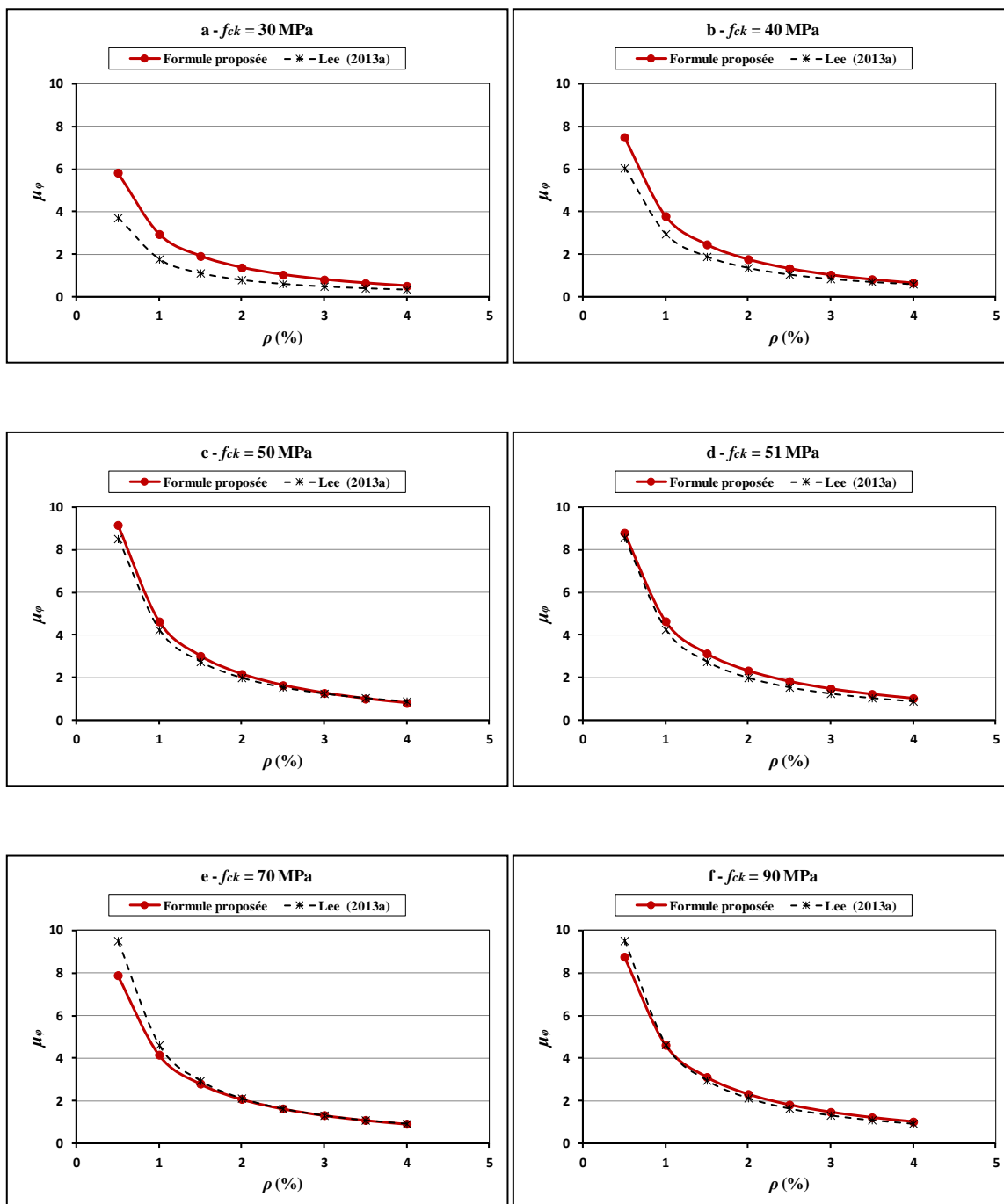


Figure 5.12 : Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee, (2013a) pour $\rho' / \rho = 0,25$ et $f_{yk} = 600$ MPa.

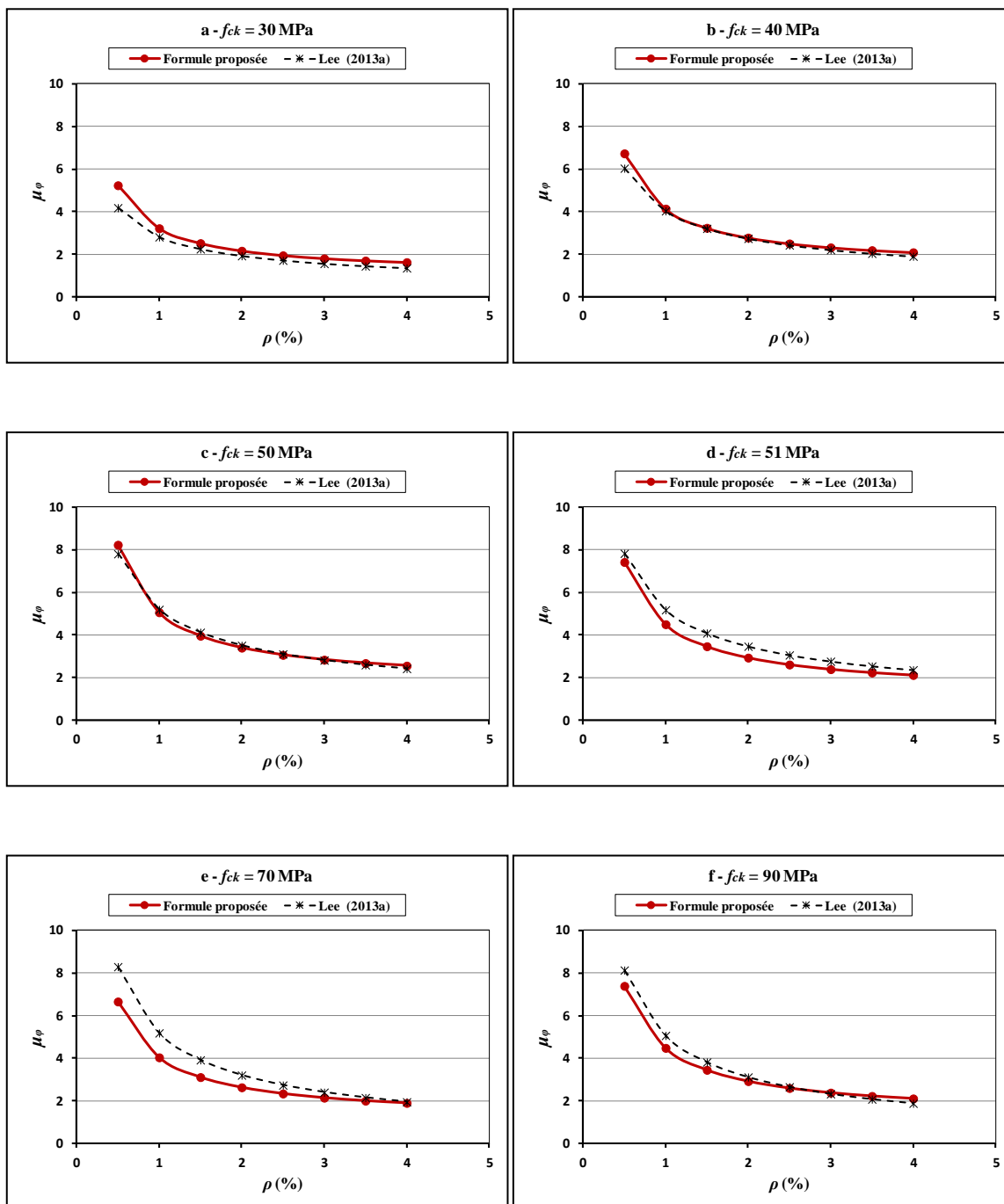


Figure 5.13 : Comparaison entre la formule proposée et l'approche de Lee, (2013a) pour $\rho'|\rho = 1$ et $f_{yk} = 600$ MPa.

5.4. VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA FORMULE PROPOSEE

Plusieurs travaux expérimentaux ont été conduits sur le comportement des poutres en béton à haute résistance. Rachid et Mansur (2005), Maghsoudi et Bengar (2006) et Maghsoudi et Sharifi (2009) ont testés des poutres en béton à haute résistance non confiné. Le Tableau 5.15 expose les résultats obtenus expérimentalement par Rachid et Mansur (2005) et les résultats obtenus par la formule proposée. D'après ce Tableau, on remarque que les résultats obtenus par la formule proposée sont très voisines aux autres résultats expérimentaux, où la moyenne des erreurs calculées entre les deux résultats est environ à 15 %.

Tableau 5.15 : Comparaison du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus par Rachid et Mansur (2005) et par la formule proposée.

N° Poutre	f_{ck} (MPa)	ρ (%)	ρ' (%)	ρ'/ρ	d (mm)	d' (mm)	f_{yk} (MPa)	Facteur de ductilité locale		$\frac{\mu_{\phi,exp} - \mu_{\phi,prop}}{\mu_{\phi,exp}}$ (%)
								Formule proposée	résultats expérimentaux (Rashid et Mansur (2005))	
1	42,8	2,2	0,3	0.14	345	55	460	2,72	2,39	13,8
2	73,6	2,2	0,3	0.14				3,29	2,82	16,66
3	72,8	3,46	0,31	0.09				1,69	1,59	6,28
4	77,0	3,46	0,62	0.18				1,91	2,22	13,96
5	72,8	3,46	0,94	0.27				2,09	1,64	27,43
6	77,0	4,73	0,32	0.07				-	1,97	-
Moyenne									15,62	

D'autre part, le Tableau 5.16 présente une confrontation entre les résultats obtenus expérimentalement par Maghsoudi et Bengar (2006) et Maghsoudi et Sharifi (2009) et les résultats de la formule proposée. D'après ces résultats, on remarque que nos résultats sont proches des résultats expérimentaux, ainsi que d'autres résultats théoriques des codes ACI (ACI 318, 2005) et CSA (CSA-04, 2004). La figure 5.14 confirme cette convergence. Les remarques retenues à partir des Tableaux 5.15 et 5.16 confirment la fiabilité de notre formule

proposée comparativement aux résultats expérimentaux. Quoique notre prédiction répond spécifiquement aux exigences de l'Eurocode 2.

Tableau 5.16 : Comparaison des résultats du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus par Maghsoudi et Bengar (2006) et Maghsoudi et Sharifi (2009) et par la formule proposée.

	f_{ck} (MPa)	d (mm)	d' (mm)	ρ (%)	ρ' (%)	ρ'/ρ	f_{yk} (MPa)	μ_ϕ			
								Exp	ACI	CSA	Eq.(5.1)
Maghsoudi et Sharifi (2009)	73,65	256	40	4,80	2,40	0,5	400	4,33	2,75	3,51	3,08
	66,81	266	40	5,40	2,70	0,5	400	-	2,07	2,65	2,71
	77,72	258	42	6,80	3,40	0,5	400	3,38	1,76	2,18	2,30
Maghsoudi et Bengar (2006)	56,31	254	42	0,61	0,61	1	398	11,84	9,89	11,91	15,24
	63,48	250	47	1,25	0,61	0,5	401	6,84	6,68	8,13	8,66
	63,21	251	42	2,03	1,01	0,5	373	5,75	5,53	6,87	5,71
	71,45	250	47	2,51	1,24	0,5	401	5,6	4,75	5,87	4,68

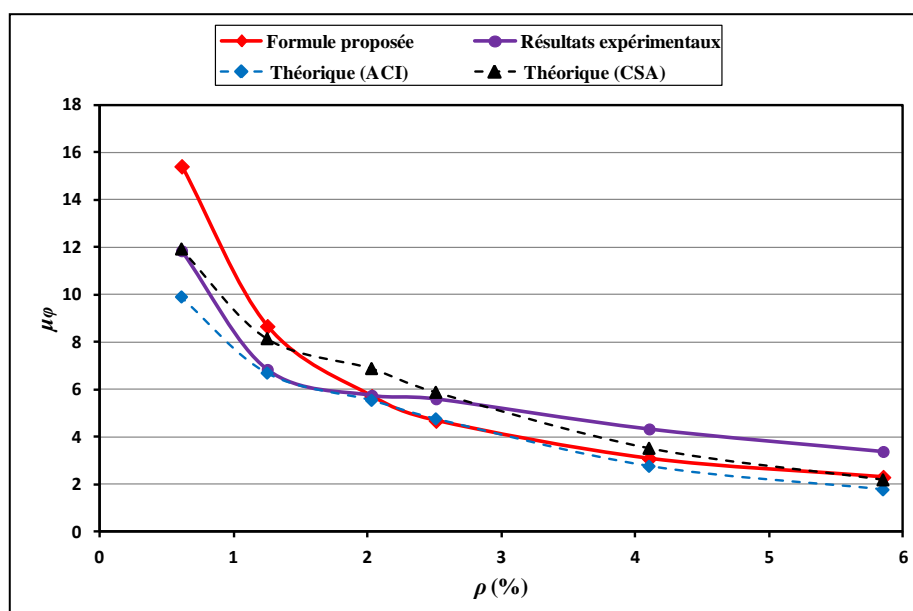


Figure 5.14 : Comparaison des résultats du facteur de la ductilité locale μ_ϕ obtenus par la formule proposée et par Maghsoudi et Bengar (2006) et Maghsoudi et Sharifi (2009).

5.5. CONCLUSION

En conclusion, après le développement de ce chapitre, on retient que :

- La formule proposée Eq.(5.1) est une simple équation qui relie le facteur de la ductilité locale avec les différents paramètres étudiés à savoir : les pourcentages d'armatures tendues et comprimées ρ et ρ' , la limite élastique des aciers f_{yk} et la résistance du béton f_{ck} ;
- La formule proposée en Eq.(5.1) est valable pour des poutres en béton ordinaire et à haute résistance ;
- La formule proposée Eq.(5.1) est en bonne concordance avec les résultats de la méthode numérique utilisée et avec la proposition de Lee (2013a) ;
- La comparaison entre la formule proposée Eq.(5.1) et les résultats expérimentaux montre que notre formule est fiable ;
- La formule proposée Eq.(5.1) est valable pour des poutres ayant :
 - Une résistance de béton f_{ck} de 30 jusqu'à 90 MPa ;
 - Une limite élastique des aciers f_{yk} de 400 jusqu'à 600 MPa ;
 - Un pourcentage d'armatures tendues ρ de 0,5 jusqu'à 4 % ;
 - Un rapport ρ'/ρ de 0,25 jusqu'à 1.

La formule proposée peut être applicable selon les prescriptions de l'Eurocode 2, contrairement aux autres formules présentées dans la littérature.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de cette recherche était d'étudier la relation entre la ductilité locale et les armatures longitudinales dans les poutres en béton à haute résistance, en particulier la proposition d'une formule qui relie le facteur de la ductilité locale avec les pourcentages d'armatures longitudinales tendues et comprimées. Afin de répondre à cette problématique, une étude paramétrique est menée dans cette recherche.

La ductilité locale est une propriété requise dans la conception des structures situées en zones sismiques. Les codes sismiques (ACI-318, CSA-04, Eurocode 8, NTC-08, NZS-3101 et TEC-07) limitent explicitement le pourcentage d'armatures tendues pour assurer un comportement ductile aux structures. L'ensemble des recherches réalisées convergent vers la conclusion que la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance est affectée principalement par le pourcentage d'armatures longitudinales tendues et comprimées.

La ductilité locale est quantifiée par un facteur de ductilité, ce dernier est défini par le rapport entre la courbure ultime et la courbure à la fin de la phase élastique. Ceci implique que, le calcul de ces courbures nécessite une étude aux états limites pour déterminer la profondeur de l'axe neutre dans chaque état.

Après l'étude paramétrique menée dans les trois cas de ferrailage considérés (Section insuffisamment armée, sous armée et armée par excès), on peut dégager les conclusions suivantes :

- Le pourcentage d'armatures tendues a un effet négatif sur la ductilité locale ;
- Le pourcentage d'armatures comprimées a un effet positif sur la ductilité locale dans le cas des sections sous armées et armées par excès ;
- L'augmentation de la limite élastique des aciers a un effet négatif sur la ductilité locale quel que soit le type de ferrailage ;
- La résistance du béton a un effet positif sur la ductilité locale dans le cas d'un béton ordinaire $f_{ck} \leq 50$ MPa. Dans le cas d'un béton à haute résistance, l'effet de la résistance du béton sur la ductilité locale est devenu presque nul ;
- Le facteur de la ductilité locale atteint son maximum avec une résistance de béton égale à 50 MPa.
- Le règlement parasismique Algérien RPA (RPA 99/V-2003) assure une ductilité suffisante pour les poutres en béton armé, sauf pour les sections de la zone de

recouvrement avec des rapports ρ'/ρ inférieurs et les sections avec des limites élastiques f_{yk} élevées.

Le traitement des résultats obtenus nous a permis de proposer un modèle mathématique qui exprime directement la ductilité locale avec les pourcentages d'armatures longitudinales tendues et comprimées. La formule proposée en Eq.(5.1) est comparée avec d'autres résultats numériques et expérimentaux. Le modèle présenté en Eq.(5.1) est en bonne cohérence avec les recommandations de l'Eurocode 2, contrairement aux autres approches existantes dans la bibliographie. Le domaine d'application du modèle proposé varie d'un béton ordinaire à un béton à haute résistance jusqu'à 90 MPa sur éprouvette cylindrique et 105 MPa sur éprouvette cubique, d'une manière précise, les limites d'application du modèle proposé en fonction des différents paramètres influents sont :

- Une résistance de béton de 30 jusqu'à 90 MPa ;
- Une limite élastique des aciers utilisés de 400 jusqu'à 600 MPa ;
- Un pourcentage d'armatures tendues de 0,5 jusqu'à 4 % ;
- Un pourcentage d'armatures comprimées de $0,25\rho$ jusqu'à ρ .

Le modèle répond d'une manière claire à la problématique du sujet en contrôlant la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance non confiné.

En perspective, ce travail pourra être suivi par d'autres recherches, à savoir :

- La relation ductilité locale - armatures longitudinales dans les poutres en béton à haute résistance en présence du confinement transversal ;
- La relation ductilité locale - armatures longitudinales dans les poutres renforcées avec matériaux composites ;
- Évaluation de la ductilité locale des poutres anisotropes par la procédure d'imagerie ;
- L'extension du sujet vers d'autres éléments de la structure : poteaux, dalles et voiles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACI 318.**, “Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318R-14)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 2014.
- ACI 318.**, “Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318R-08)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 2008.
- ACI 318.**, “Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318R-05)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 2005.
- ACI 318.**, “Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318R-02)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 2002.
- ACI 318.**, “Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318R-95)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 1995.
- ACI Committee 363.**, “State-of-the-art report on high strength concrete (ACI 363-R92)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 1992.
- Ahmad. S. H. et Barker. R.**, “Flexural behavior of reinforced high strength lightweight concrete beams”, *ACI Materials Journal*, Vol. 88 (1), pp. 69-77, 1991.
- Ahmad. S. H. et Shah. S. P.**, “Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 79 (6), pp. 484-490, Nov - Dec. 1982.
- Akroyd, T. N. W.**, “Concrete under Triaxial Stress”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 58 (37), pp. 111-118, 1961.
- Aktan. A. E., Karlsson. B.I. et Sozen. M.**, “Stress-Strain Relationships of Reinforcing Bars Subjected to Large Strain Reversals”, Civil Engineering Studies, Structural Research Series N° 397, University Of Illinois, Urbana, USA, 1973.
- Al-Haddad. M. S.**, “Curvature ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates”, *ACI structural journal*, pp. 526-534, Oct 1995.
- Alper. I. et Nahit K.**, “Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members”, *Conference: ASCE 14th Engineering Mechanics Conference*, At Texas, January 2000.
- Amr. S. E. et Luigi. D. A.**, “Fundamentals of earthquake engineering”, *John Wiley and Sons*, New York, 2008.
- Aribet. J. M. et Edjtemai. N.**, “Prise en compte de la ductilité dans la réponse spectrale a un séisme”, *Construction Métallique*, 4, pp. 3-23, 1981.
- Aribet. J. M. et Edjtemai. N.**, “Utilisation de spectres de réponse elasto-plastique pour des structures multi-étagées”, *Construction Métallique*, 1, pp. 3-29, 1982.

- Arslan. G. et Cihanli. E.**, “Curvature ductility prediction of reinforced high strength concrete beam sections”, *J. of Civil Engineering and Management*, Vol. 16 (4), pp. 462-470, 2010.
- AS 1012.**, “Methods of Testing Concrete”, Standards Association of Australia, 1976.
- Ashour. S. A.**, “Effect of compressive strength and tensile reinforcement ratio on flexural behavior of high-strength concrete beams”, *Engineering Structures*, Vol. 22 (5), pp. 413-423, 2000.
- Attard. M. M. et Setunge. S.**, “Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Normal and High-Strength Concretes”, *UNICIV Report*, University of New South Wales, Sydney, Australia, Dec. 1994.
- Attard. M. M. et Setunge. S.**, “Stress-strain relationship of confined and unconfined Concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol. 93 (5), Title n° 93M49, pp. 432-442, September-October 1996.
- Attard. M. M. et Stewart. M.G.**, “A two parameter stress block for high-strength concrete”, *ACI structural journal*, Vol. 95 (3), pp. 305-317, 1998.
- Baker. J., Baker. L. et Heyman. J.**, “Plastic Design of Frames 1 Fundamental”, *Cambridge University Press*, 1969.
- Bengar. A. H.**, “Effect of tensile and compressive reinforced ratio on ductility and behavior of high-strength concrete reinforced”, *MSc. Desertation Shahid Bahonar University of Kerman*, Kerman Iran, 2004.
- Bertero. V.V.**, “State of the art report –Ductility based structural design”, *Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng.*, Vol. 3, pp. 673-686, Tokyo, Japon, 1988.
- Bischoff. P.H. et Perry. S.H.**, “Compressive behaviour of concrete at high strain rates” *Materials and Structures*, Vol. 24 (06), pp. 425-450, 1991.
- Bjerkeli. I., Tomaszewicz. A. et Jensen, J. J.**, “Deformation Properties and Ductility of Very High-Strength Concrete,” *Second International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete*, Berkeley California USA, May 20-23. 1990.
- Braga. F. R., Gigliotti. et Laterza. M.**, “Analytical stress-strain relationship for concrete confined by steel stirrups and/or frp jackets,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 132 (9), pp. 1402-16, 2006.
- CBA-93.**, “Code de béton algérien 1993”, Document technique réglementaire, DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger, **1994**.
- Chemrouk. M.**, “Notions Avancées de Béton Armé ; Chapitre 5: Etat Limite Ultime - Etude de quelques outils d'analyse et de calcul des sections en béton armé ”, polycopié de cours destiné aux étudiants de première année de magistère, Université des Sciences et Techniques Houari Boumediene (USTHB), 2010.

- C S.**, “Design Guidance for High Strength Concrete”, (Concrete Society, 1998), Working Party Technical Report No. 49, pp. 168, 1998.
- CSA-04.**, “Design of concrete structures”, Canadian Standards Association, Ontario Canada, Décembre, 2004.
- CSA-94.**, “Design of concrete structures for building”, Canadian Standards Association, Ontario Canada, 1994.
- Cihanli. E.**, “The flexural behavior of high-strength concrete beams”, *Ms Thesis Yildiz Technical University*, Istanbul (in Turkish), 2009.
- Cihanli. E. et Arslan. G.**, “Curvature ductility of unconfined reinforced high strength concrete beam sections”, *Journal of Engineering and Natural Sciences*, Vol. 27, pp. 139-150 (in Turkish), 2009.
- Clough. R.W.**, “Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements”, *Structural and Materials Research, University of California*, Berkeley USA, Report 66-16, 1966.
- Collins. M. P.**, “Stress-Strain relationships of high-strength concrete for use in structural design”, *Network of Excellence on High Performance Concrete*, Montreal, 1992.
- Cusson. D. et Paultre. P.**, “Experimental study of high-strength concrete columns confined by rectangular ties”, *Utilization of HighStrength Concrete: Proceedings of the Symposium in Lillehammer*, Norway, pp. 136-145, June 20-23, 1993.
- Dahl. K. K. B.**, “A Constitutive model for normal and high strength concrete”, *ABK Report No. R287*, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, 1992.
- D’Amato. M., Braga. F., Gigliotti. R., Kunnath. S., et Laterza. M.**, “A numerical general purpose confinement model for Non-Linear analysis of R/C Members,” *Computers and Structures Journal*, Vol. 102-103, pp. 64-75, 2012.
- EN 1992-1-1.**, “Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”, Eurocode 2, Brussels, 2004.
- EN 1998-1.**, “Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Eurocode 8, Brussels, 2003.
- Exner. H.**, “Betonbjoelkers Bojningsboereevne,” *ABK Report No. R176*, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, 1983.
- Fuentes. A.**, “Comportement post-élastique des structures en béton arme“, *édition Eyrolles*, Paris, 1988.

- Gioncu. V.**, “Ductility criteria for steel structures”, *2nd World Conference on Steel in Construction*, San Sebastian, 11-13 May 1998.
- Gioncu. V.**, “Framed structures. Ductility and seismic response”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 55, pp. 125-154, 2000.
- Gioncu. V. et Mazzolani. F.M.**, “Ductility of Seismic Resistant Steel Structures”, 2002.
- Gioncu. V., Mazzolani F.M. et Akiyama. H.**, “Ductility demands. General report. In behaviour of steel structures in seismic areas”, *STESSA 97*, Kyoto, August 1997.
- Halil. S. et Tanmoy. C.**, “Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135 (2), pp. 139-146, 2009.
- Hao. H. et Zhou. X.Q.**, “Concrete material model for high rate dynamic analysis”, *Proceedings of The International conference on shock and impact loads on structures*, Beijing, pp. 753-768, 2007.
- Hognestad. E.**, “A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members”, *University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, Ill, Bull. Ser, No. 399*, 1951.
- Housner. G. W.**, “Limit design of structures to resist earthquakes”, *The first world Conference on Earthquake Engineering: Berkeley, California*, June 1956.
- Housner. G. W.**, “Behavior of Structures during Earthquakes”, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 85 (4), pp. 109-130, October 1959,
- Housner. G. W.**, “The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 53 (2), pp. 403-417, February 1963.
- Ho. J. C. M., Kwan. A. K. H. et Pam. H. J.**, “Theoretical analysis of post-peak flexural behaviour of normal and high strength concrete beams”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12 (02), pp. 109–125, 2003.
- Ho. J. C. M., Kwan. A. K. H. et Pam. H. J.**, “Minimum flexural ductility design of high strength concrete beams”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 56 (1), pp. 13–22, 2004.
- Hoek. E. et Franklin. J. A.**, “Simple triaxial cell for field or laboratory testing of rocks”, *Transactions, Institution of Mining and Metallurgy*, Vol. 77, pp. A22-A26, Jan. 1968.
- Jirsa. J. O. et Feghali. H.L.**, “Simulation of seismic response of reinforced concrete structures”, *Proceedings, Ugur Ersoy Symposium on Structural Engineering*, pp. 261-274, Ankara, 1999.

- Kaar. P. H., Hanson. N. W. et Capel. H. T.**, “Stress-strain characteristics of high strength concrete structure”, *ACI SP-55*, pp. 161–185, Detroit, 1978.
- Kassoul. A.**, “Ductilité dans les structures en béton armé – Aspects qualitative et évaluation de la ductilité locale”, *éditions Presse Académiques Francophones (PAF)*, 2015.
- Kassoul, A. et Bougara, A.**, “Maximum ratio of longitudinal tensile reinforcement in high strength doubly reinforced concrete beams designed according to Eurocode 8”, *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 3206-3213, 2010.
- Kassoul. A., Ezziane. K. et Kadri. A.**, “Analyse de la ductilité des sections fléchies dimensionnées selon le RPA-99”, *Algérie équipement, revue technique de L’ENTP*, Vol. 36, pp. 3-7, 2002.
- Kent. D. C. et Park. R.**, “Cyclic Load Behaviour of Reinforcing Steel”, *Journal of the British Society for Strain Measurement*, Vol. 9 (3), pp. 98-103, July 1973.
- Ko. M. Y., Kim. S. W. et Kim. J. K.**, “Experimental study on the plastic rotation capacity of reinforced high strength concrete beams”, *Materials and Structures*, Vol. 34, pp. 302–311, 2001.
- Kwan. A. K. H., Ho. J. C. M. et Pam. H. J.**, “ Flexural strength and ductility of reinforced concrete beams”, *Proceedings of The ICE Advances In Structures And Buildings*, Vol. 152 (4), pp. 361-369, 2002.
- Lee. H. J.**, “Predictions of curvature ductility factor of reinforced concrete beam sections used high strength concrete and steel”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 33 (2), pp. 483-493, 2013.
- Lee. H. J.**, “Evaluation on Moment-Curvature relations and curvature ductility factor of reinforced concrete beams with high strength materials”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 25 (3), pp. 283-294, 2013.
- Lee. T. K. et Pan. A. D. E.**, “Estimating the relationship between tension reinforcement and ductility of reinforced concrete beam sections”, *Engineering Structures*, Vol. 25 (8), pp. 1057–1067, 2003.
- Leslie. K. E., Rajagopalan. K. S. et Everard. N. J.**, “Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams”, *ACI Journal*, Vol. 73 (9), pp. 517–521, 1976.
- Lin. C. H. et Lee. F. S.**, “Ductility of high performance concrete beams with high strength lateral reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol. 98 (4), pp.600–608, 2001.
- MacGREGOR J. G.**, “Ductility of structural elements”, *Handbook of concrete engineering*, s.l. :Mac Graw Hill, pp. 229-247, 1974.

- Maghsoudi. A. A. et Bengar. H.A.**, “Flexural ductility of HSC members”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 24 (2), pp. 195-212, 2006.
- Maghsoudi. A. A. et Sharifi. Y.**, “Ductility of high strength concrete heavily steel reinforced members”, *Scientia Iranica Transaction A : Civil Engineering*, Vol. 16 (4), pp. 297-307, 2009.
- Mainstone. R. J.**, “Properties of materials at high rates of straining or loading”, *Materials and Structures*, Vol. 8 (02), pp. 102-116, 1975.
- Malvar. L. J.**, “Review of static and dynamic properties of steel reinforcing bars”, *ACI Materials Journal*, Vol. 95 (06), pp. 609-614, 1998.
- Malvar. L. J. et ROSS. A. C.**, “Review of strain rate effects for concrete in tension”, *ACI Materials Journal*, Vol. 95 (06), pp. 735-739, 1998.
- Mander. J. M., Priestly. M. N. et Park. R.**, “Theoretical stress strain model for confined concrete”, *Journal of Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 114 (8), pp. 1804-1826, 1988.
- MATLAB Version 7.10.0. Natick**, Massachusetts: *The MathWorks Inc.*, 2010.
- Mazzolani. F.M., Piluso. V.**, “Member behaviour classes of steel beams and beams-columns”, *In Giornate Italiane Delle Costruzione Acciaio*, Viareggio, pp. 405-416, 24-27 October 1993.
- Michelangelo. L., Michele. D’A., Laksiri. P. T., Franco. B. et Rosario. G.**, “Comparisons of Codal Detailing Rules for Curvature Ductility and Numerical Investigations”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 8, pp. 132-141, 2014.
- Mohammad. M., Suhatri. M., Shariati. M. et Ghanbari. F.**, “Ductility and strength assessment of hsc beams with varying of tensile reinforcement ratios”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 48 (6), pp. 833-848, 2013.
- Nakamura. H., Niwa. J. et Tanabe. T.**, “An analytical evaluation of the ductility of reinforced concrete members”, *Proceedings Of The Tenth World Conference On Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 4343-4348, 1992.
- NF EN 206-1**, “Norme Européenne pour les bétons de structure”, Comité Européen de Normalisation (CEN), 2005.
- Ngo. T. D.**, “Behaviour of high strength concrete subject to impulsive loading” PhD thesis, the University of Melbourne Dept. of Civil and Environmental Engineering, 2005.
- Nilson. A. H.**, “Design implication of current research on high strength concrete”, *ACI Special Publication*, Vol. 87, pp. 85-118, 1985.

- NTC.**, Norme Tecniche per le Costruzioni. S.O. n. 30 of G.U. 04/02/2008 n. 29, In Italian, 14/01/2008.
- NZS 3101-06.**, “Concrete structures standard, part 1- the design of concrete structures and part 2 commentary on the design of concrete structures”, Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006.
- NZS 3101-95.**, “Concrete structures standard, part 1- the design of concrete structures and part 2 commentary on the design of concrete structures”, Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 1995.
- Olsen. N. H.**, “Uniaxial Stress-Strain Curves of High-Strength Concrete”, *ABK Report No. R232*, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, 1990.
- OpenSees.**, Open System For Earthquake Engineering Simulation, 2009.
- Oztek. E., Pul. S. et Husem. M.**, “Determination of rectangular stress block parameters for high performance concrete”, *Engineering Structures*, Vol. 25 (3), pp. 371–376, 2003.
- Pam. H. J., Kwan. A. K. H. et Islam. M. S.**, “Flexural strength and ductility of reinforced normal-and high-strength concrete beams”, *Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers: Structures And Buildings*, Vol. 146 (4), pp. 381-389, 2001.
- Pam. H. J., Kwan. A. K. H., et Ho, J. C. M.**, “Post-Peak behavior and flexural ductility of doubly reinforced high- strength concrete beams”, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 12 (5), pp. 459-474, 2001.
- Park. R.**, “Ductility evaluation from laboratory and analytical testing”, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Kyoto, Japan, Vol. 8, pp. 605–616, 1988.
- Park. R.**, “Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing”, *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22 (3), pp. 155-165, 1989.
- Park. R. et Paulay. P.**, “Reinforced Concrete Structures”, *John Wiley and Sons*, New York, 1975.
- Park. R. et Ruitong. D.**, “Ductility of doubly reinforced beam sections”, *ACI Structural Journal*, Title No 85-S24, pp. 217-225, 1988.
- Pascal. L. et Tchouani. J. M. N.**, “Cours de béton arme suivant les règles BAEL 91 et modifications 99”, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, 2009.

- Paster. J. A., Nilson. A. H. et Slate. F. O.,** “Behavior of high-strength concrete beams”, *Report No. 84-3*, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, USA, 1984.
- Pendyala. R., Mendis. P. et Patnaikuni. I.,** “Full-range behavior of high strength concrete flexural members: comparison of ductility parameters of high and normal-strength concrete members”, *ACI Structural Journal*, Vol. 93 (1), pp. 30-35, 1996.
- Ramberg. W. et Osgood. W. R.,** “Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters” *Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics*, July 1943.
- Rami. A. H., Faris. A. M. et Adeeb. R.,** “Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2 in flexure concrete design”, *Structural engineering and mechanics*, Vol. 32 (06), pp. 705-724, 2009.
- Rashid. M. A. et Mansur. M. A.,** “Reinforced high-strength concrete beams in flexure”, *ACI Structural Journal*, Vol. 102 (3), pp. 462-471, 2005.
- Razvi. S. et Saatcioglu. M.,** “Confinement model for highstrength concrete”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 125 (3), pp. 281–289, 1999.
- Regan. P. E., Al-Hussaini. A. A., Ramdane. K. E. et Xue. H. Y.,** “Behaviour of high strength concrete slabs”, *Proceedings of Concrete 2000 International Conference*, University of Dundee, UK, Vol. 1, pp. 761–773, 1993.
- Règles BAEL 91 révisées 99,** “Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ”, Février 2000.
- Richart. F. E., Brandtzaeg. A. et Brown. R. L.,** “Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression,” Bulletin 190, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Champaign, IL, 1929.
- RPA 99/V-2003.,** “Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003”, *DTR-BC 248-CGS*, Alger, 2003.
- Saiidi. M.,** “Hysteresis Models for Reinforced Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 108 (5), pp. 1077-1087, 1982.
- Sargin. M.,** “Stress-Strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections”, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontario, 1971.
- Sarkar. S., Adwan. O. et Munday. J. G. L.,** “High strength concrete: an investigation of the flexural behaviour of high strength RC beams”, *The Structural Engineer*, Vol. 75 (7), pp. 115-121, 1997.

- Sebai. K.**, “Quantification de la ductilité des constructions autos-stables en béton armé dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/V-2003”, Thèse de magistère, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2012.
- Sébastien. G.**, “Ductilité des structures en béton armé”, *Conservatoire National des Arts et Métiers Paris*, 2012.
- Setunge. S., Attard. M. M. et Darvall. P. L.**, “Ultimate strength of confined very high-strength concretes”, *ACI Structural Journal*, Vol. 90 (6), pp. 632-641, 1993.
- Setunge. S.**, “Structural properties of very high-strength concrete”, PhD thesis, Monash University, Australia, 1993.
- Shi. Y. X. et Jian. Z.**, “Hysteretic models for reinforced concrete columns considering axial-shear-flexural interaction”, *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17. 2008.
- Shin. S. W., Yoo. S. H., Ahn. J. M. et Lee. K. S.**, “The ductile behaviour including flexural strength of high-strength concrete members subjected to flexure”, *ACI Special Publication*, Vol. 172, pp. 247-280, 1999.
- Shohana. I., Kazi. M. et Munaz. A. N.**, “Beam ductility experiment using 500 grade steel”, *International Journal of Science and Engineering Investigations*, Vol. 1(1), February. 2012.
- Si Youcef. Y. et Chemrouk. M.**, “Curvature ductility factor of rectangular sections reinforced concrete beams”, *International Scholarly and Scientific Research & Innovation*, Vol. 6 (11), 2012.
- Stone. W.C. et Taylor. A.W.**, “A predictive model for hysteretic failure parameters”, *Proceedings Of The Tenth World Conference On Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 2575-2580, 1992.
- Swamy. R. N.**, “High strength concrete–material properties and structural behavior”, *ACI Special Publication*, Vol. 87, pp. 119-146, 1985.
- Takeda. T., Sozen. M.A. et Nielsen N.N.**, “Reinforced concrete response to simulated earthquakes”, *Journal of the Structural Division*, Vol. 96 (12), pp. 2557-2573, 1970.
- TEC.**, “Specification for structures to be built in disaster areas”, Turkish Earthquake Code, 2007.
- TS-500.**, “Requirements for design and construction of reinforced concrete structures”, Turkish Standards, Turkey, février 2000.
- UFC 3-340-02.**, “Unified Facilities Criteria”, U.S. Department of Defense, 2008.

- Wang. P. T., Shah. S. P. et Naaman. A. E.,** “Stress-Strain curves of normal and lightweight concrete in compression”, *ACI Journal Proceedings*, Vol. 75 (11), , pp. 603-611, 1978.
- Yong, Y. K.; Nour, M. G.; and Nawy, E.,** “Behavior of laterally confined high-strength concrete under axial loads”, *Journal of Structural Division*, Vol.114 (2), pp. 332-351, 1988.
- Ziara. M. M. Haldane. D. et Kuttab. A. S.,** “Flexural behavior of beams with confinement”, *ACI structural journal*, Vol. 92 (1), pp. 103-114, 1995.
- Zubair. I. S., Priyan. M., Nelson. L. et Tuan N.,** “Curvature Ductility of Concrete Element under High Strain-rates”, *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 166-169, pp. 2910-2917, 2012.