

CONDITION LIMITE DU POURCENTAGE DES ARMATURES TENDUES POUR LES POUTRES DUCTILE EN BETON ARME

1. Introduction

Le dimensionnement des éléments porteurs, des structures en béton armé, exige le plus souvent la considération des caractéristiques du diagramme charge-déplacement de l'élément dans le domaine non-linéaire. Ceci est dû à la possibilité de chute prématurée avant l'atténuation de sa charge maximale traduite par un comportement fragile. En effet, une importance particulière a été accordée à la ductilité locale des éléments dans les zones de forte sismicité afin d'augmenter le palier de plasticité. L'impact dominant des codes parasismiques récents [1,2] est de garantir une ductilité suffisante dans les structures en béton armé afin de préserver une résistance résiduelle après une secousse sismique majeure et d'éviter leurs effondrements. L'objectif de cette étude est, d'abord, de présenter le principe de la procédure d'évaluation du facteur de ductilité en courbure suivie par la visualisation de l'effet du pourcentage des armatures tendues. Ensuite, on déterminera le facteur de ductilité en courbure pour les sections des poutres non confinées ayant le pourcentage maximal des armatures tendues préconisé par le RPA-99. Enfin une nouvelle approche a été proposée pour le pourcentage des armatures tendues afin d'obtenir une section ductile avec un facteur de ductilité en courbure suffisant durant le dimensionnement.

2. Méthode d'évaluation

Le comportement élasto-plastique d'une section droite en béton armé non confinée a été traitée en utilisant la procédure développée par Park et al [3]. Cette dernière s'appuie sur les équations d'équilibres statiques et les relations de compatibilité des déformations de la section à l'état de service ainsi qu'à l'état ultime. Elle sera utilisée par l'intégration de la spécificité du code Algérien du béton armé (CBA-93) [4].

2.1 Lois de comportement du béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Le code CBA-93 [4], à l'état limite

ultime, adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle, illustré dans la figure 1, caractérisé par une déformation ultime ϵ_{bc} égale à 3.5‰ et une contrainte de calcul f_{bc} définie par la relation :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad (1)$$

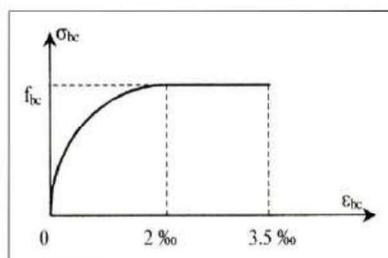


Figure 1 : Diagramme "contrainte - déformation" du béton

où γ_b est le coefficient de sécurité, égale à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles, et θ est un coefficient égale à 1, pour une durée d'application de la charge inférieure à une heure. La contrainte de compression du béton à la fin de la phase élastique correspond à la déformation $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$.

2.2 Lois de comportement des aciers

Le code Algérien (CBA-93) [4] adopte, à l'état limite ultime, un diagramme contrainte-déformation conventionnel défini dans la figure 2 par une déformation à la fin de la phase élastique ϵ_{se} égale à σ_s/E_s et une déformation ultime ϵ_s égale à 10‰, avec une contrainte dans les armatures σ_s égale à f_s/γ_s , où γ_s est un coefficient de sécurité égale à 1.15 dans les situations normales et 1 pour les situations accidentelles. E_s est le module élastique des aciers où tous les types d'armatures sont caractérisés par la même valeur de 200 000 MPa. La contrainte des armatures à la fin de la phase élastique correspond à la déformation ϵ_{se} .

Kassoul Amar,
Ezziane Karim,
Chargé de cours,
Université de Chlef, Algérie

RÉSUMÉ

Ce travail présente la procédure d'évaluation du facteur de ductilité en courbure disponible, dans les sections des poutres fléchies en béton armé, suivie par la visualisation de l'effet du pourcentage des armatures tendues. Cet effet est évalué par le calcul du facteur de ductilité en courbure dans les sections non confinées ayant le pourcentage maximal des armatures tendues préconisé par le règlement parasismique Algérien (RPA-99), où on l'a confronté avec ceux trouvés selon les recommandations du PS92 et de l'ACI-99. L'impact de cette étude traite une question cruciale posée souvent par les concepteurs des structures en béton armé : quelle est la condition pour qu'une section fléchie soit ductile ou fragile ? Pour répondre à cette question et avoir des sections ductiles durant le dimensionnement, une condition de ductilité a été proposée pour le choix du pourcentage des armatures tendues.

MOTS CLÉS

Béton armé • facteur de ductilité • condition de ductilité • poutre • pourcentage d'armature tendue.

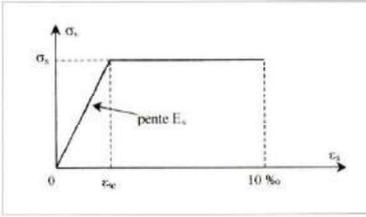


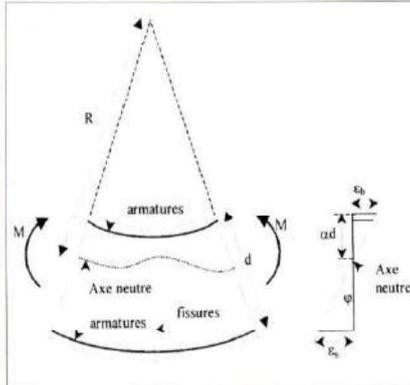
Figure 2 : Diagramme "contrainte - déformation" de l'acier.

Figure 4 : Diagramme "moment - courbure" idéalisé

2.3 Courbure de l'élément

La figure 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 sur un élément de longueur ds . Si on considère que αd est la profondeur de l'axe neutre où d est la hauteur utile de la section, 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 :

$$\varphi = \frac{l}{R} = \frac{\epsilon_s}{\alpha d} = \frac{\epsilon_c}{d(1 - \alpha)} \quad (2)$$



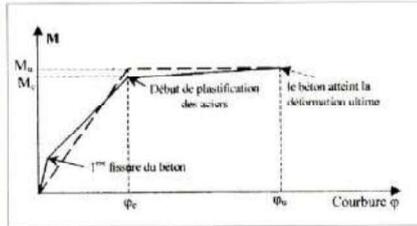
a/ Tronçon d'un élément de poutre
b/ Distribution des déformations

Figure 3 : Déformation d'une poutre fléchée en béton armé

2.4 Relation moment - courbure pour une section fléchée

La ductilité des constructions dépend de la forme de la courbe moment-courbure ($M - \varphi$) de ses éléments. La courbe $M - \varphi$, pour un élément de poutre, peut être idéalisée par la courbe trilineaire schématisée par la figure 4. La première phase correspond à la section non fissurée, la deuxième au début de la fissuration

qui se termine au commencement de la plastification des armatures tendues et la troisième s'élargit à partir de la plastification des armatures tendues jusqu'à ce que le béton comprimé atteigne sa déformation ultime. Dans la majorité des cas, il suffit d'idéaliser la courbe en question par une courbe bilinéaire montrée en figure 4 par des traits discontinus où l'on ignore la rigidité initiale après la fissuration du béton.



2.4.1 Courbure à la fin de la phase élastique

La courbure à la fin de la phase élastique φ_e , est définie comme étant la courbure lorsque la déformation des armatures tendues atteint la valeur de ϵ_{sc} . D'après la figure 5a, on a :

$$\varphi_e = \frac{\epsilon_{sc}}{d(1 - \alpha)} \quad (3)$$

Pour une valeur choisie de la déformation de la fibre supérieure extrême du béton comprimé ϵ_c , le facteur de la hauteur de l'axe neutre α , à la fin de la phase élastique, est exprimé à partir du diagramme de déformation (figure 5a) :

$$\alpha = \frac{\epsilon_{sc}}{\epsilon_c + \epsilon_{sc}} \quad (4)$$

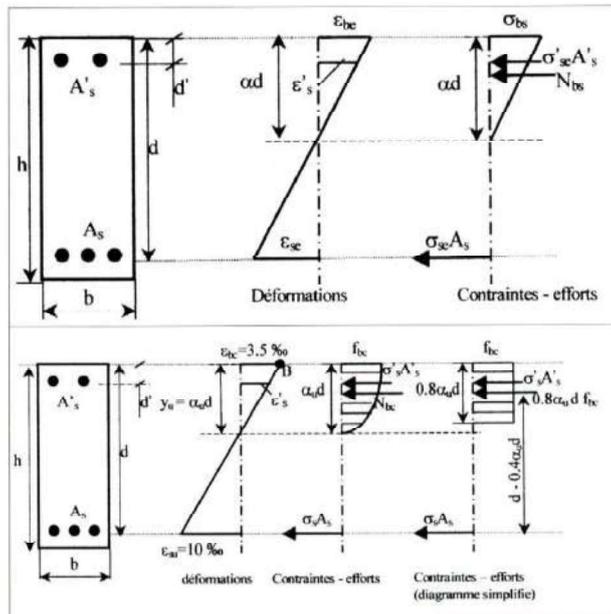
Ainsi, la déformation des armatures comprimées est donnée par la relation suivante :

$$\epsilon'_s = \left[\frac{\alpha d - d'}{d - \alpha d} \right] \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5)$$

a/ Etat limite de service
(fin de la phase élastique)

b/ Etat limite ultime

Figure 5 : Comportement de la section d'une poutre fléchie en béton armé



où d est la distance entre le centre de gravité des armatures comprimées et la fibre la plus comprimée.

Pour l'équilibre des efforts internes des armatures longitudinales et du béton comprimé à l'état élastique (figure 5a), on considère l'équation d'équilibre statique des efforts sollicitant la section avec ($\sigma'_s = \epsilon'_s E_s$):

$$\frac{1}{2} \alpha d b f_{bc} + \left(\frac{\alpha d - d'}{d - \alpha d} \right) \sigma_s A'_s = \sigma_s A_s \quad (6)$$

où A_s et A'_s , sont respectivement les sections d'armatures longitudinales tendues et comprimées. La résolution de l'équation (6), donne une équation quadratique en α , sa racine est donnée par:

$$\alpha = \left[0,5 + \frac{\sigma_s (\rho' - \rho)}{f_{bc}} \right] - \sqrt{\left[0,5 + \frac{\sigma_s (\rho' - \rho)}{f_{bc}} \right]^2 - \left[\frac{2 \sigma_s (\rho' d' + \rho)}{f_{bc}} \right]} \quad (7)$$

où $\rho = A_s / bd$ et $\rho' = A'_s / bd$, sont les pourcentages des armatures tendues et comprimées.

Si, ϵ'_s déterminée par la relation (5), est inférieure à σ_s / E_s , les armatures comprimées ne sont pas plastifiées en compression et le facteur α sera déterminé par la relation (7). Dans le cas contraire, les armatures supérieures sont plastifiées en compression et l'équation (6) devient

$$0,5 \alpha d b f_{bc} + \sigma_s A'_s = \sigma_s A_s \quad (8)$$

La résolution de cette équation, détermine le facteur α par la relation

$$\alpha = \frac{2 \sigma_s (\rho - \rho')}{f_{bc}} \quad (9)$$

D'autre part le moment à la fin de la phase élastiques s'écrit:

$$M_e = A_s \sigma_s (d - d') \quad (10)$$

2.4.2 Courbure à l'état ultime

La courbure à l'état ultime φ_u , est définie comme étant la courbure lorsque la déformation du béton, des fibres comprimées extrêmes, atteint la valeur limite ϵ_{bu} . D'après la figure (5b), cette courbure peut être exprimée en considérant y_u comme étant la profondeur de l'axe neutre jusqu'à la fibre la plus comprimée:

$$\varphi_u = \frac{\epsilon_{bu}}{y_u} \quad (11)$$

La déformation, des armatures longitudinales supérieures (comprimées), à l'état ultime s'écrit sous la forme suivante (Figure 5b)

$$\epsilon'_s = \left(\frac{y_u - d'}{y_u} \right) \epsilon_{bu} \quad (12)$$

Pour l'équilibre des efforts internes du béton et des armatures sollicitant la section on suppose que les armatures supérieures fonctionnent à l'état élastique seulement. En prenant, ($\sigma'_s = \epsilon'_s E_s$) on trouve:

$$0,8 y_u b f_{bc} + \left(\frac{y_u - d'}{y_u} \right) \epsilon_{bu} E_s A'_s = \sigma_s A_s \quad (13)$$

La résolution de l'équation (13), donne:

$$\frac{y_u}{d} \left[\frac{\sigma_s \rho - \epsilon_{bu} E_s \rho'}{2} + \sqrt{\left[\frac{\sigma_s \rho - \epsilon_{bu} E_s \rho'}{2} \right]^2 + \left[0,8 f_{bc} \epsilon_{bu} E_s \rho' \frac{d'}{d} \right]} \right] \quad (14)$$

Si, ε'_s , déterminée par la relation (12), est inférieure à (σ_s/E_s) , alors les armatures supérieures (comprimées) ne sont pas plastifiées en compression et par conséquent le rapport y_u/d sera déterminé par la relation (12). Par ailleurs, dans le cas où les armatures supérieures seraient plastifiées en compression, l'équation (12) sera de la forme :

$$0.8 y_u b f_{bc} + \sigma_s A'_s - \sigma_s A_s \quad (15)$$

dont la résolution donne la relation suivante:

$$\frac{y_u}{d} = \frac{\sigma_s (\rho - \rho')}{0.8 f_{bc}} \quad (16)$$

Par le même processus, le moment de résistance à l'état limite ultime s'écrit :

$$M_u = 0.8 y_u b f_{bc} (d - 0.4 y_u) + A'_s \sigma_s (d - d') \quad (17)$$

2.5 Facteur de ductilité en courbure

Le facteur de ductilité en courbure disponible de la section d'une poutre en béton armé, μ_ϕ , est le rapport ϕ_u/ϕ_e , calculé à partir des relations (11) et (3), d'où l'expression de μ_ϕ :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_e} = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{se}} \frac{d(1-\alpha)}{y_u} \quad (18)$$

2.6 Démarche pour l'évaluation du facteur de ductilité des sections non confinées

Pour une section droite (b, h) d'une poutre en béton armé non confinée, dimensionnée par une résistance à la compression du béton f_{c28} et une limite de garantie des armatures f_s , on obtient les pourcentages des armatures à l'état limite ultime $\rho = A_s/bd$ et $\rho' = A'_s/bd$, et qui vérifient à l'état limite de service.

On détermine le facteur de ductilité en courbure en utilisant les étapes suivantes :

1/ A partir de la relation (7), on détermine le facteur de profondeur de l'axe neutre α à l'état élastique,

et de la relation (5) on détermine la déformation des armatures supérieures comprimées ε'_s , et on vérifie que :

- si $\varepsilon'_s \leq (\sigma_s/E_s)$, la valeur de α sera conservée pour le calcul de la courbure à la fin de la phase élastique ϕ_e ;

- si, $\varepsilon'_s > (\sigma_s/E_s)$, on détermine α à partir de la relation (9).

2/ De la relation (3), on évalue la courbure à la fin de la phase élastique ϕ_e .

3/ A partir de la relation (14), on détermine le rapport (y_u/d) , ensuite on calcule ε'_s à l'état post élastique par la relation (15) et on vérifie que :

- si, $\varepsilon'_s \leq (\sigma_s/E_s)$, les armatures comprimées ne sont pas plastifiées, le rapport (y_u/d) déterminé par la relation (14) sera conservé pour l'évaluation de la courbure à l'état ultime ϕ_u .

- si, $\varepsilon'_s > (\sigma_s/E_s)$, le rapport (y_u/d) sera déterminé à partir de la relation (16).

4/ De la relation (11), on évalue la courbure à l'état ultime ϕ_u .

5/ Le facteur de ductilité de courbure disponible, μ_ϕ , pour une section non confinée, sera déterminée par la relation (18).

6/ Par la suite, ces étapes d'évaluation de μ_ϕ , seront structurées dans un programme de calcul.

3. Analyse de l'effet du pourcentage des armatures tendues ρ

Les courbes μ_ϕ , du facteur de ductilité en courbures représentées dans les figures 6(a,b) et 7(a,b), sont illustrées en utilisant les résultats évalués par la procédure exposée précédemment. L'analyse de chaque courbe, de μ_ϕ en fonction de ρ dans chaque part des deux figures, montre la diminution de μ_ϕ avec l'augmentation de ρ comme suit :

a/ pour $\rho < 0.005$ (ρ très faible), μ_ϕ prend une valeur très élevée, ce qui prouve que la section est très ductile, mais généralement ces pourcentages ne vérifient même pas la condition de non fragilité requis par les différents codes parasismiques.

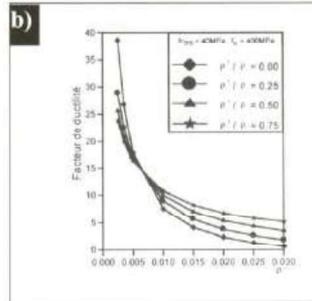
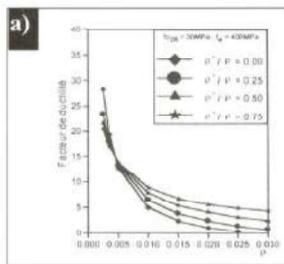
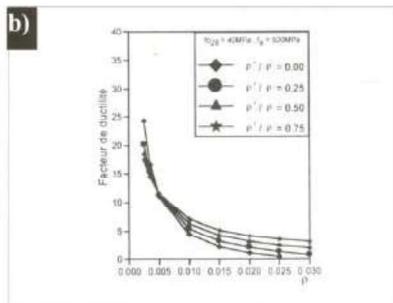
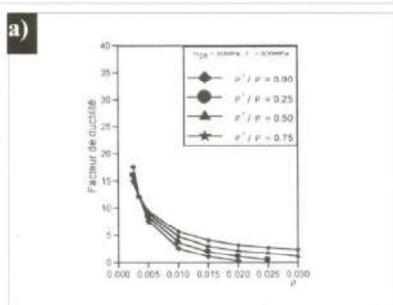


Figure 6: Variation du facteur de ductilité en courbure " $f_c = 400 \text{ MPa}$ "



les codes parasismiques varie entre 0.0035 et 0.015 [5].

4. Effet du ρ_{\max} préconisé par les codes

Le règlement parasismique Algérien RPA-99 [1] exige que dans les poutres fléchies en béton armé, le pourcentage maximal $\rho_{\max} = 4\%$ dans la zone courante et 6 % dans la zone de recouvrement. Concernant les armatures comprimées, le RPA-99 exige que le pourcentage des armatures comprimées ρ' doit être symétrique à ρ . Les recommandations AFPS90 [2], exigent que le pourcentage géométrique maximal des armatures tendues ρ_t doit avoir la valeur minimale de $(0.02, 7/f_c)$ et le pourcentage des armatures comprimées ρ_c doit être au moins égale à la moitié de celui des armatures tendues ($\rho' \geq 0.5 \rho_{\max}$). D'autre part, le code ACI-99 [6], pour les sections fléchies des portiques ductiles pouvant subir des charges sismiques, le pourcentage maximal des armatures tendues doit être inférieur ou égale à 0.025 ($\rho_{\max} \leq 0.025$) et le pourcentage des armatures comprimées doit être supérieur ou égale à la moitié des armatures tendues ($\rho' \geq 0.5 \rho_{\max}$).

Les facteurs de ductilité en courbures μ_w , illustrés dans le tableau 1, sont évalués par la même méthode exposée dans la section 2, pour les sections des poutres ayant le pourcentage maximal préconisé par le RPA-99, le pourcentage géométrique maximal ρ_e des recommandations AFPS90 [2] et de ρ_{\max} préconisé par le l'ACI-99 [6].

En se référant au tableau 1, les sections des poutres fléchies ayant le pourcentage maximal du RPA-99, assurent un facteur de ductilité en courbure μ_w supérieur à 2 seulement pour des valeurs élevées de la résistance du béton avec un rapport ρ'/ρ supérieur ou égale à 0.5, ce qui montre le comportement fragile dans le domaine post-élastique des sections critiques ayant ce pourcentage (ρ_{\max} du RPA-99). On constate que la valeur de μ_w est nettement inférieure à 8 pour toutes les matériaux utilisées. Ce qui exige l'amélioration du pourcentage maximal des armatures tendues dans le règlement parasismique Algérien.

Figure 7: Variation du facteur de ductilité en courbure " $f_c = 500 \text{ MPa}$ "

b/ pour $0.005 \leq \rho \leq 0.015$, la diminution de μ_w prend un écart entre 40% à 75%. Cette diminution reste presque invariable avec le changement de f_{c28} , f_c et ρ'/ρ .

c/ $\rho > 0.015$, μ_w décroît graduellement de l'ordre de 10 à 20%.

Par loi de conséquence, l'augmentation du pourcentage des armatures tendues ρ a un effet négatif sur le facteur de ductilité en courbure des sections des poutres non confinées. Ce constat est approuvé expérimentalement par (Nwai et Darwin 1986) dans [5], où ils ont montré que les sections des poutres ayant un pourcentage d'armatures longitudinales proche de 1% ($\rho = 0.01$) possèdent une large performance sous chargement cyclique comparativement à des poutres similaires ayant des pourcentages assez élevés. D'autre part, un ρ élevé pose un problème vis-à-vis de l'adhérence et la fissuration du béton. Néanmoins, un choix judicieux des barres peut contribuer positivement à la conservation de la résistance et la ductilité de l'élément. Pratiquement, le pourcentage recommandé par

f _c (MPa)	Code	ρ×/ρ f _{c28} (MPa)	0.5			0.75		
			20	40	60	20	40	60
400	RPA-99	ρ _{max} =0.04	-0.21	2.34	4.05	2.33	4.30	5.54
	[1]	ρ _{max} =0.06	-1.08	0.85	2.34	0.85	3.27	4.30
	AFPS	ρ _s =f _e /7 = 0.018	2.71	5.94	8.56	4.58	7.23	9.51
	[2]	ρ _s =0.020	2.34	5.37	7.81	4.30	6.72	8.87
	ACI [7]	ρ _{max} =0.025	1.34	4.32	6.38	3.80	5.78	7.62
500	RPA-99	ρ _{max} =0.04	-0.58	1.07	2.26	1.07	2.48	3.31
	[1]	ρ _{max} =0.06	-1.14	-0.03	1.07	-0.03	1.91	2.48
	AFPS	ρ _s =f _e /7 = 0.014	2.14	4.51	6.71	3.19	5.45	7.42
	[2]	ρ _s =0.020	1.07	3.09	4.75	2.48	4.12	5.66
	ACI [7]	ρ _{max} =0.025	-0.41	2.42	3.76	2.14	3.48	4.75

Tableau 1: Facteur de ductilité en courbure μ_e dans les sections ayant ρ_{max} des codes [1, 2, 6]

BIBLIOGRAPHIE

[1] RPA 99, "Règles Parasismiques Algériennes 1999". Document technique réglementaire DTR BC 248 - CGS. Alger. 1999, 90p.

[2] AFPS90. "Recommandations AFPS90 pour la rédaction des règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes-TOME 2". Association française de Génie parasismique. Presse de l'ENPC. Paris. 1992. 249p.

[3] Park, R., Ruitong, D., "Ductility of doubly rein-forced concrete beam sections". ACI-Structural Journal, V92, No.1, Mar-Apr. 1988, pp. 217-225.

[4] CBA 93, "Codes de béton algérien 1993". Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). Alger.

[5] Penelis G.G., Kappos A.J. (1997), "Earthquake resistant concrete structures". E & FN EPON, first edition, London, 572p.

Le tableau 1 présente aussi une comparaison entre les valeurs de μ_e obtenues à l'aide du RPA-99 avec celles des exigences des recommandations AFPS90 [2] et de l'ACI-99 [6]. Il montre que l'ensemble des facteurs obtenus à partir du RPA-99 est strictement inférieur à ceux obtenus à partir des recommandations AFPS90 [2] et de l'ACI-99 [6]. Ceci est dû à l'excès du pourcentage d'armature préconisé par le RPA-99, et qui montre encore l'importance allouée à la ductilité locale par les règlements étrangers [2,6].

5. Pourcentage ρ admissible pour une ductilité déterminée

Afin de faire une liaison entre la ductilité en courbure avec la ductilité en déplacement ou globale et d'éclaircir la signification des facteurs de ductilité en courbure dans les sections, il est utile de rappeler que [3,7], pour μ_e inférieur ou égale à 2, le comportement de la section reste dans un état purement élastique. Alors que pour les portiques ductiles où le coefficient de comportement varie entre 4 et 5 ou bien lorsque la valeur du facteur de ductilité de déplacement avoisine 4, la valeur de μ_e est comprise entre 8 et 10.

En utilisant la procédure inverse de la méthode utilisée précédemment dans la section 2, on détermine pour chaque facteur déterminé μ_e le pourcentage ρ correspondant. Le tableau 2 présente les différents pourcentages des armatures tendues ρ correspondant à chaque facteur de ductilité en fonction des valeurs de f_{c28} , ρ'/ρ et f_c . L'analyse de chaque ligne de ρ , correspond à une valeur de μ_e comparativement avec ρ_{max} préconisé par le RPA-99[1], montre que:

- Pour le facteur de ductilité μ_e égale à 2, les pourcentages de ρ correspondants sont partiellement supérieurs à ρ_{max} du RPA-99 [1]. Ce dernier présente des facteurs strictement supérieurs à 2 pour $f_{c28} > 20$ MPa, ce qui concorde avec la conclusion en 4;

- Pour la valeur de μ_e égale à 6, les pourcentages de ρ correspondants sont presque nettement inférieurs à ρ_{max} préconisé par le RPA-99

[1]. Les sections ayant le pourcentage maximal du RPA-99 n'atteindront jamais cette valeur ($\mu_e = 6$) sauf pour un béton de qualité et une présence d'armatures comprimées élevée ($f_{c28} = 60$ Mpa, $\rho'/\rho = 0.75$);

- Pour la valeur de μ_e égale à 8, les pourcentages de ρ correspondants sont totalement inférieurs à ρ_{max} adopté par le RPA-99 [1]. Ainsi, toutes les sections dimensionnées selon le RPA 99 sont loin d'être ductiles quelque soient les matériaux et le ferrailage utilisés.

6. Nouvelle approche du ρ pour la condition de ductilité

La prédiction d'un pourcentage des armatures tendues, pour les sections non confinées, pour avoir un facteur de ductilité de courbure dans les sections non confinées supérieur ou égal à 8 dans les éléments ductiles, s'avère nécessaire.

Park et al [3] ont proposé une relation pour le pourcentage des armatures tendues afin d'avoir un facteur μ_e supérieur ou égale à 8 avec ρ'/ρ égale à 0.5, comme suit:

$$\rho \leq k_1 \left[\frac{f_{c28} + 1000}{4000} \right] \quad (19)$$

Avec f_{c28} , exprimée en psi (1 MPa = 145 psi) et k_1 , un coefficient dépendant de la nuance des armatures qui varie entre 0.0093 pour les armatures à haute adhérence et 0.023 pour les ronds lisses.

Afin de tenir compte d'une manière rigoureuse de la limite de garantie des armatures f_t et de la résistance à la compression du béton f_{c28} , conforme aux recommandations CBA-93[4], on peut faire, à partir du tableau 2, un lissage des valeurs des pourcentages des armatures tendues correspondant à $\mu_e = 8$. On en déduit une approche adéquate de ρ , avec ρ'/ρ supérieur ou égale à 0.5, afin de vérifier la ductilité locale durant le dimensionnement, comme suit:

$$\rho \leq 0.1K_1 \varepsilon_{te} f_{c28} \quad (20)$$

$\rho_{s,0} =$	0.5						$\rho_{s,0} = 0.75$					
f_c (MPa)	400			500			400			500		
$f_{c,28}$ (MPa)	20	40	60	20	40	60	20	40	60	20	40	60
$\mu_e = 2$.0216	.0450	.0650	.0150	.0300	.0450	.0450	.0900	.1300	.0279	.0600	.0850
4	.0138	.0273	.0450	.0081	.0159	.0237	.0228	.0500	.0700	.0105	.0210	.0350
6	.0090	.0180	.0267	.0054	.0108	.0159	.0120	.0237	.0400	.0063	.0126	.0186
8	.0066	.0132	.0195	.0039	.0078	.0117	.0078	.0156	.0234	.0045	.0087	.0129
10	.0051	.0102	.0150	.0030	.0060	.0090	.0057	.0114	.0168	.0033	.0063	.0093
12	.0042	.0081	.0120	.0024	.0048	.0072	.0042	.0084	.0126	.0024	.0048	.0072

Tableau 2 : Pourcentages d'armatures tendues correspondant aux différentes valeurs μ_e .

où K_s est un coefficient qui dépend de la nuance d'acier, égale à 1 pour $f_c = 400$ MPa et 0.56 pour $f_c = 500$ MPa.

Le tableau 3 présente une comparaison entre les pourcentages des armatures tendues, ρ , obtenus par la formule proposée en (19) et ceux obtenus par l'inéquation 20 ainsi que ceux obtenus par le calcul analytique. On constate une convergence entre les résultats obtenus malgré que le nouveau modèle proposé s'approche beaucoup plus des résultats analytiques. Cependant, la condition proposée en (20) tient compte d'une manière explicite des $f_{c,28}$, f_c et de ε_{cu} . D'autre part, cette condition convient mieux avec les exigences préconisées par les recommandations CBA-93, de même, elle convient comme un modèle très simple qui permet aux ingénieurs la préservation de la ductilité des sections fléchies durant le dimensionnement.

7. Conclusion

L'évaluation du facteur de ductilité en courbure, par la méthodologie présentée pour les sections ayant les exigences du RPA-99 et le CBA-93, a montré que ces sections assurent un facteur de ductilité qui avoisine le début de la limite post élastique, ce qui nécessite leur amélioration.

Ainsi, afin d'obtenir des sections ductiles où le facteur de ductilité en courbure μ_e est supérieur ou égale à 8, une nouvelle condition de ductilité pour le pourcentage des armatures tendues ρ a été proposée pour la préservation de cette ductilité durant le dimensionnement, à savoir :

$$\rho \leq 0.1 K_s \varepsilon_{cu} f_{c,28} \quad (21)$$

De même, il est souhaitable d'intégrer ce modèle, dans les codes de calcul des structures parasismiques afin que la ductilité soit introduite explicitement durant le dimensionnement des sections ■

f_c (MPa)	400				
$f_{c,28}$ (MPa)	20	30	40	50	60
ρ du calcul analytique	0.0066	0.0099	0.0132	0.0165	0.0195
ρ du modèle de Park et al [3]	0.0090	0.0124	0.0158	0.0190	0.0220
ρ du modèle proposé	0.0070	0.0110	0.0140	0.0170	0.0210

[6] ACI Committee 318, "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318-R99)", A. C. Institute, Farm., Michigan, 1999, 369p.

[7] Fuentes, A. "Comportement post-élastique des structures en béton armé". Édition Eyrolles, Paris (France) 1988, 124p.

Tableau 3 : comparaison entre les pourcentages de ρ , obtenus par la formule proposée, le modèle de Park et Ruitong [3] et le calcul analytique