

ETUDE DE LA DUCTILITÉ LOCALE DANS LES POUTRES DISSIPATIVES DIMENSIONNÉES SELON L'EUROCODE 8

A. Kassoul¹, K. Ezziane², A. Kadri³

1) Laboratoire des sciences des matériaux et environnement, UHB de Chlef, Algérie, amkassoul@hotmail.com

2) Laboratoire des sciences des matériaux et environnement, UHB de Chlef, Algérie, Ezziane@yahoo.fr

3) Laboratoire des sciences des matériaux et environnement, UHB de Chlef, Algérie, Prkadri-A@hotmail.com

RÉSUMÉ

Actuellement, les codes de conception parasismique offrent une importance particulière à la ductilité durant la conception. Dans ce contexte, ce travail présente une vision concernant le critère de la ductilité locale dans les poutres dissipatives dimensionnées selon les Eurocodes européens. En premier lieu, on expose des notions sur la ductilité dans les structures dissipatives d'énergies. On outre, on développe la méthode d'évaluation du facteur de ductilité en courbure disponible, où les spécificités de l'Eurocode 2 seront intégrées.

Ensuite, on réalise une étude paramétrique des facteurs influençant la ductilité locale. Enfin, on interpelle la vision de l'Eurocode 8 concernant le critère de la ductilité locale et leur prise en compte durant le dimensionnement. En conclusion, on donne quelques remarques concernant ce critère.

MOTS CLÉS

Béton armé, Ductilité, Eurocode 8, Poutres dissipatives.

1. Introduction

Les normes européennes sont parmi les codes qui ont bénéficié du développement de la recherche en concrétisant ces résultats sous forme de recommandations instamment des règles à suivre et à respecter. Parmi les thèmes recommandés par l'Eurocode 8 Ref. [1], la prise en compte de la ductilité locale durant le dimensionnement des structures dissipatives d'énergies. L'impact essentiel de ce travail est d'illustrer la vision de l'Eurocode 8 Ref. [1] concernant le critère de la ductilité locale dans les poutres dissipatives en béton armé.

Afin de mener cet objectif, on rappelle brièvement l'aspect qualitatif de la ductilité dans les structures dissipatives d'énergies qui sera utilisé pour identifier le type de ductilité considérée. En même temps, on expose les lois de comportements des matériaux acier et béton non confiné, qui caractérisent la spécificité de l'Eurocode 2 Ref. [2]. En outre, on développe la méthodologie d'évaluation du facteur de ductilité en courbure disponible d'une section transversale doublement armé d'une poutre dissipative. Ensuite, une étude paramétrique sera réalisée afin d'éclaircir les facteurs influençant la ductilité locale. Enfin, on illustre la vision de l'Eurocode 8 concernant le critère de ductilité locale et leur prise en compte durant le

dimensionnement. En conséquence, on présente des remarques concernant ce critère.

2. Aspects qualitatifs de la ductilité

2.1. Notions sur la déformabilité - ductilité - fragilité:

La déformabilité est la capacité d'un élément de la structure ou de la structure entière de se déformer avant l'effondrement (Fig. 1). Par contre, la ductilité est la capacité de la structure (élément) de subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance et de sa rigidité Ref. [3]. Ainsi, Le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale et la déformation à la fin de la phase élastique. La Fig.1 illustre clairement la différence entre la ductilité et le facteur de ductilité, où les voiles ont généralement une faible ductilité, par contre ils possèdent une large valeur du facteur de ductilité comparativement aux portiques en béton armé Ref. [3]. 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.

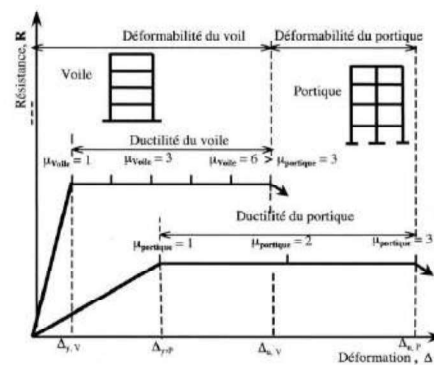


Figure 1. Déformabilité - ductilité - facteur de ductilité Ref. [3]

2.2. Types de ductilités:

Dans la littérature Refs. [3 & 4], on retrouve quatre types de ductilité, qui caractérisent le comportement non linéaire de la structure et leurs composantes, qui sont les suivantes :

- Ductilité axiale, ou ductilité des matériaux : elle caractérise les déformations élasto-plastique des matériaux acier et béton. Son facteur de ductilité est quantifié par le rapport de la déformation de rupture (ϵ_u) et la déformation à la fin de la phase élastique du matériaux (ϵ_y); où $\mu_\epsilon = \epsilon_u / \epsilon_y$.
- Ductilité locale ou ductilité en courbure : elle tient compte de l'interaction des différentes composantes de la section transversale de l'élément ; 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 ; où $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$.
- Ductilité intermédiaire ou ductilité en rotation : elle

METHODES

considère les propriétés de l'élément entier poutre ou poteau, 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 ; où $\mu_b = \theta_u / \theta_y$.

- Ductilité globale ou ductilité de déplacement : elle interpelle le comportement de la structure entière.

Son facteur égal au rapport du déplacement ultime Δ_u et le déplacement à la fin de la phase élastique Δ_y ; où $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$. Généralement, ce facteur traduit le comportement des structures dans les codes parasismiques.

Dans le dimensionnement des structures dissipatives, on utilise les ductilités disponible et requise.

La ductilité disponible (ou nécessaire) est associée à la capacité de rotation ou de courbure dans les rotules plastiques Refs. [3 & 4], formée dans les éléments structuraux. Cependant, la ductilité requise ou la demande en ductilité est associée au comportement global de la structure qui est une fonction du nombre de rotation plastique qu'elle subit en plusieurs endroits de chaque élément Refs. [3 & 4].

Dans les codes parasismiques, le facteur de ductilité globale caractérise généralement le coefficient de comportement des structures.

En appuyant sur les valeurs de ce coefficient, l'Eurocode 8 Ref. [1] divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité). Dans ce contexte, l'Eurocode 8 fait un lien direct entre la ductilité en courbure disponible durant le dimensionnement de chaque section et la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale.

3. Lois de comportement des matériaux

3.1. Béton:

L'étude du comportement des structures en béton armé, selon l'Eurocode 2 Ref. [2], 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.

Elle varie entre C12/15 pour le béton ordinaire et C90/105 pour le béton à haute performance.

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

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

Où γ_c est le facteur partiel de sécurité, 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.

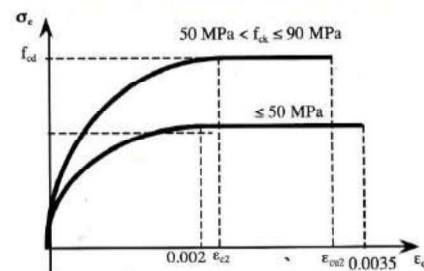


Figure 2. Diagramme parabole rectangle pour le béton non confiné sous compression Ref. [2]

Pour le dimensionnement, on utilise le diagramme contrainte - déformation du calcul illustré dans la Fig.3, caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{pour } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{pour } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (2)$$

Où ϵ_c est la déformation de la compression du béton et ϵ_{c2} est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{cd} . Elle est exprimée par :

$$\epsilon_c (\%) = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.0 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3)$$

Et, ϵ_{cu2} est la déformation de compression ultime du béton, définie par :

$$\epsilon_{cu2} (\%) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 355 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4)$$

n : est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 2.34 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (5)$$

3.2. Acier:

La conception des sections en béton armé, selon l'Eurocode 2 [2], utilise le diagramme contrainte - déformation illustré dans la Fig. 3. Il est distingué par la courbe élasto plastique bilinéaire, caractérisée par une branche inclinée jusqu'à une déformation égale à $\epsilon_{sy,t2}$ et une contrainte de l'armature égale à f_{yk} , ainsi qu'une branche supérieure supposée horizontale jusqu'à la déformation maximale f_{yd} correspondant à la contrainte dans l'armature égale à f_{yk} .

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Où f_{yk} est la limite d'élasticité des armatures

longitudinales, varie entre 400 et 600 MPa. γ_s est un coefficient partiel de l'acier égal à 1.15 pour les situations durables et 1 pour les situations accidentelles.

$\epsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s$: 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. Elle est limitée à 7.5 % pour la classe A des aciers et 8.5 % pour la classe B.

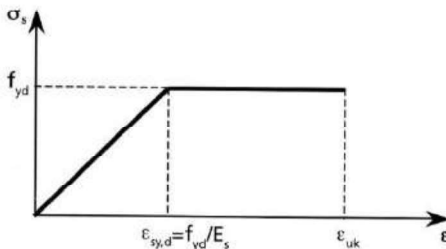


Figure 3. Diagramme «contrainte – déformation» des aciers du béton armé Ref. [2]

4. Méthode d'évaluation du facteur de ductilité en courbure

La procédure l'évaluation du facteur de ductilité en courbure présentée par Kassoul et al. Ref. [5] est adaptée selon les recommandations de l'Eurocode 2 Ref. [2]. Elle s'articule autour de l'utilisation des relations de compatibilités de déformations, et les équations d'équilibres des efforts internes de la compression du béton et de la traction des armatures.

4.1. Courbure à la fin de la phase élastique

L'utilisation de l'état limite de service dans les poutres en béton armé est conditionnée le plus souvent par les contraintes limites. La contrainte de compression dans le béton est limitée à $k_1 f_{ck}$ ($f_{cd} \leq k_1 f_{ck}$), où généralement $k_1 = 0.6$ Ref. [2], et les contraintes de traction dans les armatures sont limitées à $k_3 f_{yk}$ ($f_{yk} \leq k_3 f_{yk}$), dans notre cas $k_3 = 0.8$ Ref. [2].

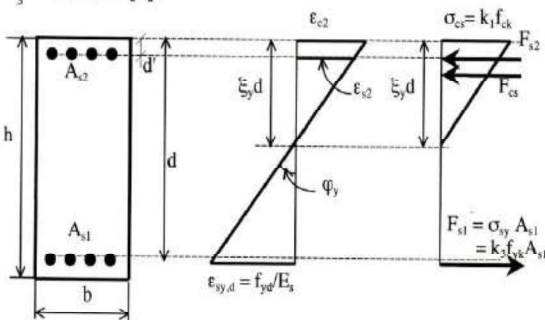


Figure 4. Comportement d'une section fléchie d'une poutre en béton armé à l'ELS

La Fig.4, représente 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 la hauteur utile de la section et d' la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée. D'après la Fig. 4, la courbure à la fin

de la phase élastique est exprimée par:

$$\varphi_y = \frac{\epsilon_{sy,d}}{d(1 - \xi_y)} \quad (7)$$

Et la déformation dans les armatures comprimées ϵ_{s2} s'écrit :

$$\epsilon_{s2} = \frac{(\xi_y d - d') k_3 f_{yk}}{d(1 - \xi_y) E_s} \quad (8)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées est $\sigma_{s2} = \epsilon_{s2} E_s$, l'équation d'équilibre statique des efforts internes sollicitant la section, dans la figure 4 s'écrit :

$$\frac{1}{2} \xi_{ydb} k_1 f_{ck} + \frac{(\xi_y d - d') k_3 f_{yk} A_{s2}}{d(1 - \xi_y)} = \sigma_{sy} A_{s1} \quad (9)$$

Où A_{s1} et A_{s2} sont les armatures tendues et comprimées respectivement.

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 :

$$\xi_y = \left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right) - \sqrt{\left(\frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right)^2 - \frac{2 k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} \left(\rho + \frac{d'}{d} \rho' \right)} \quad (10)$$

Où $\rho = A_{s1} / bd$ est le pourcentage d'armatures tendues, et $\rho' = A_{s2} / bd$ est le pourcentage d'armatures comprimées. De la relation (8) on détermine ϵ_{s2} , si $\epsilon_{s2} \leq f_{yk} / E_s$, on retient la valeur de ξ_y obtenue en (10). Dans le cas contraire, les armatures comprimées A_{s2} sont plastifiées en compression, et dans ce cas l'équation (9), devient :

$$\frac{1}{2} \xi_{ydb} k_1 f_{ck} + k_3 f_{yk} A_{s2} = k_3 f_{yk} A_{s1} \quad (11)$$

Par conséquent :

$$\xi_y = \frac{2 k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho - \rho') \quad (12)$$

4.2. Courbure à l'état limite ultime

La Fig.5 illustre le comportement d'une section transversale non confinée, considérée comme la plus défavorable d'une zone critique d'une poutre en béton armé, où ξ_y représente le facteur de la hauteur de la zone comprimée. Afin de déterminer la courbure à l'état limite ultime, on considère la rupture par écrasement des fibres extrêmes supérieures du béton ($\epsilon_c \geq \epsilon_{cu2}$).

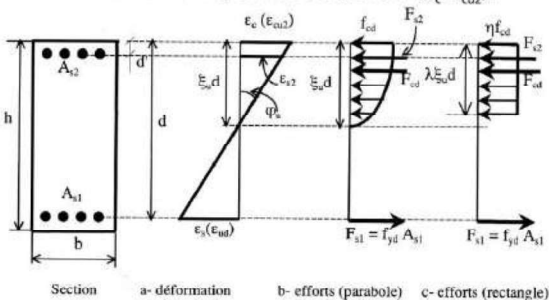


Figure 5. Comportement de la section d'une poutre fléchie en béton armé à l'ELU
D'après la Fig.5, la courbure à l'état limite ultime, est

METHODES

exprimée par :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\xi_u d} \quad (13)$$

Supposons que A_{s2} reste à l'état élastique, leur déformation ε_{s2} est

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(\xi_y d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu2} \quad (14)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées est $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s$, l'équation d'équilibre des efforts internes de compression et de traction s'écrit :

$$\lambda \xi_u d b \eta f_{cd} + \frac{(\xi_y d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu2} E_s A_{s2} = f_{yd} A_{s1} \quad (15)$$

Où λ est le facteur de la hauteur effective de la zone comprimée (Fig. 5c). D'après l'Eurocode 2 Ref. [2], il s'exprime par :

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (16)$$

Et, η est le facteur de la résistance effective du béton (Fig. 5c). D'après l'Eurocode 2 Ref. [2], il s'exprime par :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (17)$$

La solution de l'équation (15), conduit à une équation variant en fonction de ξ_u , dont la solution, s'écrit comme suit :

$$\xi_y = \frac{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu2} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} + \sqrt{\frac{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu2} E_s \rho')^2 + 4 \lambda \eta f_{cd} \varepsilon_{cu2} E_s \rho' d'}{2 \lambda \eta f_{cd}}} \quad (18)$$

Par conséquent, le facteur de ductilité en courbure disponible est le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (13) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (7) :

$$\mu_\varphi = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u} \quad (19)$$

5. Facteurs influant la ductilité locale

5.1. La résistance caractéristique du béton f_{ck}

La Fig. 6a, montre six courbes du facteur de ductilité en courbure μ_φ en fonction de la résistance caractéristique du béton f_{ck} . Chacune correspond à une valeur constante du pourcentage d'armatures tendues ρ un rapport $\rho'/\rho = 0.5$ et $f_{yk} = 400$ MPa. On constate que chaque courbe augmente avec l'augmentation de f_{ck} , jusqu'à la valeur de 50 MPa, et ensuite elle diminue puis devient légèrement stable. Ceci est due au changement résultant dans la déformation ultime

ε_{cu2} (2) à partir de $f_{ck} = 50$ MPa. D'autre part, plusieurs travaux Ref. [6] ont confirmé que l'augmentation de f_{ck} au delà de 50 MPa diminue légèrement la ductilité dans les éléments en béton armé. Ce constat est aussi observé lorsqu'on augmente ρ'/ρ à 0.75 dans la Fig. 6b. En conséquence, l'augmentation de f_{ck} jusqu'à 50 MPa améliore largement la ductilité, par ailleurs, au-delà de cette valeur, l'effet de f_{ck} cesse d'améliorer la ductilité locale.

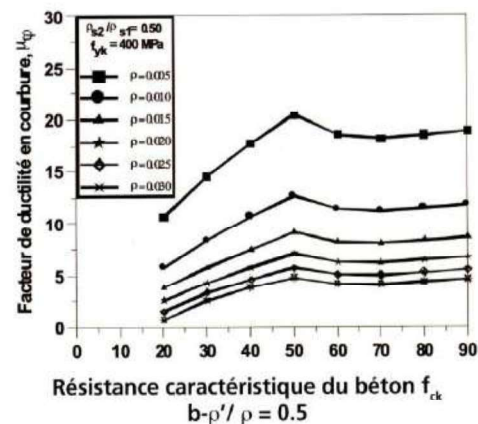
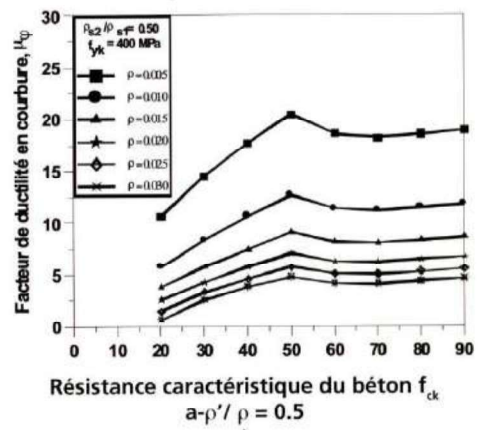


Figure 6. Effet de la résistance caractéristique du béton f_{ck} sur μ_φ

5.2. La limite d'élasticité des armatures f_{yk}

Afin de montrer l'effet de la limite d'élasticité des armatures f_{yk} , on présente dans la Fig.7a, six courbes de μ_φ en fonction de f_{yk} , correspondant chacune à une valeur de ρ avec $\rho'/\rho = 0.5$ et $f_{ck} = 30$ MPa. D'après cette figure, on observe que chaque courbe de μ_φ décroît nettement avec l'augmentation de f_{yk} . La même observation est constatée pour $f_{ck} = 90$ MPa (Fig. 7b). De ce fait, l'accroissement de la limite d'élasticité des armatures f_{yk} un effet néfaste sur la ductilité locale dans les sections transversales des poutres en béton armé.

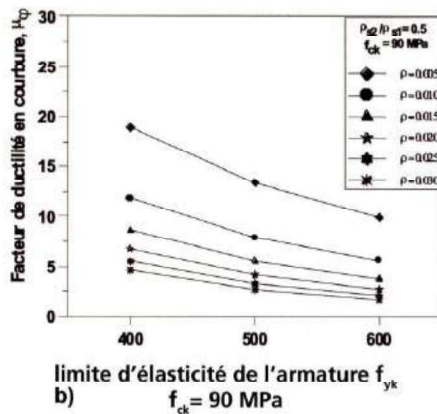
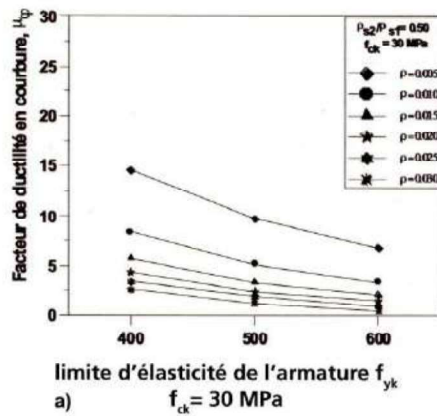


Figure 7. Effet de la limite d'élasticité des armatures f_{yk} sur μ_p .

5.3. Le pourcentage d'armatures comprimées ρ'

Les paramètres f_{ck} et f_{yk} étudiés précédemment influent entièrement sur l'élément de la poutre en béton armé. Cependant, ρ' et ρ influent sur chaque section à part suivant la variation de l'axe neutre de la poutre. Dans ce paragraphe, on essaye de mettre en évidence l'effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' . Dans le but de le visualiser, on représente chaque courbe de μ_p en fonction du rapport ρ'/ρ dans la Fig.8a, pour une valeur donnée de ρ , $f_{ck}=30\text{MPa}$ et $f_{yk}=400\text{MPa}$. D'après cette figure, on constate que pour les faibles valeurs de ρ ($\rho \leq 0.005$), les courbes de μ_p diminuent avec l'augmentation du rapport ρ'/ρ , par contre, pour les valeurs élevées de ρ ($\rho > 0.005$), ces courbes augmentent avec le rapport ρ'/ρ . Ce constat est clairement observé avec $f_{ck} = 90\text{MPa}$ dans la Fig. 8b.

En effet, sauf pour les courbes correspondant aux pourcentages $\rho \leq 0.005$, qui ne vérifient même pas la condition de non fragilité, préconisée par la majorité des codes en béton armé, l'augmentation de ρ' a une influence favorable sur la ductilité locale dans les poutres en béton armé.

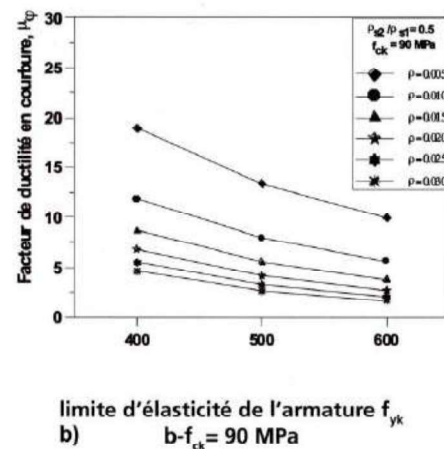
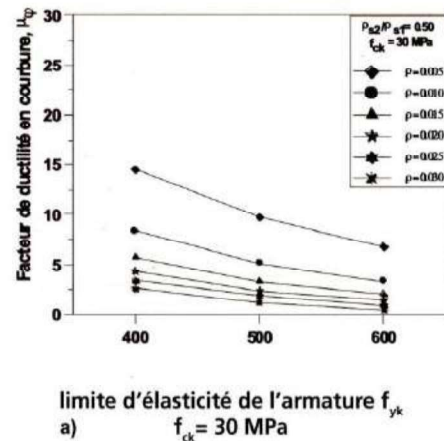


Figure 8. Effet du pourcentage d'armatures comprimées ρ' sur μ_p .

5.4. Le pourcentage d'armatures tendues ρ

Bien que tous les paramètres traités précédemment ont été examinés avec des valeurs de ρ constantes pour chaque courbe étudiée, par conséquent l'influence exacte de ρ n'était pas explicitement identifiée.

La Fig.9 illustre l'effet du pourcentage d'armatures tendues ρ sur la ductilité locale de quatre valeurs du rapport ρ'/ρ (0.0, 0.25, 0.50, 0.75), $f_{ck} = 30\text{MPa}$ et $f_{yk} = 400\text{MPa}$. On constate dans la Fig.9a que chaque courbe diminue inversement proportionnelle avec l'augmentation de ρ sous forme d'une fonction hyperbole. La même allure reste conservée lorsqu'on augmente f_{ck} de 30 MPa à 90 MPa dans la Fig. 9b. En effet, l'accroissement de ρ a un effet défavorable sur la ductilité, surtout pour les pourcentages de $\rho > 0.0015$, où des travaux expérimentaux Ref. [7], ont approuvé que les sections des poutres ayant un pourcentage de ρ proche de 1 % ($\rho = 0.01$) possèdent un comportement performant sous chargement cyclique comparativement à des poutres similaires ayant des pourcentages ρ assez élevée. En pratique, les codes parasismiques recommandent un pourcentage ρ variant de 0.0035 à 0.015 Ref. [7].

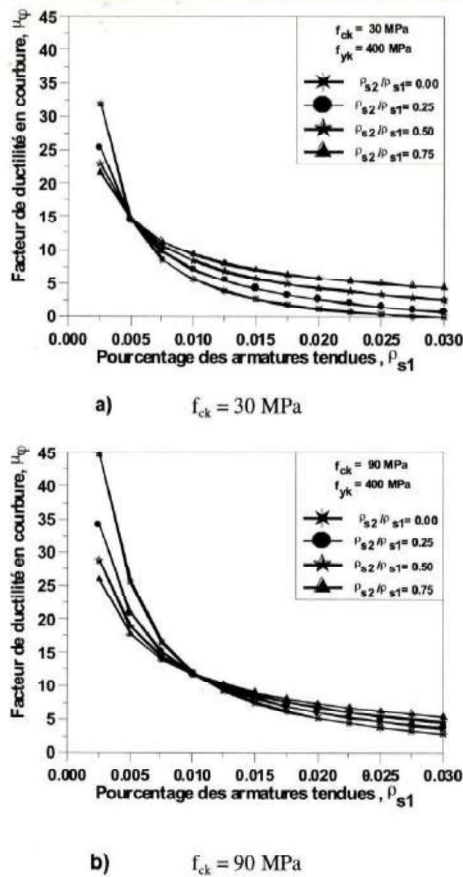


Figure 9. Effet du pourcentage des armatures tendues ρ sur μ_ϕ

6. Critère de la ductilité locale dans les poutres dissipatives

6.1. Vision de l'Eurocode 8

Il est très utile d'illustrer la vision de l'Eurocode 8 Ref. [1] vis-à-vis de la ductilité locale dans le dimensionnement des sections des poutres dissipatives d'énergie. Dans les longueurs critiques, l'Eurocode 8 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 . Le facteur $\mu_{\phi,min}$ adopté Ref. [1] est la valeur minimale entre les deux expressions suivantes :

$$\mu_{\phi,min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} & \text{si } T_1 < T_c \end{cases} \quad (21)$$

Où T_1 est la période fondamentale du bâtiment 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 :

$q_0 = 3\alpha_u/\alpha_1$, pour la classe de ductilité moyenne (DCM);

Et $q_0 = 4.5\alpha_u/\alpha_1$ pour la classe de haute ductilité (DCH);

Avec α_u/α_1 variant entre 1,1 à 1.3 selon l'hyperstaticité de la construction.

En conséquence, l'Eurocode 8 Ref. [1] recommande que le facteur de ductilité en courbure disponible μ_ϕ devrait être supérieur ou égal à $\mu_{\phi,min}$ ($\mu_\phi \geq \mu_{\phi,min}$).

D'autre part, ce code intègre le respect de la ductilité locale minimale explicitement durant la vérification du pourcentage maximal des armatures tendues ρ_{max} Ref. [1] où il stipule que la valeur de ρ obtenue par le calcul en capacité devrait être inférieure ou égale à ρ_{max} , exprimée par :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (22)$$

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

6.2. Vision de d'autres codes:

Afin d'obtenir une ductilité satisfaisante dans les sections des poutres dissipatives, d'autres expressions de ρ_{max} ont été préconisées par différents codes. Dans ce contexte, le règlement parasismique algérien RPA-99/ version 2003 Ref. [8] exige que :

$$\rho_{max} \leq 0.04 \quad (23)$$

Le code ACI-378 Ref. [9] adopte la valeur minimale entre les deux expressions suivantes :

$$\rho_{max} \leq \min \left(\rho' + 0.75 \left(\frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right), 0.025 \right) \quad (24)$$

Où f'_c est la résistance à la compression du béton, β_1 est un coefficient dépendant de f'_c et f_y est la contrainte des aciers à l'écoulement.

D'autre part, le code Néo-Zélandais Ref. [10] préconise dans les zones critiques des poutres ductiles, la valeur minimale entre les deux relations suivantes :

$$\rho_{max} \leq \min \left(\frac{1 + 0.17 \left(\frac{f'_c}{1015} - 3 \right)}{100} \left(1 + \frac{\rho'}{\rho} \right), \frac{1015}{f_y} \right) \quad (25)$$

Il est à noter que les codes RPA 99/ version 2003 Ref. [8], ACI-378 Ref. [9] et NZ Ref. [10] ne tiennent pas compte explicitement de la ductilité requise durant le dimensionnement. Contrairement, l'Eurocode 8 Ref. [1]

revêt un intérêt particulier à la ductilité locale et exige son respect durant la conception, en imposant des valeurs minimales. En effet, il n'existe aucun intervalle de comparaison entre les valeurs qu'on peut déterminer par ces trois codes et celles déterminées avec l'Eurocode 8. Par conséquent, la condition suggérée par l'Eurocode 8 Ref. [1] intègre explicitement le critère de la ductilité locale durant le dimensionnement.

7. Conclusion

Vu l'importance attribuée à la ductilité dans les codes de conception parasismique, quelques notions sur la ductilité dans les constructions en béton armé, ont été présentées. Ensuite, afin d'estimer et de vérifier la ductilité locale dans les sections transversales des poutres dissipatives, une méthodologie a été développée en tenant compte des spécificités de l'Eurocode 2.

D'après l'étude effectuée sur les paramètres affectant la ductilité en courbure μ_{φ} , on a montré que l'augmentation de la résistance caractéristique du béton f_{ck} jusqu'à 50 MPa enrichit largement la ductilité, et au-delà de cette valeur son effet s'inverse. Par ailleurs, l'accroissement de la limite d'élasticité des armatures f_{yk} a un effet néfaste sur la ductilité locale dans les sections transversales. La présence des armatures comprimées améliore qualitativement la ductilité locale. Cependant, les valeurs élevées du pourcentage d'armatures tendues ρ ont un effet défavorable, surtout pour des pourcentages de ρ supérieurs à 1.5 %.

L'Eurocode 8 revêt un intérêt particulier au critère de la ductilité locale et exige son respect explicitement durant la conception, en imposant des valeurs minimales identifiées par la ductilité locale minimale $\mu_{\varphi_{min}}$ et le pourcentage d'armatures tendues ρ_{max} , ce qui reflète une importance particulière à ce critère. Contrairement, les codes RPA-99/2003 [8], ACI-378 [9] et NZ [10] ne tiennent pas compte explicitement de la ductilité durant le dimensionnement.

8. Bibliographie

- [1] prEN 1998-1, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, 2003.
- [2] prEN 1992-1-1, Eurocode 2, Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2004.
- [3] Bertero V.V., State of the art report - Ductility based structural design, Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng., Vol. 3, Tokyo, Japon, 1988.
- [4] Gioncu V., Framed structures - Ductility and seismic response General Report, Journal of Constructional Steel Research, N°55, 2000.
- [5] Kassoul A., Ezziane K., Kadri A., Nouveau pourcentage d'armature pour la condition de ductilité dans les poutres, Revue française de génie civil, Vol. 8, N° 7, 2004.

[6] Cusson D., Paultre P, le Confinement des Poteaux en Béton à Haute Performances - Etude Experimentale, Bulletin LCPC, N°192, 1994.

[7] Penelis G.G., Kappos A.J., Earthquake resistant concrete structures. London, Edition E & FN SPON, 1997.

[8] RPA-99/ 2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 2003.

[9] ACI 318M. Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI Committee 318 - Structural Building Code, 2005.

[10] Park R., Ruitong D., Ductility of doubly reinforced concrete beam sections, ACI-Structural Journal, Vol. 92, 1988.