

## NOTIONS DE COMPORTEMENT GLOBAL – COMPORTEMENT LOCAL DANS LA PERFORMANCE PARASISMIQUE DES PORTIQUES EN BETON *Etude comparative réglementaire*

Reçu le 25/10/2000 - Accepté le 13/07/2003

### Résumé

L'essence d'une conception rationnelle des structures parasismiques est fidèlement traduite par une corrélation entre demande et capacité. Les prescriptions actuelles du RPA concernant la notion de ductilité dans le comportement global et le comportement local des structures en portiques autostables contiennent de sérieuses lacunes. L'analyse critique de ces prescriptions, à travers une étude comparative réglementaire, a permis d'élaborer certaines recommandations pouvant remédier à notre réglementation.

**Mots clés:** Portique auto-stable, ductilité, rotule plastique, facteur de comportement, taux d'armatures, sur-résistance.

### Abstract

The essence of a rational earthquake-resistant structures design is based on the correlation of demand with capacity. The current RPA provisions regarding the concept of ductility in the global behaviour and the local behaviour of moment resisting frames contain serious deficiencies. A critical analysis of these prescriptions through a comparative study led to the establishment of a set of recommendations that could remedy some of the current RPA shortcomings.

**Keywords:** Moment resisting frames, ductility, plastic hinge, behaviour reduction factor, steel ratios, overstrength.

**N. DJEBBAR  
B. BOUSALEM  
N. CHIKH**

Laboratoire Matériaux  
et Durabilité des Constructions  
Département de Génie Civil  
Université Mentouri  
Constantine, Algérie

### ملخص

يرتكز التصميم العقلاني للهياكل المضادة للزلازل على تحقيق العلاقة بين الطلب و القدرة. تحتوي التوصيات الحالية للقواعد الجزائرية فيما يخص دور المطيلية في السلوك الإجمالي و في السلوك المحلي للهياكل المستقرة ذاتيا على نقائص جدية. التحليل النقدي لهذه التوصيات من خلال مقارنة القواعد أدى إلى إعداد توصيات بإمكانها المساهمة في معالجة القواعد الجزائرية الحالية.

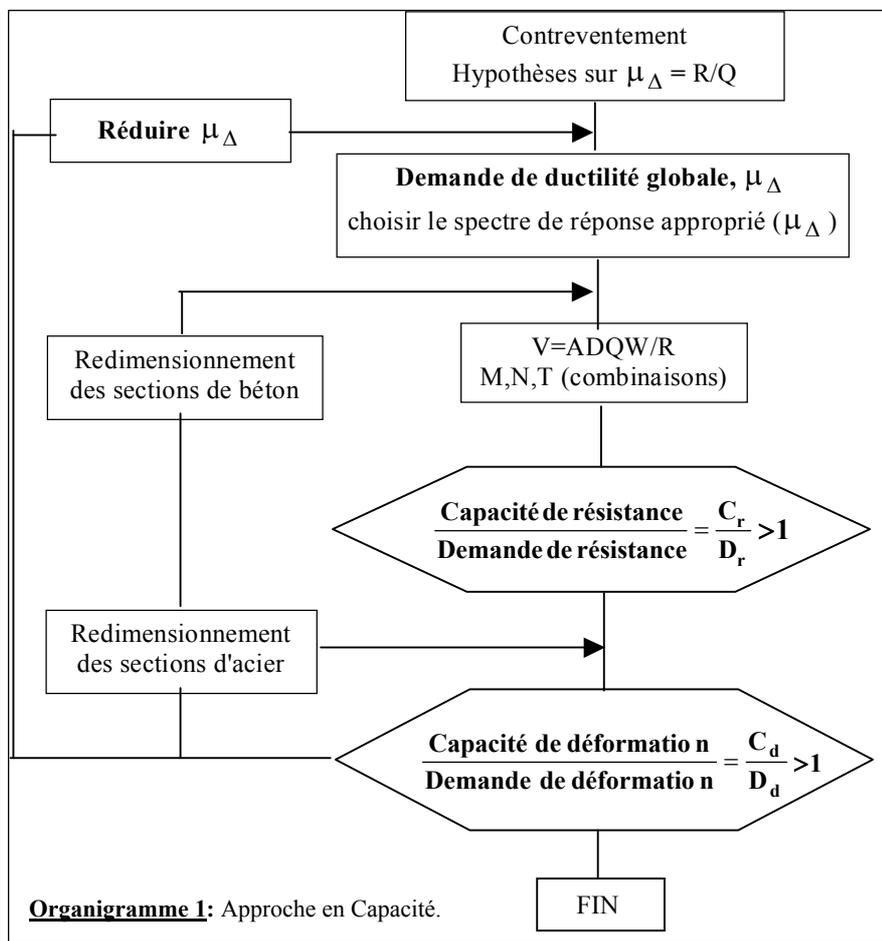
**الكلمات المفتاحية:** هيكل مستقر ذاتيا، المطيلية، مفصلة لدنة، المعامل الخاص بالسلوك، نسبة التسليح، فوق المقاومة.

La plupart des règlements parasismiques actuels tels que : NZS[1], LACI[2], et EC-8[3] présentent une conception structurelle basée sur l'approche en capacité. Bien que le RPA[4] satisfait d'une certaine manière cette approche, l'examen de son contenu révèle certaines incohérences dues à la non concordance conceptionnelle entre les comportements structurels global et local concrétisant cette approche. Selon l'élancement et la confection des sections dissipatives d'énergie, la réponse parasismique des portiques peut avoir un large spectre de comportements, donc différents niveaux de ductilité. Les différents règlements parasismiques introduisent 3 grandes classes de ductilité: faible (L), moyenne (M) et élevée (H).

L'essence d'une conception rationnelle des structures parasismiques est fidèlement traduite par une corrélation entre demande et capacité, comme l'illustre l'organigramme 1, qui consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique favorisant un **comportement flexionnel** approprié, à fournir une certaine **Capacité de résistance** et à garantir un mode de plastification conforme à la manière préconçue, tout en évitant la **rupture prématurée** par **effort tranchant** ou par manque d'**adhérence**. Cette étude porte sur l'examen du concept de demande de ductilité globale - locale, et leur corrélation, et ce, afin de mettre en relief leur incidence sur la performance parasismique des portiques en béton et justifier l'exigence de les inclure dans toute formulation future des prescriptions du RPA.

### 1- COMPORTEMENT GLOBAL

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure à supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Ainsi, dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la



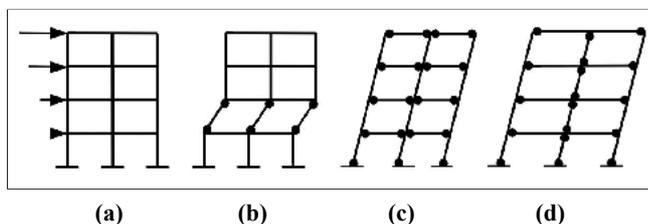
mesure de commodité, celle-ci est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité de courbure  $\mu_\phi$  ou de déplacement  $\mu_\Delta$ . Néanmoins, il est préférable d'apprécier cette demande à travers le facteur de ductilité de courbure  $\mu_\phi$ . Il a été constaté que [5]:

- Pour une même valeur de  $\mu_\Delta$ , la valeur de  $\mu_\phi$  est variable selon le nombre d'étage et le mécanisme de ruine recherché.
- Le facteur de ductilité de courbure n'est pas affecté par le nombre de niveaux si la ruine est dictée par la plastification des poutres (2<sup>ème</sup> mécanisme).
- La conception en portiques ayant des poteaux relativement plus flexibles que les poutres ( $\alpha \geq 1.5$ ) présente un danger vis-à-vis de l'action sismique, car la demande de ductilité dans ce cas est jugée trop accrue pour qu'elle puisse être satisfaite. En réalité, cette situation peut se présenter pour des portiques à poutres de grande portée. Il est impératif dans ce cas de s'orienter vers une conception basée sur une demande de ductilité **réduite**.

force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer, mais subissant éventuellement des dommages structurels et non structurels. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le **niveau** ou la **demande de ductilité**.

### 1.1- Demande de ductilité de déplacement

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié, et à garantir, par des méthodes de calcul adéquates, un mode de plastification conforme aux hypothèses établies.



**Figure 1:** Mécanismes de déformation post-élastique.

La position des rotules plastiques dans les mécanismes de ruine illustrés par la figure 1, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée par le concepteur. Par

De plus, il a été communément montré que les exigences relatives aux aciers de résistance et de confinement [6] sont intimement liées au facteur de ductilité de courbure [7-11].

Le développement des rotules plastiques dans les poutres offrent une meilleure dissipation d'énergie; les pieds de poteaux au niveau de l'encastrement doivent être ferrailés avec soin afin qu'ils puissent développer la rotation plastique voulue. Dans ce contexte, Paulay [12] suggère que les moments ultimes dans les poteaux soient majorés par un coefficient variant entre 2 et 2.5. Le code NZS préconise un coefficient de majoration variant entre 1.67 et 2.64; par contre, le code ACI-83 le fixe à 1.2. Le RPA rejoint ce dernier code en introduisant un coefficient de 1.25. Ceci va à l'encontre de l'esprit de la prise en compte des évolutions récentes.

### 1.2- Niveau de ductilité

Par identification, le RPA introduit le coefficient de ductilité  $\mu$  sous forme du coefficient de réduction  $R/Q$ . Cependant, la spécification du niveau de ductilité apparaît très restreinte du moment que le coefficient de comportement est pris constant et ce, pour chaque catégorie de structure. A titre d'indication, la valeur du niveau de ductilité préconisée par le RPA pour une structure en portiques autostables, est prise égale à 5 ( $Q=1$ )<sup>1</sup>, valeur

<sup>1</sup> Le code NZS confère aux structures soumises à des **séismes sévères** un taux de ductilité minimum de 4.

assez proche de la moyenne des valeurs fixées par d'autres codes pour des structures soumises à des séismes sévères, NZS (4.5) et EC-8 (4.4), et pourrait dans certaines situations, être qualifiée comme étant relativement élevée [5]. Il est clair que le RPA, dans sa version actuelle, enlève au concepteur toute possibilité d'exiger une certaine demande de ductilité fonction du mécanisme de déformation préétabli.

### 1.3- Facteur de comportement

Les procédures conventionnelles spécifiées dans les codes parasismiques universels utilisent l'analyse élastique pour évaluer les charges sismiques induites sur les bâtiments. Pour tenir compte du comportement inélastique, ces charges sismiques sont modifiées en introduisant le facteur de comportement structurel ou facteur de réduction de la force de calcul  $R$ , défini comme suit:

$$R = \frac{F_{élastique}}{F_{calcul}}$$

Des méthodes analytiques ont été utilisées pour justifier le facteur de réduction de la force de calcul. Il est tributaire du niveau de ductilité du système d'une part, et de la surrésistance due à l'écroutissage et la formation des rotules, d'autre part. Par conséquent, son expression est généralement de la forme:

$$R = R_{\mu} \cdot R_{os} \text{ avec } R_{\mu} = \frac{F_{élastique}}{F_{mécanisme}} \text{ et } R_{os} = \frac{F_{mécanisme}}{F_{calcul}}$$

respectivement facteur de réduction de ductilité et de surrésistance, où  $F_{mécanisme}$  est la force latérale nécessaire au développement du mécanisme résultant d'un chargement type monotonique, quasi-statique (pushover analysis). Le facteur  $R_{\mu}$  tient compte de la différence entre un chargement statique et un chargement dynamique réversible induit par l'action sismique. Newmark et Hall [13] ont relié  $R_{\mu}$  au niveau de demande de ductilité de déplacement, fonction de la période par les expressions suivantes:

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{pour } T < 0.03s \quad (\text{égalité des accélérations})$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.1s < T < 0.5s \quad (\text{égalité des énergies})$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T > 0.5s \quad (\text{égalité des déplacements})$$

Depuis, plusieurs expressions similaires ont vu le jour, dont les plus remarquables sont celles suggérées par Bertero et Miranda [13], de forme unifiée, donc simple d'utilisation, et trouvées satisfaisantes surtout pour les sites alluvionnaires [14]:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp[-1.5(\ln(T) - 0.6)^2] \quad \text{site rocheux.}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-2(\ln(T) - 0.2)^2] \quad \text{site alluvionnaire.}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_1}{3T} - \frac{3T_1}{4T} \exp[-3(\ln(T/T_1) - 0.25)^2] \quad \text{site meuble.}$$

Le facteur  $R_{\mu}$ , proposé par Priestley [15], prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation:

$$R_{\mu} = 1 + (1 + \mu) \frac{T}{1.5T_g} \leq \mu$$

qui suppose l'égalité des déplacements  $R_{\mu} = \mu$  quand  $T > 1.5T_g$ , et l'égalité des accélérations  $R_{\mu} = 1$  quand  $T \rightarrow 0$ . Entre ces deux valeurs,  $R_{\mu}$  est obtenu par interpolation linéaire.

En adaptant ces valeurs au code RPA,  $R_{\mu} = \mu$  ne sera donc valable que pour la plage des périodes élevées; indiquées ci-dessus:

Site	Périodes (s)		
	Courtes	Intermédiaires	Longues
S1	0.19		0.45
S2	0.26		0.60
S3	0.32		0.75
S4	0.45		1.05

Il en ressort clairement que pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires, la force de calcul est inévitablement sous estimée. A titre d'illustration pour un site rocheux, la figure 2 confirme cette constatation ( $R_{\mu} < 5$ , pour les différents auteurs précités).

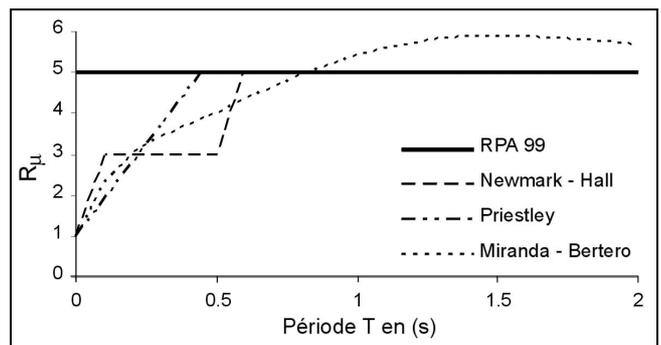


Figure 2: Facteur de comportement  $R_{\mu}$ , ( $\mu = 5$ , site rocheux).

Le spectre de dimensionnement à réponse inélastique (IDRS) peut être approximativement obtenu en divisant le spectre de dimensionnement à réponse élastique (EDRS) par le produit  $R = R_{\mu} \cdot R_{os}$  pour chaque plage de  $T$  spécifiée précédemment. Le facteur  $R_{\mu}$  est évalué pour un spectre inélastique à ductilité constante, alors que le facteur tenant compte de la surrésistance  $R_{os}$  est évalué à l'aide des analyses dynamique inélastique et statique inélastique (static pushover analysis) des bâtiments conformément au code.

Il a été mis en évidence [14] que la surrésistance dépend de la flexibilité de la structure. Elle est donc plus grande pour les bâtiments faiblement élevés que pour ceux moyennement élevés (4 à 5 niveaux):

$$\begin{aligned} T < 0.3s & R_{os} = 1.8 \times 1.5 = 2.7 \quad \text{pour } T = 0.1s \\ T \geq 0.3s & R_{os} = 1.5 \end{aligned}$$

## 2- COMPORTEMENT LOCAL

L'examen du RPA permet de constater que la ductilité locale des éléments linéaires (poteaux et poutres), n'a pas bénéficié de recommandations appropriées pouvant lui garantir fidèlement le comportement escompté, du moment que la boucle de **contrôle** sur la **déformation** au niveau des zones dissipatives d'énergie est carrément inexistante. Cette procédure a été simplifiée par des limites sur les taux d'armatures longitudinales et transversales ainsi que leur espacement au sein des zones dissipatives d'énergie, conduisant le plus souvent à conférer un comportement moyennement ductile. Faute d'outils, le concepteur est dans l'impossibilité d'apprécier le niveau de ductilité local ou de pouvoir le contrôler afin d'établir la corrélation nécessaire entre comportement global et local de la structure. Cette corrélation est l'alternative de cohérence garantissant un comportement structurel homogène.

### 2.1- Armatures longitudinales

Concernant les poteaux, le RPA rejoint le code NZS pour la valeur moyenne de  $\rho_{min}$  en la situant entre celle préconisée par les différents codes et les récents résultats expérimentaux. Pour le cas des poutres, on remarque que le taux fixé par le RPA est en général excessif pour les deux bornes, et particulièrement pour la borne supérieure [16]. Deux paramètres influents ont été omis dans la formulation des limites du RPA, à savoir les caractéristiques des matériaux et le rapport entre les taux d'armature tendue  $\rho_s$  et comprimée  $\rho'_s$ , pour éviter des sections sur-armées et assurer ainsi la demande de ductilité recherchée.

Dans ce contexte, le code NZS et l'EC-8 exigent pour les poutres que :  $0.5\rho_s \leq \rho'_s \leq \rho_s$ .

La borne inférieure sert à éviter la rupture fragile du béton et à se prémunir des effets différés, alors que la borne supérieure est recommandée comme valeur à ne pas dépasser, afin d'augmenter la capacité de rotation dans les régions critiques, favorisant ainsi la ductilisation de la section.

### 2.2- Armatures transversales

La rotation dans les zones dissipatives d'énergie est atteinte suite à la diffusion de la plastification à travers une longueur potentielle dite longueur de rotule plastique. L'état de déformation dépend intimement des lois de comportement des matériaux constitutifs: béton non confiné, **béton confiné** et aciers. Le **béton confiné** a été dégagé comme étant le paramètre **déterminant**. La présence d'une armature transversale supplémentaire, bien disposée latéralement, contribue à confiner le béton du noyau de la section, augmenter sa capacité de résistance et de déformation, lui conférant ainsi un comportement ductile. Cette armature a pour rôle d'agir comme armature de cisaillement, d'empêcher le flambement des armatures longitudinales comprimées, et de réduire l'effet disruptif du

noyau de béton sous une action cyclique de grandes amplitudes. Les différents modèles du béton confiné universellement établis s'articulent sur deux hypothèses fondamentales, à savoir: un état de **compression triaxial** généré par la pression passive latérale de confinement, et la déformation longitudinale **ultime** de compression du béton confiné est dictée par **rupture** de l'armature transversale.

Bien que le RPA fixe un taux d'armatures transversales  $\rho_{sh}$  à respecter (art 7.4.2.2), aucune allusion n'est faite au confinement, facteur régissant l'aptitude ductile des sections [16]. L'élançement géométrique  $\lambda_g$ , introduit comme paramètre conditionnant la sélection d'un taux approprié, ne peut à lui seul être le facteur déterminant quand au choix du taux d'armature transversale garantissant le niveau de sécurité recherché. Les limites prescrites relatives aux différentes zones, sont jugées inappropriées, car en zone 1 c'est la capacité de résistance qui prédomine, alors que pour les zones 2 et 3 c'est l'aptitude plastique des sections qui est primordiale. Il serait plus logique d'établir une limite commune pour les zones 2 et 3.

Par ailleurs, on remarque que les prescriptions de l'EC-8 englobent les différents paramètres géométriques et mécaniques des matériaux utilisés ayant incidence sur le **comportement local**, qui avec l'espacement approprié fournira le niveau de ductilité recherché.

Les codes ACI, NBCC et NZS prescrivent une même limite pour  $A_{sh}$  qui doit être le maximum des deux valeurs suivantes:

$$A_{sh} = 0.3shc \left( \frac{A_g}{A_{nh}} - 1 \right) \frac{f'_{co}}{f_{yh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g} \right),$$

$$\text{et } A_{sh} \geq 0.12shc \frac{f'_{co}}{f_{yh}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g} \right) \quad (1)$$

Contrairement au code NZS, les codes ACI, NBCC, ont omis l'effet de l'intensité de l'effort normal concrétisé par le paramètre  $\left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{\phi f'_{co} A_g} \right)$ . L'EC-8 prescrit des valeurs du rapport volumétrique du confinement effectif, en fonction de la classe de ductilité et de l'intensité de l'effort normal :

$$\rho_{sh} \geq \max \left[ \frac{k_0}{\alpha} (0.9v_d + 0.10) \left( 0.35 \frac{A_g}{A_c} + 0.15 \right), \rho_{sh, \min} \right] \quad (2)$$

$$\text{avec } v_d = \frac{P_e}{A_g \cdot f_{cd}} \leq v_{d, \max}$$

$$\rho_{sh} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du béton confiné}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3)$$

$$s \leq \text{Min} \left( \frac{b_c}{3}, 150 \text{mm}, 7d_{bl} \right) \text{ (classe M)}$$

Cependant le RPA recommande un taux d'armatures indifféremment de la classe de ductilité, et il s'avère de part sa formulation que ce dernier a été élaboré dans un esprit de résistance.

Classe de ductilité	$\mu_\phi$	$k_0$	$v_{d,max}$	$\rho_{sh,min}$	$d_{bh}$
<b>L</b>	$\geq 4$	0.40	0.75	0.04	Aucune limitation
<b>M</b>	$\geq 7$	0.55	0.65	0.07	$d_{bh} \geq 0.35d_{bl,max} \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydh}}}$
<b>H</b>	$\geq 13$	0.90	0.55	0.13	$d_{bh} \geq 0.40d_{bl,max} \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydh}}}$

$$\mu_\phi^D = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1) \left( n - \frac{1}{3} \right)}{3n \frac{l_{pc}}{l_c}} ;$$

$$l_{pc} = 0.08l_c + 6d_b$$

$n$ : nombre de niveaux

$l_c$ : longueur du poteau

$l_{pc}$ : longueur de la rotule plastique [11].

Les courbes des figures 3 et 4 montrent que les structures considérées exhibent un comportement global

moyennement ductile avec une capacité de déformation supérieure à la demande exigée. Toutefois, celles où le taux d'armature transversal a été introduit en observant les clauses réglementaires du code RPA (zone 2) n'arrivent pas à satisfaire la demande de déformation requise, et ce pour les 2 cas de structures (R+3 et R+4).

$$\lambda_g \geq 5; \quad \rho_a = 2.5; \quad A_{sh} = s \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_{yh}}; \quad \rho_{sh} = A_{sh} / s.b_1 \quad (4)$$

$$\rho_{sh \min} = 0.3\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75 \quad \text{interpolation linéaire}$$

$$\lambda_g \leq 3 \quad \rho_a = 3.75 \quad \rho_{sh \min} = 0.8\%$$

$$s \leq \text{Min}(150\text{mm}, 10d_{bl}) : \text{zone 1 et 2}$$

$$s \leq 10\text{cm} : \text{zone 3}$$

La formulation sur le taux d'armature transversal doit donc s'articuler autour du niveau de ductilité recherché et non pas sur le zonage sismique à l'instar de l'EC-8.

### 3- ILLUSTRATION PRATIQUE

Pour mieux apprécier l'influence du taux d'armature transversale sur la performance parasismique, on considère 2 bâtiments réguliers ayant respectivement 5 et 4 niveaux, une hauteur de 3.5m pour le premier niveau et une hauteur d'étage constante de 3.06m pour le reste. Ces bâtiments sont contreventés par portiques autostables sans participation de la maçonnerie; le code RPA leur confère un taux de ductilité  $\mu_\Delta = 3.84$ , ( $Q=1.3$ ). Le coffrage des poutres principales et secondaires est pris respectivement égal à 30x40 et 30x35 et ce, pour les 2 cas de structures considérées. Cependant, celui des poteaux est pris égal à 40x40 si le bâtiment est un R+4 et 35x35 si ce dernier est un R+3. Le ferrailage longitudinal a été pris comme suit:

- **R+4**: 8T16 ( $\rho_l = 1.0\%$ ; EC8) et 6T16 + 2T14 ( $\rho_l = 0.95\%$ ; codes RPA et NZS).

- **R+3**: 8T16 ( $\rho_l = 1.31\%$ ; RPA z.3) et 8T14 ( $\rho_l = 1.0\%$ ; codes RPA z.2, NZS et EC8).

Cependant, le cours d'armature transversale est composé de 2 cadres T8; les espacements (Tab. 1 et 2) ont été déterminés en respectant les clauses réglementaires (eq.1-4). Le taux d'armature transversal a été rapporté pour les 3 codes au rapport volumétrique:

$$\rho_{sh} = \frac{2A_{sh}}{sb_c} \quad (\text{section carrée}),$$

$$f'_{co} = 25 \text{ MPa}, \quad f'_{yl} = f_{yh} = 400 \text{ MPa}$$

Pour évaluer la capacité de résistance et de déformation  $\mu_\phi^c$  des sections à la base des poteaux, un programme a été établi en utilisant le modèle de Kent et Park Modifié pour le béton confiné [17]. La demande de ductilité locale a été évaluée en utilisant l'expression [18] :

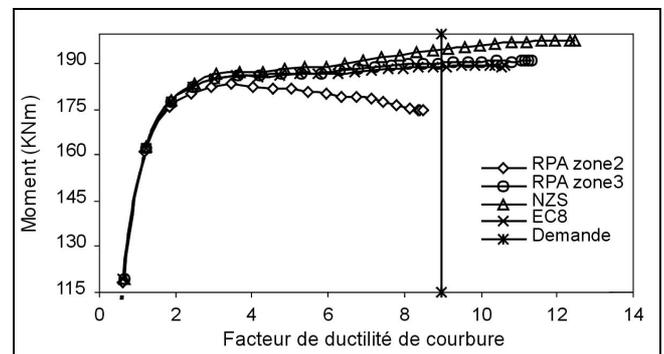


Figure 3: Comportement global R+4.

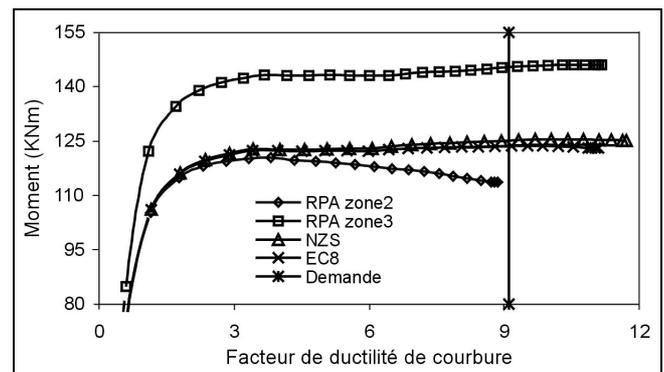


Figure 4: Comportement global R+3.

Les tableaux 1 et 2 montrent qu'en respectant le code RPA, la réserve de résistance est assez conséquente (100-140% en zone2 et 60% environ en zone3). Cependant, la capacité de déformation des structures conçues en zone2 est restreinte et ne répond pas à la demande exigée. Les poteaux des files centrales et de rive ( $s = 14\text{cm}$ ), sont dans l'incapacité de dissiper l'énergie induite par la réponse sismique. On note, par ailleurs, que la file centrale du portique R+4 a basculé dans la classe **L** ( $\mu_\phi < 7$ ). Le bâtiment, dans ce cas, périra donc par éclatement de l'armature transversale. La densification de cette armature ( $s = 10\text{cm}$ ) a permis à la structure (R+4) d'exhiber un

Codes	Poteau	v	S(cm)	$\rho_{sh}$ (%)	Résistance (tm)			Déformations			
					M <sup>D</sup>	M <sup>C</sup>	C/D	$\mu_{\phi}^D$	$\mu_{\phi}^C$	$\mu_{\phi}^C$ Globale	C/D
RPA99 Zone 2	Angle	0.086	<b>14</b>	<b>0.70</b>	7.00	17.89	<b>2.55</b>	8.96	11.78	8.49	<b>0.95</b>
	Rive	0.146			7.25	17.60	<b>2.43</b>		<b>8.21</b>		
	Central	0.205			7.02	16.91	<b>2.41</b>		<b>6.55</b>		
NZS	Angle	0.086	<b>10</b>	<b>0.97</b>	7.00	19.24	<b>2.75</b>	8.96	16.02	12.48	<b>1.39</b>
	Rive	0.146	<b>9</b>	<b>1.08</b>	7.25	19.84	<b>2.74</b>		12.2		
	Central	0.205	<b>8</b>	<b>1.22</b>	7.02	20.03	<b>2.85</b>		10.33		
EC8	Angle	0.086	<b>11</b>	<b>0.89</b>	7.00	18.85	<b>2.69</b>	8.96	14.58	10.6	<b>1.18</b>
	Rive	0.146	<b>11</b>	<b>0.89</b>	7.25	18.81	<b>2.59</b>		9.97		
	Central	0.205	<b>9</b>	<b>1.08</b>	7.02	19.31	<b>2.75</b>		9.0		
RPA99 Zone3	Angle	0.086	<b>10</b>	<b>0.97</b>	11.67	19.24	<b>1.65</b>	8.96	16.02	11.35	<b>1.27</b>
	Rive	0.146			12.08	19.29	<b>1.60</b>		11.02		
	Central	0.205			11.7	18.60	<b>1.59</b>		<b>8.41</b>		

**Tableau 1:** Capacités de résistances et de déformations de la structure R+4.

Codes	Poteau	v	S(cm)	$\rho_{sh}$ (%)	Résistance (tm)			Déformations			
					M <sup>D</sup>	M <sup>C</sup>	C/D	$\mu_{\phi}^D$	$\mu_{\phi}^C$	$\mu_{\phi}^C$ Globale	C/D
RPA99 Zone 2	Angle	0.092	<b>14</b>	<b>0.81</b>	5.38	11.76	2.18	9.10	11.94	8.85	<b>0.97</b>
	Rive	0.151			5.44	11.43	2.10		<b>8.47</b>		
	Central	0.200			5.41	10.90	2.01		<b>7.29</b>		
NZS	Angle	0.092	<b>11</b>	<b>1.03</b>	5.38	12.46	2.31	9.10	15.13	11.71	<b>1.29</b>
	Rive	0.151	<b>10</b>	<b>1.13</b>	5.44	12.66	2.32		11.64		
	Central	0.200	<b>10</b>	<b>1.13</b>	5.41	12.22	2.26		9.14		
EC8	Angle	0.092	<b>11</b>	<b>1.03</b>	5.38	12.46	2.32	9.10	15.13	11.10	<b>1.22</b>
	Rive	0.151	<b>11</b>	<b>1.03</b>	5.44	12.30	2.26		10.57		
	Central	0.200	<b>10</b>	<b>1.13</b>	5.41	12.22	2.26		9.14		
RPA99 Zone3	Angle	0.092	<b>10</b>	<b>1.13</b>	8.97	15.07	1.68	8.47	14.80	11.17	<b>1.23</b>
	Rive	0.151			9.07	14.65	1.61		10.89		
	Central	0.200			9.02	14.12	1.56		8.95		

**Tableau 2:** Capacités de résistances et de déformations de la structure R+3.

comportement global homogène moyennement ductile (**M**). Néanmoins, la file centrale est restée dans l'incapacité de satisfaire la demande de déformation requise.

Si les codes NZS et l'EC8 sont considérés, on peut constater que les réserves restent satisfaisantes tant pour la résistance que pour la déformation. Toutefois, les poteaux d'angle renferment une capacité de déformation beaucoup plus accrue et semblent avoir un comportement hautement ductile (**H**). Cette réserve serait amoindrie si les modes supérieures de vibration induisant les effets de torsion ont été pris en considération dans les prescriptions réglementaires, réduisant ainsi le taux de déformabilité de l'armature de confinement, et par l'occasion la ductilité locale de la section. Il a été en outre constaté [19] que l'armature de confinement recommandée par l'EC8 correspond plutôt à un coefficient de ductilité moyen, c'est à dire qu'en moyenne 50% des poteaux fournissent la ductilité demandée. Ceci pourra être satisfaisant pour des structures hautement redondantes, du moment qu'un nombre important de poteaux participera à dissiper la totalité de l'énergie requise, quelle que soit la quantité

dissipée par chacun d'eux. Néanmoins, cette souplesse ne sera point accordée à des structures faiblement redondantes.

## CONCLUSIONS

Cette étude a permis de faire ressortir les points suivants:

- Elargir le spectre de ductilité afin de répondre à une grande variété de structures.
- Le coefficient d'amplification introduit par le RPA satisfaisant l'approche «poteau fort - poutre faible», fortement recommandée dans la conception parasismique, reste insuffisant si tous les coefficients d'incertitude sont pris en considération.
- En spécifiant des valeurs pour le facteur de comportement indépendamment de la période, le code Algérien s'est mis dans le côté non conservateur.
- Le code RPA introduit les effets de ductilité et de redondance; cependant, il n'est pas clair si l'effet de surrésistance est pris en considération ou non.

- Le taux d'armature longitudinale préconisé par le RPA pour les poutres est en général excessif, particulièrement pour la borne supérieure; deux paramètres, paraissant être de grande importance, doivent être inclus dans une formulation future à savoir:

- caractéristiques des matériaux,

- condition  $\rho'_s \geq 0.5\rho_s$ , liant les taux d'armature comprimée et tendue.

- Introduire un modèle pour le béton confiné, outil nécessaire au concepteur pour qu'il puisse apprécier la demande de ductilité préconçue, et pouvoir la contrôler à travers la configuration de l'armature de confinement.

- le RPA doit fournir la quantité d'armature transversale nécessaire pour un degré de ductilité de courbure exigé en considérant l'incidence de la variation de l'intensité de l'effort normal  $N$ , et la classe de ductilité choisie<sup>(2)</sup>, en incluant :

- un diamètre minimal de l'armature transversale,

- un espacement minimal réduit:  $s \leq 7 d_{bl\ min}$  en zone 2 et 3.

<sup>(2)</sup> A défaut, on pourra adopter les valeurs suivantes:

Poteaux : Angle ( $\rho_{sh\ min} = 0.9\%$ ) ; Rive ( $\rho_{sh\ min} = 1.0\%$ ) ;

Central ( $\rho_{sh\ min} = 1.1\%$ ).

#### NOTATIONS

$A_g, A_{nh}$  : respectivement aire totale béton et aire du noyau délimité par l'armature transversale.

$A_{sh}$  : aire d'un cours d'armature transversale.

$P_e$  : effort normal sur le poteau.

$d_{bl}$  : diamètre de la barre longitudinale.

$f'_{co}$  : Contrainte maximale du béton non confiné

$f_{yh, s}$  : Contrainte élastique et espacement de l'armature de confinement.

$h_b, h_c$  : respectivement les profondeurs de la poutre et du poteau.

$\alpha$  : rapport des courbures élastiques.

$\varphi$  : coefficient de réduction pris généralement égal à 0.9.

$\rho'_s, \rho_s$  : respectivement les taux d'armature comprimée et tendue.

#### REFERENCES

[1]- NZS 4203 General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Wellington, Standards Association of New Zealand, (1992).

[2]- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-89.

[3]- Eurocode 8 ( EC8 1993).

[4]- Règlement Parasismique Algérien, RPA 99.

[5]- Bousalem B., Djebbar N., Chikh N., "Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire, 1<sup>ère</sup> Partie : Concept de Demande de Ductilité", *Revue Algérie Equipement*, N°34, Janv. (2002).

[6]- Bousalem B., Djebbar N., Chikh N., "Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire, 2<sup>ème</sup> Partie : Confinement des Zones Critiques Dissipatives d'Energie", *Revue Algérie Equipement*, N°35, Janv. (2002).

[7]- Sakai K., Sheikh S.A., "What do we know about Confinement in Reinforced Concrete Columns, A Critical Review of Previous Work and Code Provisions", *ACI Structural Journal*, April (1989).

[8]- Watson S., Zahn F.A., Park R., "Confining Reinforcement for Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol.120, N°6, June (1994).

[9]- Fafitis A., Shah S.P., "Prediction of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large deformations", *ACI Journal*, July-August (1985).

[10]- Sheikh S.A., Uzumeri S.M., "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", *Journal of the Structural Division*, May (1983).

[11]- Watson *et al.*, "Simulated Seismic Load Tests in Reinforced Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, N° 6, June (1994).

[12]- Paulay T., "A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", *ACI Journal*, March-April (1986).

[13]- Borzi B., Elnashai A.S., "Refined Force Reduction Factors for Seismic Design", *Engineering Structures*, Elsevier, 22 (2000), pp.1244-1260.

[14]- Kappos A.J., "Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies", *Engineering Structures*, Elsevier, 21 (1999), pp.823-835.

[15]- Nelson Lam *et al.*, "The Ductility Reduction Factor in the Seismic Design of Buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Elsevier, 27 (1998), pp.749-769.

[16]- Bousalem B., Djebbar N., Chikh N., "Performance Parasismique des Portiques en Béton, Aspect Théorique et Constat Réglementaire, 3<sup>ème</sup> Partie : Exigences sur les Aciers", *Revue Algérie Equipement*, N° 36 Déc. (2002).

[17]- Watson S. *et al.*, "Confining Reinforcement for Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, N°6, June (1994).

[18]- Park R., Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", J. Wiley, New-York (1975).

[19]- Trezos C.G., "Reliability Considerations on the Confinement of RC Columns for Ductility", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Science limited, 16 (1997), pp.1-8. □

