

ARMATURE TRANSVERSALE POUR NOYAUX DE PORTIQUES AUTOSTABLES « CONTROLÉ DE L'ENDOMMAGEMENT RESULTANT »

¹N. DJEBBAR, ¹A. DJEBBAR, ²A. ATHMANI

¹Département de Génie Civil, Université Constantine « 1 », Algérie

²Union Nationale des Ingénieurs Constructeurs – UNIC - Algérie

Reçu le 12 Avril 2011 – Accepté le 30 Juin 2012

Résumé

Les portiques en béton armé peuvent exhiber un comportement ductile lors d'un séisme sévère si l'instabilité et la rupture de leurs éléments structurels sont évitées. Pour que les éléments concourants (poteaux, poutres) puissent développer leur capacité de résistance, les ruptures de type fragile sont d'emblée évitées au niveau de la conception initiale. La dégradation de la rigidité du noyau du nœud est réduite en minimisant l'ouverture des fissures au sein de ce dernier afin de maintenir son intégrité structurelle. Le principal objectif de ce travail est de proposer une expression simple d'utilisation donnant l'armature transversale requise pour le contrôle du niveau d'endommagement résultant de la distorsion angulaire du noyau de nœud afin de le maintenir dans le domaine élastique. Cette expression s'accorde avec le dimensionnement en performances et s'accommode avec la variation de l'élancement du noyau, les caractéristiques des matériaux et du nombre de lits à disposer latéralement. Une comparaison avec des expressions analytiques trouvées dans la littérature pour un nœud externe a été aussi établie.

Mots clés : Nœud poteau - poutre, noyau, béton armé, distorsion, endommagement, performance, résistance

Abstract

Reinforced concrete frames can achieve ductile behaviour in severe earthquakes if instability and failure of their structural elements are prevented. In order the connecting structural elements (beams and columns) can develop their ultimate strength; brittle failures are prevented in the initial design. Joint stiffness degradation is reduced by minimizing concrete crack width within this last in order to maintain its integrity. The primary objective of this paper is to propose a simplified equation for a required transverse steel ratio for controlling a damage level resulting from a joint shear deformation, in order to maintain the joint core in the elastic range. This analytical expression goes with the performance based design philosophy and it adapts with the variation of the slenderness of the core joint, material characteristics and the number of transverse steel layers. Comparison with analytical expressions found within the relevant literature for an external beam-column joint is also made.

Key words: Beam-column, joint, reinforced concrete, shear deformation, damage, performance, résistance

الإطارات من الخرسانة المسلحة قد تظهر سلوك مماثل أثناء زلزال قوي. إذا لم يحدث عدم استقرار أو انهيار الهيكلية لكي تستطيع العناصر المترابطة () أن تبرز طاقاتها للمقاومة، يجب تجنب الانهيارات الهشة على مستوى التصميم. تدني جساءة نواة العقد ينقلص بتقليل فتحات الشقوق على مستوى هته الأخيرة. للمحافظة على الوحدة الهيكلية. الهدف الرئيسي لهذا العمل هو اقتراح عبارة سهلة الاستعمال تعطي التسريح الجانبي المطلوب لضبط مستوى التصدع الناتج عن التغيير الزاوي العقد لتثبيتها في المجال المرن هذه العبارة ترتبط مع تحديد الأبعاد المرتكز على مبدأ حسن الأداء وتتماشى مع تغير جساءة، خاصية المواد و عدد طبقات التسليح الجانبي. مقارنة بين عبارات تحليلية مأخوذة من أعمال بحوث خاصة في العقد الخارجية. تمت أيضا.

الكلمات المفتاحية : - رافده، نواة، خرسانة مسلحة، التغيير الزاوي، التصدع، حسن الأداء، مقاومة.

Le travail de recherche relatif au comportement des nœuds poteau-poutre soumis aux actions cycliques initié dès la fin des années soixante a atteint maintenant un tel niveau de fiabilité rendant possible le développement de méthodes de dimensionnement vérifiées expérimentalement et règles de l'art incorporées au sein de différents règlements parasismiques de notoriété mondiale. Les principales écoles de réflexion pionnières dans ce domaine sont, l'école New Zélandaise (SANZ 1982) [1], Américaine (ACI-ASCE, 1985) [2] et Européenne EC8 (CEN, 1995) [3] qui a adopté dans une certaine limite les recommandations du code New Zélandais. Les principes de base relatifs au dimensionnement des nœuds sont plus ou moins les mêmes et peuvent être résumés comme suit [4] :

1. du moment que la réparation du noyau du nœud est très difficile à réaliser et d'une efficacité douteuse, il devient donc impératif d'éviter la dissipation d'énergie à travers des mécanismes caractérisés par la dégradation substantielle de résistance et de rigidité sous actions cycliques.
2. la capacité de résistance du poteau ne doit pas être mis en péril par une possible dégradation de la résistance du noyau du nœud.
3. afin d'éviter toute réparation, il est toujours souhaitable que le nœud reste dans le domaine élastique sous une action sismique d'intensité modérée.
4. afin de faciliter la réalisation, l'armature nécessaire garantissant la performance parasismique désirée doit être disposée de façon que la congestion du nœud soit évitée.

La satisfaction des exigences précitées dépend essentiellement du type du nœud, du moment que beaucoup de difficultés sont à considérer pour le cas des nœuds intérieurs comparativement aux nœuds extérieurs.

L'intégrité des nœuds est un maillon essentiel, et sa résistance doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est à dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poteaux et poutres) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés. Plusieurs types de mécanismes de ruine peuvent être envisagés:

Afin d'assurer le mode de ruine favorable (a), il devient donc nécessaire de vérifier :

1. résistance flexionnelle relative entre éléments (poteaux et poutres) concourants au nœud
2. résistance du noyau du nœud à l'effort tranchant dans les deux sens horizontal et vertical
3. ancrage requis des barres longitudinales des éléments traversant le nœud ou ancrées dans son noyau.

Le principal objectif de ce travail est de proposer une expression simplifiée donnant le taux d'armature transversale requis pour le control du niveau d'endommagement résultant d'une distorsion angulaire du noyau; dans le but de le maintenir dans le domaine élastique. Conséquemment à ceci, les noyaux des nœuds poteau – poutre peuvent être modélisés comme des zones de transfert rigides.

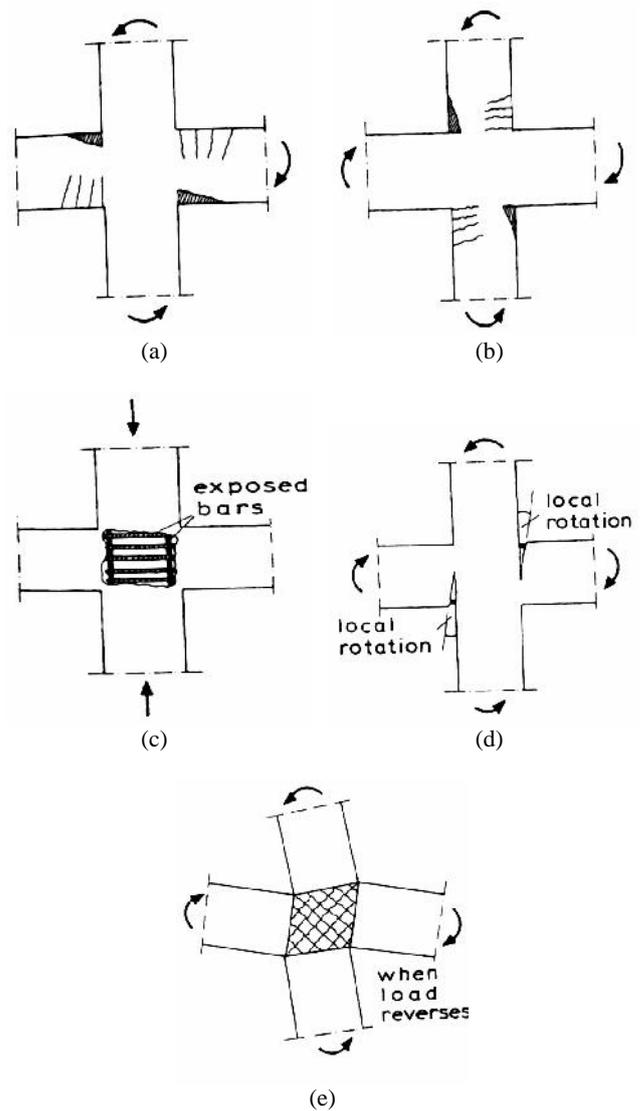


Figure 1 : Différents mécanismes de ruine possibles [4]

a- capacité de déformation au niveau des poutres est atteinte

b- capacité de déformation au niveau des poteaux est atteinte, conduisant à l'apparition des rotules plastiques au niveau des poteaux (mécanisme à éviter)

c- éclatement du béton d'enrobage sur les différentes faces du noyau du nœud, peut conduire à une réduction significative de la capacité portante du poteau (cette réduction est tributaire du rapport de l'aire de béton confiné sur l'aire brute totale).

d- ruine par manque d'adhérence des barres longitudinales traversant le nœud, conduisant inévitablement à une détérioration de la résistance accompagnée par d'importantes déformations permanentes, d'où une importante réduction de rigidité de l'assemblage poteau -poutre¹.

e- ruine du noyau du nœud par manque de résistance vis à vis de l'effort tranchant a la même incidence sur la résistance et la rigidité du noyau que le mode de ruine précédent.

¹ Il a été constaté que les spécimens qui ont péri par manque d'adhérence avaient une résistance, une contrainte principale de traction, une distorsion ainsi qu'une dissipation d'énergie plus faible que celles où la ruine a été dictée par cisaillement du noyau.

1. MECANISMES DE RUPTURE OU DE TRANSFERT

Le comportement des nœuds poteau-poutre sous chargement cyclique est caractérisé par une interaction entre mécanismes de cisaillement, d'adhérence et de confinement. De considérables différences existent au sein des différents codes parasismiques concernant les aspects précédemment énumérés non seulement celles relatives au mécanisme de transfert de cisaillement mais aussi même pour les forces de calcul du noyau du nœud. Ces différences sont justifiables dans une certaine limite par les incertitudes relevées dans le domaine de la réponse post élastique. Les noyaux sont assimilés à des zones de transfert [5, 8] sujettes à des efforts tranchants et des forces d'adhérence importantes. Ils ont principalement pour rôle :

- de préserver l'intégrité du nœud afin que les capacités de résistance et de déformation des
- éléments qui y aboutissent puissent être atteintes, ce qui exige un confinement adéquat de la
- zone nodale.
- d'éviter la dégradation excessive de la rigidité du nœud, ce qui nécessite un ferrailage transversal adéquat du noyau, et un ancrage ou une longueur de scellement adéquate des barres longitudinales (poteau - poutre).
- de se prémunir contre la rupture brutale par cisaillement en lui conférant la capacité de résistance appropriée.

Plusieurs mécanismes de ruine ont vu le jour, cependant le mécanisme bielles - treillis où la résistance du noyau aux efforts tranchants s'articule sur 2 mécanismes [8] en bielles et en treillis est le plus repris par les codes. Le premier mécanisme, représenté sur la figure 2a, consiste à transférer les efforts tranchants par le biais de la diagonale comprimée du béton. Cette diagonale D_c est la conjugaison des forces de compression de béton (C_{cbi} sur la face des poutres et C_{cci} sur la face des poteaux), les efforts tranchants (V_{bi} et V_{coi}) des poutres et des poteaux et les forces d'adhérence (T_{cbi} , T_{cci}) transférés par l'armature longitudinale dans les zones comprimées. L'effort tranchant dans le noyau peut respectivement être estimé horizontalement et verticalement comme suit :

$$V_{ch} = D_c \cos \alpha, \quad V_{cv} = D_c \sin \alpha$$

Il a été constaté [8] que les forces d'adhérence produisent des contraintes de cisaillement au sein du noyau qui selon leur intensité peuvent conduire à la formation des bielles de tension; générant une fissure principale se propageant suivant la diagonale du noyau, avec d'autres fissures pouvant se former parallèlement à elle.

L'amplification de la largeur des fissures sous l'alternance des actions, aboutit nécessairement au cas du 2^{ème} mécanisme, figure 2b, dénommé couramment par 'treillis'. Le mécanisme en treillis sera généré par les aciers verticaux (du poteau) et horizontaux (cadres) adéquatement ancrés ainsi que par le champ de compression (bielles comprimées formées par le béton inscrit entre des fissures adjacentes).

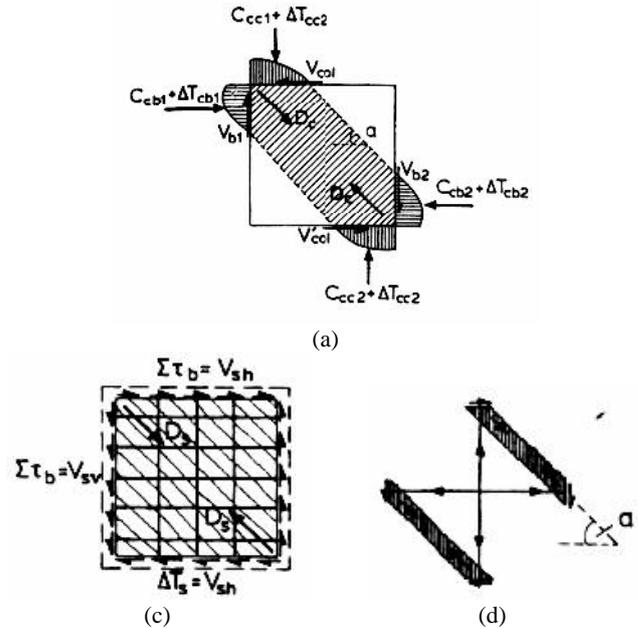


Figure 2 : Mécanismes de transfert [8]

- (a) diagonale de béton,
- (b) treillis,
- (c) béton en compression et acier en traction

Il en ressort que les aciers horizontaux (cadres) ne suffisent pas pour que ce mécanisme puisse fonctionner, mais des aciers verticaux intermédiaires sont aussi nécessaires. Ces barres intermédiaires sont généralement comprimées sous l'action du chargement vertical, ils seront donc en mesure d'équilibrer les tractions générées par le mécanisme en treillis.

Il est à noter que contrairement au mécanisme en bielles peut se développer sans le transfert des contraintes d'adhérence des armatures longitudinales des poutres et poteau au sein du noyau; le mécanisme en treillis n'existera que si le transfert de ces contraintes est maintenu le long de ces barres [9]. L'augmentation de la résistance du noyau au cisaillement est tributaire de bonnes conditions d'adhérence de l'armature des poutres à travers le noyau.

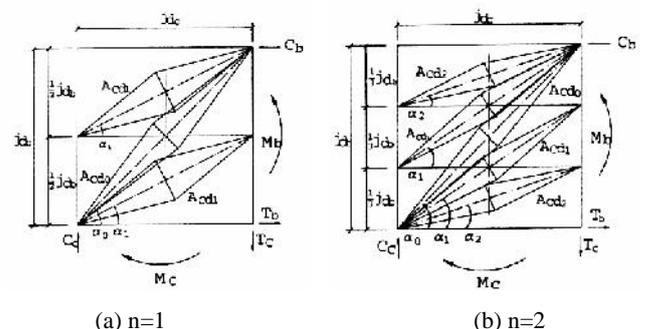


Figure 3 : Modèles pour noyaux fissurés [10]

Utilisant le modèle diagonale comprimée - membrure tendue, Kim et Mander [10] développèrent une procédure d'analyse simplifiée caractérisant la capacité de déformation post élastique pour nœuds rigides.

Pour prendre en compte la distribution compliquée des contraintes dans les bielles de béton, un modèle de fissuration en éventail est supposé.

Les principales variables considérées dans ce modèle sont respectivement la contrainte de compression du béton et la déformation plastique de l'acier transversal du noyau. Il a été supposé pour l'analyse que la résistance du béton en compression se dégrade au fur et à mesure que l'élongation de la diagonale tendue au sein du noyau augmente; de ce fait la déformation post élastique de l'acier reste la seule source de déformation (distorsion) du noyau au-delà du seuil d'élasticité. Après examen du data expérimental existant, H.Shiohara [11] a proposé un modèle analytique en considérant 2 modes de déformation ; -a (modèle poutre) dû à l'ouverture des fissures aux extrémités des poutres et (modèle nœud) dû à l'ouverture des fissures en diagonal à l'intérieur du noyau (figure 4a). Ce modèle couvre les nœuds intérieurs, extérieurs et d'angle ; et se base sur une théorie unifiée simple, articulée sur les équilibres statiques où les efforts tranchants et normaux revenant aux éléments concourant au nœud (poteaux et poutres) sont convertis en contraintes résultantes au sein des aciers et béton des sections critiques. Afin d'asseoir une conception basée sur la performance parasismique, il devient important d'établir une relation claire entre l'endommagement structural (fissuration, écrasement du béton) et les caractéristiques force restituée - déformation.

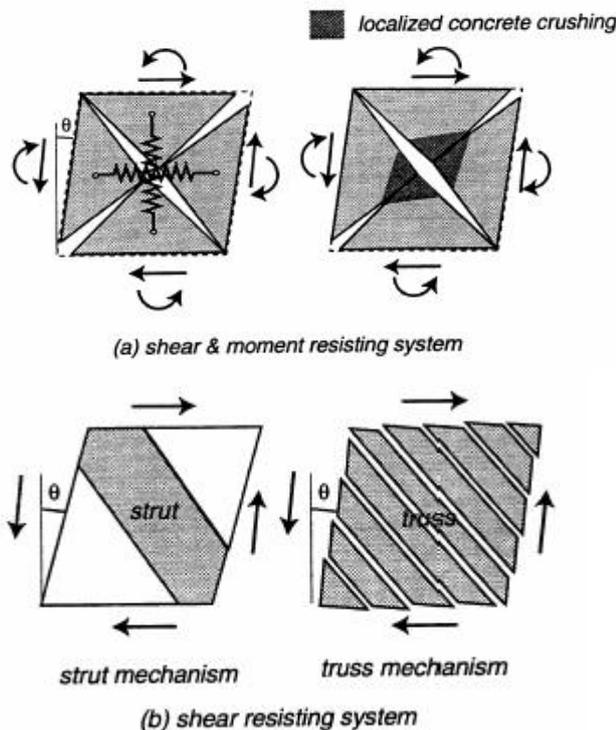


Figure 4 : Mécanismes existants [11]

La performance emmagasinée au sein d'une structure endommagée par un séisme peut être évaluée à travers les niveaux d'endommagement observés, afin d'apporter le jugement sur sa mise en service, réparation ou sécurité contre l'effondrement. Dans ce contexte Teroaka et al [12]

ont conduit un travail de recherche sur 33 spécimens de nœuds intérieurs, et ont dressé une carte (Fig.5) reliant le niveau de performance parasismique avec la distorsion et l'endommagement structural (l'angle de cisaillement et la largeur de fissure).

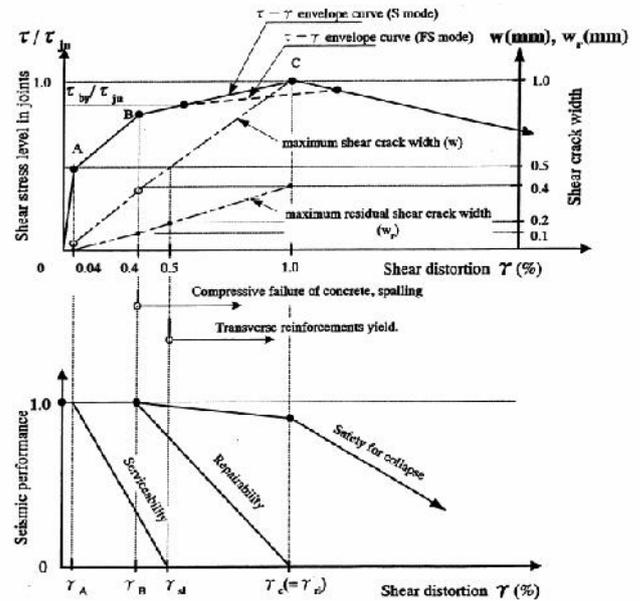


Figure 5 : Relation distorsion - endommagement, performance parasismique résiduelle [12]

- A : est la distorsion limite (DL) pour une bonne serviabilité (0.04%)
- B : DL pour une réparation facile (0.4%) ;
- sl : DL pour perte de serviabilité (0.5%)
- c : DL pour une réparation difficile (1.0%)

La relation schématique entre distorsion - endommagement et performance parasismique résiduelle (service, réparation et sécurité à l'effondrement), supposée varier linéairement respectivement entre les points A, B et C. La distorsion des panneaux dans la région AB est provoquée principalement par l'extension de la diagonale due la propagation des fissures et non à la compression du béton dans l'autre direction. Cette extension peut être contrôlée par l'armature transversale et les barres intermédiaires du poteau. Il a été constaté [12] que plus le coefficient de sécurité (τ_{Nu}/τ_{by}) est grand, plus le facteur de ductilité est élevé pour les spécimens ruinés par cisaillement du noyau après plastification des poutres. On peut donc en conclure qu'il serait judicieux de relier le taux de l'acier transversal dans le noyau avec la limite sur la déformation angulaire afin de limiter le niveau d'endommagement.

2. TAUX D'ARMATURE TRANSVERSALE POUR LE CONTROL DE LA DISTORSION DU NOYAU

Exploitant le modèle diagonale - membrure tendue développé par Mander [10], une expression analytique simplifiée reliant le taux d'armature transversale à l'angle de distorsion du noyau fixé et s'accordant avec l'esprit de dimensionnement en performances est proposée.

Considérant que la rotule plastique se forme dans la poutre, Mander et al ont obtenu :

$$v_1 = \frac{C \cos \Gamma_0 (\cos \Gamma_0 + \sin \Gamma_0)}{2 \left(\sum A_{sh} f_y \right)} x_j \quad (1)$$

Avec :

$$C = C_b = \sum_{i=0}^n F_{cdi} \cos \Gamma_i \quad (2)$$

Pour maintenir la résistance d'un noyau poteau - poutre sous déformation réversible, il est recommandé [13] de dimensionner ce dernier vis-à-vis de l'état limite d'écoulement de l'armature transversale. Ceci va en résulter une quantité d'acier transversal et marge de sécurité plus larges.

Considérons que les forces de compression rapportées par les bielles de béton sont équilibrées horizontalement par les aciers transversaux, on pourra écrire :

$$F_{cdi} = f_{cdi} \cdot A_{cdi} = \frac{A_{sh} f_y}{\cos \Gamma_i}$$

et l'équation 2 sera :

$$C = \sum_{i=0}^n F_{cdi} \cos \Gamma_i = \sum_{i=0}^n \frac{A_{sh} f_y}{\cos \Gamma_i} \cos \Gamma_i = \sum A_{sh} f_y \quad (3)$$

En injectant l'équation 3 dans l'équation 1 on obtient :

$$v_1 = \frac{\cos \Gamma_0 (\cos \Gamma_0 + \sin \Gamma_0)}{2} x_j \quad (4)$$

ou encore :

$$x_j = \frac{2v_1}{\cos \Gamma_0 (\cos \Gamma_0 + \sin \Gamma_0)} \quad (5)$$

Considérant les relations caractérisant la compression maximale dans la bielle de béton [14],

$$\frac{f_{cd}^{\max}}{f_c'} = \frac{1}{0.8 + 170v_1} \leq 1 \quad (6)$$

et armature transversale – compression dans la bielle de béton [10],

$$\frac{f_{cdi}}{f_c'} = 2 \dots_v \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \Gamma_i} \right) \left(\frac{f_y}{f_c'} \right) \leq 1 \quad (7)$$

En égalisant à la limite les expressions précédemment citées ($f_{cd}^{\max} = f_{cdi}$) on obtient :

$$v_1 \leq \frac{1}{170} \left[\frac{1}{2 \dots_v \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \Gamma_i} \right) \frac{f_y}{f_c'}} - 0.8 \right] \quad (8a)$$

$$\dots_v \geq \frac{1}{2 \left(1 + \frac{1}{\cos^2 \Gamma_i} \right) \frac{f_y}{f_c'} (0.8 + 170v_1)} \quad (8b)$$

$$\dots_v = \frac{A_{sh}}{b.s} \text{ et } n.A_{sh} = \dots_{sh} b.h_b$$

conduit à :

$$\dots_v = \frac{A_{sh}}{b.s} = \frac{\dots_{sh} b.h_b}{n.b.s} ;$$

comme :

$$s = \frac{h_b}{n+1} ;$$

on a :

$$\dots_v = \frac{\dots_{sh} (n+1)}{n} \quad (9a)$$

$$\dots_{sh} = \dots_v \frac{n}{n+1} \quad (9b)$$

3.1. Procédure directe (évaluation du taux requis)

Connaissant la déformation angulaire, on évalue le taux d'armature transversal requis pour l'équilibrer. Posons $\gamma_j \leq [\gamma_j]_{\text{limite}}$, on calcule la déformation ε_1 à ne pas dépasser (eq. 4) d'où \dots_v (eq. 8b) et le convertir en \dots_{sh} (équation 9b).

3.2 Procédure indirecte (évaluation de la distorsion du noyau)

Etapes à considérer :

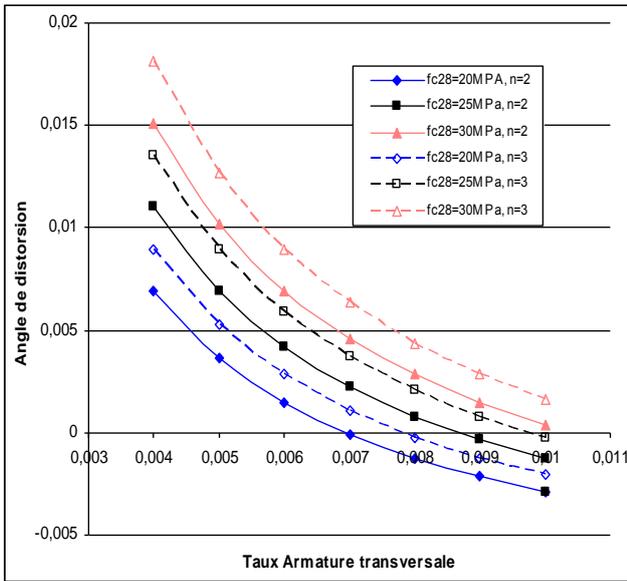
- calculer \dots_{sh} et le convertir en \dots_v (équation 9a)
- calculer ε_1 (équation 8a)
- évaluation de x_j (équation 5)

Utilisant la procédure inverse pour la détermination de l'angle de distorsion du noyau, une étude paramétrique a été conduite, et les principaux résultats sont présentés sur la figure 6. La figure 6a illustre la variation de cet angle pour un élancement du noyau constant ($h_b/h_c = 1$), pour un ρ_{sh} , un nombre de lits de l'armature transversale et une résistance du béton variables. La figure 6b illustre la variation de cet angle pour un élancement variable, un ρ_{sh} variable, pour une résistance du béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$. Les différentes courbes ont été établies pour un taux de travail de l'acier $f_y = 400\text{MPa}$.

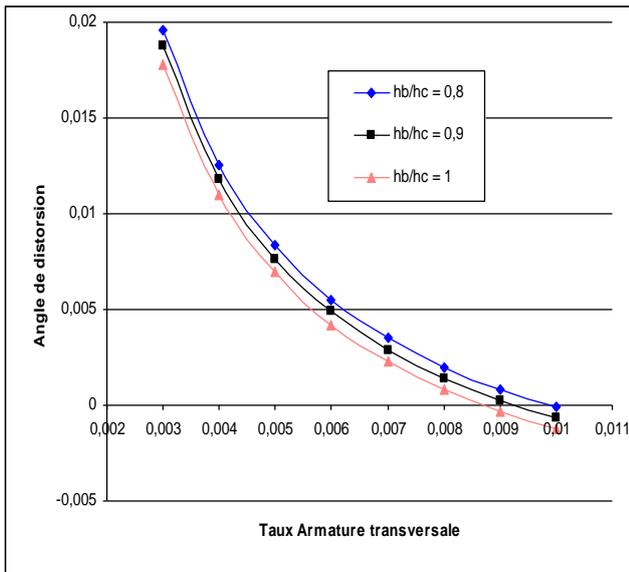
On peut constater que la distorsion angulaire augmente avec la résistance du béton le nombre de lits d'armature à disposer (figure 6a) et diminue avec le taux d'armature transversale ρ_{sh} et l'élancement géométrique du noyau (figure 6b). Augmenter le nombre de lits pour un taux d'armature transversale constant, conduit à une relaxation de cette dernière dans la partie centrale du noyau, d'où l'augmentation de sa flexibilité. On peut constater que la distorsion est plus prononcée pour $n = 3$ comparativement avec celle relative à $n = 2$.

Il a été constaté par Kitayama et al [15] que la détérioration de l'adhérence des barres du poteau se manifeste pour un angle de distorsion $\gamma_j=0.02$, et que les spécimens étudiés ont mobilisé le maximum de leur résistance pour un angle de 2%, après la dégradation se fait graduellement.

L'examen de la figure 6b montre que cette valeur ne sera pas atteinte pour des valeurs $\rho_{sh} = 0.4\%$ et ce pour différentes valeurs usuelles de l'éclatement du noyau. De ce fait ce taux sera recommandé comme taux minimal à disposer latéralement afin de se prémunir contre la dégradation du noyau, donc de la rupture brutale par manque d'adhérence.



(a) $h_b/h_c = 1, f_{c28} = \text{variable}$



(b) h_b/h_c variable, $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Figure 6 : Variation de l'angle de distorsion résultant

L'armature transversale pour laquelle l'angle de distorsion devient négatif, pourra être considérée comme une armature de confinement maintenant le noyau dans un état élastique.

L'illustration numérique qui suit intéresse uniquement le nœud extérieur et s'appuie sur les relations suivantes proposées respectivement par Heggar et al [16] et Bakir et al [17] ; converties en taux d'armature transversale. L'angle de distorsion potentiel résultant du ferrailage transversal est évalué. Du moment que les relations de dimensionnement sont formulées dans un esprit de garantir une capacité de résistance adéquate au cisaillement, cette alternative permet de s'assurer si la distorsion maximale résultante de la section reste bien inférieure à la distorsion limite initialement fixée.

Bakir et al

$$\rho_{sh} = \frac{0.9155b_j h_c \sqrt{f'_c} - 0.71 \left(100 \frac{A_{sb}}{b_b d} \right)^{0.429} \left(\frac{b_c + b_b}{2} \right) h_c \sqrt{f'_c}}{\left(\frac{h_b}{h_c} \right)^{0.61}} \frac{1}{r f_y b_j h_b} \quad (15)$$

Heggar et al

$$\rho_{sh} = \frac{1.245 \sqrt{f'_c} b_j h_c - 0.95 \left(2.4 - 0.6 \frac{h_b}{h_c} \right) f_c'^{\frac{1}{3}} b_j h_c}{0.6 f_y b_j h_b} \quad (16)$$

$$\rho_v = \frac{\rho_{sh} (n+1)}{n}$$

La figure 7 regroupe les différentes valeurs de l'angle de distorsion pour les relations proposées par les auteurs précités. L'examen des courbes de cette figure (relation Bakir et al), montre que la déformation angulaire est plus prononcée pour un ferrailage longitudinal en barres T16 comparativement avec celui en barres T14. Ceci reflète l'effet du diamètre des barres traversant le noyau sur la force d'adhérence.

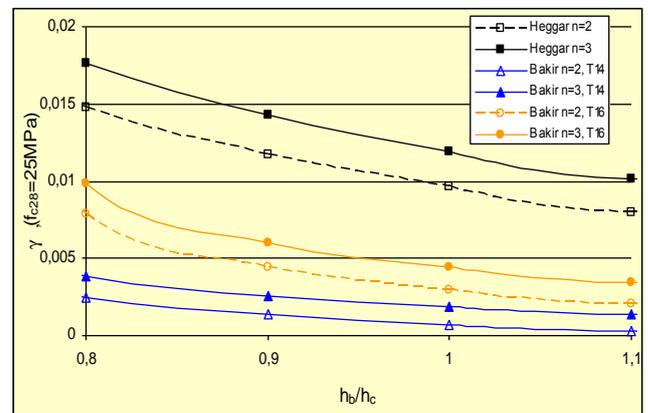


Figure 7 : Angle de distorsion résultant des expressions proposées

La déformation angulaire enregistrée fluctue entre 0.25% et 1% pour un élancement de 0.8, décroît rapidement restant aux alentours de 0,34% pour des barres de T16 et inférieure à 0.02% si celles-ci ont un diamètre de 14mm.

On peut conclure que le taux d'armature obtenue à partir de la relation proposée par Bakir et al est considérable, résultant en des déformations angulaires négligeables (pour $h_b/h_c > 0.9$). Les taux d'armature transversale obtenus en exploitant la relation proposée par Hegggar et al varient entre 0.4% et 0.6% pour les élancements usuels ($0.8 \leq h_b/h_c \leq 1.2$), conduisant ainsi à des déformations angulaires beaucoup plus importantes (figure 7).

Néanmoins celles-ci restent inférieures à 1.8 % (comprises entre 1.76 % et 1.1 % si $n = 2$; 1.5 et 0.8 % si $n = 3$). On remarque que le taux d'armature transversale fixé à 0.4% par Kitayama et al [15] s'avère bien fondé, du fait que la distorsion résultante reste inférieure à 2% ; niveau pour lequel cette armature atteint la plastification.

CONCLUSIONS

Le but principal recherché dans la conception des nœuds poteau - poutre chargés cycliquement est de conserver une rigidité au cisaillement sous chargement réversible, et une capacité de résistance au cisaillement suffisante si le chargement est monotone.

1. L'augmentation de la capacité d'adhérence augmentera donc la capacité de résistance et de déformation du noyau, et il devient de ce fait impératif de limiter le diamètre des barres longitudinales traversant le noyau.
2. Réduire l'élancement du noyau augmentera la capacité de résistance de ce dernier. Ceci contribuera aussi à satisfaire la condition poteau fort - poutre faible (recommandée pour conditionner la plastification des poutres) en augmentant la rigidité du poteau.
3. La densification de l'armature transversale à mi-hauteur du noyau, peut être plus effective en fournissant une ductilité après fissuration, retardant ainsi la dégradation de résistance des diagonales comprimées de béton.
4. La formulation proposée reliant l'armature transversale du noyau à l'angle de distorsion limite, s'accorde avec le dimensionnement en performances et s'accommode avec la variation de l'élancement du noyau, les caractéristiques des matériaux et du nombre de lits à disposer latéralement.

REFERENCES

- [1] SANZS (Standard Association of New Zealand) (1982), (a) Code of Practice for the Design of Concrete Structures (NZS 3101-Part 1: 1982; (b) Commentary on Code of Practice for the Design of Concrete Structures (NZS 3101-Part 2: 1982). Wellington.
- [2] ACI-ASCE Committee 352(1985) Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352 R-85) Journal of the ACI, 83(3), pp. 266-283.
- [3] CEN Techn. Comm. 250/SC2 (EC8 1995) Eurocode 8 : Earthquake – Resistant Design of Structures – Part I : General Rules and Rules for Buildings (ENV 1998-1-1), CEN, Berlin.
- [4] Penelis, G.G., Kappos, A.J., (1997) 'Earthquake-Resistant Concrete Structures' Published by E&FN Spon.
- [5] Park, R., Paulay, T., (1975) 'Reinforced Concrete Structures', J.Wiley, New-York.
- [6] Fintel, M., (1985) 'Handbook of Concrete Engineering', Second edition, Van Nostrand.
- [7] Park, R., (1992) 'Capacity Design of Ductile RC Building Structures for Earthquake Resistance' The Structural Engineer, Vol. 70, N°16, pp. 279-289.
- [8] Cheung, P.C., Paulay, T., Park, R., (1993) 'Behaviour of Beam-Column Joints in Seismically-Loaded R.C Frames'. The Structural Engineer, Vol. 71, N°8, pp. 129-138.
- [9] Bakir, P.G., Bodoruglu, H.M., (2002) 'Predicting the failure modes of monotonically loaded RC exterior beam-column joints'. Engineering Structures, Vol. 14, N°3, pp. 307-330.
- [10] Kim, J.H., Mander, J.B., (2000) 'Seismic detailing of reinforced concrete beam-column connections' Structural Engineering & Mechanics, Vol.10 N°6, pp. 589-601.
- [11] Shiohara, H., (2000) 'Effects of Interaction Between Joint Shear and Bond Strength on the Elastic-Plastic Behaviour of R/C Beam-Column Joints'. Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10, pp. 401-414.
- [12] Teroaka, M., Fujii, S., (2000) 'Seismic Evaluation of R/C Beam-Column Joints' Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10, pp. 379-390.
- [13] Hwang, S.J., Lee, H.J., (2002) 'Design and Retrofitting Strategy of RC Beam-Column Joints'. Recent Advances in Seismic Design of RC Buildings in Taiwan
- [14] Vecchio, F.J., Collins, M.P., (1986) 'The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear', ACI Journal, 83(2), pp. 219-231.
- [15] Kitayama, K., Tajima, Y., Okuda, M., Kishida, S., (2000) 'Influences of Beam and Column Bar Bond on Failure Mechanism in Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints' Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Methodology for Reinforced Concrete Building Structures; Sapporo Hokkaido Japan. PEER 2000/10, pp.357-364.
- [16] Hegggar, J., Sherif, A. & Roeser, W., (2003) 'Non seismic design beam column joints' ACI Structural Journal, Vol 100 N°5, pp. 654-664.
- [17] Bakir, P.G., Bodoruglu, H.M., (2002) 'A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints' Engineering Structures, Vol. 24, pp. 1105-1117.