

## ANALYSE DE LA STABILITÉ DES POTEAUX D'UNE STRUCTURE DE 10 ÉTAGES À CONTREVENTEMENT MIXTE EN BÉTON ARMÉ

Mahfoud YOUSFI<sup>1</sup>, Amar KASSOUL<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie, e-mail : Y\_Mahfoud@yahoo.fr

<sup>2</sup> Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie, e-mail : Amkassoul@hotmail.fr

### RÉSUMÉ

*Dans la pratique de conception des structures en béton armé en Algérie, la stabilité de forme est considérée d'une manière implicite, par la considération de l'excentricité du 2<sup>me</sup> ordre dans le calcul du ferrailage. Cependant, les codes ACI 318-08 et l'Eurocode 2 exigent leur vérification d'une manière très explicite par l'adoption des règles très appropriées. L'objectif de cet article traite l'analyse de la stabilité de forme des poteaux d'une structure contreventée par des voiles en béton armé, dimensionnée selon les règles parasismiques Algériennes (RPA-99/v2003) et le code de béton Algérien CBA-93. En premier lieu, on expose les lois de comportement des matériaux utilisés préconisés par le CBA-93. Puis, on développe la méthode d'évaluation de la stabilité adoptée par le code ACI 318-08, basée sur l'amplification du moment du 1er ordre et le diagramme d'interaction Moment-Effort normal, qui sera suivie par les étapes d'analyse. Afin de réaliser cette étude, une construction de 10 étages sera identifiée. Ensuite, on analyse la stabilité des quelques poteaux choisis de la structure considérée. Les résultats obtenus montrent que la stabilité est largement assurée dans les poteaux de la structure traitée.*

MOTS-CLÉS : Poteau, Stabilité de forme, Courbe d'interaction, Capacité portante, Elancement.

**1. Introduction**

Actuellement, les structures à contreventements mixtes (voiles-portiques), sont très employées dans la construction des bâtiments en Algérie, ce qui montre l'importance de ce type structural. Dans ce système, les poteaux supportent une partie des forces sismiques en plus des charges verticales. Or, la ruine des poteaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui engendre souvent l'effondrement total de la structure. Il est donc nécessaire pour la sécurité d'éviter à tout prix la ruine des poteaux. Ceux-ci sont potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine, parmi eux la rupture par l'instabilité de forme (flambement) [1]. D'ici, le concept de stabilité a une grande importance dans l'analyse des structures.

L'évaluation de la stabilité des poteaux a connu des progrès énormes, où de nombreuses méthodes ont été élaborées pour la détermination de la charge critique. Les premières méthodes remontent à Musschenbroek (1729) et Euler (1759) [2]. Récemment, plusieurs méthodes ont été quantifiées pour l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé ([3], [4]). Vu l'importance de la stabilité dans la résistance et la sécurité de la construction, les codes ACI 318-08[5], et l'Eurocode 2 [6] exigent la vérification de la stabilité d'une manière très explicite, par l'adoption de règles très précises. Cependant, en Algérie, la conception des poteaux des constructions en béton armé par les codes Algériens en vigueur (RPA-99/v2003 [7] et CBA-93[8]) tient d'une manière très implicite la prise en compte de la stabilité de forme dans le calcul de ferrailage en flexion composée. Dans une étude récente [9] a prouvé que l'étude de la stabilité des poteaux des structures en béton armé doit être prise en considération durant la conception par des méthodes appropriées.

L'objectif principal de ce travail est de présenter la méthode d'évaluation de la stabilité adoptée par le code ACI 318-08. Ensuite, de faire une analyse détaillée de la stabilité de forme des poteaux d'une structure de 10 étages a contreventement mixte en béton armé dimensionnée par les codes algériens en vigueur. Enfin, de voir la variation des facteurs influant la stabilité par une étude paramétrique.

**2. Notions sur la stabilité**

La stabilité de forme est la mesure de la capacité de maintenir l'état d'équilibre d'un élément (poteau) d'une structure. Elle est affectée par plusieurs paramètres à savoir [10] :

- les caractéristiques géométriques et les propriétés physiques des matériaux ;
- l'élanement du poteau ;

- les conditions aux limites établies en pied et en tête du poteau ;
- l'orientation de l'application des charges.

Sous une force axiale de compression, un poteau qui est suffisamment élancé va ruiner par la déformation vers le côté plutôt que par l'écrasement des matériaux [11], ce phénomène est appelé flambement. La longueur comprise entre deux points d'inflexion de la barre (Figure 1) est appelée longueur utile de flambement (efficace)  $l_e$ , et est exprimée par [5] :

$$l_e = k l_u \tag{1}$$

Avec :

$l_u$  : longueur libre d'un poteau ;

$k$  : coefficient dépendant de l'état de liaison des extrémités du poteau. Pour les éléments comprimés d'un portique à nœuds fixes,  $k$  varie entre 0.5 et 1.

La charge limite à partir de laquelle se manifeste les grandes déformations allant jusqu'à l'instabilité est appelée charge critique de flambement, notée  $P_c$  [5].

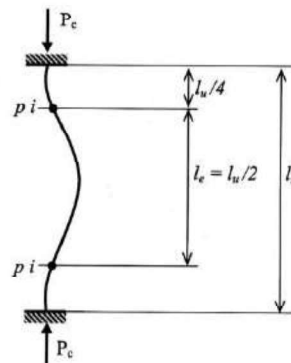


Figure 1 : Flambement d'une barre [5]

L'élanement géométrique est un paramètre adimensionnel qui distingue l'état d'un poteau court ou élancé [12]. Il est défini généralement par le rapport de la longueur utile du poteau et le rayon de giration  $r$  :

$$\lambda = \frac{k l_u}{r} \tag{2}$$

Cet élanement géométrique  $\lambda$  est limité par un élanement admissible normalisé  $\lambda_n$ . Il est donné par les codes réglementaires, en fonction de plusieurs paramètres influents sur la stabilité du poteau. D'après le code ACI 318-08 [5], dans les structures à nœuds fixes,  $\lambda_n$  est exprimé par :

$$\lambda_n = \left( 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right) \tag{3}$$

Où  $M_1, M_2$  sont les moments du premier ordre des extrémités d'un poteau comme le montre la Figure 2, avec  $M_2$  toujours supérieur à  $M_1$  ( $M_2 > M_1$ ).

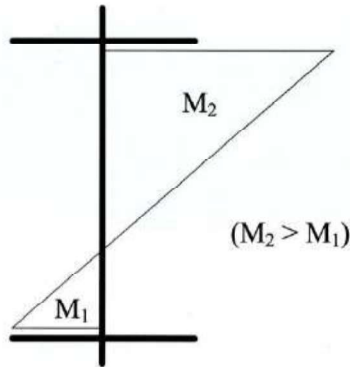


Figure 2 : Moments  $M_1$  et  $M_2$  du premier ordre dans les extrémités d'un poteau

- Si  $\lambda \leq \lambda_n$  : le poteau est considéré comme court, dans ce cas l'effet du second ordre est négligeable.
- Si  $\lambda > \lambda_n$  : le poteau est considéré comme élancé, l'effet du second ordre sera pris en compte dans la conception.

**3. Lois de comportement des matériaux**

Le code du béton Algérien CBA-93 [8], à l'état limite ultime, adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle illustré sur la Figure 3. Ce diagramme est caractérisé par une déformation ultime  $\epsilon_{bu}$  égale à 3,5 ‰ et une contrainte de calcul  $f_{bc}$  définie par la relation :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \tag{4}$$

où  $\gamma_b$  est un coefficient de sécurité, égal à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.  $\theta$  est un coefficient égal à 1, pour une durée d'application de la charge inférieure à une heure.

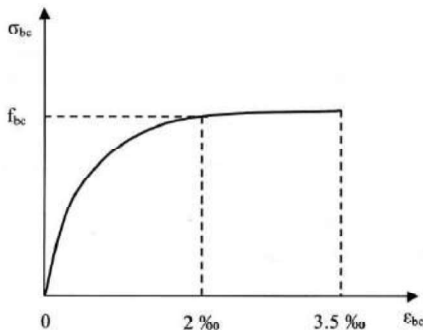


Figure 3 : Diagramme contrainte - déformation du béton pour le CBA-93 [8]

Pour les aciers du ferrailage, le CBA-93[8] adopte un diagramme contrainte-déformation conventionnel (Figure 4) défini par une déformation à la fin de la phase élastique  $\epsilon_{se}$  égale à  $\sigma_s/E_s$  et une déformation ultime  $\epsilon_{su}$  égale à 10 ‰ avec une contrainte dans les armatures  $\sigma_s$  exprimée par la relation suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{5}$$

avec:

$f_e$  : limite d'élasticité spécifiée des aciers ;

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité égal 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.

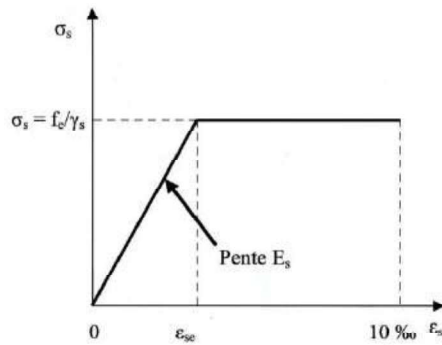


Figure 4 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier pour le CBA 93 [8]

**4. Méthode d'évaluation de la stabilité des poteaux en béton armé**

La méthode d'évaluation de la stabilité préconisée par le code ACI 318-08 [5], sera développée pour l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé à nœuds fixe en intégrant les spécificités des codes Algériens en vigueur à savoir : RPA-99/v2003 [7] et CBA-93 [8]. Le principe de cette méthode est basé sur l'amplification du moment du premier ordre et le diagramme d'interaction.

**4. 1. Équations d'équilibre de la section d'un poteau**

Considérons à l'état limite ultime les équations d'équilibre des forces agissant sur la section d'un poteau en béton armé illustrée dans la Figure 5. D'après cette figure, la force axiale  $P$  appliquée au centre de gravité de la section est exprimée par :

$$P = f_{bc} b s + \sigma'_s A' + \sigma_s A \quad (6)$$

où :  
 $x_u$  : profondeur de la zone comprimée avec  $s = 0.8 x_u$  ;  
 $A'$  : armatures comprimées ;  
 $A$  : armatures tendues ;  
 $\sigma'_s$  : contrainte d'armatures comprimées  $A'$  ;  
 $b$  : largeur de la section transversale.  
 Le moment résistant  $M$  au centre de gravité  $G$  de la section est exprimé par :

$$M = f_{bc} b s \left( \frac{h}{2} - \frac{s}{2} \right) + \sigma'_s A' \left( \frac{h}{2} - d' \right) - \sigma_s A \left( \frac{h}{2} - d \right) \quad (7)$$

où :  
 $d$  : hauteur utile ;  
 $d'$  : hauteur entre les armatures comprimées et les fibres extrêmes comprimées de la section ;  
 $h$  : hauteur de la section du poteau.

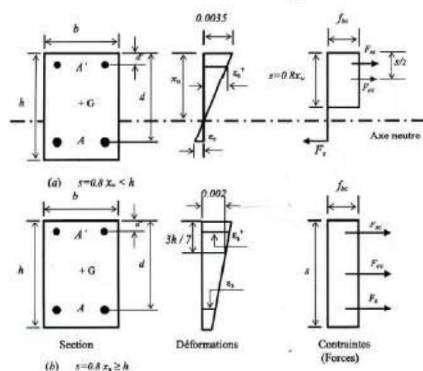


Figure 5 : flexion composée dans la section transversale du poteau.

Ainsi, dans le cas d'une section partiellement tendue (Figure 5a), la déformation des armatures comprimées  $\epsilon'_s$ , s'écrit :

$$\epsilon'_s = 0.0035 \left( \frac{x_u - d'}{x_u} \right) \quad (8)$$

Et la déformation des armatures tendues  $\epsilon_s$ , s'exprime par :

$$\epsilon_s = 0.0035 \left( \frac{d - x_u}{x_u} \right) \quad (9)$$

Or, dans le cas d'une section entièrement comprimée ( $s = 0.8 x_u \geq h$ ) (Figure 5b), la déformation  $\epsilon'_s$  devient :

$$\epsilon'_s = 0.002 \frac{7(x_u - d')}{(7x_u - 3h)} \quad (10)$$

Et, la déformation  $\epsilon_s$  devient :

$$\epsilon_s = 0.002 \frac{7(x_u - d)}{(7x_u - 3h)} \quad (11)$$

#### 4. 2. Diagramme d'interaction

Pour une section transversale d'un poteau en béton armé ( $b, h$ ) avec un ferrailage ( $A, A'$ ) pour lesquels on envisage toutes les droites de déformation, on calcule le couple  $P(s)$  et  $M(s)$  par les relations (6) et (7) pour chaque valeur de  $s$  ( $s = 0.8x_u$ ). Ensuite, on trace la courbe d'interaction (Figure 6). L'intérieur de ce diagramme est définie comme étant la zone autorisée (où l'équilibre de la section est possible), et l'extérieure est définie comme étant la zone non autorisée (Figure 6).

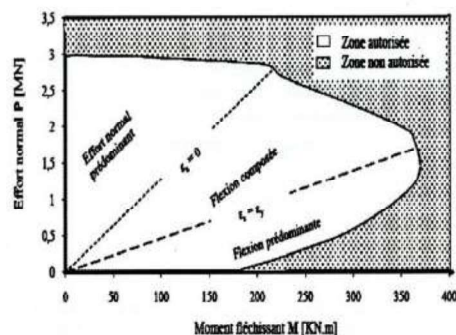


Figure 6 : Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité [13]

A partir des droites de déformations illustrées dans la Figure 6, on peut définir trois zones de comportement différent :

- Zone de la flexion prédominante : se trouve entre l'axe du moment fléchissant et la droite de déformation  $\epsilon_s = \epsilon_y$  ;
- Zone de la flexion composée : se trouve entre les deux droites de déformation  $\epsilon_s = \epsilon_y$  et  $\epsilon_s = 0$ .
- Zone de l'effort normal prédominant : se trouve entre la droite de déformation  $\epsilon_s = 0$  et l'axe de l'effort normal [13].

**4. 3. Critère d'un portique à nœuds fixes.**

Un portique est rarement considéré parfaitement à nœuds fixes, donc il est nécessaire de déterminer à l'avance si les contreventements assurés par les voiles de cisaillement ou d'autres éléments sont suffisants pour empêcher le déplacement latéral du portique [5]. Le critère des nœuds fixes exigé par le code ACI 318-08 [5], exprimé par l'indice de stabilité Q est donnée par :

$$Q \leq 0,05 \tag{12}$$

Avec :

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c}$$

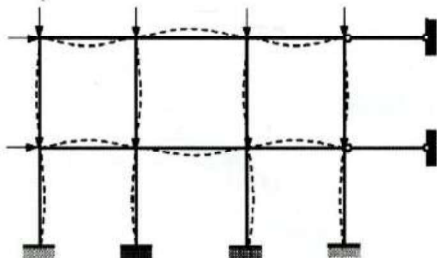
Où

$\sum P_u$  = charge verticale maximale correspondant à la combinaison la plus défavorable ;

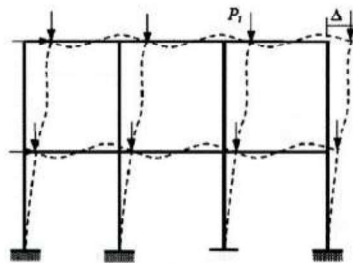
$V_{us}$  = force de cisaillement horizontale dans le portique ;

$\Delta_0$  = déplacement relatif du premier ordre entre le sommet et la base du portique dû à  $V_u$ .

Dans le cas où  $Q > 0,05$ , le portique est considéré à nœuds déplaçables (Figure 7b).



$Q \leq 0,05$   
(a) Nœuds fixes



$Q > 0,05$   
(b) Nœuds déplaçables

Figure 7 : Déformation d'un portique [14].

Cette étude sera développée uniquement pour les poteaux des portiques à nœuds fixes (Figure 7a) et l'élançement géométrique  $\lambda$  doit vérifier la condition suivante :

$$34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq \lambda = \frac{k l_u}{r} < 100 \tag{13}$$

**4. 4. Procédure d'amplification du moment du premier ordre**

La méthode d'estimation de la stabilité initialement adoptée par le code ACI 318-08[5] considérée dans cette étude est basée sur l'amplification de la valeur la plus élevée du moment du premier ordre ( $M_2$ ) à l'extrémité du poteau (Figure 2) par un coefficient  $\delta_{ns}$  [5]. Ensuite, le poteau sera traité pour la charge axiale modérée  $P_u$  et le moment amplifié  $M_c$ , où  $M_c$  est donné par :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \tag{14}$$

Où le coefficient  $\delta_{ns}$  est formulé par la relation:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \tag{15}$$

et la charge critique  $P_c$  exprimée par :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} \tag{16}$$

Afin de tenir compte des effets de la fissuration, le fluage et la non-linéarité de la courbe contrainte-déformation du béton, le code ACI 318-08 [5], donne une expression raisonnable de la rigidité ( $EI$ ) comme suit :

$$EI = \frac{(0,2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \tag{17}$$

Une autre forme simplifiée de  $EI$  est donnée par :

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \tag{18}$$

L'équation (17) représente une limite inférieure de l'intervalle de la valeur de rigidité. Cela est particulièrement valable pour les poteaux fortement armés. Cependant, l'équation (18) est plus simple à utiliser mais sous-estime considérablement l'effet des armatures dans les poteaux fortement armés. Le coefficient  $\beta_d$  est défini par :

$$\beta_d = \frac{\text{La charge maximale axiale de longue durée modérée}}{\text{Charge maximale axiale modérée associée avec la même combinaison de charge}}$$

Le terme  $C_m$  est un facteur de correction du moment équivalent. Pour des éléments sans charges latérales entre les appuis,  $C_m$  est exprimé par :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4 \quad (19)$$

Si le moment du poteau  $M_2$  est petit ou nul (Figure 8), la conception d'un poteau à nœud fixe doit être basée sur le moment minimum  $M_{2,min}$  défini par :

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0,03h) \quad (20)$$

Si  $M_{2,min} > M_2$ , la valeur du  $C_m$  est égal à 1.0, ou calculée par l'équation (19) en utilisant le rapport  $M_1$  et  $M_2$  réellement calculés.

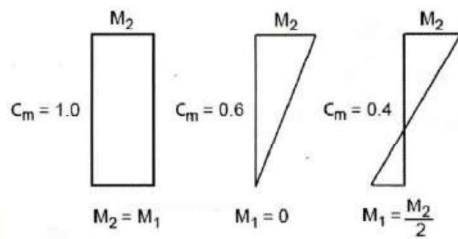


Figure 8 : Cas de figures du facteur du moment  $C_m$  [5]

#### 4. 5. Condition de la stabilité d'un poteau

Afin de vérifier l'état de stabilité d'un poteau, on examine la position du couple critique ( $P_u, M_c$ ) par rapport au diagramme d'interaction P-M. Si le couple critique ( $P_u, M_c$ ) se trouve à l'intérieur du diagramme d'interaction (P-M) (la zone autorisée (Figure 6)), la stabilité du poteau est vérifiée. Dans le cas contraire où ( $P_u, M_c$ ) se trouve à l'extérieur (la zone non autorisée (Figure 6)), la stabilité du poteau n'est pas vérifiée et on doit redimensionner le poteau.

#### 5. Identification de la structure

La structure à contreventement mixte considérée dans cette étude est présentée dans la Figure 9. Elle est composée de dix étages ( $n = 10$ ). Les données géométriques nécessaires sont illustrées dans la Figure 9 (a, b) et le tableau 1. La structure est dimensionnée à l'aide du logiciel SAP 2000 [16], en utilisant les combinaisons des efforts du RPA-99/v2003[7]. Pour le ferrailage des sections transversales, on utilise les règles des états limite adoptées par le code du béton Algérien CBA-93[8].

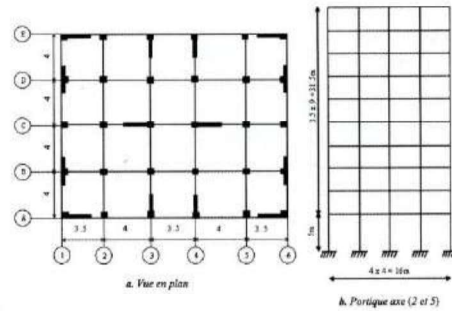


Figure 9 : Données de la structure .

Tableau 1 : Données géométriques des éléments de la structure

	Niveaux	Dimensions (b×h)
Poteaux	1, 2, 3	45 × 45 cm <sup>2</sup>
	4, 5, 6	40 × 40 cm <sup>2</sup>
	7, 8, 9, 10	35 × 35 cm <sup>2</sup>
Voiles	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Tous les niveaux	30 × 40 cm <sup>2</sup>

### 6. Analyse et discussion des résultats

#### 6. 1. Evolution de l'élanement des poteaux

La Figure 10 décrit l'évolution de l'élanement du poteau C1 de la structure identifiée. Cette figure montre que l'élanement géométrique (Eq.2) est strictement supérieur à l'élanement limite normalisé (Eq. 3) sauf pour le deuxième étage où l'élanement géométrique est inférieur à l'élanement normalisé, ceci est dû exactement aux dimensions élevées du poteau et la réduction de la hauteur ( $h_n$ ) du deuxième étage comparativement au rez-de-chaussée.

En conséquence, les poteaux de cette structure sont considérés comme des éléments élancés sauf pour le deuxième étages où il y a une réduction de la hauteur.

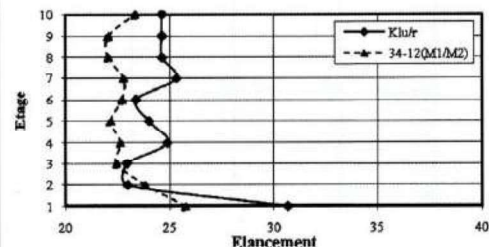


Figure 10 : Évolution de l'élanement géométrique dans chaque étage comparativement à l'élanement normalisé du poteau C1.

**6. 2. Variation de la charge critique dans les structures**

La Figure 11 illustre une confrontation entre les charges axiales de compression ( $P_u$ ), obtenues par le calcul RDM (SAP 2000 [16]) pour chaque poteau considéré de chaque étage et les valeurs correspondant aux charges critiques d'Euler ( $P_e$ ) données par le code ACI 318-08 [5]. D'après cette figure, on observe que la charge axiale de compression ( $P_u$ ) diminue vers les niveaux supérieurs, comme elle reste toujours inférieure à la charge critique  $P_e$ , de même, la charge critique d'Euler diminue proportionnellement avec les niveaux supérieurs. Pour le niveau du rez-de-chaussée,  $P_e$  présente une large diminution comparativement aux autres étages, due principalement à la hauteur élevée du poteau du rez-de-chaussée, car la charge critique d'Euler (Eq.16) est inversement proportionnelle au carré de la hauteur du poteau.

En conséquence, la ruine des poteaux par écrasement ou chute des matériaux ne peut pas avoir lieu dans le cas de notre structure. Dans la suite, on essaye d'examiner seulement la ruine des poteaux par la rupture de stabilité.

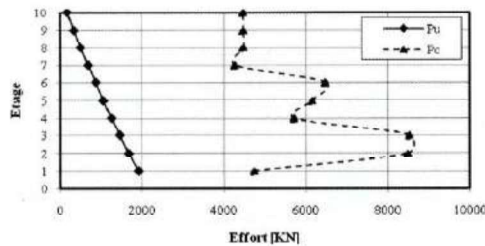


Figure 11 : Cas de figures du facteur du moment  $C_m$  [5]

**6. 3. Analyse de la stabilité des poteaux**

La Figure 12 (a – d) illustre l'état de stabilité des poteaux de la structure identifiée. D'après cette figure, on constate que tous les couples critiques ( $M_c, P_u$ ) de chaque poteau, sont localisés à l'intérieur des diagrammes d'interaction, ce qui montre que ces points se trouvent dans la zone autorisée de la stabilité. Néanmoins, la nature de cette stabilité varie d'un étage à l'autre, pour les poteaux du premier étage (Figure 12a), cette stabilité est assurée avec effort normal de compression prédominant, dans ce cas, la section est entièrement comprimée, à cause de l'effort normal élevé appliqué aux poteaux des étages inférieurs de la structure. Pour l'étage 3 (Figure 12b), le couple critique ( $M_c, P_u$ ) se trouve à l'intérieur du domaine limité par les deux droites de déformations correspondantes à  $\epsilon_s = 0$  et  $\epsilon_s = \epsilon_y$ , ce qui montre que les poteaux sont stables dans le domaine de la

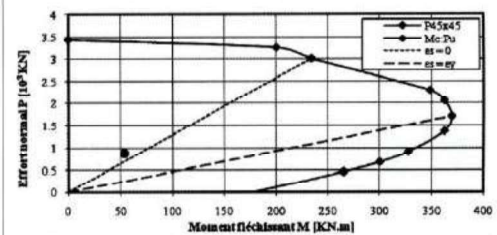
flexion composée. A partir du septième étage (Figure 12c à 12d), le couple critique ( $M_c, P_u$ ) se situe à l'intérieur du diagramme d'interaction et au dessous de la droite de déformation  $\epsilon_s = \epsilon_y$ , ce qui montre que la stabilité est garantie en présence de la flexion avec un faible effort normal de compression, ceci est dû exactement à la diminution de l'effort normal et à la réduction dans les sections transversales des poteaux dans les étages supérieurs.

Le tableau 2, résume les constats illustrés ci-dessus et distingue clairement les cas de stabilité des poteaux de la structure étudiée.

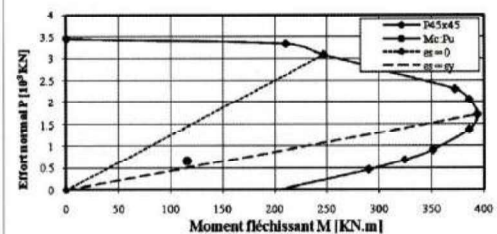
Tableau 2 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure.

Niveau	Stabilité	Zone de stabilité
1-3	Vérifiée	Effort normal prédominant
4-5	Vérifiée	Flexion composée
6-10	Vérifiée	Flexion prédominante

Dans le même contexte, la comparaison des différentes parties de la Figure 12a à 12d montre que la capacité portante esquissée par la zone autorisée de la courbe d'interaction diminue considérablement avec les niveaux supérieurs, cela est dû exactement à la réduction des sections transversales des poteaux et au pourcentage d'armature vers les étages supérieurs.

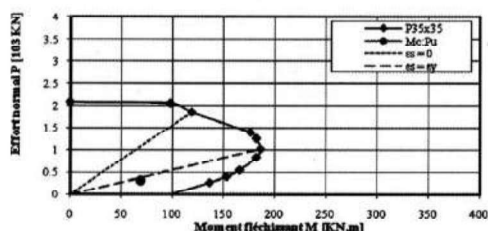


(a) Etage 1.

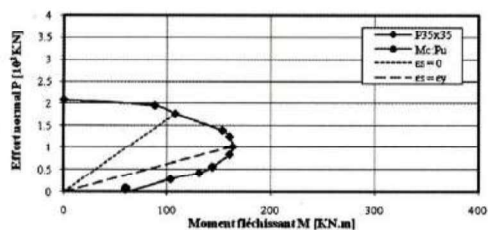


(b) Etage 3.

Figure 12 : Etat de stabilité du poteau C1 de la structure étudiée.



(c) Etage 7.



(d) Etage 10.

Figure 12 : (suite et fin) Etat de stabilité du poteau C1 de la structure étudiée.

### 7. Etude paramétrique de quelques facteurs régissant la stabilité

La stabilité de forme du bâtiment identifié a été analysée d'une manière très explicite dans le paragraphe précédent, mais avec des facteurs bien définis à savoir : la résistance à la compression du béton  $f_{c28}$ , la limite d'élasticité des armatures  $f_e$ , imposées pour toute la structure traitée, ainsi que les élancements et le pourcentage des armatures correspondant à chaque poteau selon les conditions géométriques et les sollicitations. Dans cette partie, on essaie d'examiner l'effet de la variation de ces facteurs sur la stabilité du poteau de la base de la structure.

#### 7. 1. Effet de l'élancement sur l'amplification du moment

La figure 13 illustre l'effet de l'élancement géométrique sur la valeur du moment additionnel ( $M_c - M_2$ ), obtenu par l'utilisation de la méthode ACI-318-08 [5], avec la variation de la résistance à la compression du béton de 25 à 50 MPa. D'après cette figure, on observe que le moment additionnel dépend d'une façon significative de l'élancement géométrique du poteau, de sorte qu'il augmente avec leur accroissement. Ce cas est observé avec toutes les résistances considérées.

Dans la même figure, on constate que les différentes courbes de ( $M_c - M_2$ ) diminuent avec l'augmentation de  $f_{c28}$ , surtout, lorsque l'élancement augmente, d'ici

on peut dire que la résistance à la compression du béton influe défavorablement sur le moment additionnel.

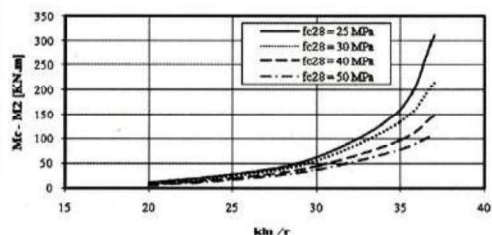


Figure 13 : Effet de l'élancement géométrique ( $k_{lu}/r$ ) sur le moment additionnel ( $M_c - M_2$ ) avec la variation de la résistance du béton  $f_{c28}$ .

#### 7. 2. Effet de la résistance à la compression du béton sur la capacité portante

La figure 14 décrit l'effet de la résistance à la compression du béton sur la capacité portante. Elle montre que la capacité portante est fortement liée à  $f_{c28}$ , de sorte que, lorsque cette dernière augmente, la capacité portante augmente aussi, cela signifie que la zone autorisée de la stabilité devient plus grande, et par conséquent, la stabilité du poteau est largement sécurisée. Cet effet favorable est largement observé dans les zones où la flexion composée est prédominante, par contre dans la zone de flexion prédominante, cet effet est négligeable.

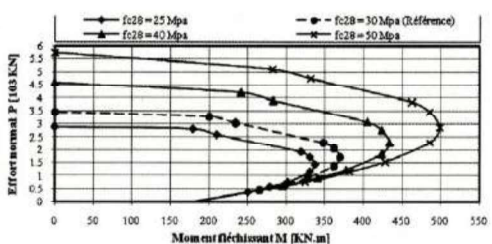


Figure 14 : Influence de la résistance du béton ( $f_{c28}$ ) sur la capacité portante.

#### 7. 3. Effet de la limite élastique des armatures

La figure 15 montre l'effet de la limite élastique  $f_e$  sur la capacité portante des poteaux en béton armé, pour deux valeurs de  $f_e$  (400 et 500 MPa). D'après cette figure, on constate que la forme des courbes d'interaction augmente avec l'accroissement de la limite élastique des armatures  $f_e$ , proportionnellement dans les trois zones de stabilité, surtout dans la zone de flexion prédominante. En conséquence, l'augmentation de la limite élastique  $f_e$  a un effet très favorable sur la capacité portante des poteaux en béton armé.



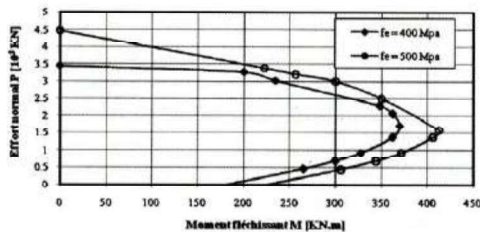


Figure 15 : Influence de la limite élastique de l'acier ( $f_e$ ) sur la capacité portante.

#### 7. 4. Effet du pourcentage d'armatures tendues

La figure 16 schématise l'effet du pourcentage d'armatures sur la capacité portante des poteaux en béton armé. Les courbes d'interaction de cette figure sont tracées avec différents degrés de renforcement ( $\rho = A/bd$ ) qui varie entre les valeurs minimale ( $\rho_{\min} = 0.9 \%$ ) et maximale ( $\rho_{\max} = 4 \%$ ) adoptées par le code RPA-99/v2003 [7], avec une résistance à la compression  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  et une limite élastique  $f_e = 400 \text{ MPa}$ . D'après cette figure, on observe que l'augmentation du pourcentage d'armatures conduit à l'augmentation de la capacité portante des sections des poteaux, dans les zones où la flexion composée et la flexion sont prédominantes, par contre, dans la zone où l'effort normal est prédominant leur effet diminue.

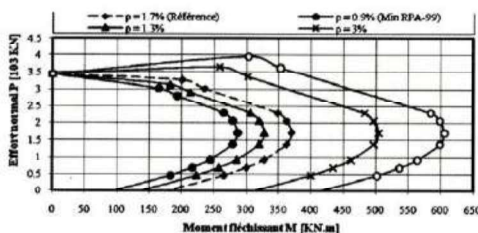


Figure 16 : Influence du pourcentage des armatures tendues sur la capacité portante.

#### 8. Conclusions

L'analyse de la stabilité des poteaux de la structure dimensionnée par les codes Algériens en vigueur, à l'aide de la méthode adoptée par le code ACI 318-08 [5], nous a permis de dégager les conclusions suivantes :

- L'élançement géométrique ( $k_{lu}/r$ ) dépasse largement l'élançement limite normalisé par le code ACI sauf pour les niveaux où la dégradation de la hauteur des poteaux est imposée ;
- Malgré que, l'effort normal ultime augmente dans les niveaux inférieurs, il reste toujours au dessous de la charge critique d'Euler, ce qui nous a amené à éloigner de la ruine des poteaux par défaillance des matériaux ;
- L'analyse de la structure identifiée a montré que la stabilité dans tous les poteaux est assurée, avec des natures différentes, où :
  - Dans les étages inférieurs, elle est vérifiée dans le domaine de l'effort normal prédominant ;
  - Dans les étages moyens, elle est vérifiée dans le domaine de la flexion composée ;
  - Dans les étages supérieurs, la stabilité est assurée dans le domaine de la flexion prédominante.
- Afin de mettre en évidence la variation des différents facteurs régissant la stabilité, une étude paramétrique a été menée. Sur la base de cette étude, on a tiré les conclusions suivantes :
  - L'amplification du moment du premier ordre augmente avec l'augmentation de l'élançement dans les étages inférieurs ; par contre, elle est négligeable dans les étages supérieurs ;
  - L'augmentation de la résistance à la compression  $f_{c28}$  à un effet défavorable sur l'amplification du moment du premier ordre, par contre elle conforte largement la capacité portante ;
  - L'augmentation de la limite élastique des armatures  $f_e$  et le degré de renforcement  $\rho$  ont un effet très positif sur la capacité portante.

Enfin, on recommande la réglementation dans les codes Algériens en vigueur avec la prise en considération de la stabilité de forme d'une manière très explicite comme dans le cas des codes ACI 318-08 et l'Eurocode 2.

**Références bibliographiques**

- [1] Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie, 2003. Rapport préliminaire de la mission AFPS, Rapport, 92p.
- [2] Mahfouz. S.Y., 1999. Design optimization of steel frame structures according to the British codes of practice using a genetic algorithm, Thèse de doctorat, 322p.
- [3] Bažant et al, 1991. New method of analysis for slender columns. ACI Structural Journal, Vol. 88, N° 4, July-August 1991, Title n°88-S41, pg. 391-401
- [4] El-Metwally. S., 1994. Method of segment length for instability analysis of reinforced concrete beam columns. ACI Structural Journal, Vol. 91, N° 6, November- December 1994, Title n°91-S65, pg. 666-677
- [5] ACI-318, 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI Committee 318. American Concrete Institute, IHS, 467p.
- [6] Eurocode 2, 2004. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 225p
- [7] RPA-99/VERSION 2003. Règles parasismiques Algériennes 1999. Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 117p.
- [8] CBA-93, 1994. Code de béton algérien 1993. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.
- [9] Yousfi. M. (2010), Contribution a l'étude de la stabilité des poteaux des structures contreventées par des voiles en béton armé, Thèse de Magister, Université HB Chlef, 127p.
- [10] Gearhart. D. Application of parametric column analysis to evaluate eccentric loading conditions on prop support performance .Disponible sur : <http://www.cdc.gov/niosh/mining/pubs/pdfs/aopca.pdf>
- [11] Bazant Z.P., 2003. Stability of Structures. New York, édition Oxford University Press, Inc., 1011p.
- [12] Thonier. H., 1992. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment. Paris, édition René Wather, 779p.
- [13] Germain. O., 2006. Contribution à l'analyse du comportement et au dimensionnement des colonnes élancées en béton armé. Thèse de doctorat, 179p.
- [14] TGC-V8, 1999. Dimensionnement des Structures en Béton Armé. Lausanne, édition René Wather, 593p.
- [15] MacGregor, J. G., 1993. Design of Slender Columns—Revisited, ACI Structural Journal, V. 90, No. 3, May-June, pp. 302-309.
- [16] CSI (Computer and Structure Inc) SAP2000 V12, 2009. Integrated Finite Element Analysis And Design of Structures. CSI Berkeley