

ETUDE DE LA STABILITE DES POTEAUX D'UNE STRUCTURE CONTREVENTEE PAR DES VOILES EN BETON ARME SELON LE CODE ACI 318-08

Mahfoud YOUSFI¹, Amar KASSOUL¹

¹ *Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie, y_mahfoud@yahoo.fr, amkassoul@hotmail.fr*

RESUME :

Cette étude traite 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 la méthode d'évaluation de la stabilité adoptée par le code ACI 318-08, basée sur l'amplification du moment du 1^{er} ordre et le diagramme d'interaction Moment-Effort normal, qui sera suivie par les étapes d'analyse. Une construction de 10 étages est prise comme exemple pour les besoins de l'étude. 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. Enfin, des recommandations à la fin de cette étude sont faites pour les praticiens.

Mots - clés : Poteau, Stabilité de forme, Courbe d'interaction, Capacité portante, Elancement.

1. INTRODUCTION

L'évaluation de la stabilité des poteaux a connu des progrès énormes et de nombreuses méthodes ont été élaborées pour la détermination de la charge critique. Les premières méthodes remontent à Musschenbroek (1729) et Euler (1759) [1]. Récemment, plusieurs méthodes ont été quantifiées pour l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé [2]. Vu l'importance de la stabilité dans la résistance et la sécurité de la construction, les codes ACI 318-08[3] et l'Eurocode 2 [4] exigent la vérification de la stabilité d'une manière très explicite, par l'adoption des règles très précises. Cependant, en Algérie, la conception des poteaux des constructions en béton armé par les codes Algériens en vigueur (RPA-99/v2003 [5] et CBA-93[6]) 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 [7], il a été montré que l'étude de la stabilité des poteaux des structures en béton armé doit être prise en considération durant la conception 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 à contreventement mixte en béton armé dimensionnée par les codes algériens en vigueur.

2. METHODE D'EVALUATION DE LA STABILITE DES POTEAUX EN BETON ARME

La méthode d'évaluation de la stabilité préconisée par le code ACI 318-08 [3], sera développée pour l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé à nœuds fixes. Le principe de cette méthode est basé sur l'amplification du moment du premier ordre et le diagramme d'interaction.

2.1 Lois de comportement des matériaux

Le code du béton Algérien CBA-93 [6], à l'état limite ultime, adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle illustré sur la Figure 1. Ce diagramme est caractérisé par une déformation ultime ϵ_{bu} égale à 3.5 ‰ et une contrainte de calcul f_{bc} .

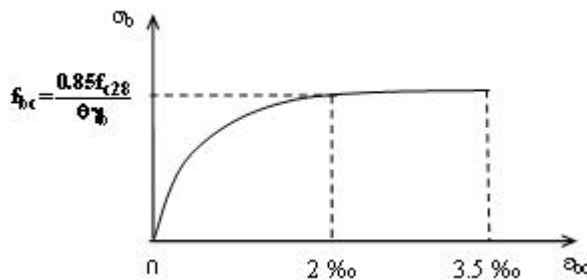


Figure 1 : Diagramme contrainte - déformation du béton pour le CBA-93 [6]

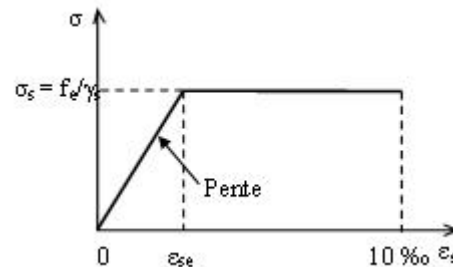


Figure 2 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier pour le CBA 93 [6]

Pour les aciers du ferrailage, le CBA-93[6] adopte un diagramme contrainte-déformation conventionnel (Figure 2) défini par une déformation à la fin de la phase élastique ϵ_{sc} égale à σ_s/E_s et une déformation ultime ϵ_{su} égale à 10 ‰ avec une contrainte dans les armatures σ_s .

2.2. 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 3. D'après cette figure, la force axiale appliquée P appliquée au centre de gravité de la section est exprimée par :

$$P = f_{bc} b s + \sigma'_s A' + \sigma_s A \quad (1)$$

où :

x_u : profondeur de la zone comprimée avec $s = 0.8x_u$;

A' : armatures comprimées ;

A : armatures tendues ;

σ'_s : contrainte d'armatures comprimées A' ;

b : largeur de la section transversale.

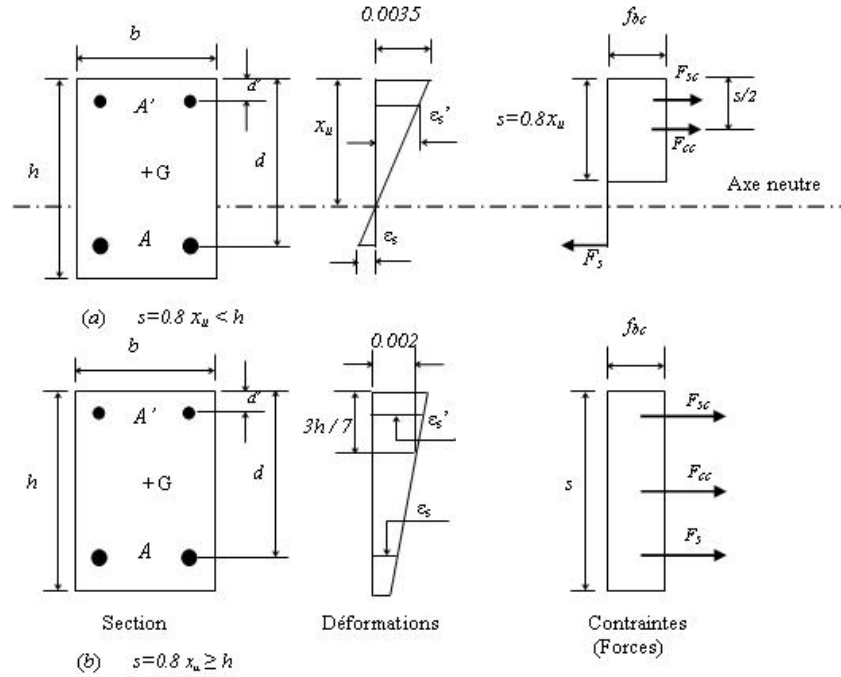


Figure 3 : flexion composée dans la section transversale du poteau

Le moment résistant M au centre de gravité G de la section est exprimé par :

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

où :

d : hauteur utile;

d' : hauteur entre les armatures comprimées et les fibres extrême comprimée de la section

h : hauteur de la section du poteau

Ainsi, dans le cas d'une section partiellement tendue (Figure 3a), la déformation des armatures comprimées ε'_s , s'écrit :

$$\varepsilon'_s = 0.0035 \left(\frac{x_u - d'}{x_u} \right) \quad (3)$$

Et la déformation des armatures tendues ε_s , s'exprime :

$$\varepsilon_s = 0.0035 \left(\frac{d - x_u}{x_u} \right) \quad (4)$$

Or, dans le cas d'une section entièrement comprimée ($s = 0.8x_u \geq h$) (Figure 3b), la déformation ε'_s , devient :

$$\varepsilon'_s = 0.002 \frac{7(x_u - d')}{(7x_u - 3h)} \quad (5)$$

Et, la déformation ε_s devient :

$$\varepsilon_s = 0.002 \frac{7(x_u - d)}{(7x_u - 3h)} \quad (6)$$

2.3. Diagramme d'interaction

Pour une section transversale d'un poteau en béton armé (b, h) avec un ferrailage (A, A') pour lesquels ont envisagé toutes les droites de déformation, on calcule le couple P(s) et M(s) par les relations (1) et (2) pour chaque valeur de s (s = 0.8x_u). Ensuite, on trace la courbe d'interaction (Figure 4). 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 4).

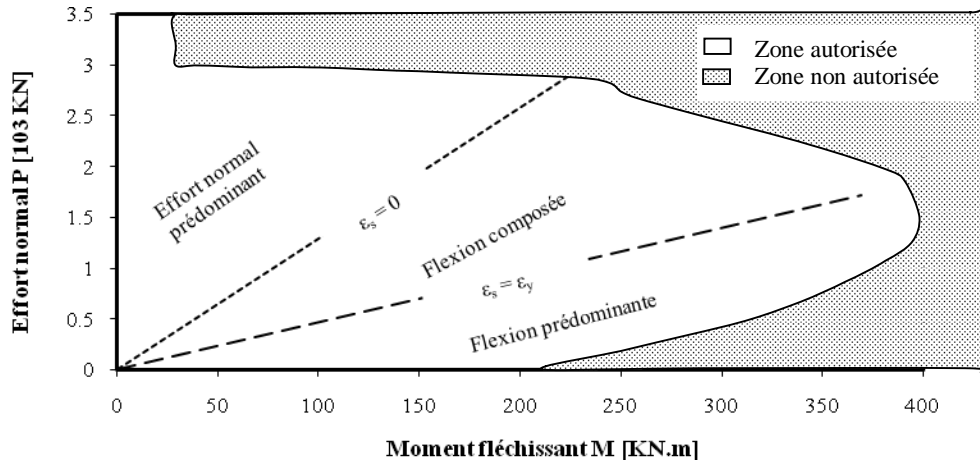


Figure 4 : Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité

2.4. 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 [3]. Le critère des nœuds fixes exigé par le code ACI 318-08 [3], exprimé par l'indice de stabilité Q est donnée par :

$$Q \leq 0,05 \quad (7)$$

Avec:

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

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

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

Δ_o = 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.

Cette étude sera articulée uniquement pour les poteaux des portiques à nœuds fixes et l'élanement géométrique λ doit vérifier la condition suivante :

$$34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq \lambda = \frac{kl_u}{r} < 100 \quad (8)$$

2.5. Procédure d'amplification du moment du premier ordre

La méthode d'estimation de la stabilité initialement adoptée par le code ACI 318-08[3] et 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 par un coefficient δ_{ns} [3]. Ensuite, le poteau sera traité pour la charge axiale modérée P_u et le moment amplifié M_c , où M_c est donné par :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (9)$$

Où, le coefficient δ_{ns} est formulé par la relation:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0 \quad (10)$$

Et, la charge critique P_c est exprimée par :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (11)$$

Afin de tenir des effets de la fissuration, le fluage et la non-linéarité de la courbe contrainte-déformation du béton, le code ACI 318-08 [3], donne une expression raisonnable de la rigidité (EI) comme suit :

$$EI = \frac{(0,2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (12)$$

Ou, une autre forme simplifiée de EI est donnée par :

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (13)$$

L'équation (12) représente une limite inférieure de l'intervalle de la valeur de rigidité. Cela est particulièrement valable pour les poteaux fortement armés. Cependant, l'équation (13) est plus simple à utiliser mais sous-estime considérablement l'effet des armatures dans les poteaux fortement armés. Le coefficient β_d est défini par :

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

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

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4 \quad (14)$$

Si le moment du poteau M_2 est petit ou nul (Figure 5), la conception d'un poteau à nœud fixe doit être basé 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 calculé par l'équation (14) en utilisant le rapport M_1 et M_2 réellement calculés.

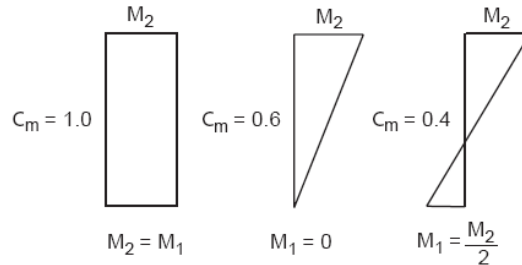


Figure 5 : Cas de figures du facteur du moment C_m [3]

2.6. 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 4)), la stabilité du poteau n'est pas vérifiée et on doit redimensionner le poteau.

3. IDENTIFICATION DE LA STRUCTURE

La structure à contreventement mixte considérée dans cette étude est présentée dans la Figure 6. Elle est composée de dix étages ($n = 10$). Les données géométriques nécessaires sont illustrées dans la Figure 6 (a, b) et le tableau 1. La structure est dimensionnée à l'aide du logiciel SAP 2000 [8], en utilisant les combinaisons des efforts du RPA-99/v2003[5]. Pour le ferrailage des sections transversales, on utilise les règles des états limite adoptées par le code du béton Algérien CBA-93[6].

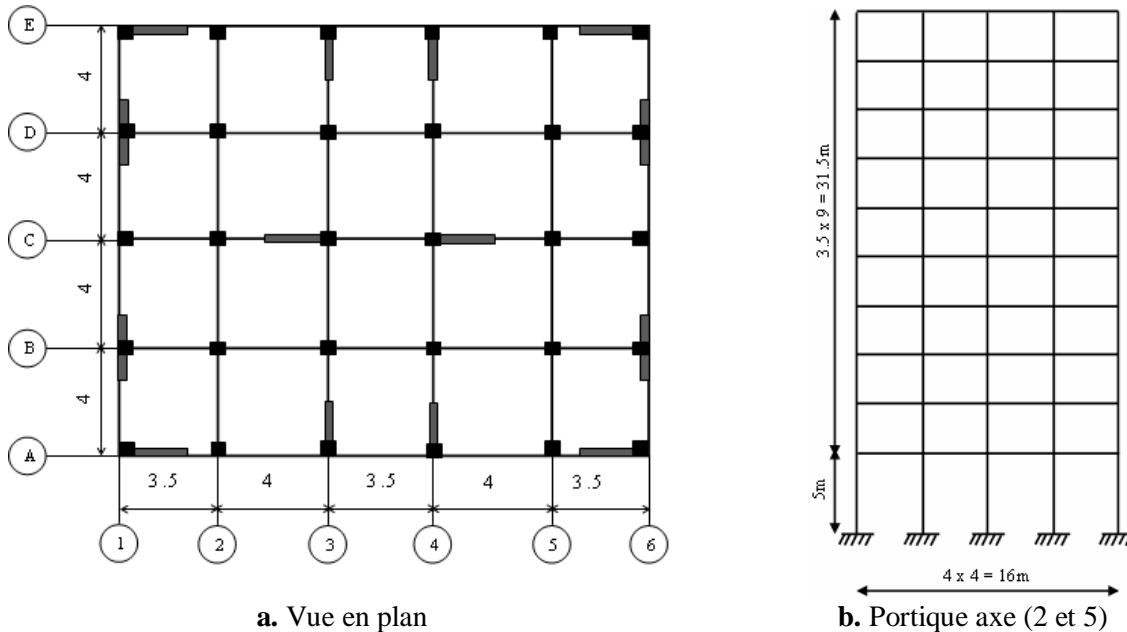


Figure 6: Les données de la structure

Tableau 1 : Données géométriques des éléments de la structure

	Niveaux	Dimensions ($b \times h$)
Poteaux	1, 2, 3	45x45 cm ²
	4, 5, 6	40x40 cm ²
	7, 8, 9, 10	35x35 cm ²
Voiles	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Tous les niveaux	30x40 cm ²

4. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS

4.1. Evolution de l'élancement des poteaux

La Figure 7 décrit l'évolution de l'élancement du poteau C1 de la structure identifiée. Cette figure montre que, l'élancement géométrique (kl_u / r) est strictement supérieur à l'élancement limite normalisé ($34-12(M_1/M_2)$) sauf pour le deuxième étage où l'élancement géométrique est inférieur à l'élancement normalisé, ceci est dû exactement aux dimensions élevées du poteau et la réduction de la hauteur (l_u) du deuxième étage comparativement au rez-de-chaussée.

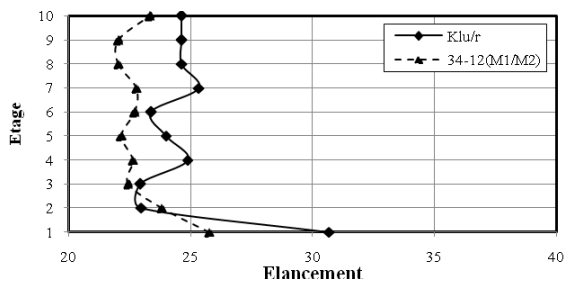


Figure 7 : L'évolution de l'élancement géométrique dans chaque étage comparativement à l'élancement normalisé du poteau C1.

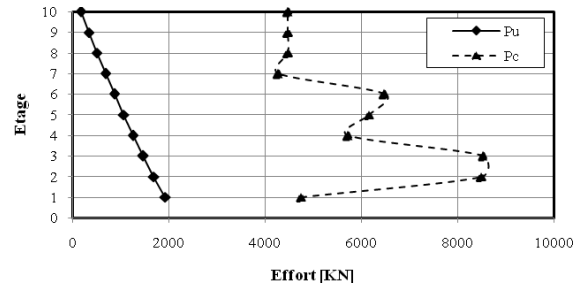


Figure 8 : Comparaison entre l'effort normal ultime P_u et la charge critique d'Euler du poteau C1 de chaque étage

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

4.2. Variation de la charge critique dans les structures

La Figure 8 illustre une confrontation entre les charges axiales de compression (P_u), obtenues par le calcul RDM (SAP 2000 [8]) pour chaque poteau considéré de chaque étage et les valeurs correspondantes des charges critiques d'Euler (P_c) données par le code ACI 318-08 [3]. D'après cette figure, on observe que la charge axiale de compression (P_u) diminue d'une manière inversement proportionnelle avec les niveaux supérieurs, comme elle reste toujours inférieure à la charge critique P_c , de même, la charge critique d'Euler diminue aussi proportionnellement avec les niveaux supérieurs. Pour le niveau de rez-de-chaussée, P_c 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 ($P_c = \pi^2 EI / (Kl_u)^2$) est inversement proportionnelle au carré de la hauteur du poteau.

En conséquence, la ruine des poteaux par écrasement où 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.

4.3. Analyse de la stabilité des poteaux

La Figure 9 (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 9a), cette stabilité est assurée avec un 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 9b), 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 9c à 9d), 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.

Dans le même contexte, la comparaison des différentes parties de la Figure 9a à 9d montre que la forme de la zone autorisée du diagramme d'interaction, pour la vérification de la capacité portante, diminue considérablement avec l'augmentation du nombre d'étage, cela est dû exactement à la réduction géométrique des sections du béton et au pourcentage d'armature vers les étages supérieurs.

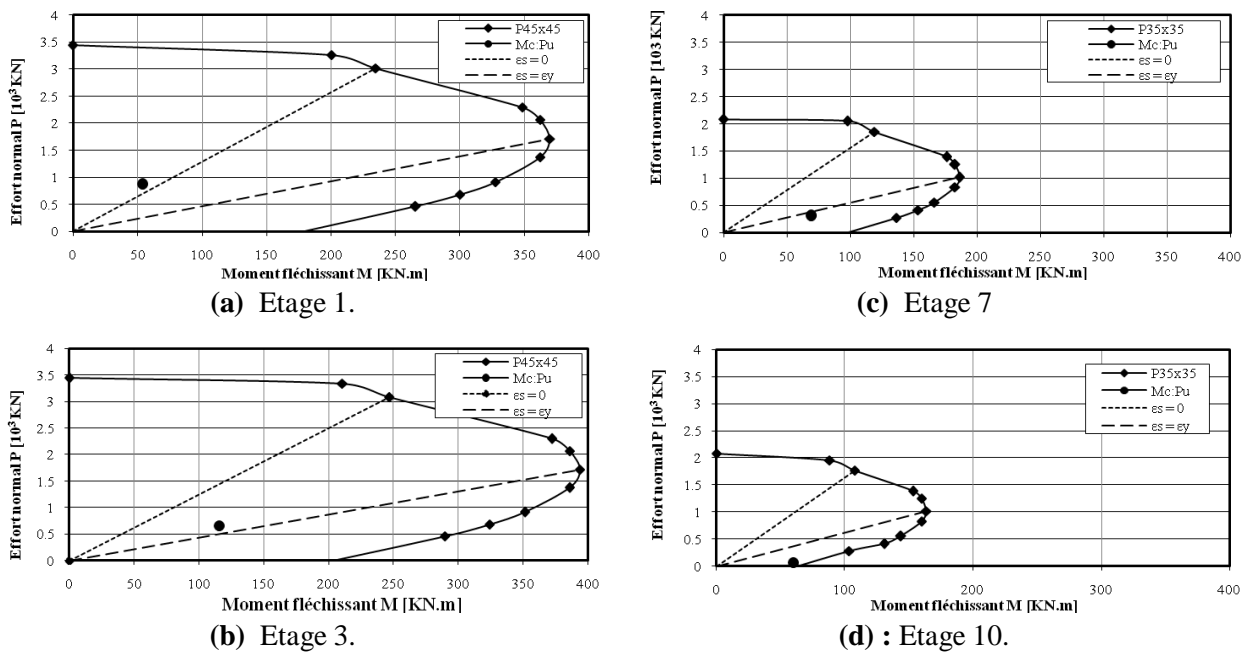


Figure 9 : Etat de stabilité du poteau C1 de la structure étudiée.

5. 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 [3], nous a permis de dégager les conclusions suivantes :

- L'élançement géométrique (kl_u / 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 mené 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.

Enfin, on recommande que soit prise en considération dans les codes algériens en vigueur la stabilité de forme d'une manière très explicite comme dans le cas des codes ACI 318-08 et l'EC2.

Références

- [1] 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.
- [2] 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
- [3] ACI-318, 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI Committee 318. American Concrete Institute, IHS, 467p.
- [4] Eurocode 2, 2004. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 225p
- [5] 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.
- [6] CBA-93, 1994. Code de béton algérien 1993. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.
- [7] 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.
- [8] CSI (Computer and Structure Inc) SAP2000 V12, 2009. Integrated Finite Element Analysis And Design of Structures. CSI Berkeley