
Etude du comportement des structures irrégulières en élévation

Branci Taïeb^{1*}

¹Département de Génie Civil, Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Hay Salem, Route nationale N°19, 02000 Chlef, Algérie.

*brancit@yahoo.fr

RÉSUMÉ. En général, les règles parasismiques, tel que le code Algérien (RPA 99/2003), ne permettent pas l'utilisation de la méthode statique équivalente pour calculer l'effort tranchant total, induit par l'action sismique, à la base des structures des bâtiments irréguliers en élévation, et préconisent, dans ce cas, l'utilisation de la méthode dynamique modale spectrale ou temporelle. L'objectif principal de la présente étude est d'établir une simple formulation permettant d'estimer la valeur du chargement sismique à la base des bâtiments comportant un décrochement symétrique en élévation. La comparaison des résultats obtenus à l'aide de cette formulation, en termes de distribution d'efforts sismiques et de moments de renversement d'étages avec ceux obtenus par l'analyse modale spectrale montre que la première méthode conduit à des estimations plus conservatrices.

ABSTRACT. In general, seismic building codes such as the Algerian code (RPA 99/2003) do not allow the equivalent static force procedure to be used for to determine the seismic base shear of the structures with vertical irregularities and recommend the dynamic analysis modal spectral or temporal. The purpose of the present study is to establish a simple formulation for estimate the magnitude of the base shear of the buildings with symmetric setback. The comparison of the results obtained by this formulation, in terms of storey shears and overturning moments, with those of spectral modal analysis shows that the first method conducts to conservative estimations.

MOTS-CLÉS: Structure, irrégulier, code, sismique, méthode, effort, période.

KEYWORDS: Structure, irregular, code, seismic, method, force, period.

1. Introduction

Pour le respect des exigences fonctionnelles, certains bâtiments présentent souvent un profil non uniforme en élévation. Par conséquent, ce type de configuration peut entraîner une distribution irrégulière des charges ou des rigidités en donnant naissance à de sérieuses concentrations de contraintes au niveau de la discontinuité et peut affecter défavorablement le comportement d'une construction sous l'action d'un tremblement de terre.

Cependant, lors d'un calcul de dimensionnement, il est nécessaire de déterminer l'effort tranchant à la base afin de connaître la répartition des forces dans les structures irrégulières lorsqu'elles sont soumises à des charges latérales du à un séisme. Mais à cause du changement brusque de la rigidité au niveau de la discontinuité de la structure, la répartition du chargement latéral est souvent compliquée au voisinage de cet endroit. Dans ce cas, l'effort tranchant à la base, calculé par la méthode statique équivalente des règlements parasismiques, ne peut pas être appliqué aux structures irrégulières car il est prévu uniquement au cas des structures régulières, voire pour celles qui ne comportent pas de discontinuités majeures dans la répartition de leur masse et rigidité le long de leur hauteur.

En pratique, une construction irrégulière peut être aussi bien symétrique qu'asymétrique. Dans cette présente étude, ne sont traitées que les structures irrégulières de forme rectangulaire en plan où la tour est positionnée de façon symétrique par rapport à la base. Le terme « tour » est utilisé ici pour désigner la partie supérieure de la construction dont l'aire en plan est réduite, et la « base » la partie inférieure. Le pied de la tour coïncide avec le sommet de la base. Cela suppose qu'un seul décrochement en élévation est considéré et la nature d'irrégularité est celle d'une forme irrégulière en élévation et en plan.

Par ailleurs, on suppose que les deux portions (la tour et la base) possèdent, en plus d'une symétrie géométrique, une symétrie à caractère dynamique ; ce qui implique que leur centre de masse et de rigidité respectifs sont localisés au centre de la section en plan de la structure. Sinon, une asymétrie géométrique ou dynamique engendrera un couplage des modes de vibration latéraux et de torsion, rendant ainsi l'analyse plus complexe.

En se basant sur un modèle de calcul approché (Wong *et al.*, 1994), représenté par un système d'oscillation à deux degrés de liberté, qui permet d'appliquer la méthode statique équivalente aux structures irrégulières, l'objectif principal de la présente étude est d'effectuer une analyse statique et dynamique afin d'utiliser la méthode statique équivalente des règles parasismiques Algériennes (RPA, 2003), au calcul de la réponse des structures irrégulières en élévation. Une attention toute particulière est accordée au mode fondamental de vibration et à la contribution des modes supérieures à la réponse sismique. Celle-ci comprend l'effort tranchant à la

base, les efforts de cisaillement d'étages, les moments de renversement d'étages et les déplacements latéraux inter-étages. Le mode fondamental correspondant à une structure régulière équivalente est considéré.

2. Dispositions réglementaires relatives aux structures décrochées

La forme des bâtiments décrochés est reconnue par plusieurs codes parasismiques, tels que l'Eurocode 8 (EC8, 2005) et le code RPA 2003, comme une forme géométrique typique d'irrégularité en élévation. Selon le code RPA, certaines formes de bâtiments sont considérées comme irrégulières en élévation lorsque la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs dépasse les 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. De même, selon l'Eurocode 8, quand le retrait à un niveau quelconque du bâtiment est supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait, ce bâtiment est considéré comme irrégulier en élévation. Dans tous ces cas de figures, les codes recommandent d'appliquer l'analyse dynamique dans la conception de tout bâtiment ayant une forme irrégulière et préconisent également à ce que l'effort tranchant à la base obtenu par l'analyse dynamique soit ajusté à celui obtenu par la méthode statique équivalente qui est basée sur la période fondamentale de vibration laquelle est exprimée par les codes selon une formule empirique. A titre d'exemple, d'après l'Eurocode 8 et le RPA 2003, la période fondamentale de vibration, T (en secondes), d'un portique autostable en béton armé de hauteur totale H (en mètres) et sans remplissage en maçonnerie est donnée par :

$$T = 0.075H^{0.75} \quad [1]$$

Mais cette formule empirique de la période fondamentale est fonction seulement de la hauteur totale du bâtiment et ne tient pas compte de la variation du niveau du décrochement suivant la hauteur. D'après les analyses, il paraît ainsi clair que la période fondamentale change quand la nature de la configuration du décrochement change même si la hauteur demeure inchangée. Généralement la période diminue quand le décrochement s'accroît, ce qui peut conduire à une sous-estimation significative de l'effort tranchant à la base.

3. Etudes antérieures

La littérature spécialisée révèle l'existence de plusieurs travaux de recherche menés sur l'étude du comportement sismique des structures décrochées (Humar *et al.*, 1977), (Shahrooz *et al.*, 1990), (Sharon, 1992), (Wong *et al.*, 1994), (Valmundsson *et al.*, 1997), (Al-Ali *et al.*, 1998), (Chintanapakdee *et al.*, 2004),

(Athanassiadou, 2008), mais rares sont ceux qui ont cherché à introduire des ajustements appropriés à la méthode statique équivalente du code pour qu'elle soit applicable à ce type de structures. Par ailleurs, la plupart de ces recherches ont montré que la participation des modes supérieurs joue un rôle très significatif dans la réponse sismique des structures décrochées. Aussi, la réponse en termes de déplacements relatifs inter-étages est très importante dans les niveaux situés au-dessus du décrochement et spécialement dans les structures comportant des tours très élancées en comparaison avec celle d'une structure régulière similaire sans décrochements. Certains auteurs (Humar *et al.*, 1977) se sont basés sur deux paramètres clés (ou rapports) pour définir la structure décrochée. Ces deux paramètres, R_h et R_a , indiquent respectivement le niveau en élévation et la section en plan du décrochement et sont exprimés par les deux relations suivantes :

$$R_h = \frac{h}{H} \quad ; \quad R_a = \frac{A_t}{A_b} \quad [2]$$

où H et h désignent respectivement la hauteur totale de la structure et celle de la tour ; A_t et A_b sont les aires de la section en plan de la tour et de la base. Les deux rapports ainsi proposés représentent en quelques sortes l'irrégularité dans une structure décrochée vis-à-vis des dispositions des codes.

4. Estimation de la période fondamentale d'un bâtiment décroché

D'après sa configuration géométrique et en supposant qu'il oscille seulement suivant son mode fondamental, le bâtiment décroché peut être modélisé par un système généralisé à deux degrés de liberté dans lequel interviennent les deux coordonnées généralisées $Z_t(t)$ et $Z_b(t)$ représentant respectivement le déplacement sommital et celui du niveau du décrochement du bâtiment à un instant t quelconque (Figure 1). A titre d'illustration, le bâtiment est divisé en deux parties situées de part et d'autre du niveau du décrochement : une partie supérieure appelée « tour » et une partie inférieure appelée « base ».

Les équations du mouvement d'un système généralisé à plusieurs degrés de liberté en vibration forcée peuvent être exprimées par les équations de Lagrange [Penelis *et al.*, 1997], [Clough *et al.*, 1993] :

$$\frac{\delta}{\delta t} \left(\frac{\delta T}{\delta \dot{Z}_i} \right) - \frac{\delta T}{\delta Z_i} + \frac{\delta V}{\delta Z_i} = Q_i \quad [3]$$

où T : Energie cinétique ; V : Energie potentielle ; Q_i : Charges extérieures (ici $Q_i = 0.0$) ; Z_i : Coordonnées généralisées (ici Z_t et Z_b).

L'énergie cinétique et potentielle sont exprimées respectivement par :

$$T = \frac{1}{2} \int_a^h m_b(x_b) [\dot{v}_b^t]^2 dx_b + \frac{1}{2} \int_a^h m_t(x_t) [\dot{v}_t^t]^2 dx_t \quad [4]$$

$$V = \frac{1}{2} \int_a^h EI_b(x_b) [v_b'']^2 dx_b + \frac{1}{2} \int_a^h EI_t(x_t) [v_t'']^2 dx_t \quad [5]$$

dans lesquelles : $\dot{v}_i^t = \frac{dv_i^t}{dt}$; $v'' = \frac{d^2v_i}{dZ_i^2}$; $m_i(x_i)$: masse linéique ; $EI_i(x_i)$: rigidité uniformément répartie, (i = t ou b).

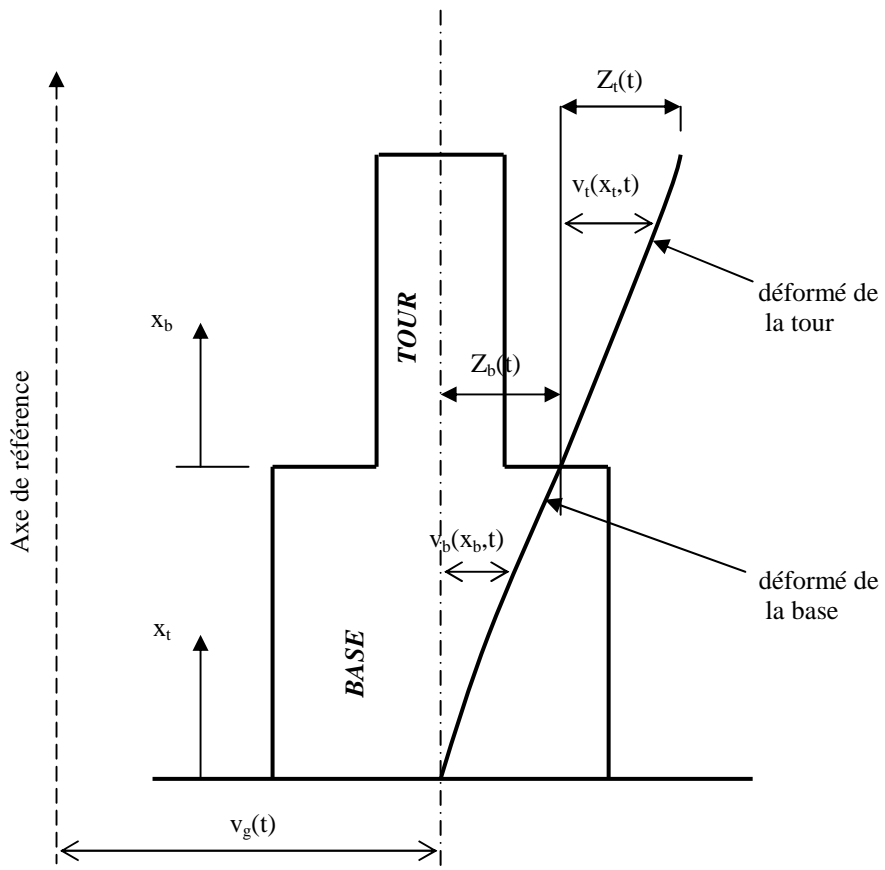


Figure 1. Déformé fondamentale du modèle à deux degrés de liberté.

Les expressions des paramètres liées à la partie «base» ou «tour» de la structure, (dans lesquelles l'indice i indique la tour «t» ou la base «b»), sont données comme suit :

$$v_i^t(x_i, t) = v_i(x_i, t) + v_g(t) \quad ; \quad \dot{v}_i^t(x_i, t) = \dot{v}_i(x_i, t) + \dot{v}_g(t) ;$$

$$\delta \dot{v}_i^t(x_i, t) = \delta \dot{v}_i(x_i, t) \quad [6a]$$

$$v_i(x_i, t) = \Psi_i(x_i)Z_i(t) \quad ; \quad \dot{v}_i(x_i, t) = \Psi_i(x_i)\dot{Z}_i(t) \quad ;$$

$$\delta \dot{v}_i(x_i, t) = \Psi_i(x_i)\delta \dot{Z}_i(t) \quad [6b]$$

$$v_i'(x_i, t) = \Psi_i'(x_i)Z_i(t) \quad ; \quad v_i''(x_i, t) = \Psi_i''(x_i)Z_i(t) \quad [6c]$$

$$\delta v_i'(x_i, t) = \Psi_i'(x_i)\delta Z_i(t) \quad ; \quad \delta v_i''(x_i, t) = \Psi_i''(x_i)\delta Z_i(t) \quad [6d]$$

où : le paramètre Ψ représente la fonction de l'allure de la déformée et les termes avec un indice g représentent le sol.

Les expressions des énergies totales (cinétique, T , et potentielle, V) de la structure (base + tour) sont données par :

$$T = \frac{1}{2} \int_a^{h_b} m_b [(\Psi_b \dot{Z}_b)^2 + \dot{v}_g^2 + 2\Psi_b \dot{Z}_b \dot{v}_g] dx_b +$$

$$+ \frac{1}{2} \int_a^{h_t} m_t [(\Psi_t \dot{Z}_t)^2 + \dot{Z}_b^2 + \dot{v}_g^2 + 2\Psi_t \dot{Z}_t \dot{Z}_b + 2\Psi_t \dot{Z}_t \dot{v}_g + 2\dot{Z}_b \dot{v}_g]^2 dx_t \quad [7]$$

$$V = \frac{1}{2} \int_a^{h_b} EI_b [\Psi_b'' Z_b]^2 dx_b + \frac{1}{2} \int_a^{h_t} EI_t [\Psi_t'' Z_t]^2 dx_t \quad [8]$$

Maintenant il suffit de dériver les expressions de T et V par rapport à Z_t et Z_b respectivement pour obtenir les deux équations de Lagrange représentant les équations du mouvement du système à deux degrés liberté.

$$\ddot{Z}_t \int_0^{h_t} m_t \Psi_t^2 dx_t + (\ddot{Z}_b + \ddot{v}_g) \int_0^{h_t} m_t \Psi_t dx_t + Z_t \int_0^{h_t} EI_t (\Psi_t'')^2 dx_t = 0 \quad [9]$$

$$\ddot{Z}_b \left[\int_0^{h_t} m_t dx_t + \int_0^{h_b} m_b \Psi_b^2 dx_b \right] + \ddot{Z}_t \int_0^{h_t} m_t \Psi_t dx_t + Z_b \int_0^{h_b} EI_b [\Psi_b'']^2 dx_b +$$

$$+ \ddot{v}_g \left[\int_0^{h_b} m_b \Psi_b dx_b + \int_0^{h_t} m_t dx_t \right] = 0 \quad [10]$$

Les deux équations [9] et [10] précédentes rassemblées et condensées forment ainsi le système d'équations du mouvement du modèle à deux degrés de liberté considéré :

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} A_t M_t & A_t B_t M_t \\ A_t B_t M_t & A_b M_b + M_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Z}_t(t) \\ \ddot{Z}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_t^* & 0 \\ 0 & k_b^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Z_t(t) \\ Z_b(t) \end{Bmatrix} = \\ & = - \begin{Bmatrix} A_t B_t M_t \\ A_b B_b M_b + M_t \end{Bmatrix} \ddot{v}_g(t) \end{aligned} \quad [11]$$

où :

$$\begin{aligned} M_t &= \int_0^{h_t} m_t dx_t, \quad A_t = \frac{\int_0^{h_t} m_t \Psi_t^2 dx_t}{M_t}, \quad B_t = \frac{\int_0^{H_t} m_t \Psi_t dx_t}{A_t M_t}, \\ k_t^* &= \int_0^{h_t} EI_t [\Psi_t'']^2 dx_t \\ M_b &= \int_0^{h_b} m_b dx_b, \quad A_b = \frac{\int_0^{h_b} m_b \Psi_b^2 dx_b}{M_b}, \quad B_b = \frac{\int_0^{h_b} m_b \Psi_b dx_b}{A_b M_b}, \\ k_b^* &= \int_0^{h_b} EI_b [\Psi_b'']^2 dx_b \end{aligned}$$

En supposant que la structure oscille librement selon une allure linéaire, le système d'équations [11], donné ci-dessus, permet d'obtenir, après résolution et transformations, la pulsation fondamentale du système à deux degrés de liberté représentant la structure irrégulière (base + tour).

$$\Omega^2 = \frac{1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2 - \sqrt{[1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2]^2 - \Omega_t^2(4 + 3\mu)}}{2 + 1.5\mu} \quad [12]$$

Les paramètres Ω , Ω_t et μ sont définis respectivement par : $\Omega = \frac{\omega}{\omega_b}$, $\Omega_t = \frac{\omega_t}{\omega_b}$ et

$\mu = \frac{M_t}{M_b}$; où ω , ω_b et ω_t correspondent respectivement à la pulsation de la

structure irrégulière, de celle de la base et de la tour ; μ désigne le rapport de la masse totale de la tour à celle de la base. Individuellement, la tour et la base sont considérées chacune comme une structure régulière pour lesquelles la formule empirique de la période [1] est applicable.

4. Estimation de l'effort tranchant total à la base d'un bâtiment décroché

L'effort tranchant dynamique total à la base d'une structure, noté V_d , calculé en utilisant la méthode dynamique modale spectrale, est exprimé par la relation suivante:

$$V_d = A Q \sqrt{\sum_{j=1}^n V_j^2} \quad [13]$$

où A , Q et V_j représente le coefficient d'accélération de zone, le facteur de qualité et l'effort tranchant à la base du $j^{\text{ème}}$ mode de vibration. Il est supposé, que les périodes des modes sont indépendantes, ainsi la règle de la moyenne quadratique (MQ) des effets des différents modes est applicable. La moyenne quadratique est définie comme étant la racine carrée de la somme des carrés des contributions de chaque mode (en anglais SRSS, Square Root of the Sum of the Squares).

Par ailleurs, l'effort tranchant à la base, V_j , associé à chaque mode j en fonction du poids modal W_j peut s'écrire :

$$V_j = W_j D_j S_j \quad [14]$$

$$\text{où : } W_j = \frac{\Gamma_j^2}{m_j} = \frac{[\{\Phi\}_j^T [M]]^2}{\{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j} = \frac{\{\Phi\}_j^T [M]}{\{\Phi\}_j}, \quad S_j = S_a(\xi_j, T_j) \text{ et } D_j = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_j} \right)^{2/3}$$

désignent respectivement le poids modal, le spectre d'accélération et le facteur d'amplification dynamique moyen associés au mode j . $[M]$ étant la matrice de masse et $\{\Phi\}$ le vecteur modal. Par conséquent, l'effort tranchant dynamique à la base associé à chaque mode de vibration j est donné par :

$$\{V_d\}_j = A Q D_j W_j S_j \quad [15]$$

D'après le code RPA 2003, l'action sismique associée à chaque mode j est représentée selon la méthode dynamique modale spectrale par le spectre de calcul suivant :

$$S_j = \frac{\alpha}{(T_j)^{2/3}} \quad [16]$$

avec : $\alpha = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) (T_2)^{2/3}$ et $T_2 \leq T_j \leq 3.0 \text{ sec}$, où : T_j , T_2 , R et η ,

représentent respectivement la période fondamentale de la structure associée au mode j , la période caractéristique associée à la catégorie du site, le coefficient de comportement de la structure et le facteur de correction d'amortissement ($\eta = 1$ pour $\xi = 5\%$).

En utilisant les relations [14] et [16] et tout en essayant d'isoler les facteurs constituant la relation du spectre, S_1 , due au premier mode, la relation [13] donnant l'effort tranchant total à la base de la structure devient :

$$V_d = A Q \sqrt{\sum_{j=1}^n (W_j D_j S_j)^2} \quad , \quad V_d = A Q \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(W_j D_j \frac{\alpha}{T_j^{2/3}} \right)^2} \quad ,$$

$$V_d = A Q \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\alpha^2 D_j^2 \frac{W_j^2}{T_j^{4/3}} \right)} \quad ,$$

$$V_d = A Q \sqrt{\alpha^2 D_1^2 \frac{W_1^2}{T_1^{4/3}} \left(1 + \sum_{j=2}^n \left(D_j^2 \frac{W_j^2}{T_j^{4/3}} \frac{T_1^{4/3}}{D_1^2 W_1^2} \right) \right)} \quad ,$$

$$V_d = A Q D_1 W_1 \frac{\alpha}{(T_1)^{2/3}} \sqrt{\left(1 + \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^2 \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^2 \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^{4/3} + \left(\frac{W_3}{W_1} \right)^2 \left(\frac{D_3}{D_1} \right)^2 \left(\frac{T_1}{T_3} \right)^{4/3} + \dots \right)}$$

d'où :

$$V_d = A Q D_1 W_1 S_1 \lambda \quad [17]$$

avec :

$$\lambda = \sqrt{1 + \sum_{j=2}^n \left[\left(\frac{W_j}{W_1} \right)^2 \left(\frac{D_j}{D_1} \right)^2 \left(\frac{T_1}{T_j} \right)^{4/3} \right]} \quad [18]$$

où n indique le rang du dernier mode de vibration. Finalement, le rapport, V_e/V_d , de l'effort tranchant élastique maximal à la base, V_e , à celui de dynamique, V_d , considéré comme facteur de calibrage pour les résultats obtenus par la méthode dynamique modale spectrale, peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{V_e}{V_d} = \frac{W}{\lambda W_1} \quad [19]$$

où :

$$V_e = A Q D_1 W S_1 \quad [20]$$

Le rapport, exprimé par la relation [19], dépend donc seulement du poids total de la structure, W , et du poids du mode fondamental, W_1 . Ce rapport, V_e/V_d ,

représente, en quelque sorte, le paramètre d'ajustement avec lequel doit être multiplié tout résultat obtenu par une analyse dynamique pour satisfaire les prescriptions règlementaires du code.

5. Exemple d'application sur un cas d'une structure décrochée

En vue de vérifier la validité de la méthode décrite précédemment, des investigations sont menées sur un exemple de structure décrochée définie par les paramètres ($R_h = 0.6$; $R_a = 0.11$) et comportant trois travées de portée 6m chacune et quinze étages de hauteur 3 m chacun. Il est supposé que la structure à étudier est localisée dans un site ferme tel que sa période caractéristique $T_2 = 0.40$ sec et les paramètres $\eta = 1$, $A = 0.15$, $Q = 1.2$, $R = 4$. Ces investigations sont conduites sur la base d'une comparaison entre trois méthodes pour déterminer la réponse de la structure considérée. La première méthode, désignée sous le nom de « méthode 1 », correspond à la méthode statique équivalente basée sur la période fondamentale exprimée par la formule empirique [1]. La deuxième méthode, désignée par « méthode 2 », est identique à la première, mais basée sur la période fondamentale calculée à partir de la formule [12]. La troisième méthode, désignée par « méthode 3 » correspond à la méthode dynamique modale spectrale, considérée dans ce cas comme méthode de référence par rapport à laquelle sont évaluées les deux autres méthodes. La réponse comprend l'effort tranchant à la base, la répartition des efforts de cisaillements d'étages et celle des moments de renversement d'étages.

La figure 2, présentée ci-dessous, illustre l'effet des contributions modales vis-à-vis des déplacements horizontaux d'étages, des efforts de cisaillement d'étages et des moments de renversement de la structure considérée. Il est à noter que, malgré la nette prépondérance de l'effort tranchant à la base du second mode par rapport à celui du premier mode, la contribution de ce dernier au déplacement et au moment de renversement reste prédominante. De même, on constate que le mode fondamental constitue une contribution majeure au cisaillement d'étage de la partie tour de la structure et pourrait être seul gardé en pratique.

D'après la figure 3 et en référence à la méthode dynamique modale spectrale :

- la méthode 1 sous-estime les efforts de cisaillement d'étages près du pied de la structure, mais elle les surestime dans la partie supérieure de la "base" et sur toute la hauteur de la "tour". Par contre, elle surestime le moment de renversement dans toute la structure. Cette surestimation des efforts de cisaillement d'étages et des moments de renversement est due probablement à la force concentrée supplémentaire (F_i) que le code RPA prévoit pour le calcul des charges sismiques dans les structures régulières et qui est appliquée au niveau de leur sommet.

- la méthode 2 se montre conservatrice, car elle surestime les efforts de cisaillements d'étages et les moments de renversement de la structure.

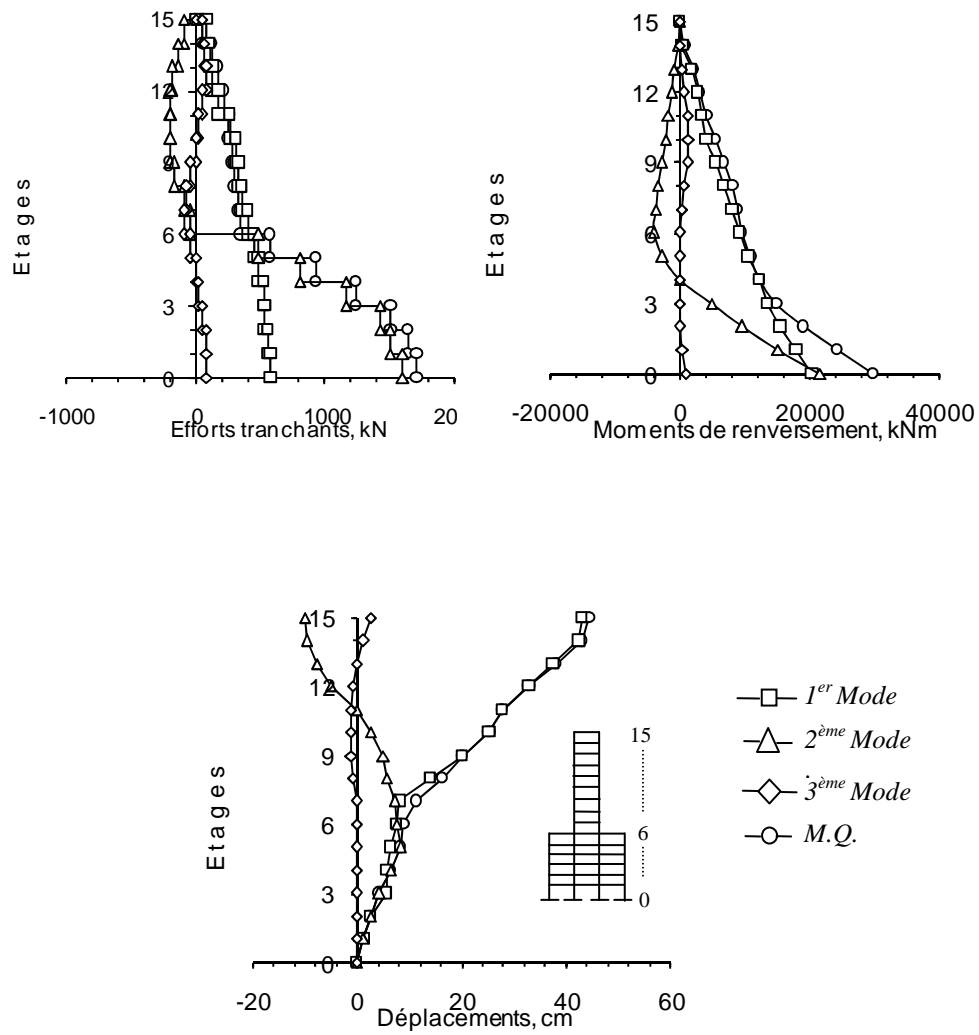


Figure 2. Comparaison de l'effet des contributions modales sur la répartition des déplacements, des efforts tranchants et des moments de renversement d'étages.

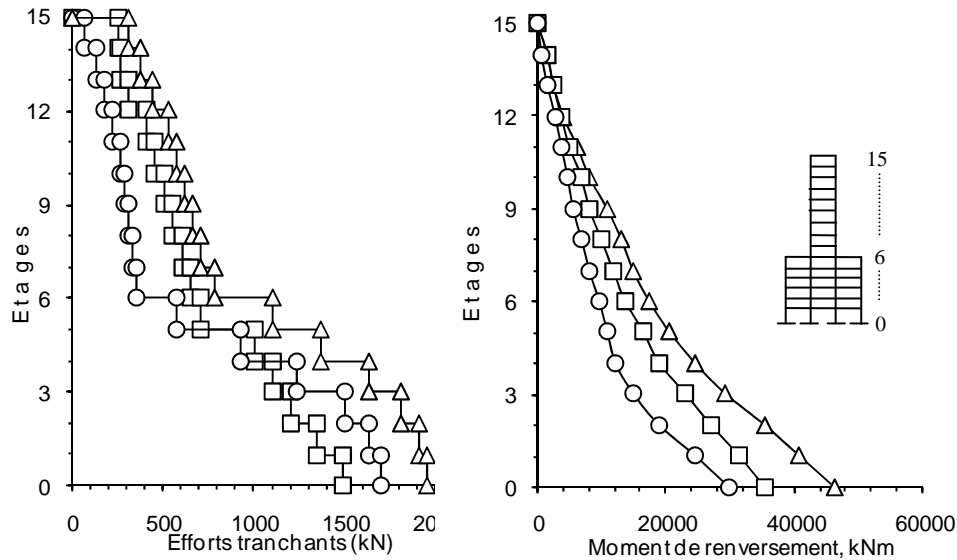


Figure 3. Comparaison de la répartition des efforts tranchants et des moments de renversement par : \square — Méthode 1 \triangle — Méthode 2 \circ — Méthode 3

6. Conclusion

Les structures décrochées constituent une catégorie d'irrégularité verticale, dont le comportement sismique n'a pas reçu toute l'attention nécessaire dans toutes les recherches existantes et les codes parasismiques. Dans cette présente étude, une étude détaillée a été menée en vue d'apporter une contribution à ce type de problème. En s'appuyant sur un modèle dynamique permettant de modéliser le comportement d'une structure irrégulière en élévation, comportant un seul décrochement, à un système généralisé à deux degrés de liberté, la présente étude a permis d'aboutir aux résultats suivants :

En premier lieu, pour les bâtiments décrochés des formules empiriques ont été proposées pour le calcul de la période fondamentale, comme une fonction des paramètres de décrochement et pour le calcul de l'effort tranchant à la base, comme une fonction de celui du code.

En deuxième lieu, un cas d'étude sur une structure décrochée a été mené à l'aide de la méthode dynamique modale spectrale pour pouvoir évaluer les effets engendrés séparément par les contributions des trois premiers modes sur la distribution des déplacements latéraux, des efforts tranchants et des moments de renversement

d'étages de cette structure. Les résultats obtenus montrent, d'une part, que la contribution du premier mode de vibration (mode fondamental) vis-à-vis de la distribution des déplacements et des moments de renversement d'étages reste prédominante et constitue, d'autre part, une contribution majeure aux efforts de cisaillement d'étages de la partie « tour » de la structure.

En dernier lieu, l'analyse de la même structure démontre que la formulation proposée résulte en une estimation sécuritaire de la réponse en termes d'efforts tranchants et de moments de renversement d'étages.

7. Bibliographie

- Ali Al-Ali A.K., Krawinkler H., Effects of vertical irregularities on seismic behavior of buildings structures, Report n° 130, 1998, Stanford University.
- Athanassiadou, C.J. «Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation», *Engineering Structures*, vol. 30, 2008, p. 1250-1261.
- Chintanapakdee C. and Chopra A.K., «Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History & Modal Pushover Analysis», *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 130, No. 8, 2004, p. 1177-1185.
- Clough R. W., Penzien J., *Dynamics of structures*, 2^{ème} Ed. Mc Graw-Hill, Inc., New York, 1993.
- Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, NF EN 1998-1, septembre 2005, France.
- Humar J.L., Wright E.W., «Earthquake response of steel-framed multistorey buildings with set-backs», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 5, 1977, p. 15-39.
- Penelis G.G., Kappos A.J. , *Earthquake-resistant concrete structure*, E & FN Spon, 1997.
- RPA 2003, Règles parasismiques Algériennes, CNRAGP, 2003, Alger.
- Shahrooz B. M., Moehle J. P., «Seismic response and design of setback buildings», *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, n°5, 1990, P. 1423-1439.
- Sharon Wood L., «Seismic response of R/C frames with irregular profiles», *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, n° 2, 1992, p. 545-566.
- Valmundsson E. V., Nau J.M., «Seismic response of building frames with vertical structural irregularities», *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n°1, 1997, P. 30-41.
- Wong C.M., Tso W.K., «Seismic loading for buildings with setbacks» *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol.21, n°5, 1994, p. 863-871.