

Réponse sismique des structures des bâtiments en béton armé : Configurations régulière et irrégulière

Branci Taïeb* – Tiliouine Boualem**

*Département de génie civil, faculté des sciences et sciences de l'ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie

**Laboratoire de dynamique des structures et de génie parasismique, Ecole Nationale Polytechnique, 36 Avenue Hassan Badi, El-Harrach, Alger, Algérie

1. Introduction

Souvent, pour des raisons architecturales ou de conceptions, plusieurs bâtiments présentent un profil non uniforme en élévation. Dépendant de la configuration de la construction et des arrangements des éléments structuraux, le profil non uniforme en élévation (le décrochement) est considéré comme un concept de combinaison de distributions non uniformes de résistance, de rigidité, de masse et de géométrie le long de la hauteur des structures irrégulières. Par conséquent, ce type de configuration peut induire une distribution irrégulière de chargement causant une sérieuse concentration de contraintes au niveau de la discontinuité. Ceci nécessite donc un sérieux traitement du comportement des bâtiments sous un tremblement de terre. Si des mesures appropriées ne sont pas prise en compte, l'irrégularité structurale peut devenir une source majeure de dommages durant les tremblements de terre.

Par le passé, plusieurs investigations de recherches ont identifiées des différences dans la réponse dynamique des portiques irréguliers et réguliers. Parmi les différences les plus notables sont les accroissements des déplacements et des demandes de ductilité dans les étages situés au-dessus du niveau du décrochement, ainsi qu'un accroissement de la contribution des modes supérieurs aux efforts de cisaillement^{1,.....10}. Les codes parasismiques recommandent les méthodes d'analyses dynamiques (modale ou historique) pour établir les forces de calcul au lieu de la méthode statique équivalente, laquelle est essentiellement applicable seulement aux structures régulières sans discontinuités majeures dans la masse, la rigidité et la résistance le long de la hauteur^{11,12}.

Afin d'investiguer les effets des profils irréguliers sur les structures, le principal objectif de cette étude a été l'évaluation de la réponse inélastique, en termes de demandes de ductilité de quatre types de structures multi-étagées non uniformes soumises à des séismes relativement sévères. Dans la présente étude, seules les réponses parallèles au décrochement sont analysées.

2. Description des structures étudiées

Les modèles structuraux de base considérés dans la présente étude consistent en des portiques irréguliers en élévation en béton armé comportant 15 étages. Quatre portiques irréguliers sont considérés ayant trois travées à la base de 6.0 m chacune. Les étages de chaque portique ont chacun 3.0 m de hauteur. Le système de résistance aux charges latérales considéré est conçu sur la base des forces obtenues par la méthode statique équivalente et l'analyse dynamique modale. Puisque c'est la distribution des forces de conception obtenue par la méthode statique équivalente et l'analyse modale qui est considérée au lieu de la magnitude de l'effort tranchant à la base, la distribution des forces de conception est maintenue la même pour les deux méthodes. L'analyse dynamique modale a été menée en utilisant un spectre de conception fourni par le code RPA99¹¹. Pour la méthode statique équivalente, l'effort tranchant à la base obtenu par l'analyse modale a été distribué en utilisant les équations de la méthode statique du code RPA99. Selon ce dernier, l'irrégularité géométrique verticale existe si la dimension en plan horizontal du système de contreventement d'un étage est supérieure à 150% de la dimension correspondante d'un étage adjacent. Ce type d'irrégularité verticale, comme spécifié dans le code RPA99, représente le principal paramètre évalué dans cette étude. Dans le but de créer un système qui a un rapport avec ce critère, chaque structure irrégulière possède, à un étage donné, une dimension horizontale de son système de contreventement qui est supérieure à 150% de celle d'un étage adjacent. Pour toutes les structures étudiées, ces rapports sont de 300%. Ainsi, le décrochement dans un bâtiment à plusieurs étages est défini comme étant un changement brusque dans la dimension en plan le long de la hauteur du bâtiment. Les portions situées au-dessous et au-dessus du

niveau du décrochement sont couramment désignées respectivement par « base » et « tour ». Toutes les structures sont modélisées en tant que systèmes à deux dimensions. La catégorie de cet type de structures est représentée par la figure 1.

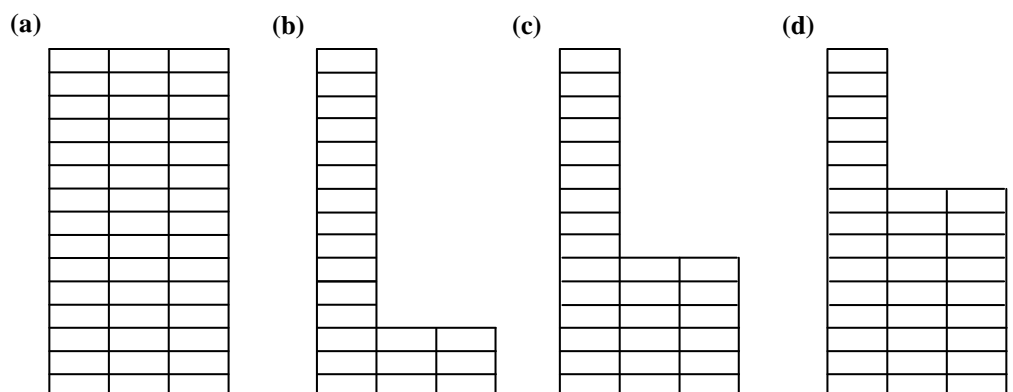


Figure 1. Profils des structures : (a) uniforme; (b), (c) et (d) irréguliers.

3. Méthode d'analyse dynamique non-linéaire

L'analyse dynamique non-linéaire du comportement de ces structures a été menée en utilisant le logiciel de calcul Drain-2D^{13, 14}. Un modèle bilinéaire est utilisé pour stimuler le comportement hystérésis des poutres et des poteaux. Ce modèle est caractérisé par un écroûissage de 5% pour tous les éléments de la structure. A défaut d'une connaissance précise de la distribution des amortissements dans les éléments de la structure et de leur variation avec les fréquences propres de vibration de la structure, la matrice d'amortissement C est évaluée en utilisant la combinaison linéaire de Rayleigh¹⁵ $C = aM + bK$. L'algorithme de résolution de Newmark a été utilisé pour l'intégration numérique pas à pas dans le temps du système d'équations couplées d'équilibre dynamique, donné par:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -M\ddot{v}_g \quad [1]$$

où v est le vecteur des déplacements de tous les degrés de libertés, \ddot{v}_g est l'accélération du sol, M est la matrice des masses concentrées, K est la matrice de rigidité globale, et C est la matrice d'amortissement.

Dans cette étude, les réponses maximales des poteaux et des poutres ont été déterminées par l'analyse non-linéaire. Le paramètre le plus intéressant donné par ce modèle est la rotation plastique θ_p aux extrémités des éléments structuraux.

4. Sélection des mouvements de tremblements de terre

Trois accélérogrammes du mouvement du sol ont été utilisés dans cette étude. (a) la composante N-S du séisme du 18 mai 1940 d'El-centro, caractérisé par une accélération maximale du sol de 0.32g, (b) la composante N-S du séisme du 13 mars 1992 de Erzincan, dont l'accélération maximale est de 0.4g et (c) la composante S60E du 19 septembre 1985 de Mexico avec une accélération maximale de 0.20g.

La réponse sismique de chaque portique irrégulier aux trois accélérogrammes a été évaluée. Pour chaque portique, les réponses finales dues aux trois accélérogrammes sont déduites à partir de la moyenne des trois réponses calculées afin de rendre les résultats moins dépendant des caractéristiques du mouvement de la base.

5. Demandes de ductilité

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Dans la présente étude, le rapport de ductilité a été choisi comme un indicateur pour quantifier la capacité de ductilité. Par conséquent, les déformations inélastiques des éléments sont mesurées en termes de rapport de ductilité d'élément. Le rapport de ductilité d'élément est défini comme étant le rapport de la

rotation totale maximale de l'extrémité de l'élément à la rotation limite élastique de l'extrémité de l'élément à chaque niveau de la structure, selon la relation suivante:

$$\mu = \frac{\theta}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \quad [2]$$

où $\theta = \theta_y + \theta_p$ est la rotation maximale de l'élément; $\theta_y = \frac{M_y L}{3EI}$ est définie comme étant la rotation limite de l'élément; θ_p = la rotation calculée de la rotule plastique, M_y = le moment plastique de résistance de flexion, I = le moment d'inertie; E = le module d'élasticité de Young; et L = la longueur de l'élément. Selon la définition de θ_y , la relation (2) peut s'écrire:

$$\mu = 1 + \frac{3EI\theta_p}{M_y L} \quad [3]$$

Pour un poteau ou une poutre d'un portique rigide, les rotules plastiques pourraient se former aux extrémités de l'élément structural et le point d'inflexion peut être supposé situé à mi-longueur de l'élément. Par conséquent, le rapport de ductilité donnée par la relation [3] devient:

$$\mu = 1 + \frac{6EI\theta_p}{M_y L} \quad [4]$$

La présente étude est principalement focalisée sur l'influence des irrégularités structurales sur la ductilité des portiques. Pour s'assurer de la relative efficacité des portiques conçus par les deux méthodes, statique et modale, une comparaison des rapports des ductilités obtenus par les demandes de ductilité des rotations plastiques des éléments à chaque étage a été menée.

6. Analyse des résultats

La figure 2 montre les distributions des rapports des demandes de ductilité de rotation calculés le long de la hauteur des structures dans les poteaux et les poutres appartenant aux portiques irréguliers et au portique régulier équivalent. Les conclusions déduites à partir de cette étude sont énumérées comme suit :

1. Pour tous les portiques irréguliers, la demande de ductilité dans les poutres de la partie "tour" est plus accentuée que celle des poutres de la partie "base" et affiche une nette croissance au voisinage du niveau du décrochement. Cela implique que les poutres localisées dans cette zone faible, au voisinage du décrochement, pourraient subir des désordres importants et perdront leurs capacités de chargement si elles ne possèdent pas suffisamment de ductilité.

2. La ductilité des poutres de chaque niveau dépasse l'unité (analyse élastique). Ceci montre que plusieurs poutres des structures étudiées ont été le siège d'importantes déformations inélastiques.

3. La distribution ainsi que la magnitude de la demande de ductilité obtenue par les deux méthodes, statique et modale, est sensiblement la même. Ceci démontre qu'en termes de demande de ductilité pour les structures étudiées, il n'y a aucun avantage visible à utiliser la méthode d'analyse dynamique modale dans le calcul des charges de conception.

4. La demande de ductilité des poteaux dans chaque étage est inférieure à 4 (valeur de conception). Par conséquent, il est à noter que les poteaux de tous les étages n'ont pas été au-delà de la limite élastique de leur déformation pour la présente analyse.

5. Le niveau de ductilité jugé acceptable que pourrait avoir les poutres de ce type de structures doit être compris entre les valeurs 4 et 6.

6. Il s'avère important de reconnaître que la déformation non-linéaire résultant de cette étude représente la demande de ductilité qui est imposée à la structure par l'action sismique. De ce fait, les rapports de ductilité rapportés indiquent la quantité de déformation développée dans les éléments structuraux et qui est engendrée par les actions sismiques.

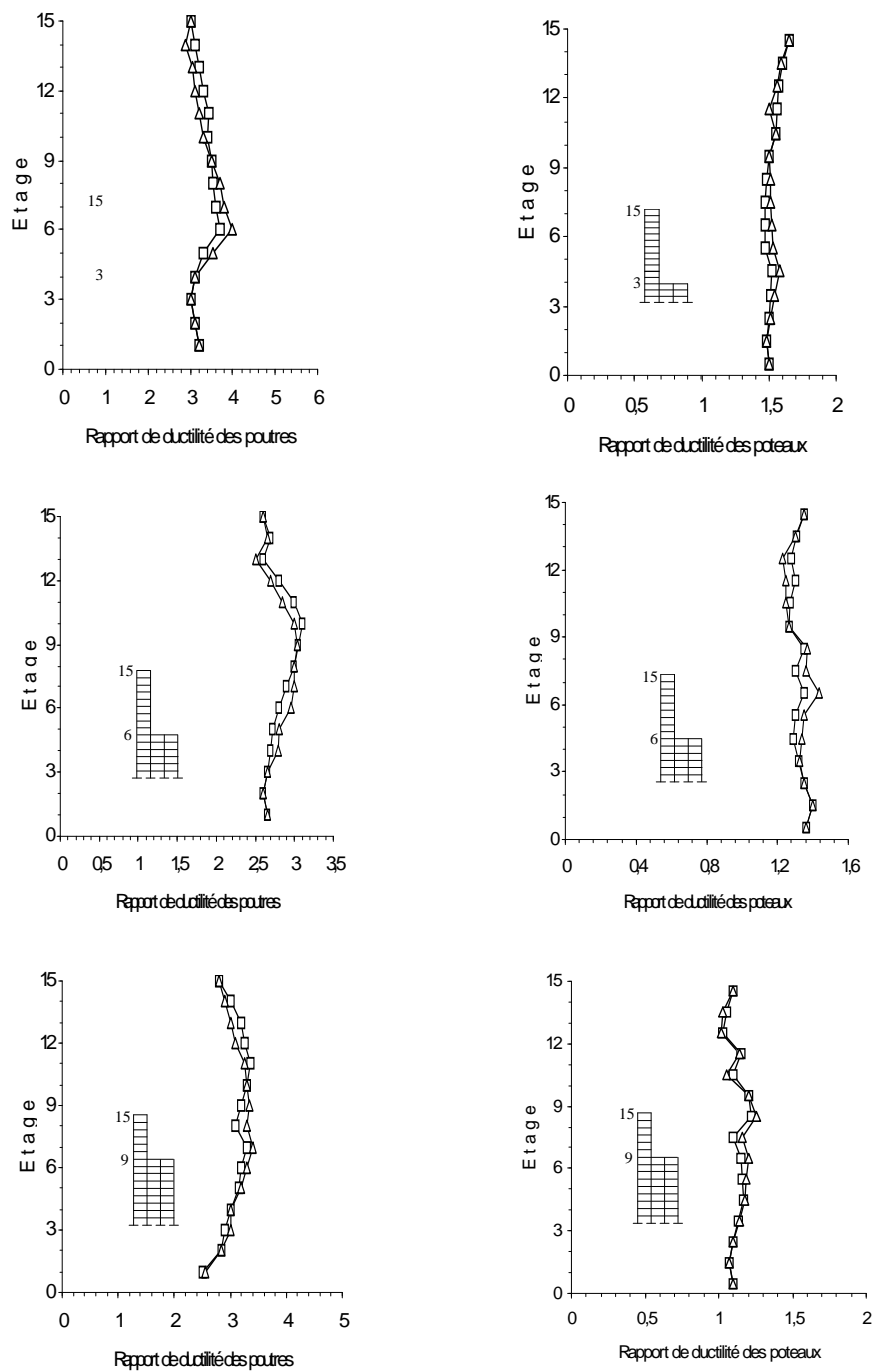


Figure 2. Effets des décrochements sur la demande de ductilité en rotation.

- ▲— Analyse modale spectrale
- Analyse statique

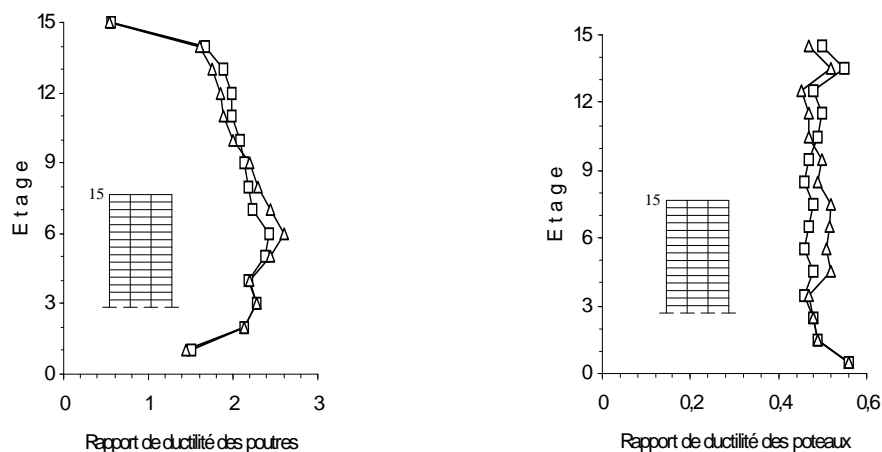


Figure 2 (suite). Effets des décrochements sur la demande de ductilité en rotation.

—△— Analyse modale spectrale
—□— Analyse statique

7. Modèle de calcul proposé

Les structures considérées dans cette étude possèdent un seul niveau de décrochement. En traitant la "tour" et la "base" de la structure en tant que systèmes élastiques à un seul degré de liberté, la structure peut être modélisée à son tour par un système équivalent à deux degrés de liberté. Le modèle analytique utilisé pour représenter une structure à un seul niveau de décrochement est indiqué sur la figure 6, dans laquelle H désigne la hauteur totale de la structure, H_t la hauteur de la "tour", et H_b la hauteur de la "base". L'allure du premier mode de vibration est supposée correspondre à la forme de flexion du modèle représenté par la figure 3(b), où v_t et v_b désignent respectivement les déplacements latéraux des sommets de la "tour" et de la "base".

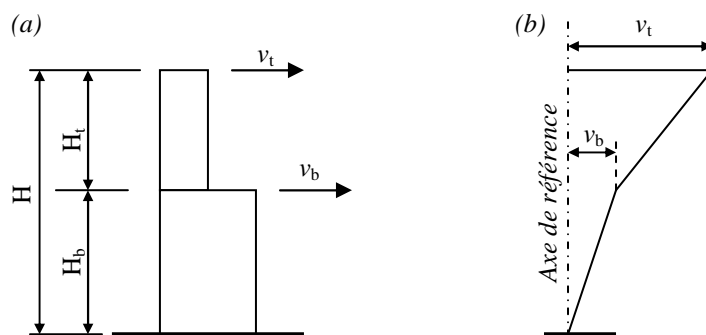


Figure 3. Modèle analytique des structures irrégulières.

En supposant que les deux portions vibrent seulement selon leurs modes fondamentales, la forme du premier mode, après simplification, peut s'exprimer par l'équation suivante:

$$[\phi]^T = \left(\frac{1}{N_b}, \frac{2}{N_b}, \dots, 1, \frac{1+\lambda}{N_b}, \frac{1+2\lambda}{N_b}, \dots, \frac{1+\lambda N_t}{N_b} \right) \quad [5]$$

où : $\lambda = \frac{v_t - v_b}{v_t}$; N_b et N_t désignent respectivement le nombre d'étages dans la base et dans la tour; $[\phi]^T$ vecteur transposé du mode fondamentale.

L'effort tranchant à la base peut être distribué sur la hauteur de la structure irrégulière suivant la formule:

$$F_i = \frac{M_i \phi_i (V - F_t)}{\sum_{i=1}^N (M_i \phi_i)} \quad [6]$$

où : $F_t = 0.07TV \leq 0.25V$, selon le règlement RPA99; M_i est la masse du $i^{\text{ème}}$ étage de la "tour" ou de la "base"; ϕ_i valeur de la forme du mode fondamental à l'étage i ; et V = l'effort tranchant à la base.

L'examen des résultats (figure 4) des tests effectués, avec la méthode proposée ci-dessus, montre que la demande de ductilité d'étages subit une diminution au niveau de la "tour" et présente, par ailleurs, une distribution presque uniforme suivant la hauteur de la structure. Il est à noter que la procédure du calcul dynamique est identique à celle du cas précédent.

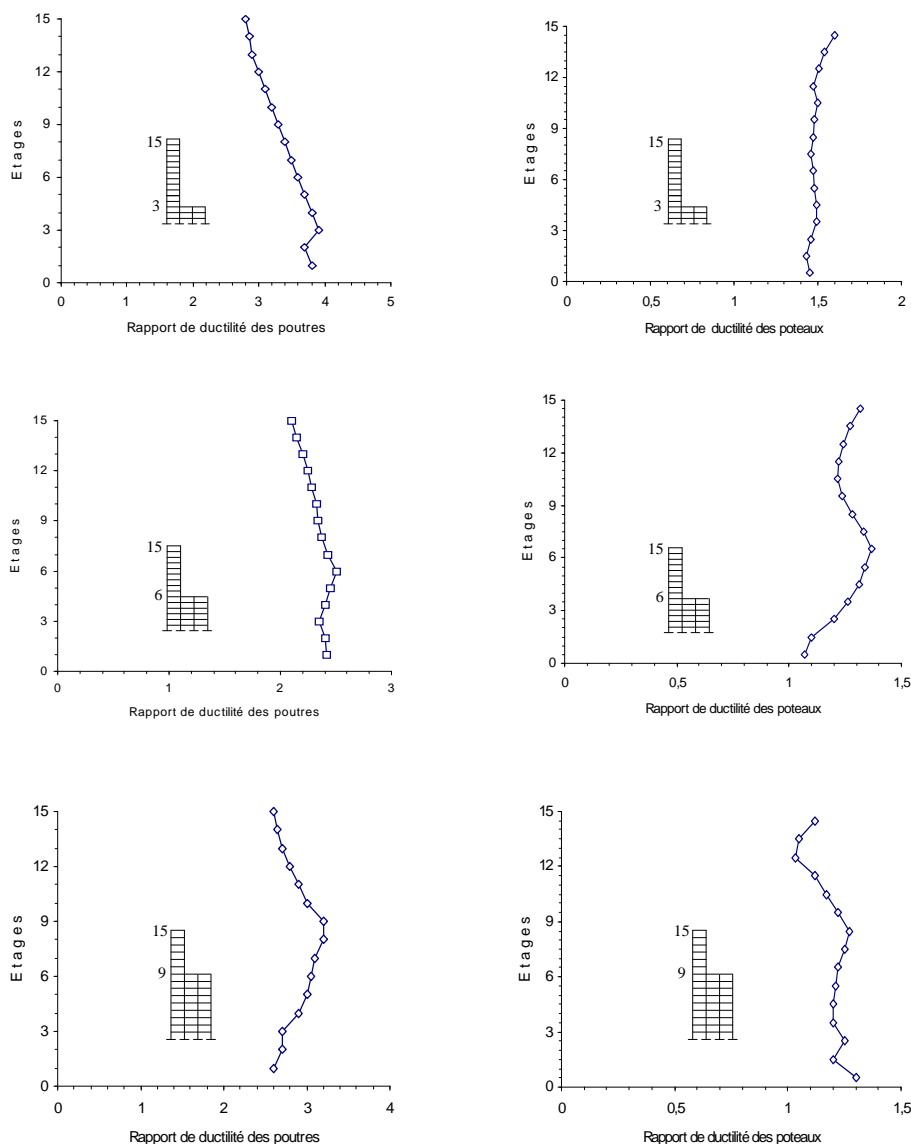


Figure 4. Effets des décrochements sur la demande de ductilité en rotation, par utilisation de la méthode proposée.

8. Conclusions

Dans le but de mieux comprendre le comportement sismique des bâtiments irréguliers en élévation, une étude des demandes de ductilité sous actions sismiques a été effectuée. Dans ce cadre, deux méthodes de détermination de demandes de ductilité d'étages, à savoir la méthode "statique

équivalente" et "l'analyse dynamique modale" sont évaluées pour une série de portiques présentant des irrégularités en élévation. Les réponses calculées en utilisant les deux méthodes sont comparées entre elles.

L'examen des principaux résultats analytiques obtenus montre, d'une part, que les irrégularités en élévation conduisent à une augmentation de la demande de ductilité. Cet effet est d'autant plus significatif qu'il existe un changement brusque dans la distribution de la rigidité du bâtiment. D'autre part, pour les structures étudiées, il est montré que les demandes de ductilité obtenues par la méthode "d'analyse dynamique modale" sont presque identiques à celles obtenues par la méthode "statique équivalente" du règlement RPA99. Par conséquent, il s'avère que les deux méthodes peuvent être inappropriées à la prévention de la présence de concentration de déformations inélastiques, donc de dommages, dans les éléments situés près du niveau d'irrégularité.

Due à la sensibilité de ce type d'analyses par rapport aux caractéristiques des accélérogrammes utilisés, une méthode de calcul a été proposée pour pouvoir évaluer de manière plus correcte la distribution des efforts de calcul dans la structure irrégulière. L'examen des résultats obtenus par l'utilisation de la méthode proposée sur les mêmes structures analysées précédemment a permis de mettre en évidence une relative diminution de la demande de ductilité d'étage dans la "tour" ainsi qu'une forme presque uniforme de sa distribution suivant la hauteur de la structure.

9. Bibliographie

1. J. Humar and E. Wright, Earthquake response of steel-framed multistorey buildings with setbacks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, pp. 15-39, 1977.
2. G. R. Aranda, H. Ductility demand for R/C frames irregular in elevation. *Proc. Eighth World Conf. on Earthquake Engrg.*, Vol. IV, pp. 559-566, San Francisco, Calif., U.S.A, 1984.
3. J. P. Moehle and L. F. Alarcon, Seismic analysis methods for irregular buildings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 1, pp. 35-52, 1986.
4. B. M. Shahrooz and J. P. Moehle, Seismic response and design of setback buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 5, pp. 1423-1439, May, 1990.
5. S. L. Wood, Seismic response of R/C frames with irregular profiles. *Journal Structural Engineering*, Vol. 118, No. 2, pp. 545-566, 1992.
6. C. M. Wong and W. K. Tso, Seismic loading for buildings with setbacks. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 5, pp. 863-871, 1994.
7. E. G. Valmundsson and J. M. Nau, Seismic response of building frames with vertical structural irregularities. *Journal Structural Engineering*, Vol. 123, No. 30, pp. 30-41, 1997.
8. A. A. K. Al-Ali and H. Krawinkler, Effets of vertical irregularities on seismic behavior of building structures. Report No. 130, *The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Department of Civil Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, U.S.A., 1998.
9. S. Das and J. M. Nau, Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 19, No. 3, pp. 455-477, 2003.
10. M. Fragiadakis, D. Vamvatsikos and M. Papadrakakis, Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-storey steel frame. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 12, pp. 1489-1509, 2006.
11. RPA 99: Règles Parasismiques Algériennes, *Version 2003. Document Technique Réglementaire*, DTR B C 2 48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
12. ICBO, International Conference of Building Officials. Uniform Building Code, Whittier, California, U.S.A., 2000.
13. A.E. Kanaan and G. H. Powell, Drain-2D: A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures. Report No. EERC-73/6 and 73/22, University of California, Berkeley, CA, 1973.
14. V. Prakash and G. H. Powell, *DRAIN-2DX, Version 1.02, User Guide*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA 1992.
15. R. W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, New York, N.Y., 1975.

