

# Modélisation de l'effet des murs de remplissage sur la performance sismique des bâtiments en béton armé

S. ATTAJKANI<sup>a</sup>, A. KHAMLI<sup>a</sup>, A. JABBOUR<sup>b</sup>, F. LOPEZ-ALMANSA<sup>c</sup>

*a. Département de Physique, Université Abdelmalek Essaâdi, TETOUAN, MAROC*

*b. Laboratoire Mécanique et Génie Civil, Université Abdelmalek Essaâdi, TANGER, MAROC*

*c. Université Technique de Catalogne, Département Architecture des Structures, BARCELONE, ESPAGNE*

## Résumé :

*Les murs de remplissage modifient la rigidité et la résistance latérales des bâtiments en béton armé qu'ils emplissent. Dans ce travail, le remplissage de type maçonnerie non renforcée a été modélisé en utilisant le concept de barre diagonale équivalente. L'objectif étant de déterminer son influence sur la performance sismique d'un bâtiment régulier. L'analyse pushover a été effectuée pour différents scénarios de remplissage et les résultats obtenus ont montré que le remplissage a une influence considérable sur le comportement latéral du bâtiment. Le remplissage améliore la performance sismique, mais le gain réalisé est cependant tributaire de beaucoup de facteurs tel que la distribution du remplissage sur la hauteur du bâtiment. Le mécanisme d'étage faible caractéristique d'un remplissage qui n'est pas uniforme est plus sévère lorsque l'étage vide est proche du sol. Lorsque le vide est présent au niveau des étages supérieurs, un équilibre stable surprenant peut naître en augmentant considérablement la résistance au pushover*

## Abstract :

*Infill walls modify lateral stiffness and resistance of the buildings they stuff. In this work, masonry like infill walls were modelled by using the equivalent diagonal strut concept. The objective is to assess their contribution to seismic resistance in case of regular reinforced concrete buildings. Pushover analysis was performed for various scenarios of infilled frames that suffer weak story arrangement at different storey levels. The obtained results have shown that infill walls yield considerable effect on the lateral stiffness and resistance of reinforced concrete buildings. They were found to enhance seismic performance, but the gain is largely affected by the distribution of infill through the building height. For instance, the soft storey mechanism was found to be more severe when the bared storey is located in the inferior part of the building. For non infilled higher stories an unusual stable equilibrium was reached showing very high lateral resistance.*

**Mots clefs:** Séisme, bâtiment, béton armé, remplissage, maçonnerie, pushover.

## 1 Introduction

Le remplissage augmente la performance latérale des portiques qu'il emplit. Dans certains cas, l'amélioration de la rigidité latérale de la structure peut dépasser 100%. Le remplissage augmente aussi dans des proportions pouvant être très importantes la résistance latérale des constructions [1].

Les variations de la rigidité et de la résistance obtenues par disposition d'un remplissage dépendent des propriétés mécaniques du matériau le constituant: maçonnerie, blocs de béton, béton armé, ... Par ailleurs, l'interaction entre les membrures composant l'ossature de la structure et le remplissage conditionne considérablement le comportement global de la structure. Ce comportement dépend aussi du rapport entre les charges verticale et horizontale agissant sur la construction. Il est affecté également par les caractéristiques du remplissage: mortier utilisé, présence de renforts, type de jonction entre les membrures de l'ossature, etc.

Du fait de la complexité à intégrer la contribution du remplissage au comportement global de la structure qu'il emplit, des modélisations simplifiées ont été introduites afin de rendre compte de son effet. Ainsi des modèles analytiques ont été construits et identifiés par des essais expérimentaux. Dans ce contexte, les portiques métalliques remplis de maçonnerie ont été les premiers étudiés. Sur la base de l'évidence

expérimentale, un détachement entre le portique et le remplissage se produit, Holmes [2] avait alors proposé de remplacer le panneau par une barre diagonale équivalente dont le matériau est celui du remplissage mais admettant une largeur égale seulement au 1/3 de la longueur de la diagonale du remplissage. D'autres essais expérimentaux ont permis à Stafford Smith [3] de développer l'approche par barre diagonale équivalente et de proposer une méthode permettant d'évaluer ses caractéristiques géométriques. Cette démarche est aujourd'hui largement acceptée, malgré le fait que certains aspects mécaniques qui caractérisent l'interaction ossature remplissage n'y soient pris en compte [4-6]. D'autres modèles plus raffinés qui considèrent l'intégration de l'effet du remplissage peuvent être trouvés dans la littérature [8-11].

Dans ce travail, nous modélisons le remplissage en utilisant les caractéristiques de la barre diagonale équivalente telles qu'elles sont identifiées par le modèle de Mainstone [10]. Nous utilisons ensuite le logiciel d'analyse pushover ZeusNL [12] pour quantifier l'effet du remplissage sur le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé. Les murs de remplissage sont remplacés par des diagonales équivalentes et nous analysons le phénomène d'étage faible qui se manifeste lorsqu'un étage est dépourvu de murs de remplissage.

## 2 Modèle de la barre diagonale équivalente

Les documents FEMA 273 [7], FEMA 306 [8] et FEMA 356 [9] ont suggéré que la rigidité du remplissage peut être prise en compte dans le modèle structural par une barre diagonale équivalente, selon l'approche dite de Mainstone [10]. La barre diagonale équivalente est définie par une épaisseur qui est égale à celle du panneau de remplissage et par une largeur donnée par

$$w = 0.201 \frac{\sqrt{H'^2 + L'^2}}{H^{0.4} (E_d s \sin(2\theta))^{0.1}} (E_f I_c H')^{0.1} \quad (1)$$

avec

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{H'}{L'} \right) \quad (2)$$

où  $s$  est la largeur actuelle du remplissage en contact avec l'ossature,  $d'$  la longueur de la diagonale,  $E_d$  est le module de rigidité du remplissage le long de la diagonale,  $E_f$  le module d'Young du béton armé,  $H$  et  $L$  sont la hauteur et la longueur du portique,  $H'$  et  $L'$  la hauteur et la longueur du remplissage, figure 1, finalement  $I_c$  est le moment d'inertie de la section transversal du poteau supposé uniforme.

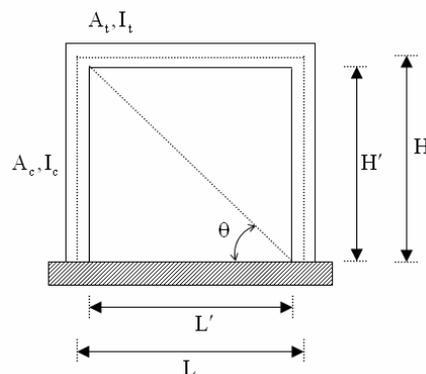


FIG. 1 – Schéma du portique muni d'un remplissage et montrant la fibre moyenne de la barre diagonale équivalente

## 3 Analyse non linéaire statique par le logiciel ZeusNL

ZeusNL est un logiciel accès libre [12]. Il permet d'effectuer l'analyse des structures de bâtiments selon des méthodes telles que le pushover conventionnel ou adaptatif ou bien en effectuant un calcul transitoire dynamique non linéaire. La modélisation tient compte de la géométrie des sections en béton armé et intègre le comportement non linéaire des constituants : béton et acier. Des lois de comportement communes sont disponibles, avec une librairie d'éléments types qui peuvent être utilisés en spécifiant la disposition des

armatures dans la section. Le chargement appliqué peut contenir des forces variables ou constantes, des déplacements et des accélérations.

Dans l'analyse pushover conventionnel, qui sera appliquée dans la suite, les forces appliquées varient proportionnellement à un profil prédéfini. La réponse postcritique est obtenue par une procédure qui contrôle le déplacement en un point de la structure.

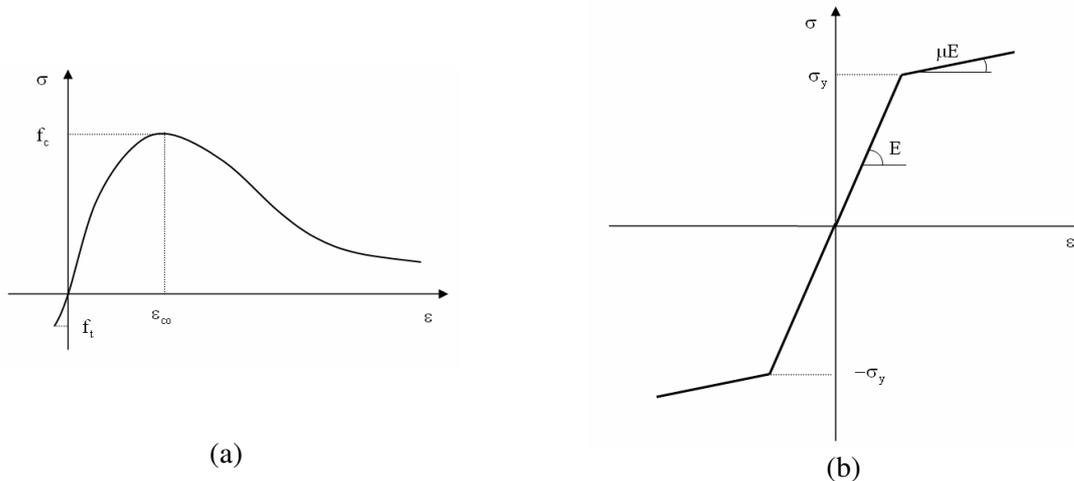


FIG. 2 – Comportement des matériaux composant la section en béton armé ; (a) béton, (b) acier

Modéliser la structure sous ZeusNL requiert de rentrer les configurations des sections droites des membrures, les propriétés des matériaux, le chargement appliqué: vertical et latéral, et spécifier le protocole d'analyse.

Dans cette étude, le comportement du béton est de type modèle nonlinéaire avec constante active de confinement (con2), figure 2(a). Ce modèle rend compte de l'essai de compression uniaxial et de l'effet du confinement à travers un coefficient qui précise la pression de confinement maximale due à la présence d'armatures transversales. Cette constante modifie par affinité verticale le diagramme de comportement du béton. Le modèle de comportement est défini ainsi par quatre paramètres: résistance de compression  $f_c$ , résistance à la traction  $f_t$ , déformation à la rupture  $\epsilon_{co}$  et facteur de confinement  $k$ .

Les armatures d'acier sont supposées obéir à une loi de comportement élastoplastique bilinéaire avec écrouissage cinématique (st11), figure 2(b). Ce modèle convient pour représenter le comportement uniaxial d'un acier de ferrailage doux. Pour rentrer ce modèle, on définit les trois paramètres: module d'Young  $E$ , limite d'élasticité  $\sigma_y$  et constante du module d'écroûissage  $\mu$ .

L'analyse pushover statique est conduite selon la direction sismique la plus défavorable, lorsque la structure du bâtiment est remplacée par un portique plan équivalent. L'analyse nonlinéaire est pilotée par la réponse en déplacement afin de permettre le franchissement du point limite. Le calcul se fait incrémentalement et le déplacement limite du toit du portique doit être spécifié a priori. Les forces équivalentes au chargement et les déplacements des autres nœuds sont déterminés à partir de la solution calculée.

## 4 Résultats et discussion

Un bâtiment régulier à ossature en béton armé, comportant trois baies et quatre étages est considéré dans cette étude de cas. La hauteur inter-étages est  $3m$ , la longueur des baies est  $4m$ . La figure 3 montre le portique équivalent au bâtiment selon la direction sismique la plus défavorable. Le bâtiment est soumis en plus du chargement vertical résultant du poids propre et d'une fraction de la charge d'exploitation au chargement statique latéral équivalent à l'action du séisme de calcul.

Tous les poteaux sont supposés identiques et toutes les poutres semblables. Les figures 4(a) et 4(b) montrent respectivement les sections transversales droites des poteaux et des poutres constituant le portique. Les caractéristiques des poteaux sont: hauteur de la section  $H = 400mm$ , hauteur de la partie confinée  $h_c = 350mm$ , épaisseur de la section  $b = 300mm$  et épaisseur de la partie confinée  $b_c = 250mm$ . Le tableau 1

donne les sections des armatures de ferrillage et leurs positions.

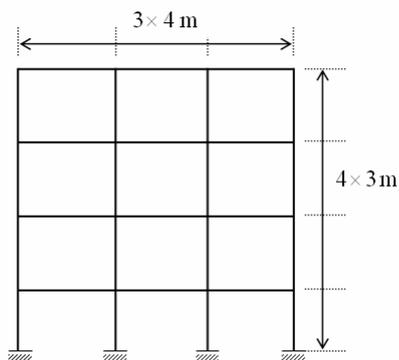


FIG. 3 – Elévation verticale du portique équivalent au bâtiment R+3 admettant 3 baies

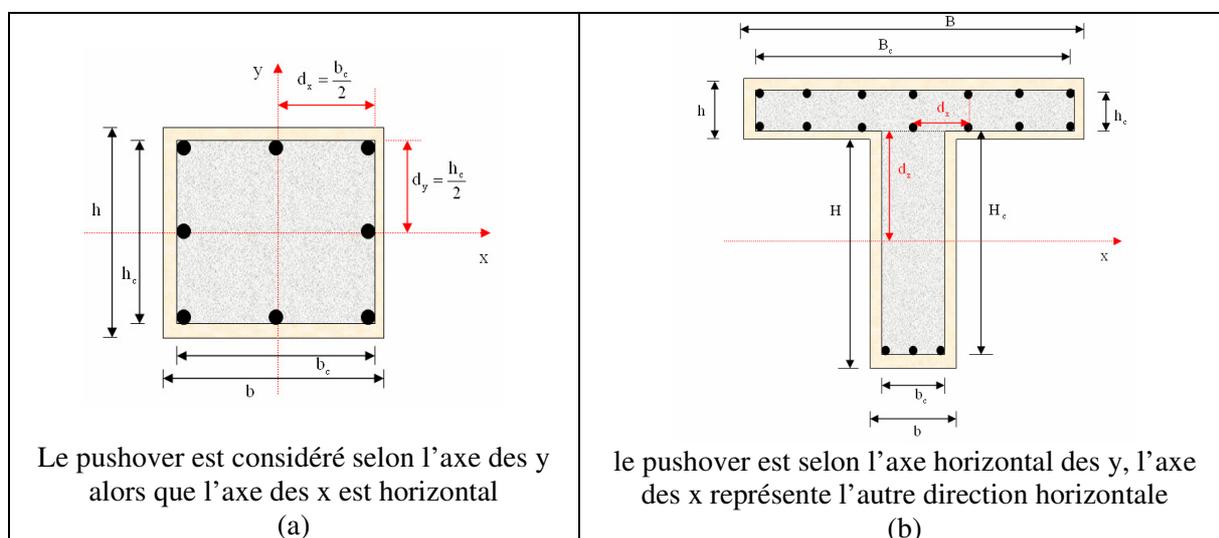


FIG. 4 – Définition des sections armées: (a) poteau ; (b) poutre

Tableau 1 – Sections des barres d'acier de renfort et leurs positions sur la section transversale des poteaux

Section mm <sup>2</sup>	Distance $d_x$ mm	Distance $d_y$ mm
255	125	175
127.5	0	175
127.5	125	0

Tableau 2 – Sections des barres d'acier de renfort et leurs positions sur la section transversale des poutres

Section mm <sup>2</sup>	Distance $d_x$ mm	Distance $d_z$ mm
255	25	125
255	775	125
127.5	25	0
127.5	775	0

Les caractéristiques des poutres sont les suivantes: épaisseur de la table de compression  $h = 200\text{mm}$ , hauteur

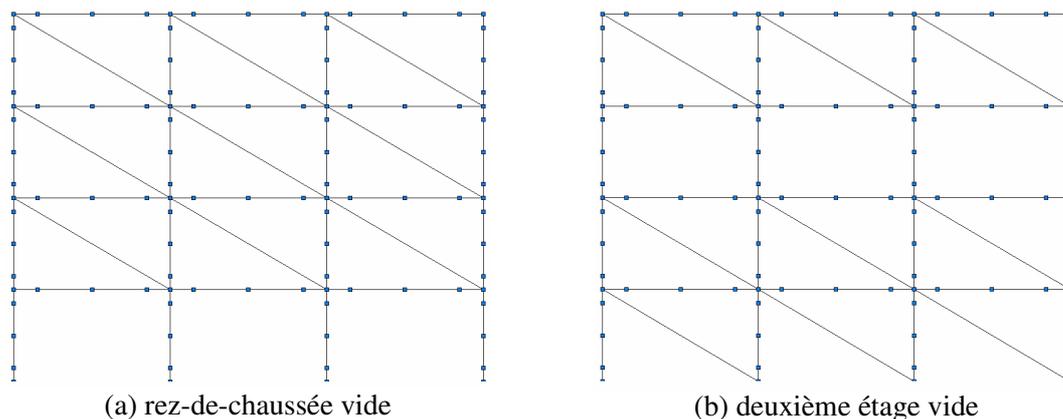
confinée de la table  $h_c = 200\text{mm}$ , hauteur de la section  $H = 600\text{mm}$ , hauteur confinée de la poutre  $H_c = 600\text{mm}$ , épaisseur effective de la table de compression  $B = 1250\text{mm}$ , largeur confinée de la table  $B_c = 1200\text{mm}$ , largeur de l'âme  $b = 300\text{mm}$  et largeur confinée de l'âme  $b_c = 250\text{mm}$ . Le tableau 2 rappelle les sections de ferrailage et les positions des barres sur la section transversale de la poutre.

Les propriétés mécaniques de l'acier de ferrailage sont:  $E = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$ ,  $\sigma_y = 500 \times 10^6 \text{ Pa}$  et  $\mu = 0.05$ .

Pour le béton confiné, les caractéristiques suivantes ont été sélectionnées:  $f_c = 20 \times 10^6 \text{ Pa}$ ,  $f_t = 2.2 \times 10^6 \text{ Pa}$ ,  $\varepsilon_{co} = 0.002$  et  $k = 1.2$ . Le béton non confiné possède les mêmes caractéristiques à l'exception de  $k = 1.02$ . Le matériau des barres diagonales équivalentes au remplissage est supposé avoir un comportement similaire à celui du béton, avec:  $f_c = 10 \times 10^6 \text{ Pa}$ ,  $f_t = 1.1 \times 10^6 \text{ Pa}$ ,  $\varepsilon_{co} = 0.001$  et  $k = 1.02$ . La section du mur de remplissage est supposée constante sur toute la hauteur du bâtiment.

Les poteaux de rive subissent une charge verticale totale résultant du poids propre et d'une partie de la charge d'exploitation qui est égale à  $F_{v, \text{rive}} = -98100 \text{ N}$ . Les poteaux centraux subissent une charge verticale qui est le double de la valeur précédente, soit:  $F_{v, \text{central}} = -196200 \text{ N}$ .

L'étage faible peut se présenter n'importe où sur la hauteur du bâtiment. La figure 5 présente deux cas particulier de configuration de remplissage: bâtiment avec rez-de-chaussée vide et bâtiment avec troisième étage vide. Les deux autres cas non montrés correspondent au premier étage vide et au dernier étage vide.



(a) rez-de-chaussée vide

(b) deuxième étage vide

FIG. 5 – Deux configurations de remplissage non uniforme sur la hauteur

La figure 6(a) montre que la capacité de résistance vis-à-vis du chargement latéral ne dépend pratiquement pas du taux de remplissage. Une légère augmentation est observée entre le cas sans remplissage  $0 \times 0$  et le cas d'un remplissage avec une section qui dépasse  $100 \times 100$ . La résistance à la rupture augmente aussi légèrement avant de se stabiliser pour une section de remplissage qui dépasse  $100 \times 100$ . Augmenter le taux de remplissage à partir de cette section ne contribue pas à l'augmentation de la résistance, ni à l'amélioration de la ductilité. Nous pouvons conclure que lorsque l'étage faible est constitué par le rez-de-chaussée, la rigidité du bâtiment augmente aux faibles charges sismiques en fonction de l'épaisseur des murs de remplissage. Cette augmentation n'affecte cependant que légèrement la capacité de résistance en pushover et ce indépendamment de l'épaisseur utilisée pour le remplissage.

La figure 6(b) montre que la capacité de résistance sismique augmente de manière significative en fonction du taux de remplissage jusqu'à ce que celui-ci atteigne la section  $200 \times 200$ . L'amélioration de la résistance atteint alors la valeur 38% entre le cas où il n'y a pas de murs de remplissage et le cas où le remplissage correspond à une section équivalente dépassant  $200 \times 200$ .

D'après la figure 6(c), la capacité de résistance latérale est très influencée par le taux de remplissage. La résistance augmente ainsi de +263% pour le taux de remplissage  $400 \times 400$ . Le taux de remplissage influence aussi largement dans ce cas la ductilité latérale, ce qui permet à la structure de dissiper davantage d'énergie de déformation. Ce phénomène est particulièrement notable à partir de la section  $200 \times 200$ .

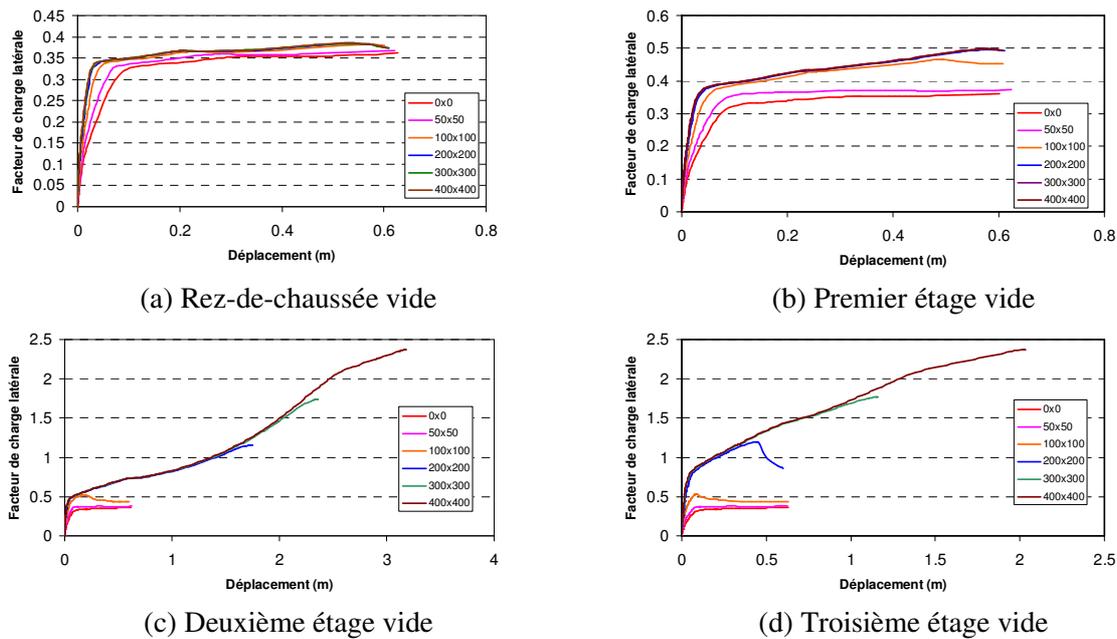


FIG. 6 – Courbes pushover associées à quatre configurations différentes de remplissage

Il faut cependant relativiser les conclusions précédentes lorsqu'on s'intéresse aux dégâts subis. Les courbes pushover ne suffisent pas à elles seules pour estimer l'état de performance du bâtiment. Elles ne rendent compte que de la faculté d'existence d'un état stable d'équilibre: non effondrement. Les dégâts peuvent cependant être considérables, car ces derniers sont liés au déplacement global ou bien inter-étages.

## References

- [1] López-Almansa F., Domínguez D., Benavent-Climent A., Vulnerability analysis of RC buildings with wide beams located in moderate seismicity regions, *Engineering Structures*, 46: 687-702, 2013.
- [2] Holmes H., Steel frames with brickwork and concrete infilling, *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, 19:473-478, 1961.
- [3] Stafford Smith B., Behaviour of the square infilled frames, *Journal of Structural Div. ASCE*, 92:381-403, 1966.
- [4] Klingner R.E., Bertero V.V., Earthquake resistance of infilled frames, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 104:973-989, 1978.
- [5] Valiasis T.N., Stylianidis K.C., Penelis G.G., Hysteresis Model for weak brick masonry infills in R/C frames under lateral reversals, *European Earthquake Engineering*, 1:1-9, 1993.
- [6] Panagiotakos T.B., Fardis M.N., Seismic response of infilled RC frames structures, *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico. Paper no. 225, Pergamon, 1996.*
- [7] Applied Technology Council. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 273, prepared by ATC (project 33) for the Building Seismic Safety Council, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [8] Applied Technology Council, Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings - basic procedures manual, FEMA 306, prepared by ATC (project 43) for the Partnership for Response and Recovery. Washington (DC): The Federal Emergency Management Agency, 1998.
- [9] ASCE, FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Reston (VA): American Society of Civil Engineers, 2000.
- [10] Mainstone R.J., On the stiffnesses and strengths of infilled frames, *Proc Inst Civil Eng (Suppl. iv):57-90 [7360 S]*, 1971.
- [11] Stafford Smith B., Behavior of square infilled frames, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 381-403, 1966.
- [12] Elnashai A.S., Papanikolaou V.K., Lee D.H., Zeus NL A system for inelastic analysis: User Manual, Version 1.8.7, University of Illinois at Urbana Champaign, Mid-America Earthquake Center, 2008.