

# COMPORTEMENT NON-LINÉAIRE ET CAPACITÉ SISMIQUE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT EN BÉTON ARMÉ

## NONLINEAR BEHAVIOR AND SEISMIC CAPACITY OF CONCRETE SHEAR WALLS

A. BOUZIANE, L. BOUBEGTITEN, O. KADA, A. SEGHIR

Université A. Mira, Bejaia. Route de Targua Ouzemour

### RÉSUMÉ

Le comportement dynamique et la capacité sismique d'une structure en béton armé sont conditionnés par le nombre, la disposition et la rigidité des voiles qu'elle comporte. L'évaluation du comportement non-linéaire de ces éléments de contreventement est l'une des étapes clé dans l'estimation des performances des constructions en zones de forte sismicité comme le nord algérien. Le comportement dynamique d'un voile dépend non seulement des modèles de comportement adoptés pour les deux matériaux qui le composent, à savoir le béton et les fibres d'acier de ferrailage, mais aussi, du modèle qui reproduit le fonctionnement du composite fortement hétérogène acier-béton. Dans le présent travail, deux types de modélisation des voiles sont étudiés et présentés. Le premier type se base sur la décomposition de la section transversale en un ensemble de fibres ayant un comportement uni-axial chacun et le second se base sur une discrétisation du voile en éléments coques multicouche. Une comparaison entre les résultats de ces deux modélisations a été réalisée à travers une étude statique non-linéaire à la poussée progressive « Push over » et une étude dynamique temporelle qui ont été effectuées sur deux cas de voiles extraits de deux structures existantes.

**MOTS-CLÉS:** voiles en béton armé, modèle fibres, modèle multicouche, non linéaire, push over.

### ABSTRACT

The dynamic behavior and the seismic capacity of a reinforced concrete structure are conditioned by the number, the rigidity and the distribution of the shear walls that it contains. The evaluation of the nonlinear behavior of such shear resisting elements is a key step in estimating the seismic performance of buildings located in zones of strong seismicity such as the north of Algeria. The dynamic behavior of a reinforced concrete shear wall depends not only on nonlinear models adopted to represent the two composing materials, which are the concrete core and the rebar fibers, but also on the model that well reproduces the way the highly heterogeneous concrete-rebar composite is working. In the present work, two types of shear wall modeling are studied and presented. The first is based on the decomposition of the cross section into a set of fibers, each has uniaxial behavior. The second is based on a discretization of the wall into a set of multilayered shell elements. A comparison of the results obtained by these two kinds of modeling has been carried out and reported herein through a static pushover analysis and a dynamic time history analysis of two shear walls extracted from an existing structures.

**KEYWORDS:** concrete shear walls, fiber model, multilayer model, nonlinear behavior, pushover



## 1. INTRODUCTION

L'utilisation des voiles en béton armé dans les structures est l'un des moyens de contreventement le plus fréquent du fait que ces éléments présentent un comportement très satisfaisant vis-à-vis des charges latérales. Ils jouent donc un rôle primordial dans la sécurité et la stabilité des constructions lors des séismes. Un des objectifs actuels dans le domaine de la recherche est l'amélioration des méthodes d'évaluation du comportement non linéaire des voiles soumis à de fortes excitations sismiques. En effet, une bonne analyse de ce comportement exige des approches de modélisation très complexes pour être considérées comme fiables et robustes. Plusieurs techniques de modélisations ont été proposées par plusieurs chercheurs allant des modèles relativement simplifiés à des modèles très raffinés.

Les modèles raffinés utilisent souvent une discrétisation en éléments finis dans laquelle le voile est subdivisé en éléments surfaciques de type coques (shells) ou en éléments volumiques de type cubes ou prismes. Cette modélisation peut prendre en compte le comportement non-linéaire et la fissuration du béton soit par une approche continue (fissuration diffuse) comme l'étude présentée par Musmar [1], soit par une approche discrète comme celle présentée par Hristovski et Nogushi [2]. En général, l'approche continue est plus réputée grâce aux multiples avantages qu'elle offre par rapport à l'approche discrète comme souligné par Musmar [1] et par Quaranta *et al.* [3].

Les modèles basés sur les éléments surfaciques utilisent souvent des éléments shells multicouches pour représenter les comportements non-linéaires du béton et de l'acier qui sont complètement différents. Les couches sont constituées d'une couche de béton dans laquelle sont insérées des couches d'aciers de sections équivalente à celles des nappes d'armatures qu'elles représentent. La couche de béton peut être subdivisée en trois sous-couches qui représentent le béton confiné entre les armatures et le béton d'enrobage sur les deux faces du voile. Différentes approches de modélisation linéaire et non-linéaire des voiles ont été étudiées et appliquées au cas d'une structure mixte voiles-portiques par Fahjan *et al* [4]. Une étude d'une structure en voiles basée sur les éléments multicouches a été réalisée par Salima et Lassoued [5]. Les auteurs dans cette étude font référence aux règles parasismiques algériennes (RPA) dans la présentation des valeurs de l'effort tranchant à la base.

Dans la modélisation simplifiée des voiles, certaines études assimilent la section du voile à un ensemble de fibres travaillant chacune en traction/compression et le voile en hauteur est considéré comme un élément de poutre. Ce modèle a été validé par des études comparatives entre les résultats numériques et les mesures expérimentales, que ce soit dans le cas d'un chargement monotone [6] ou dans le cas de chargement monotone et cyclique [7].

Dans certain autres études, des macroéléments dont la loi de comportement reproduit le comportement global du voile, ont été proposés afin de réduire le nombre de degrés de liberté. Xiaolei *et al* [8] ont introduit un macroélément dans le code de calcul OpenSees [9] qu'ils ont testé et validé. Un autre macroélément a été proposé par Hemsas *et al.* [10] qui ont réalisé une étude

paramétrique afin d'évaluer l'influence du maillage sur la réponse du modèle numérique et d'identifier la sensibilité des résultats aux type de chargements, aux paramètres liés au modèle et aux matériaux. Beaucoup d'autres éléments et d'autres modèles numériques ont été proposés et utilisés dans la littérature, Sedgh et Dhakal [11] donnent une bonne revue sur la modélisation des voiles.

Les voiles avec ouvertures ont aussi reçu beaucoup d'intérêt. A titre d'exemples, Chowdhury *et al* [12] ont étudié l'effet de la taille des ouvertures et de leurs configurations sur la rigidité et la réponse sismique d'une structure à six étages. Lin et Kuo [13] ont réalisé une étude expérimentale et numérique afin de déterminer la résistance limite des voiles avec ouvertures sous chargement latéral. Gopalarathnam et Kumar [14] ont présenté une étude sismique effectuée sur un voile avec différents types d'ouvertures en utilisant le modèle multicouche.

L'objectif du présent travail est d'étudier le comportement non linéaire des voiles par une analyse statique non linéaire à la poussée progressive « pushover » et une analyse dynamique temporelle par accélérogrammes. Une étude comparative entre les deux types de modélisations (section à fibres et section en multicouche) a été réalisée sur deux voiles extraits de deux structures existantes. Les résultats exposés concernent les courbes de capacité (effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet) obtenues par l'étude statique par poussée progressive (pushover), les périodes propres de vibrations libres obtenues par l'étude modale avec et sans prise en compte du comportement non linéaire et les variations des déplacements au sommet en fonction du temps obtenues par l'étude dynamique temporelle.

## 2. MODÉLISATION

### 2. 1. Modélisation en section multicouche et section fibres

Dans la modélisation par éléments multicouches, la section du voile est divisée en plusieurs couches de différentes épaisseurs. Chaque couche, constituée de béton ou d'acier, possède des propriétés mécaniques propres à elle et une loi de comportement appropriée. Chaque nappe d'armatures est remplacée par une couche d'épaisseur constante et de section égale à la somme des sections de toutes les armatures qui la constituent. On remplace ainsi une répartition de sections d'aciers discrètes par une section continue équivalente comme montré sur la figure 1(a). Lors du calcul par éléments finis, on peut évaluer les contraintes dans chaque couche à travers les relations constitutives du matériau qui lui est affecté, la performance structurelle du voile en entier découle directement des lois de comportement des couches et de leurs épaisseurs.

Dans la modélisation en fibres, le voile est considéré comme une poutre de section hétérogène divisée en plusieurs fibres comme montré sur la figure 1(b) où chaque fibre représente soit une barre d'acier ou une portion de la section de béton. A chaque fibre est associée une loi de comportement locale en contraintes-déformations. Le comportement de l'ensemble des fibres permet de décrire les mécanismes de dégradation d'une partie ou de la totalité de la section hétérogène.



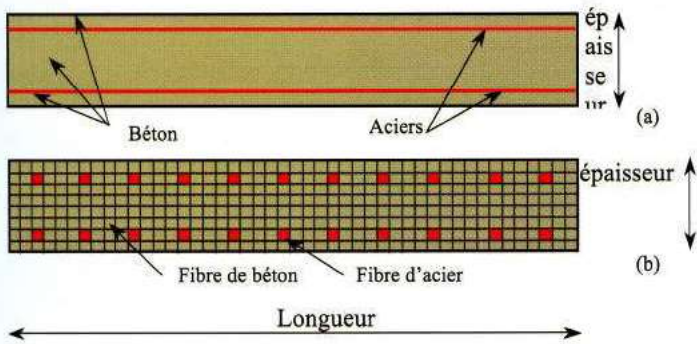
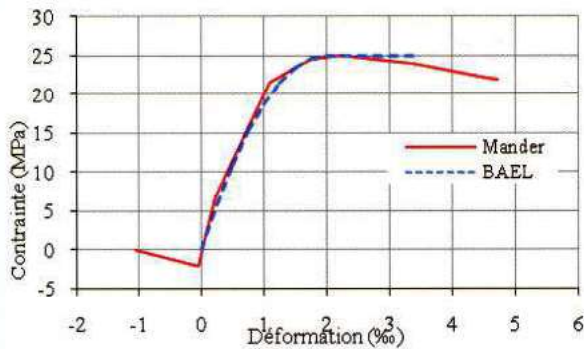


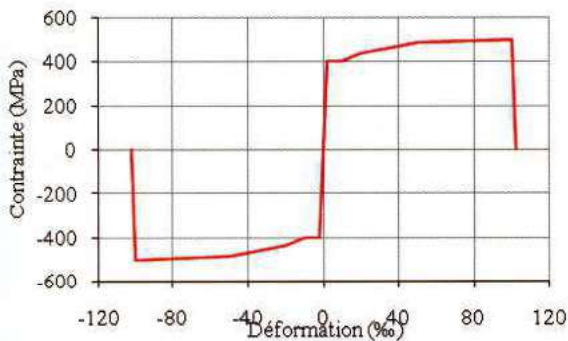
Figure 1 : Schématisation des deux modèles utilisés pour la définition de la section des voiles.  
 (a) Modèle multicouche, (b) Modèle fibres  
 Schematic sketching of the two models used for the shear walls section definition.  
 (a) Multilayered model, (b) Fibre Model

2. 2. Lois de comportement du béton et de l'acier

La relation contrainte-déformation choisie pour simuler le comportement du béton est basée sur le modèle de Mander et celle utilisée pour les armatures de ferrailage est basée sur le modèle de Park [15]. Ces deux lois de comportement sont disponibles dans le logiciel de calcul des structures par éléments finis SAP2000 [16] et bien documentées dans son manuel d'utilisation. Les courbes enveloppes de ces deux lois sont montrées sur la figure 2.



(a) Modèle de Mander pour le béton



(b) Modèle de Park pour l'acier

Figure 2 : Lois de comportements non linéaires utilisées pour le béton et l'acier

Stress-strain curves used for the concrete and the steel rebar nonlinear material behavior

La courbe enveloppe de la loi de Mander (figure 2a) est très proche du diagramme parabole-rectangle adopté par le BAEL pour la relation contrainte-déformation du béton. Les paramètres liés à la courbe-enveloppe de compression et de traction du béton sont : la contrainte de résistance à la compression, la déformation due à la contrainte de compression maximale, le module de Young initial, la contrainte de rupture du béton  $f_{bc}$  et la contrainte en traction  $\epsilon_{bc}$  et l'allongement correspondant.

Le modèle de Park permet de représenter le comportement uni axial des armatures de béton armé. Cette loi symétrique est bilinéaire dans le domaine des déformations variant de  $-10\text{‰}$  à  $+10\text{‰}$ . Au-delà de cette limite les aciers subissent un écrouissage et reprennent un peu de leur rigidité, la loi suit la courbe empirique de Park jusqu'à une déformation de  $100\text{‰}$  qui est la limite de rupture. Les paramètres liés au comportement de l'acier sont : la limite élastique, la déformation due à la limite élastique, la limite de rupture et la déformation correspondante avec le module tangent.

3. PRÉSENTATION DES VOILES ÉTUDIÉS

On considère dans cette étude deux cas de voiles extraits de deux structures courantes calculées au séisme selon le RPA avec un niveau d'accélération de 0.25g. Le voile N°1 est de 4.2m de largeur et de 33.66m de hauteur et de 20cm d'épaisseur. Il est ferrailé avec 24 barres T20 par face espacées de 12cm aux bords et de 20cm à l'intérieur, ce qui donne une section d'acier totale de  $150.8\text{ cm}^2$  pour les deux faces. Le voile N°2 est de 2.5 m de largeur, de 27.54m de hauteur et de 15cm d'épaisseur. Il est ferrailé avec 14 barres de T12 espacées de 20cm réduit à 10cm au niveau des bords, ce qui donne une section totale de  $31.67\text{ cm}^2$  pour les deux faces. Les armatures horizontales du voile N°1 sont constituées de barres de T10 et celles du voile N°2 sont constituées de T12. Ces barres sont réparties avec un espacement de 20cm le long de la hauteur des voiles. Les dispositions des ferrailages par moitié de section sont montrées sur les figures 3 et 4, les deux autres moitiés sont symétriques à celle montrées. Les charges verticales par étage supportées par les deux voiles sont 143.37 kN/étage pour le voile N°1 et 40 kN/étage pour le voile N°2. Ces charges influent évidemment sur le comportement non-linéaire global des deux voiles et sur leurs courbes de capacité.

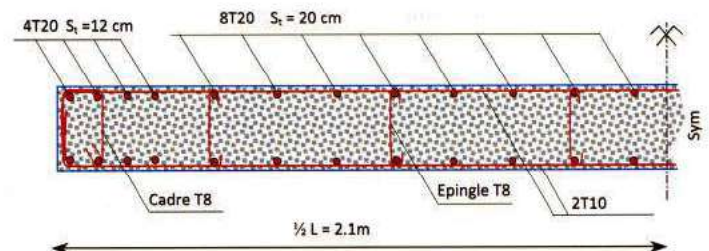


Figure 3 : Schéma de ferrailage du voile N°1 (Largeur = 4.2m, Epaisseur = 20cm)

Reinforcement details of the shear wall #2 (Width = 2.5m, Thickness = 15cm)



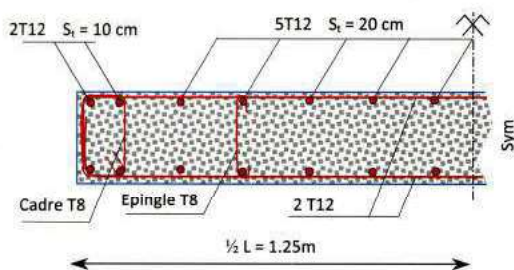


Figure 4 : Schéma de ferrailage du voile N°2  
(Largeur = 2.5m, Epaisseur = 15cm)

Reinforcement details of the shear wall #2  
(Width = 2.5m, Thickness = 15cm)

#### 4. ANALYSE STATIQUE NON LINÉAIRE

L'analyse statique non linéaire à la poussée progressive (Pushover) est une procédure dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales réparties selon une forme prédéfinie et qui augmentent progressivement d'intensité jusqu'à atteindre un état d'endommagement plastique considéré comme limite de ce qui est acceptable pour la sécurité de la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. L'un des aspects les plus critiques de la méthode statique non linéaire Pushover est la sélection de la forme du chargement incrémental, car cette forme est censée représenter la distribution des forces d'inertie le long de la hauteur de la structure. Dans cette étude nous utiliserons deux distributions du chargement latéral tel que préconisé par l'Eurocode8 [15] : une distribution triangulaire et une distribution uniforme comme montré sur la figure 5.

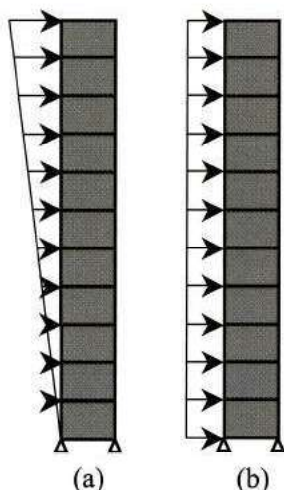


Figure 5 : Distributions des charges latérales utilisées pour l'analyse Pushover  
(a) Distribution triangulaire, (b) Distribution uniforme.  
Lateral load distribution used for the pushover analysis.  
(a) Triangular distribution, (b) Uniform distribution

#### 4. 1. Effet du maillage sur le modèle multicouche

Avant de procéder à la comparaison entre les résultats des deux modélisations, en fibres et en multicouche, on doit fixer le maillage à utiliser pour le modèle en multicouches. L'effet de la discrétisation géométrique sur les résultats obtenus par l'analyse pushover avec le modèle multicouche, peut être apprécié en variant le maillage et en traçant la courbe pushover obtenue dans chaque cas. Les maillages utilisés pour la discrétisation des deux voiles sont schématisés sur la figure 6. Pour chaque maillage, les calculs ont été effectués avec les deux cas de chargement latéral : triangulaire et uniforme.

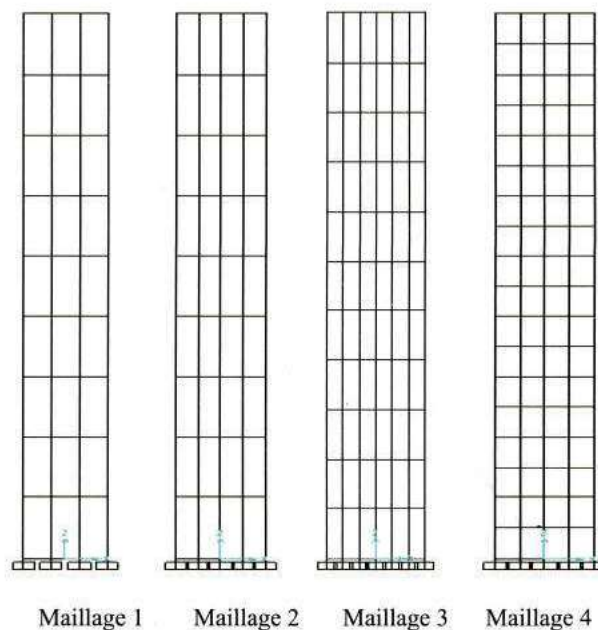


Figure 6 : Les différents maillages utilisés pour le modèle multicouche.  
The different meshes used for the multilayered model

Les courbes de capacité représentant les variations de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet, obtenues en utilisant pour chacun des deux voiles les différents maillages schématisés dans la figure 6, sont tracées sur les figures 7 et 8. Ces courbes montrent que la division verticale du maillage n'a pas une grande influence sur les résultats alors que le raffinement horizontal réduit légèrement la courbe de capacité à partir d'un déplacement de 50cm. Ce constat reste le même en changeant le type de chargement latéral (triangulaire et uniforme). La différence induite par le mode de chargement réside dans les valeurs de l'effort tranchant. En effet, pour un même déplacement au sommet, correspond un effort tranchant à la base dû au chargement triangulaire inférieur à celui dû au chargement uniforme. D'une manière globale, pour des déplacements de l'ordre de 50cm, qui sont très grands par rapport à la réponse sismique des structures courantes, tous les maillages utilisés donnent les mêmes résultats pour les deux cas de voiles étudiés et pour les deux modes de chargement. Pour la suite de ce travail,



afin de rationaliser les ressources système en temps d'exécutions et de mémoires de stockage, on opte, sans compromettre la qualité des résultats, pour le maillage 2 comme discrétisation spatiale.

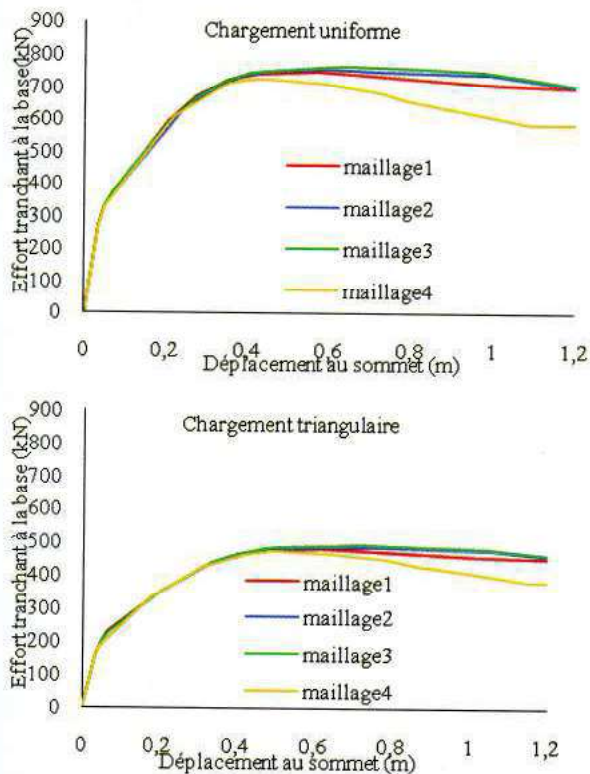


Figure 7 : Effet du maillage pour le voile N°1  
Mesh effect for the case of shear wall #1

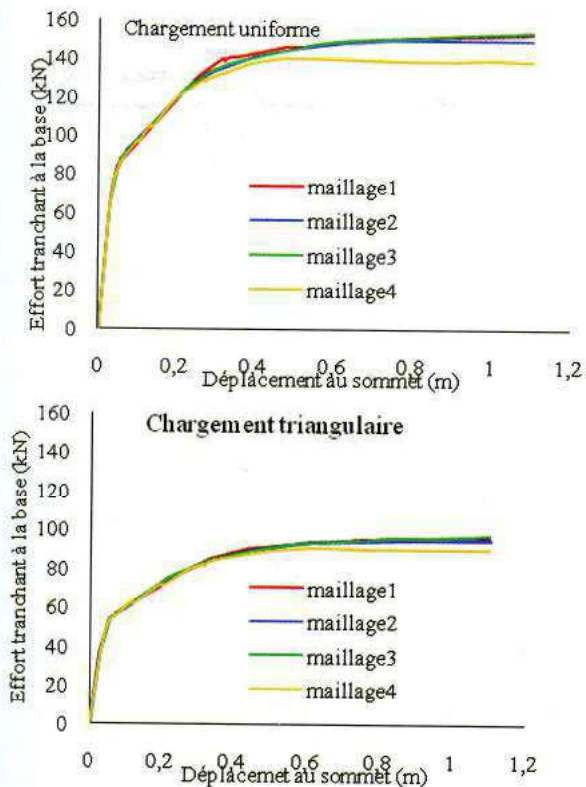


Figure 8 : Effet du maillage pour le voile N°2.  
Mesh effect for the case of shear wall #2

## 4. 2. Comparaison des deux modèles fibres et multicouche

Les figures 9 et 10 montrent une comparaison entre les courbes de capacité obtenues avec les deux types de modélisation des voiles. Ces courbes traduisent le comportement global des voiles étudiés qui dépend fortement du comportement local des couches ou des fibres selon le modèle utilisé. Dans cette étude aussi, l'effet du type de chargement latéral (uniforme et triangulaire) a été examiné. On voit sur les figures que cet effet sur la capacité de résistance des voiles est considérable. Le chargement uniforme conduit à la mobilisation d'une grande capacité de résistance, et pour un même effort à la base, la demande en déplacement du chargement triangulaire est plus importante.

Le tracé des courbes obtenues avec les deux modèles fibres et multicouches montre que le modèle fibres présente une rigidité initiale inférieure à celle du modèle multicouche. L'écart entre les résultats des deux modèles est plus important dans le cas du voile N°2 que dans celui du voile N°1, mais cet écart reste cependant faible devant les autres paramètres et les autres sources d'incertitudes intervenant dans l'analyse de la capacité sismique et de la réponse dynamique des structures.

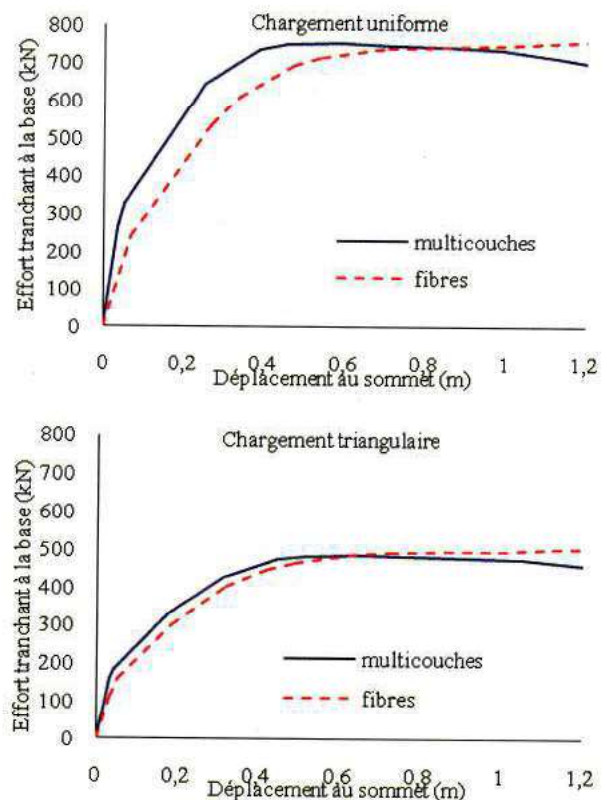


Figure 9 : Comparaison entre le modèle multicouche et le modèle fibres pour le voile N°1.

Comparison between the multilayered model and the fiber model for the case of the shear wall #1.



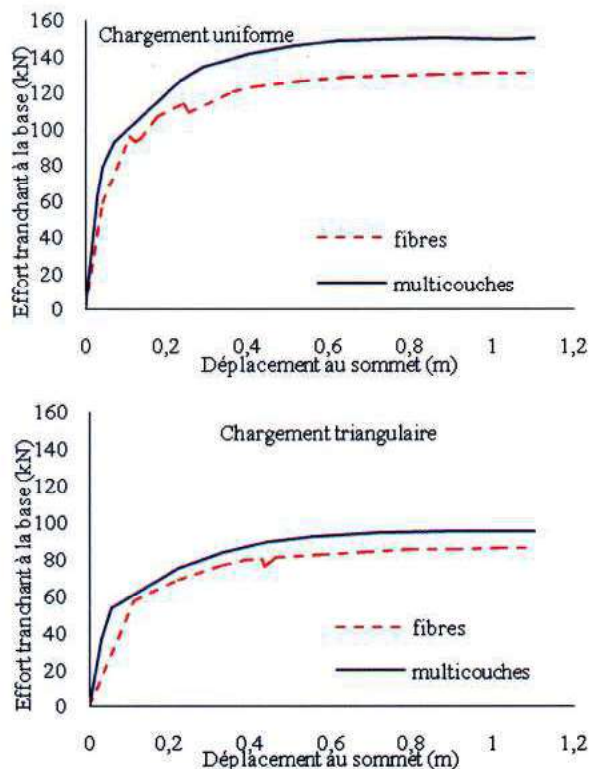


Figure 10 : Comparaison entre le modèle multicouche et le modèle fibres pour le voile N°2.

Comparison between the multilayered model and the fiber model for the case of the shear wall #2

## 5. ANALYSE DYNAMIQUE

### 5. 1. Périodes propres de vibrations libres

Il est bien établi que l'introduction des rotules plastiques dans les modèles de poutres induit un allongement de la période fondamentale comme souligné par plusieurs auteurs comme par exemple Aviram *et al.* [18]. Les périodes de vibrations des deux voiles évaluées avec et sans prise en compte du comportement non-linéaire sont montrés sur le tableau 1. On voit que le modèle fibres fait allonger la période fondamentale plus que le modèle multicouche lorsqu'on prend en compte le comportement non-linéaire. Ce qui confirme la réduction de rigidité globale apparente sur les courbes de capacité des deux voiles, calculées avec le modèle fibres avec les deux types de chargement latéral. On constate aussi que les deux voiles ont des périodes fondamentales très proches même si leurs capacités sont complètement différentes.

Tableau 1. Période fondamentale (secondes) des deux voiles  
Fundamental periods (secondes) of the two shear walls

Modèle	Shell Multicouches	Frame Fibres
Voile N°1		
Calcul linéaire	0.90	0.92
Calcul non-linéaire	0.89	1.01
Voile N°2		
Calcul linéaire	0.91	0.93
Calcul non-linéaire	0.92	1.06

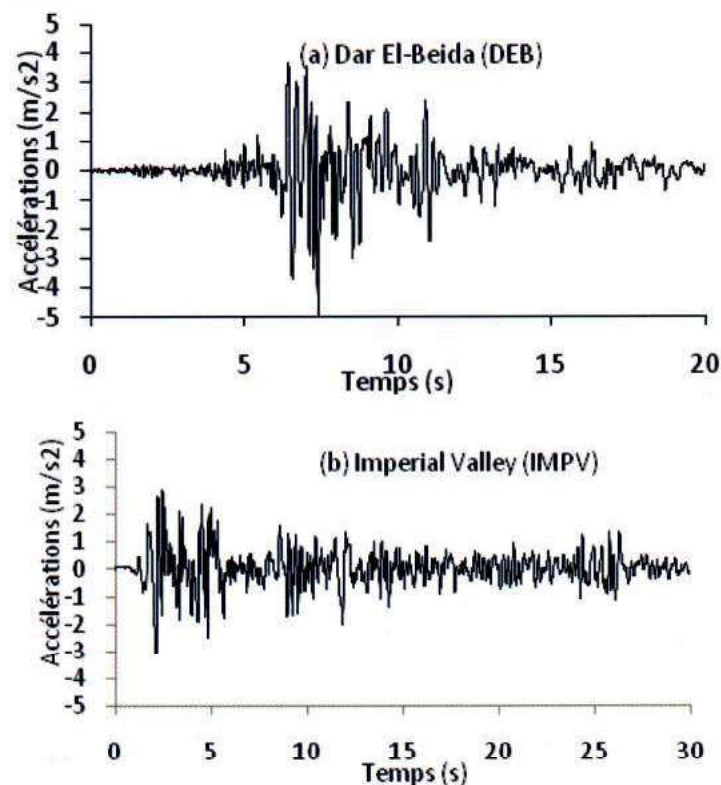
### 5. 2. Réponse temporelle non linéaire

#### Excitations sismiques utilisées

Afin d'approfondir l'étude de comparaison entre la modélisation en fibres et la modélisation en multicouche des deux voiles, on examine leurs réponses dynamiques temporelles en prenant en compte le comportement non-linéaire. A cet effet, plusieurs accélérographes ont été sélectionnés afin d'éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel reconnu comme référence d'action sismique. L'Eurocode 8 [15] prescrit l'usage d'un minimum de trois (03) accélérographes différents comme excitations sismiques. Dans cette étude les accélérographes utilisés sont :

1. La composante Nord-Sud de l'enregistrement à la station d'El Centro du séisme d'Imperial Valley de 1979 (PGA=0.307g).
2. La composante à 35° de l'enregistrement à la station d'Oakland Outer Harbor Wharf du séisme de Loma Prieta de 1989 (PGA=0.281g).
3. La composante Nord-Sud de l'enregistrement à la station de Dar El Beida du séisme de Boumerdès de 2003 (PGA=0.5g).

La figure 11 montre ces enregistrements ainsi que leurs spectres de réponse avec celui du spectre réglementaire du RPA. Comme on le voit sur la figure 8(d), le contenu fréquentiel de ces excitations sismiques couvre assez bien le spectre réglementaire notamment au voisinage des périodes fondamentales des deux voiles (0.9s à 1.0s).





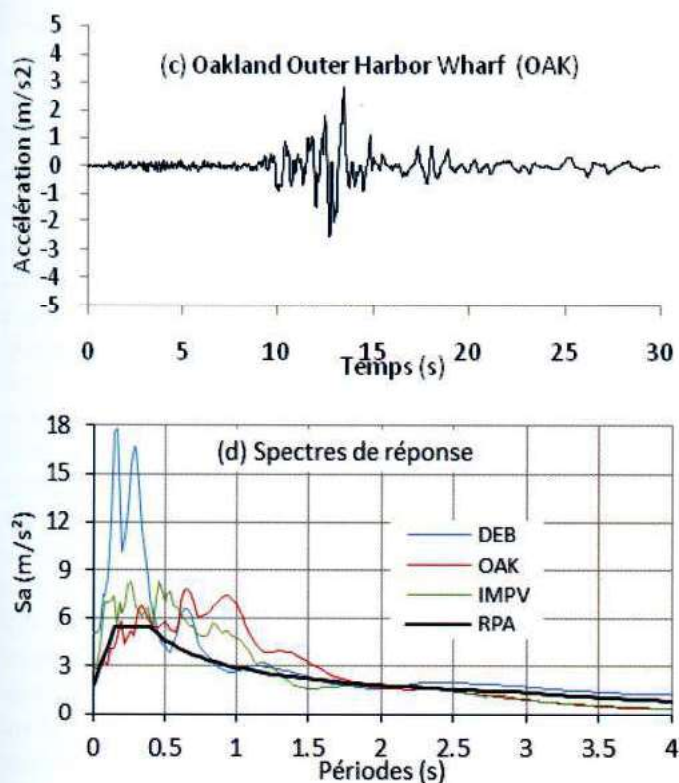


Figure 11 : Accélérogrammes utilisés et leurs spectres de réponse comparés à celui du RPA.

Used accelerograms and their response spectra compared to the Algerian Code Spectrum

### Réponse en déplacements aux sommets

Les réponses en termes de déplacements aux sommets des deux voiles, calculées avec les deux modèles multicouche et fibres sous les trois excitations sismiques, sont montrées dans les figures 12, 13 et 14. Ces figures montrent que les deux modélisations en éléments coques multicouches et en éléments poutres fibres fournissent pratiquement les mêmes résultats. Les pics des réponses sont exactement les mêmes notamment dans les cas des accélérogrammes de Imperial Valey et d'Oakland, et ce pour les deux voiles. Seul l'accélérogramme de Dar El-Beida induit une très petite différence entre les pics évalués avec les modèles.

La comparaison des réponses du voile N°1 aux trois excitations utilisées révèle que la valeur du déplacement maximum dû à l'accélérogramme d'Oakland est la plus grande par rapport à celles des déplacements induits par deux autres accélérogrammes : elle atteint  $u_{mo} = 20$ . L'accélérogramme de Dar El-Beida induit un déplacement maximal équivalent de l'ordre de  $u_{md} = 18$  alors que celui de l'Imperial Valey ne dépasse pas  $u_{mi} = 13$ . Ces valeurs sont en conformité avec les valeurs des spectres de réponses des accélérogrammes d'Oakland et de l'Imperial Valey, notamment pour les périodes supérieures à 0.6 s qui incluent la période fondamentale du voile (tableau 1). Cependant, dans cet intervalle des périodes, mêmes si les valeurs du spectre de Dar El-Beida sont en dessous de celles des deux autres spectres, le déplacement maximal induit par cet accélérogramme est assez

proche de celui d'Oakland. Cela met en évidence la participation des modes supérieurs à la réponse. Pour ces modes supérieurs, les périodes sont basses et les valeurs du spectre de Dar El-Beida sont les plus élevées.

En ce qui concerne le voile N°2, les mêmes constats peuvent être relevés avec des valeurs maximales des déplacements très proches de celles du voiles N°1 et ce pour les trois accélérogrammes utilisés. Ce résultat est prévisible du moment que les deux voiles ont des périodes de vibrations propres très proches.

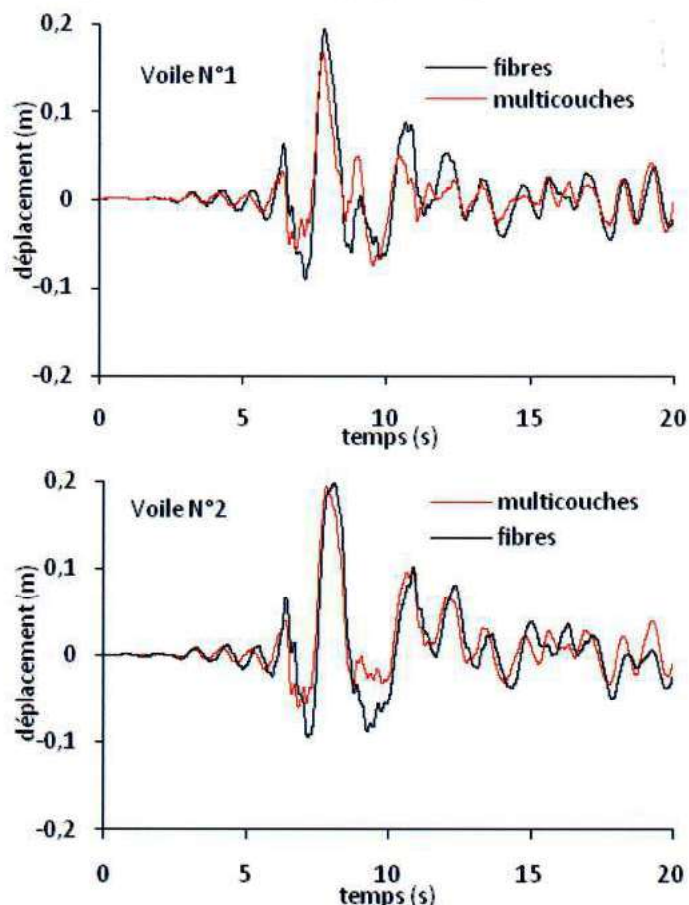
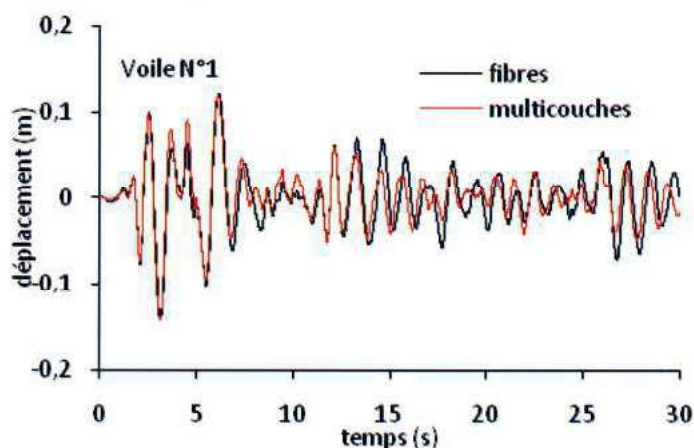


Figure 12 : Réponse en déplacements aux sommets des voiles sous accélérogramme de Dar El-Beida (DEB)  
Roof displacements time histories under Dar El-Beida accelerogram





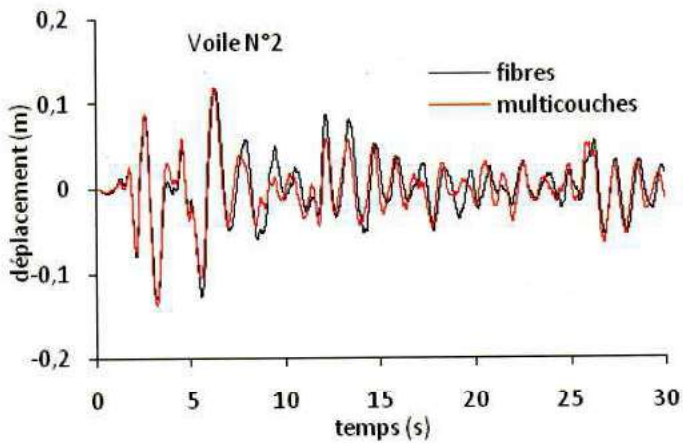


Figure 13 : Réponse en déplacements aux sommets des voiles sous accélérogramme de Imperial Valey (IMPV)

Roof displacements time histories under Imperial Valey accelerogram

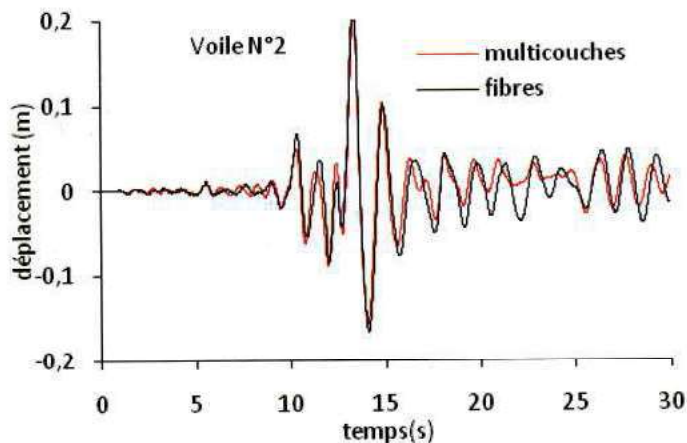
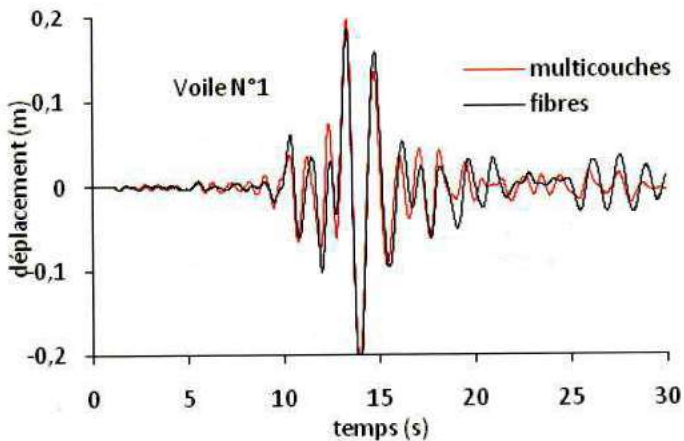


Figure 14 : Réponse en déplacements aux sommets des voiles sous accélérogramme d'Oakland (OAK)

Roof displacements time histories under Oakland accelerogram

## 6. CONCLUSION

Dans cette étude, deux approches de modélisation non linéaire des voiles ont été examinées et comparées entre elles. Ces deux approches sont très utilisées dans l'évaluation de la capacité sismique des structures comportant des voiles en béton armés. L'une de ces deux approches est basée sur les éléments surfaciques multicouches de type coque (Shell). Les couches ayant un comportement non-linéaire distinct représentent les différentes épaisseurs de béton et les nappes d'acier. La seconde approche est basée sur l'élément poutre dont la section est subdivisée en plusieurs fibres ayant chacune un comportement distinct des autres fibres. Chaque fibre représente soit une portion de béton, soit une armature de ferrailage. Cette étude a montré que la discrétisation des voiles en éléments Shell souvent utilisée dans le calcul des structures courante est largement suffisante pour prendre en compte le comportement non-linéaire. L'analyse comparative de la capacité sismique et de la réponse dynamique des deux voiles modélisés avec les deux approches (fibres et multicouche) a permis de conclure que les deux types de modélisation pourtant différents donnent des résultats assez proches. Il est à souligner que les deux voiles sont assez élancés, il serait donc intéressant d'examiner le cas de voiles courts. Pour les structures comportant des voiles, à six (6) niveaux environ ou plus, les plus répandues en Algérie, il s'avère à travers la présente étude qu'il est préférable d'utiliser le modèle de poutre à section fibres pour les faibles ressources machine (mémoire et temps de calcul) induites. Finalement, ces deux types de modélisation permettent non seulement d'évaluer le comportement global des voiles, mais aussi, de raffiner les résultats de l'analyse non-linéaire en reproduisant le comportement de chacune des couches ou des fibres définies par l'utilisateur. Elles sont implantées dans beaucoup de code de calculs en éléments finis et de logiciels de structures. Par ailleurs, il a été relevé que la forme du chargement latéral utilisé dans l'analyse Push over influe considérablement sur les courbes de capacité de résistance des voiles. Il faut donc être très vigilant sur le choix du mode de chargement et ne pas se contenter d'un unique calcul avec un seul mode.



## Références bibliographiques

- [1] M. A. Musmar, «Analysis of Shear Wall with Openings Using Solid65 Element,» *Jordan Journal of Civil Engineering*, vol. 7 (2), 2013.
- [2] V. Hristovski et H. Nogushi, «Finite Element Modeling of RC Members Subjected to Shear,» chez Third DIANA World Conference, Finite Elements in Civil Engineering Applications, Japan, 9-11 October 2002.
- [3] G. Quaranta, S. K. Kunnath et N. Sukumar, «Maximum-Entropy Meshfree Method for Nonlinear Static Analysis of Planar Reinforced Concrete Structures,» *Engineering Structures*, vol. 42, pp. 179-189, 2012.
- [4] Y. M. Fahjan, J. Kubin et M. T. Tan, «Non Lineaire Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings With Shear Walls,» chez 14th European Conference on Earthquake Engineering (14ECEE), Ohrid, Republic of Macedonia, August 30-September 03, 2010.
- [5] D. Salima et R. Lassoued, «Nonlinear Behaviour of Lightly Reinforced Concrete Structural Walls in Seismic Zone,» chez 2nd Turkish Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Hatay, Turkey, 25 - 27 September 2013.
- [6] D. Jun, «Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Using Fiber Elements,» chez Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2014, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014.
- [7] M. Yılmaz et Z. Celep, «Numerical Modeling of Slender RC Shear Walls Subjected to Monotonic and Cyclic Loadings,» *International Journal of Sciences: Basic and Applied Research (IJSBAR)*, vol. 13 (2), pp. 147-157, 2014.
- [8] H. Han Xiaolei, C. Xuwei, J. Cheang, M. Guiniu et W. Peifeng, «Numerical Analysis of Cyclic Loading Test of Shear Walls based on OpenSEES,» chez The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
- [9] F. McKenna, F. G. L., M. H. Scott et B. Jeremic, «Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees),» Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA., 2000.
- [10] M. Hemsas, S. M. Elachachi et D. Breysse, «Modélisation par Macroéléments du Comportement Non-linéaire des Murs Voiles en Béton Armé,» *European Journal of Environmental and Civil Engineering EJECE*, vol. 13, pp. 615-640, 2009.
- [11] R. Sedgh et R. Dhakal, «State of the Art: Challenges in Analytical Modelling of Multi-Storey Shear Wall Buildings,» chez New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference, Rotorua, New Zealand, 10-12 April 2015.
- [12] S. Chowdhury, M. Rahman, M. Islam et A. Das, «Effects of Openings in Shear Wall on Seismic Response of Structures,» *Int. J. Computer Applications*, vol. 59 (1), pp. 10-13, 2012.
- [13] C. Lin et C. Kuo, «Behavior of Shear Wall with Openings,» chez Proceedings of Ninth world Conference on Earthquake Engineering., Tokyo-Kyoto, Japan, IV: 535-540., 1988.
- [14] M. Gopalathnam et M. Kumar, «Nonlinear Finite Element Dynamic Analysis of Squat Shear Wall with Openings,» *International Journal of Advanced Structural Engineering*, vol. 5 (27), pp. 1-20, 2013.
- [15] J. Mander, M. Priestley et R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering. ASCE*, vol. 114 (3), pp. 1804-1826, 1984.
- [16] SAP2000, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures 14.2.2. Computer & Structures, California: Berkely, 2010.
- [17] European Standard EN 1998-1-2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, Belgium.: AFNOR, 2004.
- [18] A. Aviram, K. R. Mackie et B. Stojadinovic, «Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structure in California,» Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, California Berkeley, 2008.