



NOUVELLE TECHNIQUE DE FERRAILLAGE DES VOILES COURTS

A. KEZMANE^{1(*)}, S. BOUKAIS¹, M. HAMIZI¹

¹ Département de génie civil, Université de Tizi-Ouzou, Algérie
(*) ali.kezmane@hotmail.fr

1. INTRODUCTION

Les refends ou les voiles en béton armé peuvent être subdivisés en trois catégories du point de vue comportement mécanique qui dépendant principalement du rapport géométrique de la hauteur sur la largeur (h/l). Ainsi, un voile est défini comme étant élancé lorsque ce rapport est supérieur à 2.0, et considéré court s'il est inférieur à 1.0. Quand le rapport est compris entre ces deux valeurs l'élément est appelé voile courant ou moyennement élancé. Le mode de rupture des voiles élancés est régi par la flexion, alors que, celui des voiles courts survient par cisaillement. Pour les voiles moyennement élancés, la rupture se produit par un couplage flexion-cisaillement.

Les caractéristiques de rigidité et de résistance au cisaillement des voiles courts en béton armé, ont fait l'objet d'une large investigation durant les années 80 et 90 [ELN et al 90] [FAR 92] [CHE et al 97] [COL et al 93] [PAU et al 92] [FAU 85] [WOO 90].

Dans les 20 dernières années, une attention particulière est donnée au comportement sismique des voiles de contreventement. Des aspects, tel que : la résistance, la ductilité,

la dissipation d'énergie et chemin de fissuration des voiles sous chargement sismique ont été étudié par [PIL et al 95] [MO et al 01] [LOP et al 01] [TAS 00]. Les résultats des tests montrent que les voiles courts en béton armé présentent une certaine fragilité et une faible dissipation d'énergie illustrée par le pincement des boucles d'hystéresis. La raison pour laquelle les voiles courts sous ferraillage classique ne présentent pas une ductilité et une dissipation d'énergie satisfaisante, revient à l'existence d'un angle entre l'orientation des bars d'aciers et la direction principales des contraintes développées. Cela, signifie que la capacité des barres d'aciers ne peut pas être totalement exploitée. Les résultats des essais menés à l'université de Huston [MAN 01] [MAN et al 01] [SIT et al 01] montrent que l'orientation de la grille d'armature joue un rôle important sur la relation contrainte-déformation en cisaillement dans les panneaux en béton armé. La ductilité et la capacité à dissiper de l'énergie sont plus grandes lorsque la grille d'armature est placée dans la direction principale des contraintes.

Dans cet article, nous présentons les résultats d'une simulation numérique d'un voile : un (01) modèle ferraillé

conventionnellement (MC : Model Classique) et cinq (05) autres modèles avec un ferraillage diagonal (MD : Modèle Diagonal) dont l'angle d'inclinaison α varie de 30° à 50°

2. SIMULATION NUMÉRIQUE

2.1. Description des modèles

Six voiles courts en béton armé sous chargement horizontal ont été testé pour évaluer l'influence de la disposition des armatures suivant une direction inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal. La hauteur, la largeur et l'épaisseur de ces derniers sont : 0.75m, 1.25m et 0.15m respectivement. Le premier modèle (MC) est caractérisé par un

ferraillage conventionnel (quadrillage de barres verticales et horizontales).

Les cinq autres modèles sont caractérisés par un ferraillage diagonal, dont les barres sont orientées suivant un angle α de 30° , 35° , 40° , 45° , 50° par rapport à l'horizontale (MD30°, MD35°, MD40°, MD45° et MD50°). La quantité d'armature utilisée étant gardée **constante** pour les six (06) modèles.

2.3. Modèle éléments finis

Des éléments linéaires solides HEX8 (éléments d'Abaqus [ABQ], composé de huit noeuds, ayant chacun six degrés de liberté) avec une formulation lagrangienne (C3D8.) sont utilisés pour mailler le béton. La dimension d'un élément solide est de 1.5cm dans les trois directions de l'espace, cela, rend le maillage du béton dextrement fin.

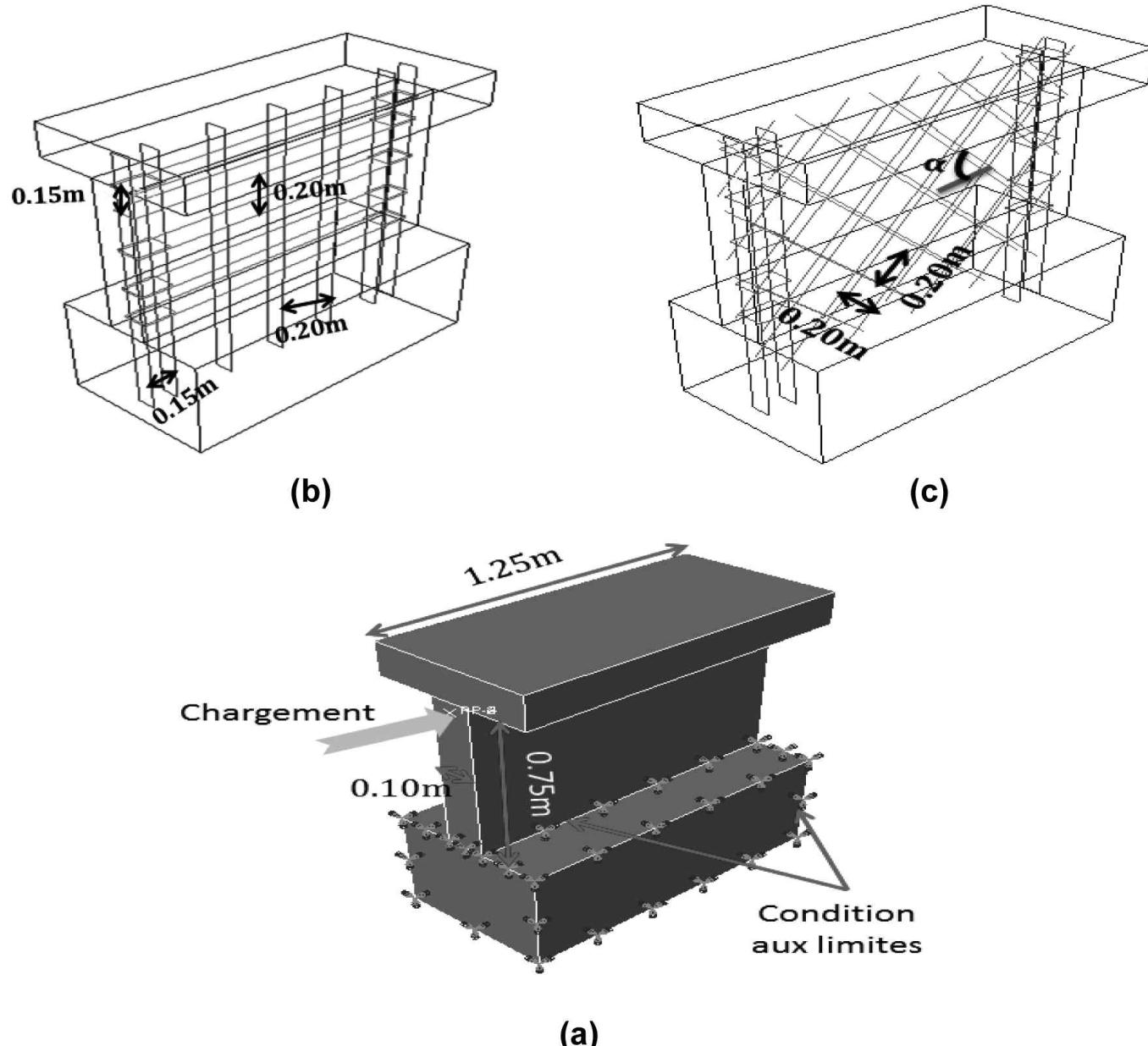


Figure 1. (a) dimension et géométrie, (b) ferraillage du modèle classique (CM), ferraillages des modèles proposés (α varie entre 30° et 50° avec un pas de 5°).



Les barres d'acières sont maillées avec des éléments poutres 3D (élément d'Abaqus, composé de deux nœuds, ayant chacun six degrés de liberté).

L'interaction entre les éléments d'acières et ceux du béton est assurée par la fonction EMBEDDED ELEMENT d'Abaqus. Les conditions aux limites et le point d'application du chargement sont illustrés à la figure 1a.

2.4. Modélisation du comportement des aciers

Le matériau acier est modélisé à l'aide d'une loi de comportement élasto plastique avec écrouissage cinématique et isotrope, basé sur le critère tridimensionnel des contraintes de Von Mises. Les caractéristiques de l'acier de notre modèle sont : $E = 210\text{GPa}$, $\nu = 0.3$, $\sigma_e = 348\text{Mpa}$, $\sigma_u = 527\text{Mpa}$

2.5. Modélisation du comportement du béton

Un couplage entre la plasticité (représentation des déformations irréversibles) et l'endommagement (représenta-

tion des fissures) est utilisé afin de décrire le comportement mécanique du béton, ce modèle est intégré dans le code éléments finis ABAQUS (Concrete damaged plasticity). Ce dernier utilise la fonction de charge développé par [LUB et al 89] et incorpore les modifications proposées par [LEE et al 98] pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la tension et la compression.

L'approche de fissuration répartie est utilisée ; le matériau réel fissuré est modélisé par un matériau homogène équivalent dans lequel l'ouverture de fissure est assimilée à une distribution de la déformation plastique. Cependant ce modèle, à cause de la forte localisation des déformations, diverge rapidement dès que le critère de fissuration est atteint. Pour éviter cette divergence, les paramètres principaux à définir soigneusement sont : la **loi contrainte-déformation** (puisque cette dernière permet de calculer les valeurs d'écrouissage) qui ne doit pas poser de problème d'intégration numérique et l'utilisation des **énergies de fissuration** qui offre à l'algorithme du modèle une bonne capacité de convergence [ROT 88] [HIL et al 76].

Les paramètres du modèle sont représentés dans le tableau 1.

Paramètres		Dénomination
Chargement uniaxial		
	Valeur	
$f_c(\text{Mpa})$	32	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_c(\text{Mpa})$,	9.6	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.6 + 0.06f_c(\text{Mpa})$,	2.52	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7} (\text{N} / \text{mm})$	0.113	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{ft} (\text{N} / \text{mm})$ (CEB)	11.3	Energie de fissuration en compression
$E = 11000(f_c)^{1/3}$	34922.8	Module de Young
$a_c = 2\frac{f_c}{f_{c0}} - 1 + 2\sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}}\right)^2 - \frac{f_c}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_{fc}} (1 + \frac{a_c}{2})$	84.36	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_t = f_{t0} \frac{l_c}{G_{ft}} (1 + \frac{a_t}{2})$	418.14	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
ν	0,18	Coefficient de poisson
Chargement multiaxial		
ψ	32°	Angle de dilatation
a_f	1.16	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale
a_e	0.1	Paramètre du potentiel d'écoulement

Tableau 1. Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.



3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

3.1. Résultats en termes de déplacement global

Les voiles avec ferraillage diagonal présentent un meilleur comportement en termes de déplacement par rapport au modèle avec ferraillage classique. Une réduction du déplacement maximal est entre 50% et 57%. Ceci, est illustré dans la figure 2.

Dans les modèles avec ferraillage diagonal, le déplacement maximale démunie proportionnellement à l'augmentation du degré de l'angle α jusqu'à 45°. Donc en termes de déplacement la meilleure variante de l'angle de disposition des barres diagonales est celle de 45°.

3.2. Résultats en termes de dommage

Le modèle avec ferraillage classique (MC) est fortement endommagé ; que ce soit à la base ou globalement dans l'âme (figure 3 et 4 MC). A la base on note une rupture par un écrasement du béton à l'extrémité gauche du à la compression (figure 3 MC), un éclatement du béton à l'extrémité droite du à la traction (figure 4 MC) et un glissement le long de la zone d'encastrement caractérisée par la

fissuration horizontale à la base de l'âme (sliding shear) (figure 4 MC).

Cette rupture est obtenue par plastification progressive des armatures verticales sous l'action du couple flexion-cisaillement. L'âme du voile subit une rupture par cisaillement, illustrée par la fissuration du béton suivant les directions diagonales (figure 3 et 4 MC). Cette rupture est due à l'écrasement du béton suivant les bielles de compression qui transmettent les efforts de cisaillement à la semelle (figure 3 MC), l'éclatement du béton suivant les bielles de traction (figure 4 MC), et par plastification des armatures le long de ces fissures.

Ces résultats sont en parfaite concordance avec les observations expérimentales faites par Pauly et Fauré. Donc, on peut dire que le modèle élément fini proposé est capable de prédir d'une manière fiable le comportement des voiles courts. Les figures 3 et 4, mettent en évidence que le comportement d'un voile court est plus performant sous chargement latéral, lorsque les barres d'acières sont disposées diagonalement. Ceci s'explique, que dans le modèle avec ferraillage classique (MC) le chargement latéral est transféré à la base du voile par des bielles de compression et de traction du béton et par les aciers une fois les bielles sont rompues (redistribution des efforts entre les aciers et le béton). Par contre, le ferraillage diagonal permet de trans-

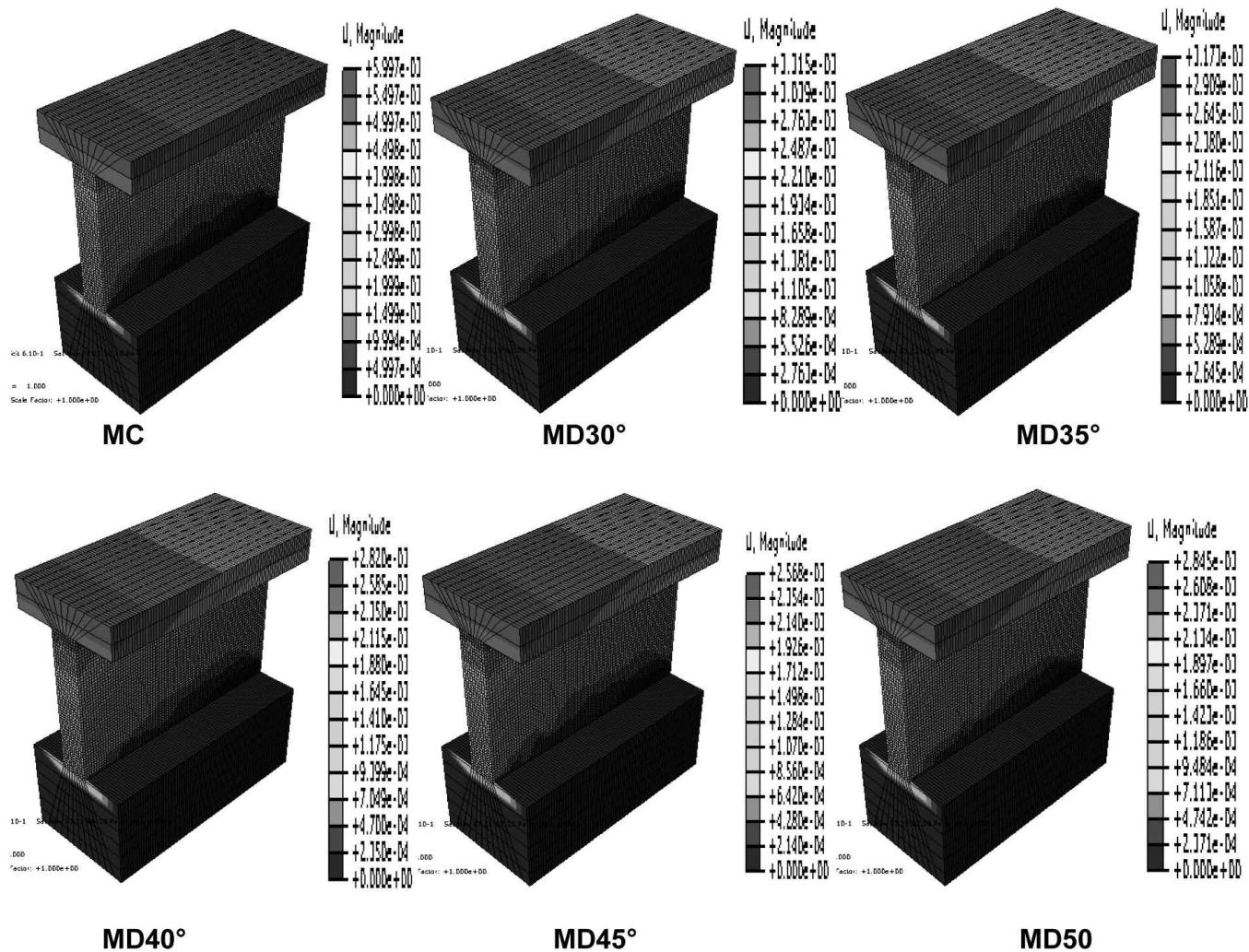


Figure 2. Déplacement global dans les six modèles.

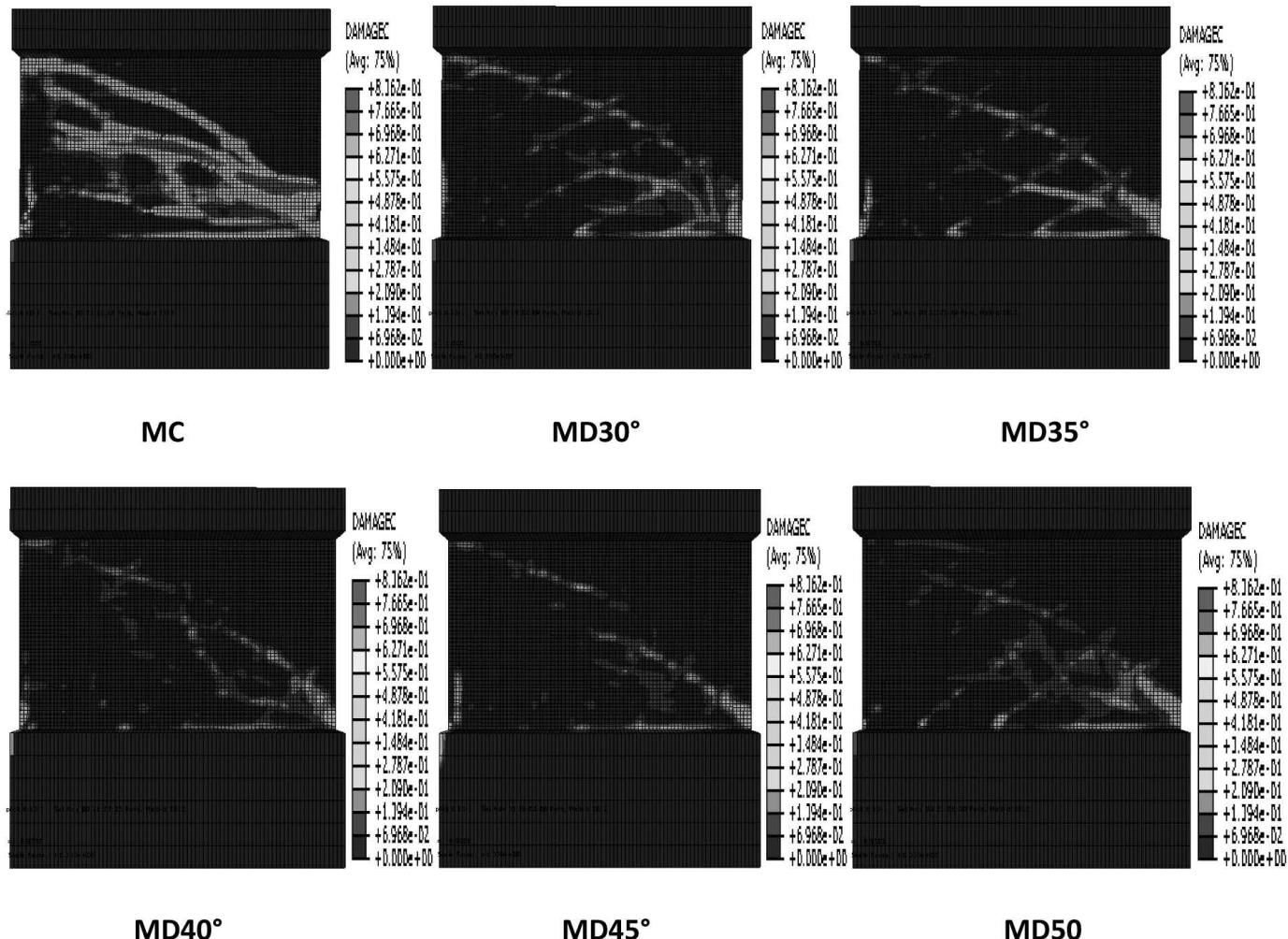


Figure 3. Représentation des dommages dus à la compression.

férer directement une partie du chargement par la traction des aciers diagonaux.

Dans les cinq modèles avec ferraillage diagonal, on relevé que le modèle à 45° (MD45°) donne le résultat le plus satisfaisant par rapport aux autres modèles (MD30°, MD35°, MD40°, MD50°), cela signifie, que 45° est l'angle le plus performant pour un transfert direct d'une partie de l'effort de cisaillement dans le cas de la géométrie cet élément considéré.

3.3. Résultats en termes de courbe charge-déplacement

La courbe charge-déplacement confirme que : les modèles avec armatures diagonales présentent un comportement plus performant que le modèle avec ferraillage classique. Un gain de charge de 10% à 20% est noté.

3.4. Comparaison des contraintes dans les éléments de béton pour les cinq modèles avec ferraillage diagonal

Les courbes chargements-contraintes dans les éléments de béton pour les cinq modèles avec ferraillage diagonal sont comparées dans la figure 6. On relevé, que pour un charge-

ment inférieur à 400KN les contraintes dans les éléments de béton des cinq modèles augmentent d'une manière uniforme, au-delà de ce chargement l'augmentation des contraintes sont différentes d'un modèle à un autre. Cela est dû à l'apparition des fissures, qui implique une redistribution des efforts suivant les directions diagonales entre le béton et les aciers.

L'analyse des courbes de la figure 6, révèle que les contraintes diminuent lentement avec l'accroissement de l'angle α (inclinaison des armatures) jusqu'à une valeur optimale de 45°. Cela explique que le ferraillage diagonal du modèle MD45° permet de transmettre d'une manière efficace les efforts de cisaillement à la fondation, ce qui implique la réduction des contraintes dans les bielles de compression par rapport aux autres modèles.

3.5. Comparaison des contraintes dans les aciers pour cinq modèles

Les courbes chargements-contraintes dans les éléments d'armature pour les cinq modèles avec ferraillage diagonal sont comparées dans la figure 7.

On constate que le développement des contraintes dans les éléments d'armature au début du chargement est quasiment nul. A ce niveau-là les fissurations diagonales dans les éléments de béton ne sont pas encore apparues, et la totalité du chargement est reprise par le béton seul.

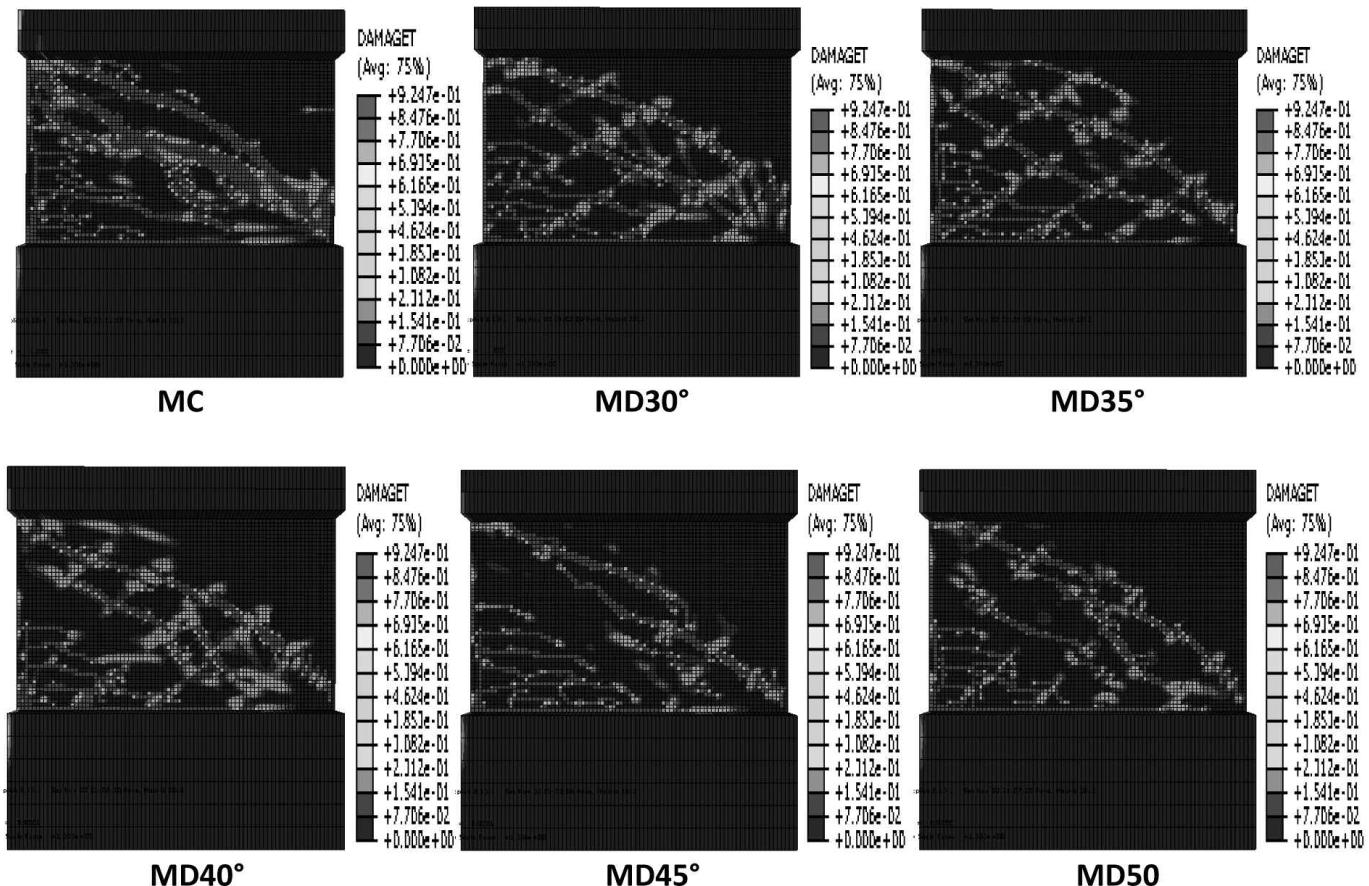


Figure 4. Représentation des dommages dus à la traction.

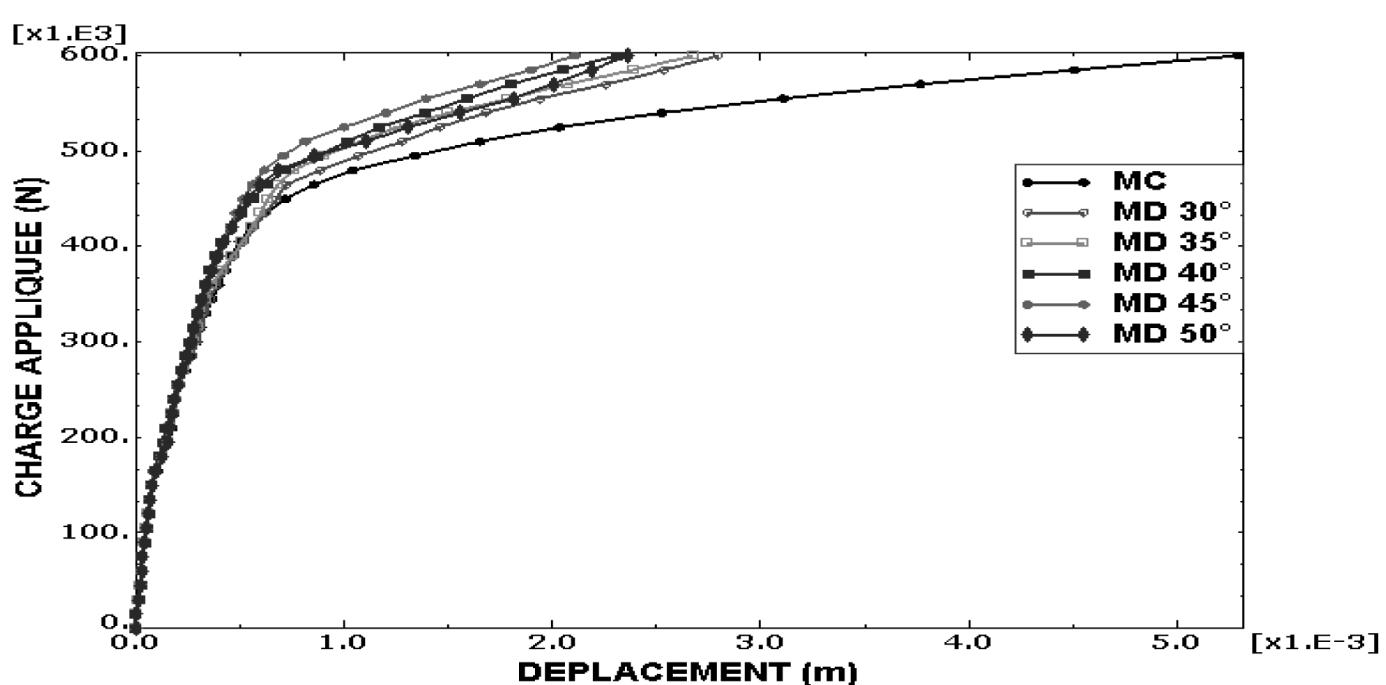


Figure 5. Courbe chargement déplacement.

Pour un chargement supérieur à 450KN, des fissures apparaissent dans les éléments de béton, ce qui engendre une redistribution des efforts entre le béton et les aciers, cela se traduit par l'augmentation brusque des contraintes dans les aciers.

Aussi à partir d'un chargement de 450KN, les contraintes augmentent rapidement dans le MD45° par rapport aux autres modèles, cela signifie, que le ferraillage suivant la direction de 45° permet un transfert direct des efforts du béton à l'acier.

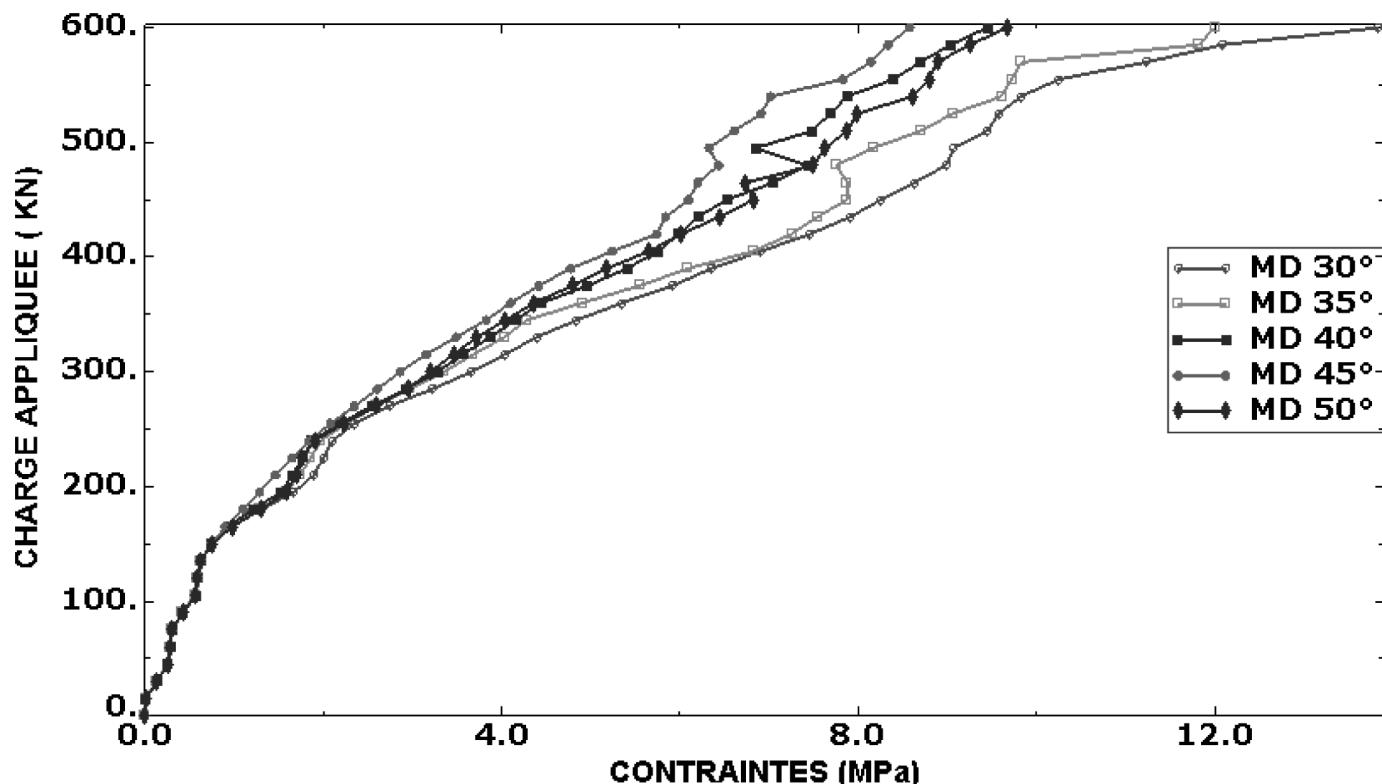


Figure 6. Comparaison des contraintes dans le béton pour des cinq modèles avec ferraillage diagonal.

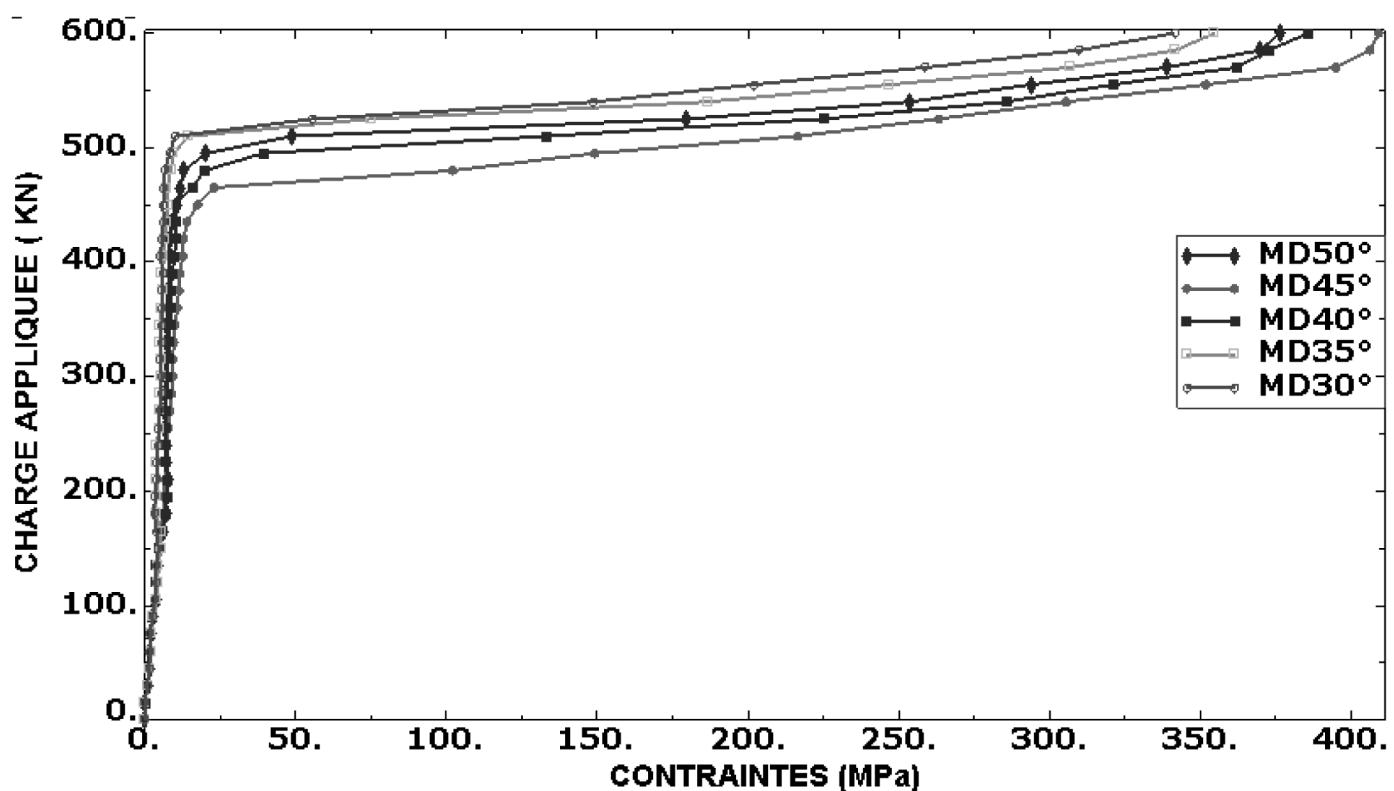


Figure 7. Comparaison des contraintes dans les aciers pour des cinq modèles avec ferraillage diagonal.

4. CONCLUSION

Le modèle élément fini de cette étude propose une nouvelle variante pour l'étude des voiles courts en béton armé sous chargement latéral. Ce modèle permet de compléter

les observations expérimentales réalisées sur les voiles courts et de mieux comprendre le fonctionnement local et global de ces éléments.

Pour une même quantité d'armatures, les résultats de cette simulation montrent que : le ferraillage diagonal est effi-



cace pour transmettre d'une manière directe les efforts de cisaillement à la fondation du voile, de plus, les efforts de cisaillement supportés par les bielles de compression sont réduits en présence du ferraillage diagonal.

La comparaison des cinq modèles sous ferraillage diagonal montre que 45° est l'angle le plus performant pour transmettre les efforts de cisaillement plus directement à la fondation. Ceci implique que 45° est la direction la plus proche des contraintes principales développées.

Il convient de noter que 45° est l'angle le plus performant, seulement dans le cas de la géométrie de l'élément considéré où le rapport hauteur-largeur (élancement) est égale à **0.6**.

5. RÉFÉRENCES

- [ABQ] Abaqus 6.10.
- [CHE 97] Cheng, F. Y., Mertz, G. E., Sheu, M. S. and Ger, J. F. (1993). "Computed versus observed inelastic seismic low-rise RC shear walls." *Journal of Structural Engineering*, v 119, n 11, Nov, 1993, 3255-3257.
- [COL 93] Colotti, V. (1993). "Shear behavior of RC structural walls." *Journal of Structural Engineering*, v 119, n 3, Mar, 1993, 728-746.
- [ELN et al 90] Elnashai, A. S., Pilakoutas, K. and Ambraseys, N. N. (1990). "Experimental behaviour of reinforced concrete walls under earthquake loading." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v 19, n 3, Apr, 1990, 389-407.
- [FAR 92] Farrar, C. R. and Baker, W. E. (1992). "Measuring the stiffness of concrete shear walls during dynamic tests." *Experimental Mechanics*, v 32, n 2, Jun, 1992, 179-183.
- [FAU 85] Faure, B., « prise en compte du comportement du béton en cas particulier des voiles plans en béton armé, en génie parasismique », presses de l'ENPC, 1985.
- [HILL et al 76] Hillerborg A., Modeer M., Petersson P. E., (1976), Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, 6, p. 773-782.
- [LEE et al 98] Lee J., Fenves G.L., (1998), Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics*, 124 (8), p. 892-900.
- [LOP 01] Lopes, M. S. (2001). "Experimental shear-dominated response of RC walls. Part I: Objectives, methodology and results." *Engineering Structures*, v 23, n 3, Mar, 2001, 229-239.
- [LUB et al 89] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E., (1989), A Plastic-Damage model for concrete, *International Journal of solids and structures*, 1989, vol. 25, n° 3, pp. 299-326.
- [MAN 01] Mansour, M. (2001). "Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements under Cyclic Shear: Experiments to Theory." PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Houston, August 2001.
- [MAN et al 01] Mansour, M., Lee, J. Y. and Hsu, T. T. C. (2001). "Constitutive Laws of Concrete and Steel Bars in Membrane Elements under Cyclic Loading." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 12, Dec. 2001, 1402-1411.
- [MO et al 98] Mo, Y. L. and Kuo, J. Y. (1998). "Experimental studies on low-rise structural walls." *Materials and Structures*, v 31, n 211, Aug-Sep, 1998, 465-472.
- [PAU et al 92] Paulay, T., Priestley, M.J.N., "seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", New York: Willy & Sons, 1992.
- [PIL et al 95] Pilakoutas, K. and Elnashai, A. S. (1995). "Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, Part II: discussions and theoretical comparisons." *ACI Structural Journal*, v 92, n 4, Jul-Aug, 1995. 425-434.
- [SITT et al 01] Sittipunt, C., Wood, S. L., Lukkunaprasit, P. and Pattrarattanakul, P. (2001). "Cyclic behavior of reinforced concrete structural walls with diagonal web reinforcement." *ACI Structural Journal*, v 98, n 4, July/August, 2001, 554-562.
- [TAS 00] Tasnimi, A. A. (2000). "Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal." *Engineering Structures*, v 22, n 4, Apr, 2000, 311-322.
- [ROT 88] Rots J.G., (1988), Computational modeling of concrete fracture, Dissertation, Delft University of Technology, Pays-Bas.
- [WOO 90] Wood, S. L. (1990). "Shear strength of low-rise reinforced concrete walls." *ACI Structural Journal* v 87, n 1, Jan-Feb, 1990, 99-107.