

Analyse sismique du comportement d'une structure de 7 étages à échelle 1 en béton armé : benchmark international NEES

Stéphane Grange, Jacky Mazars & Panagiotis Kotronis

Laboratoire 3S-R & structure fédérative VOR - Grenoble Universités
Domaine Universitaire - St Martin d'Hères
BP 53 - 38041 Grenoble cedex 9 - France
Stephane.Grange@hmg.inpg.fr

Résumé :

Dans le cadre d'un partenariat entre le consortium Américain NEESinc, l'université de Californie de San Diego (UCSD) et l'association du ciment Portland (PCA) of Skokie, IL., des essais sur table sismique d'une structure de grande hauteur soumise à des séismes d'intensités croissantes ont été réalisés. Il s'agit d'une structure de 7 étages à échelle 1 en béton armé composée de deux murs perpendiculaires. Un benchmark international a ensuite été réalisé sans que les organisateurs ne dévoilent les résultats expérimentaux (blind test). La modélisation présentée dans cet article a consisté en une étude dynamique non linéaire par une discrétisation de la structure à l'aide d'éléments poutres multifibres Timoshenko, et l'utilisation de lois d'endommagement pour le béton. On montre ici, d'une manière quantitative, que la modélisation effectuée permet de décrire de manière assez précise le comportement expérimental de la structure, et d'une manière qualitative que le modèle donne de bons résultats concernant la distribution de l'endommagement.

Abstract :

The University of California at San Diego (UCSD), the Portland Cement Association (PCA) of Skokie, IL., and the NEES Consortium Inc (NEESinc) have performed a seismic research project around an uniaxial shaking table test on a mock-up representing a full-scale vertical slice of a seven-story reinforced concrete wall building. It is composed of two perpendicular walls linked with slotted connections. It was designed using a displacement-based and capacity approach for a site in Los Angeles. Multifiber Timoshenko beam elements are used to reproduce numerically the experimental behavior of the structure. It is shown that the modeling strategy describes accurately the global behavior of the structure and qualitatively the distribution of damage at the base of the specimen (even though the prediction is "blind").

Key-words :

poutre multi-fibre ; table sismique ; endommagement

1 Introduction

Ce papier présente le travail de l'équipe du laboratoire Sols Solides Structures - Risques (3S-R) à Grenoble concernant le benchmark NEES/UCSD réalisé entre Octobre 2005 et Janvier 2006. Le but de ce travail est d'étudier une structure de 7 étages à échelle 1 d'une hauteur d'environ 20m en béton armé (figure 1) soumise à des séismes d'intensités croissantes et uniquement dans une direction. Ces expériences ont été réalisées sur la table sismique de haute performance (masse embarquable 400 tonnes) située proche de l'université de Californie à San Diego. La structure est composée de deux murs principaux perpendiculaires en béton armé : le mur d'âme (web wall) et le mur de semelle (flange wall) liés par les planchers. Le chargement est appliqué seulement dans la direction Y (parallèlement au mur d'âme). Quatre séismes d'amplitude croissante ont été appliqués à la structure. Les résultats présentés dans ce papier ont été effectués en

aveugle, c'est-à-dire qu'aucun résultat expérimental n'était connu et qui aurait pu servir à une quelconque calibration des modèles. La modélisation a été effectuée avec des éléments multifibres Timoshenko (Kotronis *et al.* (2005)). Les lois de comportement des matériaux sont basés sur les lois d'endommagement du béton de type Laborderie (1991) et sur la plasticité des aciers Menegoto *et al.* (1973). L'élément poutre multifibre Timoshenko et la loi d'endommagement ont été introduit par l'équipe 3S-R dans FedeaLab : un code éléments finis développé sous Matlab par le Pr. Filippou à Berkeley. Ce travail présente en détails le maillage, les paramètres matériaux ainsi que les résultats du modèle numérique comparés aux résultats expérimentaux.

2 Modélisation de la structure expérimentale

2.1 Maillage

Afin de réaliser un maillage simple et le plus représentatif possible, une analyse du fonctionnement mécanique réel de la structure est indispensable. Celle ci est composée de deux murs principaux : le mur d'âme et le mur de semelle liés entre eux par une liaison ayant une très faible rigidité en rotation. Ils constituent en fait le squelette de la structure qui permet aussi de soutenir les 7 planchers. Les étais permettent de supporter les extrémités des planchers qui ont d'importants porte-à-faux. La sollicitation dynamique est appliquée dans la direction du mur d'âme selon la direction Y (figure 1). Afin d'éviter tout effet 3D et particulièrement les modes de torsion de la structure, une colonne précontrainte ainsi qu'un système de bracons sont utilisés. La sollicitation dynamique étant unidirectionnel, les étais, la colonne précontrainte ainsi que les bracons ne sont pas pris en compte dans le modèle numérique.

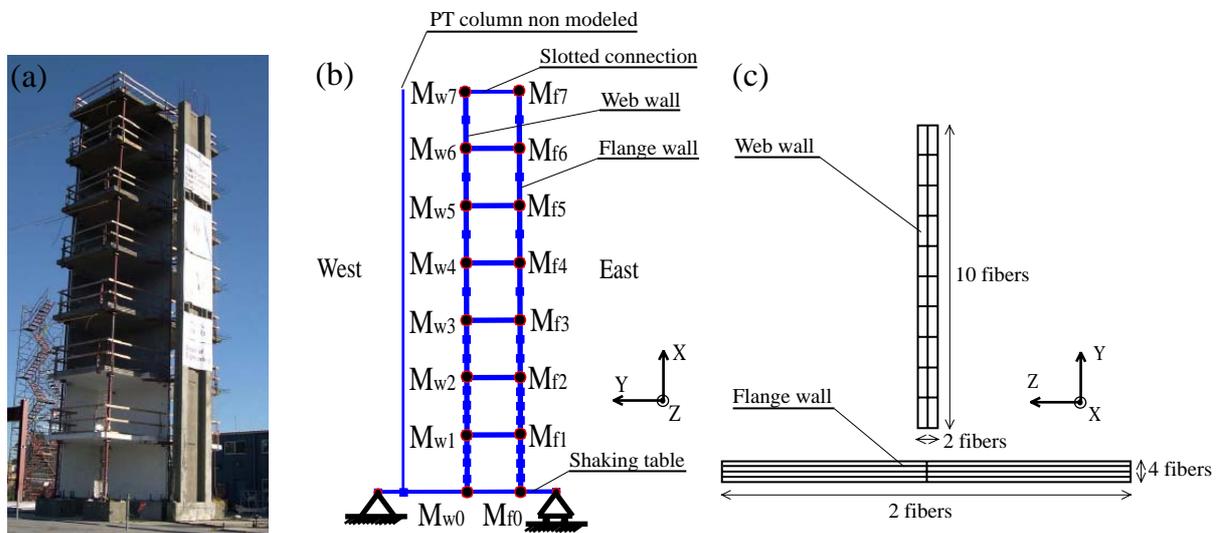


FIG. 1 – (a) Vue Nord Ouest NEES (2006), (b) et (c) Maillage de la structure.

La figure 1(b) donne une représentation du maillage éléments finis. Le mur d'âme et le mur de semelle sont décomposés en 19 éléments poutres multifibres Timoshenko (4 éléments pour le niveau 1 et 2, 3 éléments pour le niveau 3 et 2 éléments pour les niveaux 5,6 et 7). La liaison entre les 2 murs est modélisée par des éléments barres. 4 éléments poutres Bernoulli linéaires sont utilisés pour reproduire la table sismique.

2.2 Comportement des matériaux

Les lois de comportement pour le béton soumis à des chargements cycliques doivent prendre en compte plusieurs phénomènes comme une perte de rigidité du matériau causé par son endommagement, une restitution de la raideur grâce à la refermeture des fissures, et la création de déformations permanentes en traction et en compression liées aux endommagements. Pour simuler ce comportement, la version uni-axiale du modèle d'endommagement Laborderie (1991) avec 2 variables scalaires d'endommagement (une en compression et une en traction) est utilisée.

Une version modifiée du modèle classique de Menegoto *et al.* (1973) avec un écrouissage isotrope de Filippou *et al.* (1983) est utilisé pour l'acier.

2.3 Données matériaux

Les données matériaux du béton et de l'acier ont été calées par rapport aux valeurs des essais sur matériaux fournis par le règlement du concours. Pour simplifier le problème, seulement un type de béton parmi les 15 différents présents dans la structure réelle a été utilisé pour la modélisation (béton de type c3 dans la nomenclature du concours qui semble être le plus représentatif). Ce béton a les propriétés suivantes : une contrainte ultime en compression de $f'_c = 37.4MPa$ ($= 5.43ksi$) pour une déformation de compression $\epsilon_{cu} = 0.00259$, un module d'Young $E_c = 24.46GPa$ ($= 3549ksi$), une contrainte ultime en traction de $f'_t = 3MPa$ ($= 0.43ksi$) (obtenu grâce à la relation du BAEL (2000) $f'_t = 0.6 + 0.06f'_c$). De même pour l'acier, le plus représentatif a été choisi pour toute la structure. Cet acier a les propriétés suivantes : une contrainte de rupture $f_{su} = 710MPa$ ($= 103ksi$) pour une déformation $\epsilon_{sh} = 0.10$, et une limite élastique $f_y = 450MPa$ ($= 65.3ksi$) pour une déformation $\epsilon_{sh} = 0.0060$. Ces propriétés nous permettent de choisir les paramètres matériaux utilisés dans les lois de comportements. Elles sont répertoriées dans le tableau 1.

béton			
E_c	24.46GPa	a_2	$4.01MPa^{-1}$
ν	0.2	b_1	1.2
y_{01}	335Pa	b_2	1.335
y_{02}	0.05MPa	β_1	1MPa
a_1	$4000MPa^{-1}$	β_2	-40MPa
σf_l	3.5MPa		
acier			
E_0	200GPa	a_3	0
f_y	450MPa	a_4	0
b	0.0138		

TAB. 1 – Données matériaux.

2.4 Caractéristiques des sections multifibres

Les éléments multifibres composants le mur d'âme sont décomposés en 20 fibres de béton et ceux du mur de semelle en 8 fibres de béton (figure 1(c)). Le nombre et la position des fibres représentant les aciers longitudinaux sont les mêmes que ceux données par les plans du concours (voir le détail des sections dans les règles du concours NEES (2006)).

2.5 Répartition des masses

Des masses concentrées sont considérées à chaque étage (figure 1(b)) prenant en compte les masses du plancher correspondant, ainsi que les demi-hauteurs de murs en dessous et au dessus de l'étage considéré.

2.6 Rigidité de la table sismique

La table sismique est modélisée par de simples éléments Bernoulli linéaires. La rigidité de flexion de ces poutres est calée sur la rigidité en rotation expérimentale donnée dans les règles du concours.

2.7 Stratégie numérique

Un schéma classique d'intégration temporelle de Newmark est utilisé pour les calculs en faisant l'hypothèse d'une variation constante de l'accélération entre 2 pas ($\gamma = 0.5$ et $\beta = 1/4$). La matrice sécante est utilisée lors de la résolution de la méthode de Newton. L'amortissement de Rayleigh a été ajusté à 2% sur les premier et quatrième modes. L'effet $P - \delta$ est négligé et pour des raisons numériques et de coût de calculs, les 4 séismes (EQ1, EQ2, EQ3, EQ4) sont lancés indépendamment, c'est-à-dire que cela revient à considérer que la structure n'est pas du tout endommagée à chaque nouveau départ de séisme.

3 Résultats numériques

3.1 Résultats obtenus lors des simulations en aveugle

Les valeurs maximales expérimentales et numériques des moments, déplacements latéraux et des déplacements latéraux relatifs entre étages pour chaque niveau et chacun des 4 séismes (EQ1, EQ2, EQ3, EQ4) sont présentées dans la figure 2. Le moment et l'effort tranchant à l'étage i (M_i et V_i) sont calculés à l'aide des accélérations des masses situés au dessus de cet étage avec les formules suivantes : $M_i = \sum_{k=i+1}^7 (M_{wk} + M_{fk}) \ddot{u}_{Yk} (X_k - X_i)$ et $V_i = \sum_{k=i+1}^7 (M_{wk} + M_{fk}) \ddot{u}_{Yk}$ où \ddot{u}_{Yk} est l'accélération horizontale selon l'axe Y au noeud k , M_{wk} et M_{fk} les masses concentrées, X_k la hauteur (selon l'axe X) du noeud k et où $i \in [0; 6]$.

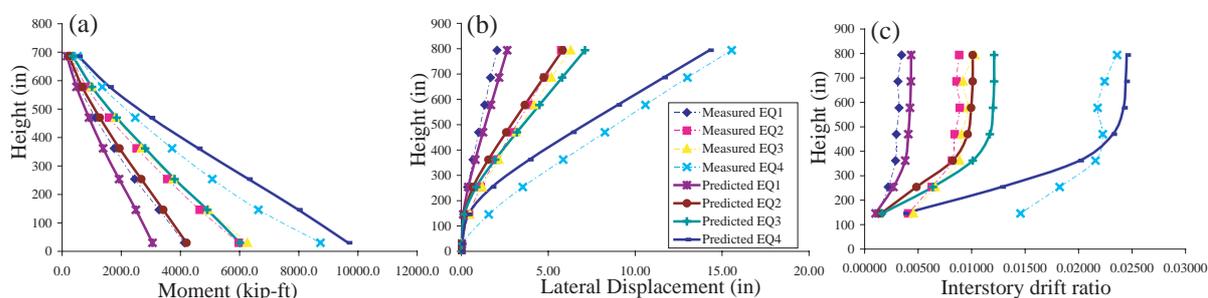


FIG. 2 – (a) Moments, (b) déplacements, et (c) déplacements relatifs maximum pour les 4 séismes, comparaisons entre le comportement expérimental (pointillés) et numériques (lignes continues).

Les résultats numériques sont généralement proches des résultats expérimentaux. Les moments ainsi que les efforts tranchants sont en général sous-estimés pour EQ1 et EQ2 alors qu'ils sont surestimés pour EQ4. Les déplacements latéraux sont proches de l'expérience pour EQ1,

EQ2, et EQ3 et légèrement sous-estimés pour EQ4.

Cette différence semble provenir du fait que les 4 accélérographes ont été lancés indépendamment ce qui génère un peu moins d'endommagement qu'en réalité, mais aussi du fait que numériquement une rotule plastique s'est développé à la base du 1er étage alors que dans l'expérience cette rotule s'est créée seulement à la base de la structure (en effet il existe un point anguleux sur la courbe de déplacements maximum figure 2(c)). Cette différence vient du fait que les barres de recouvrement à la jonction entre les étages 0 et 1 n'ont pas été prises en compte lors de la simulation numérique. Ceci entraîne, dans la simulation, une répartition de l'endommagement sur les 2 premiers étages comme le montre la figure 3(a1) et (a2). Par ailleurs, les déplacements en tête numériques et expérimentaux en fonction du temps pour les séquences EQ1 et EQ4 sont présentés en figure 3(c1) et (c2). La simulation prédit relativement bien le comportement expérimental pour ces 2 séismes bien qu'il existe un léger décalage entre les 2 courbes particulièrement pour EQ1.

3.2 Résultats corrigés post-essais

Prise en compte de la continuité des aciers de recouvrement à la base de l'étage 1 :

Des aciers de recouvrement au niveau de la base de l'étage 1 ont été ajoutés pour reproduire au mieux la structure réelle. Le rôle de ces aciers est de renforcer la jonction entre les 2 niveaux où l'épaisseur du mur passe de 8 pouces à 6 pouces. La nouvelle modélisation conduit à une distribution de l'endommagement qui semble plus réaliste avec une concentration, cette fois ci, en base de la structure (figures 3(b1) et (b2)).

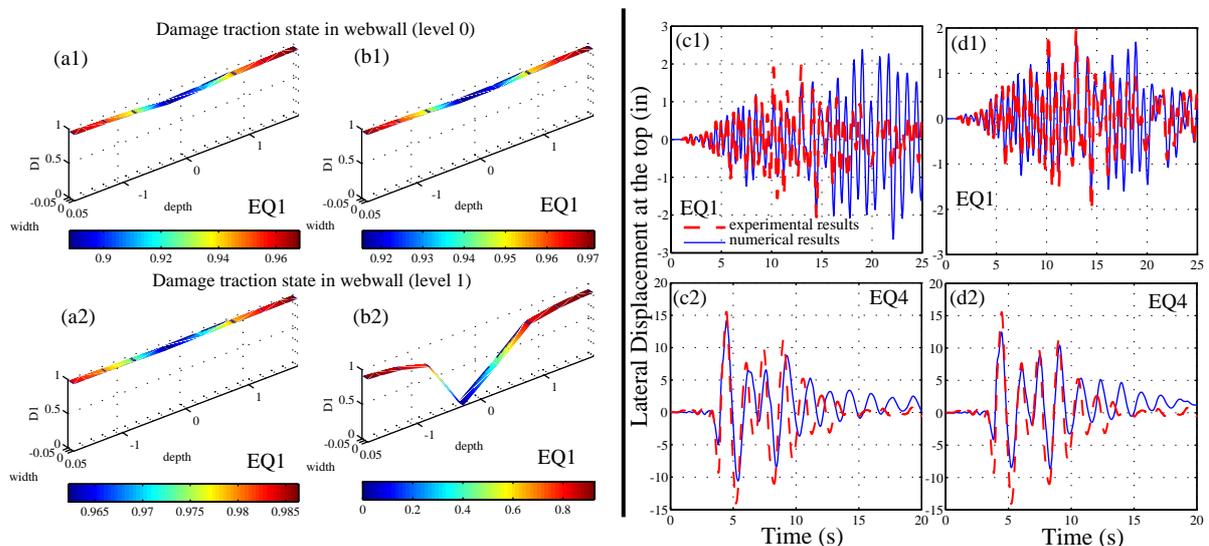


FIG. 3 – (a) État d'endommagement aux étages 0 et 1 pour EQ1 dans la structure initiale, (b) dans la structure modifiée, (c) Déplacement en tête pour EQ1 et EQ4 dans la structure initiale, et (d) dans la structure modifiée.

Changement de paramètres matériaux : Afin d'améliorer la réponse de la simulation numérique, certaines propriétés des matériaux, comme la limite élastique de l'acier et la contrainte ultime de traction pour le béton ont été augmentées, le but étant de la "rigidifier" par une diminution de l'endommagement. Une nouvelle valeur de la contrainte ultime de traction pour le béton $f'_t = 4MPa$ ($= 0.57ksi$) et une limite élastique de $f_y = 500MPa$ ($= 72.5ksi$) pour l'acier sont choisies. Les résultats numériques et expérimentaux du déplacement en tête pour

les séquences EQ1 et EQ4 sont données en figures 3(d1) et (d2). Les courbes sont maintenant en phase, et les extremums des courbes sont mieux reproduits.

4 Conclusions

Comme nous l'avons montré dans ce papier, la modélisation basée sur l'utilisation d'éléments poutres multifibres Timoshenko ainsi que des lois de comportements issues de la mécanique de l'endommagement et de la plasticité, est capable de reproduire avec une très bonne approximation la réponse globale de cet immeuble de 7 étages. Cette modélisation est aussi capable de donner qualitativement de bonnes indications sur la distribution de l'endommagement de la structure. De plus, cette approche simplifiée permet de réduire significativement les temps de calculs (une séquence prend environ 2h avec Matlab). Plusieurs améliorations ont été obtenues, d'une part en modélisant correctement les aciers de recouvrement à la jonction entre les étages 0 et 1, d'autre part en ajustant quelques paramètres matériaux. Il apparaît maintenant possible d'utiliser ce genre de modélisation pour étudier de plus larges variétés de structures et de faire des études paramétriques, chose qui est difficile et coûteuse d'un point de vue expérimental.

5 Remerciements

Les auteurs voudraient remercier l'Union Européenne et le projet LESSLOSS (Project No. : GOCE-CT-2003-505488) pour son support financier, ainsi que les organisateurs du "Seven-story building-slice earthquake blind prediction contest" d'avoir permis à l'équipe du laboratoire 3S-R de participer aux workshop et séminaire NEES/UCSD "Analytical Model of Reinforced Concrete Walls" qui s'est déroulé à l'université de Californie à San Diego les 15 et 16 Décembre 2006.

Références

- BAEL91. 2000 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites. Eyrolles.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V. 1983 Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. *Technical report EERC-83/19, Earthquake Engrg. Res. Ctr.* University of California, Berkeley.
- Kotronis, P., Mazars, J. 2005 Simplified modelling strategies to simulate the dynamic behaviour of R/C walls. *Journal of Earthquake Engineering*. **9-2** 285-306
- LaBorderie, C.L. 1991 Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse des structures en béton. *PhD thesis - université Paris 6*
- Menegoto, M., Pinto, P. 1973 Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, final report 328p.*, Lisbon.
- NEES 2006 NEES at UCSD Seven-Story Building-Slice Earthquake Blind Prediction Contest <http://nees.ucsd.edu/7Story.html>. *NEES7story*