
Calcul dynamique de structures en bois fondé sur les comportements des assemblages

Nicolas RICHARD* — Laurent DAUDEVILLE*
Motoi YASUMURA**

* *Laboratoire Sols Solides Structures*
BP 53, 38041 Grenoble cedex 9
Laurent.Daudeville@inpg.fr

** *Faculty of Agriculture, Shizuoka University*
422-8529 Shizuoka, Japan
afmyasu@agr.shizuoka.ac.jp

RÉSUMÉ. Une méthode simplifiée d'analyse des structures à ossature en bois est présentée. Tous les phénomènes non linéaires de dissipation sont supposés concentrés dans les assemblages. Un modèle hystérétique des liaisons par clous ou autres connecteurs métalliques est proposé. Il a été identifié à partir de tests menés sur des assemblages élémentaires sous sollicitations monotone et cyclique. Ce modèle a été implanté dans un code aux éléments finis développé pour le calcul de structures à ossatures bois sous séisme. Des essais pseudo-dynamiques effectués sur structure à deux étages sont également présentés. Les comparaisons entre les réponses numériques et expérimentales sont montrées.

ABSTRACT. A simplified method is presented for the analysis of the seismic behaviour of timber framed structures. All the dissipation phenomena are assumed to be concentrated in joints. An hysteretic model of dowel type connections is proposed. It was identified from tests performed on elementary joints under monotonic and cyclic loading. The model was implemented into a finite element code devoted to the prediction of the dynamic response of timber structures. Pseudo-dynamic tests were performed to a two storey structure. The simulation of this test is presented.

MOTS-CLÉS : structures bois, assemblages, éléments finis, tests pseudo-dynamiques.

KEYWORDS: timber frame structure, joints, finite element model, pseudo-dynamic tests.

1. Introduction

Il a été montré dans plusieurs études (Soltis 1984) (Turner et al. 1990) que les performances parasismiques des structures à ossature en bois étaient généralement satisfaisantes en raison, d'une part, du rapport résistance-masse élevé du bois, et d'autre part, des actions individuelles des murs enveloppes (liés aux fondations) ou de contreventement dont le comportement parasismique est gouverné par la ductilité des assemblages par connecteur métallique (clou, boulon,...).

Dans un premier article publié dans la Revue Française de Génie Civil (Daudeville et al. 1998), les auteurs ont montré des résultats de simulations de tests pseudo-dynamiques (PsD) menés sur des murs de contreventement, obtenus avec le logiciel aux éléments finis CASTEM 2000 et un premier modèle de comportement des assemblages. Suite à cette étude, un logiciel aux éléments finis, indépendant de tout code commercial, a été développé spécifiquement pour la prédiction de la réponse de structures à ossature en bois sous sollicitation dynamique (Richard 2001). Cet outil pourra aider à réduire les coûts des programmes expérimentaux en étant, un outil de développement pour l'élaboration de procédures de dimensionnement parasismique, un outil prédictif pour l'étude de l'influence de différents paramètres affectant la réponse de la structure et pour l'interprétation de résultats expérimentaux, enfin, un outil d'analyse pour la conception de structures dans les régions à risque sismique.

Des programmes expérimentaux ont déjà été menés sur des murs de contreventement sous sollicitation statique monotone ou cyclique (Gupta & Kuo 1985) (Dolan 1989) (Foliente 1995) (Richard et al. 2002) (Richard et al. 2003). Une observation commune à ces tests est que le comportement hystérétique d'une structure est gouverné par celui de ses connections élémentaires. Ainsi, la détermination du comportement non linéaire des assemblages par tiges métalliques (clous, boulons,...) permet de caractériser le comportement sous chargement sismique de structures en bois ou d'éléments structuraux.

Certains auteurs ont travaillé sur la modélisation des assemblages pour la simulation de la réponse de murs de contreventement sous chargement statique monotone (Foschi 1977) (Gupta & Kuo 1985) (Schmidt & Moody 1989) (Falk & Itani 1989) (Dolan & Foschi 1991) ou sous chargement cyclique (Kivell et al. 1981) (Kazal et al. 1994) (Tarabia & Itani 1997).

Des phénomènes de dégradation importants n'ont pas toujours été pris en compte dans la littérature, surtout dans les modèles cycliques. Par exemple, lors d'un cyclage à un même déplacement imposé, la diminution de résistance entre le premier cycle (de chargement) et les cycles suivants (stabilisés) n'a pas été modélisée. Un endommagement apparaît graduellement lorsque le nombre de cycles augmente. La non prise en compte de ces endommagements affecte la

dissipation d'énergie calculée et la réponse de la structure sous chargement sismique peut-être très différente.

Les divers modèles de la littérature sont parfois non appropriés pour des assemblages avec des configurations et matériaux différents. Les caractéristiques générales de dégradation des assemblages sont reprises dans le modèle présenté. Ce modèle est simple et facile à identifier. Il a permis de simuler de nombreux tests monotones, cycliques et pseudo-dynamiques menés sur des murs de contreventement (Richard 2001) (Richard et al. 2002) (Richard et al. 2003).

Très peu de résultats de structures à plusieurs étages testées de façon statique ou dynamique sont disponibles dans la littérature. Des résultats obtenus lors d'un test pseudo-dynamique effectué à Miyasaki (Technical Center for Wood Utilization of Miyazaki Prefecture, Japon) sur une structure simple à deux étages constituée de murs de contreventement formés de panneaux de contre-plaqué cloués sur une ossature en bois sont montrés. Cet essai a été simulé avec la méthode numérique proposée. La comparaison des résultats numériques et d'expérimentation est discutée.

2. Essais pseudo-dynamiques

Initialement développée au Japon (Takanashi 1975), la méthode d'essais PsD combine l'intégration numérique du mouvement dynamique d'une structure complexe, condensée sur un nombre réduit de degrés de liberté, ici deux, et la mesure expérimentale des réactions résultant du mouvement imposé par deux vérins disposés au niveau des planchers. L'essai est mené de façon quasi-statique. Les structures en bois permettent de supposer que les masses sont concentrées aux planchers. La simulation numérique des forces d'inertie appliquées aux planchers permet d'effectuer un essai dynamique sur une échelle de temps dilatée et ainsi de réduire la puissance hydraulique nécessaire. Connaissant les vecteurs déplacement, vitesse et accélération à un instant (t) donné, il est possible de calculer ces grandeurs à l'instant suivant ($t+\Delta t$) à partir de l'équation fondamentale de la dynamique et à l'aide d'un schéma d'intégration explicite (par exemple β -Newmark avec $\beta=0$ et $\alpha=0,5$). Les données sont le vecteur réaction mesuré pendant l'essai, la matrice de masse (masses condensées aux planchers), la matrice d'amortissement visqueux et l'accélération du sol. La matrice d'amortissement visqueux est constante, proportionnelle à la masse et calculée avec un coefficient d'amortissement réduit de 2%. Le déplacement à l'instant ($t+\Delta t$) est ensuite imposé à la structure par les vérins.

L'accélérogramme utilisé durant le test est présenté en figure 1. Les masses aux planchers sont de 2,5 T chacune. La structure est constituée de deux murs, avec des ouvertures, placés dans un même plan vertical. La figure 2 montre l'ossature de la structure et la localisation des capteurs de déplacement, les panneaux en contre-plaqué ne seront cloués que sur un côté, l'autre servant à rigidifier la structure. La

figure 3 montre la structure étudiée (fenêtre-fenêtre), le mur de réaction et les deux vérins. Des résultats d'essais obtenus avec des configurations différentes de murs ont été publiées récemment par Yasumura (2003).

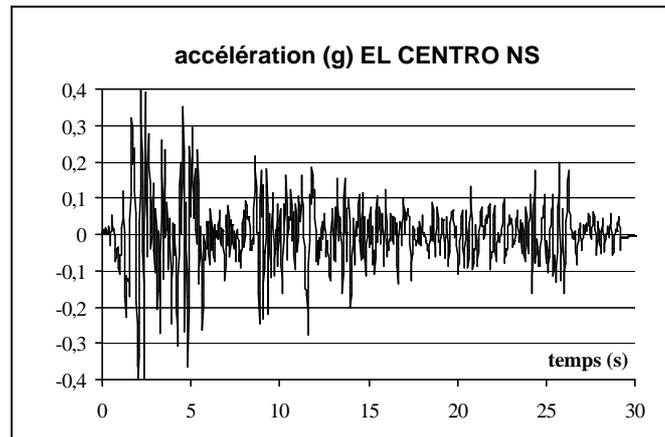
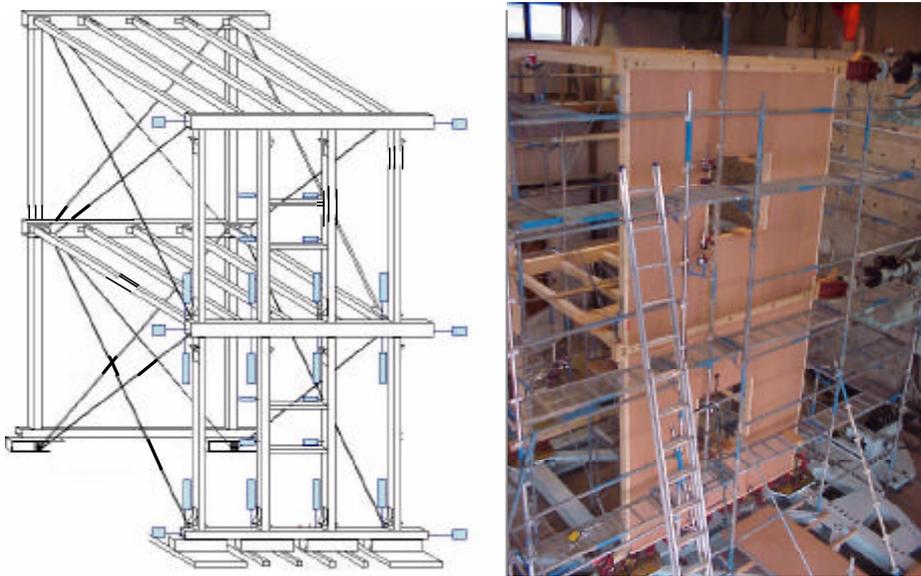


Figure 1. Accélération du sol (séisme de El Centro Nord-Sud)



Figures 2 et 3. Structure testée

Le schéma des murs est montré sur la figure 4. L'espacement des clous (longueur 50 mm) est de 150 mm. La connexion entre les éléments verticaux et horizontaux empêche leur séparation pendant l'essai par l'intermédiaire de tirants d'ancrage disposés à chaque coin des murs et des ouvertures (figure 5). Les poutres horizontales et les autres membres sont en bois de construction standard (Hem-fir). L'épaisseur des panneaux de contre-plaqué est de 7,5 mm, les 5 plis sont orientés (0,90,0,90,0), l'axe à 0° étant l'axe vertical.

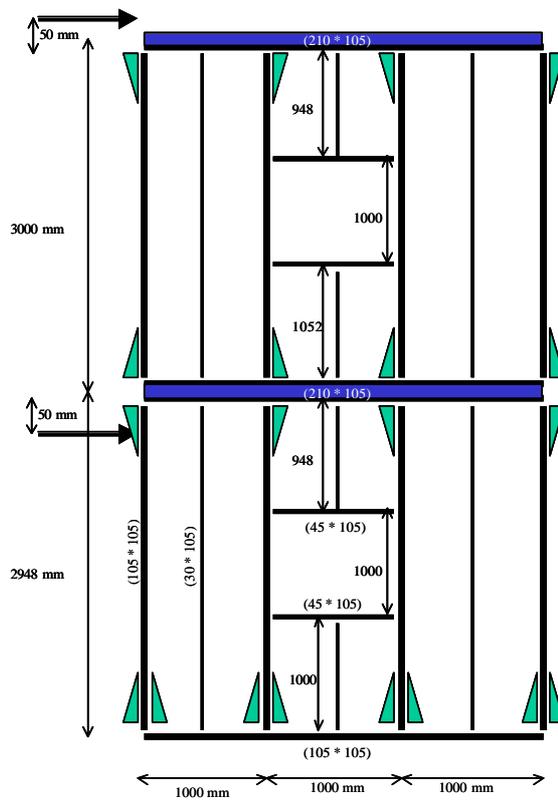


Figure 4. Elévation de la structure



Figure 5. Détail d'un tirant d'ancrage

3. Modélisation

La détermination du comportement individuel de la liaison clouée membre de bois avec contre-plaqué ainsi que celle du tirant d'ancrage ont été menées expérimentalement sous chargement monotone et cyclique (Richard et al. 2002).

Les caractéristiques essentielles du comportement hystérétique d'un assemblage par connecteur métallique (clou, boulon, tirant...) sont les suivantes :

- un comportement force-déplacement non linéaire sans apparition marquée d'un écoulement plastique ;
- diminution de la résistance lors d'un chargement alterné (la résistance sous chargement cyclique est plus faible que sous chargement monotone) ;
- pincement des boucles d'hystérésis (les boucles sont plus fines près de l'origine qu'aux extrémités).

Selon les études expérimentales de Kamiya et al. (1997), il n'y a aucun effet de vitesse sur la résistance des assemblages cloués pour des vitesses de glissement

relatif entre le contre-plaqué et la poutre de 1 à 3000 mm/min. Cette information valide la représentativité des essais PsD vis à vis des chargements sismiques.

Le modèle proposé repose sur une relation non linéaire reliant la force (F) entre les membres assemblés au déplacement relatif entre eux (Δ). Il s'agit d'un modèle phénoménologique qui suppose que la direction de glissement relatif entre les éléments assemblés varie peu durant l'histoire du chargement. Cette hypothèse a été vérifiée sur de nombreux cas étudiés (Richard 2001).

Le comportement non linéaire d'un assemblage de type tige, par exemple une liaison par clous, est dû aux phénomènes suivants : écrasement du bois, formation d'une rotule plastique dans la tige, frottement entre le clou et le bois et enfoncement de la tête du clou dans le bois. Des études expérimentales ont montré que le comportement de la liaison dépend très peu des directions relatives d'orthotropie des membres assemblés (Sieber et al. 1997), cette constatation est d'autant plus vraie que le diamètre de la tige est important. Cet effet est donc négligé dans le modèle proposé.

Les deux hypothèses précédentes permettent ainsi d'identifier les paramètres du modèle de comportement de la liaison à partir de test uni-axiaux simples.

La relation F- Δ proposée pour un chargement monotone (figure 6) repose sur des fonctions F_i . D'abord une relation exponentielle F_1 , initialement proposée par Foschi en 1974 est utilisée. Elle est suivie par un écrouissage positif ou négatif post-pic F_2 (Dolan 1989), complété par un second adoucissement linéaire F_3 jusqu'à rupture. Huit paramètres sont nécessaires pour le modèle sous chargement monotone : $P_0, K_0, K_1, K_2, K_3, D_1, D_2$ et D_{max} (figure 6).

$$F_1(\Delta) = (P_0 + K_1\Delta)[1 - \exp(-K_0\Delta / P_0)] \quad \text{avec } 0 \leq \Delta \leq D_1$$

$$F_2(\Delta) = F_1(D_1) + K_2(\Delta - D_1) \quad \text{avec } D_1 \leq \Delta \leq D_2$$

$$F_3(\Delta) = F_2(D_2) + K_3(\Delta - D_2) \quad \text{avec } D_2 \leq \Delta \leq D_{max}$$

$$F_4(\Delta) = 0 \quad \text{avec } \Delta > D_{max}$$

Sous chargement alterné, "A" est relatif au sens du premier chargement et "B" le sens opposé. La convention de signe adoptée est : ? et F sont positifs du côté "A" et négatifs du côté "B". Les équations qui suivent sont valables pour le côté "A". Pour le côté "B", il suffit de changer le signe de F(?) et mettre |?| à la place de ? .

Les fonctions exponentielles, initialement proposées par Dolan (1989) permettant de décrire le pincement des boucles d'hystérésis ont été modifiées afin de prendre en compte l'endommagement, c'est-à-dire la diminution de résistance sous chargement alterné (figure 6).

$$F(\Delta) = F_{dA} + (K_4\Delta + P_2 - F_{dA})[1 - \exp(-K_0(U_A - \Delta) / 2P_2)] \quad \text{branche ①}$$

$$F(\Delta) = F_{dB} + (K_4\Delta + P_2 - F_{dB})[1 - \exp(-K_y(U_B - \Delta) / 2P_2)] \quad \text{branche ②}$$

$$F(\Delta) = F_{dB} + (K_5\Delta + P_1 - F_{dB})[1 - \exp(-K_0(U_B - \Delta)/2P_1)] \quad \text{branche } \textcircled{3}$$

$$F(\Delta) = F_{dA} + (K_5\Delta + P_1 - F_{dA})[1 - \exp(-K_y(U_A - \Delta)/2P_1)] \quad \text{branche } \textcircled{4}$$

$$\text{Avec :} \quad K_4 = \frac{P_2}{U_A}, \quad K_5 = \frac{P_1}{U_B} \quad \text{et} \quad K_y = \frac{F(D_y)}{D_y}$$

D_y est le déplacement correspondant à la limite élastique, déterminée selon un protocole expérimental quelconque, par exemple celui proposé par Yasumura et Kawai (1997). $F(D_y)$ est la force correspondante, obtenue avec la réponse de l'assemblage sous chargement monotone. U_A (resp. U_B) est le glissement maximal (resp. minimal) obtenu durant l'histoire du chargement.

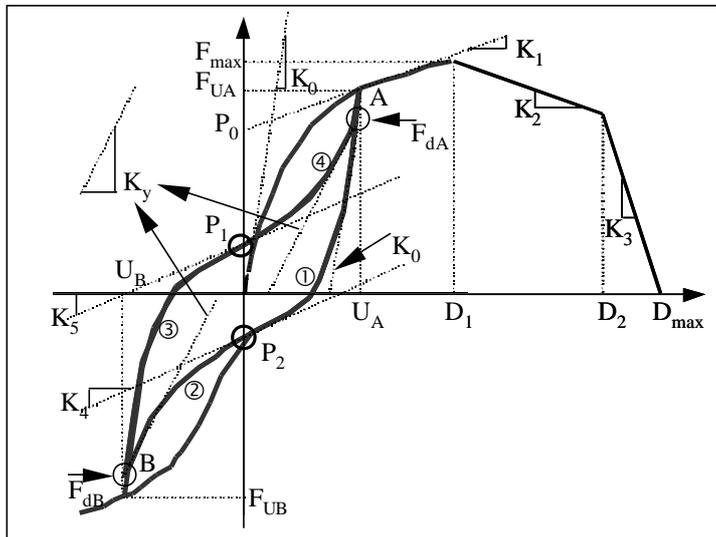


Figure 6. Modèle hystérétique de comportement de l'assemblage cloué

Il est supposé que la diminution de résistance d'un coté de chargement (détermination de F_{dA} , resp. F_{dB}) est proportionnelle au maximum de la valeur absolue de la force atteinte de l'autre coté de chargement F_{UB} (resp. F_{UA}) correspondant à U_B (resp. U_A).

$$F_{dA} = F_{UA} - \alpha_A [F_{UA} - (P_1 + K_5 U_A)] \quad \text{avec} \quad \alpha_A = k \left| \frac{F_{UB}}{F_{max}} \right|$$

$$F_{dB} = F_{UB} - \alpha_B [F_{UB} - (P_2 + K_4 U_B)] \quad \text{avec} \quad \alpha_B = k \left| \frac{F_{UA}}{F_{max}} \right|$$

La courbe enveloppe est modifiée pour la prise en compte de la diminution de résistance due à l'arrachement du clou en multipliant la résistance sous chargement monotone par un paramètre $(1-\beta_A)$ (resp. β_B).

$$\beta_A = \gamma \left[\frac{U_A - D_1}{D_{\max} - D_1} \right] ; \quad \beta_B = \gamma \left[\frac{U_B + D_1}{D_{\max} - D_1} \right] \quad \text{avec } |?| > D_1$$

A notre connaissance, ce modèle est le seul à prendre en compte l'effet de l'endommagement sous chargement alterné.

Il y a 5 paramètres supplémentaires à identifier pour une description du modèle pour un chargement quelconque: P_1 , P_2 , D_y , k et γ .

Les clous CN50 (Common Nail longueur 50 mm) ont été testés avec le dispositif décrit en figure 7.

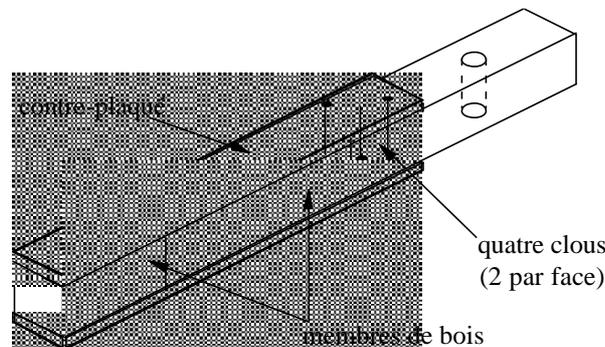


Figure 7. Dispositif d'essai des assemblages cloués

Les liaisons par tirant d'ancrage (figure 5) sont modélisées avec le même type de loi phénoménologique que précédemment pour le sens de chargement correspondant au soulèvement du membre vertical et avec une impossibilité d'enfoncement du membre vertical dans le membre horizontal (liaison unilatérale). Les paramètres des lois de comportement utilisées dans cette étude pour les assemblages sont facilement identifiables à partir des données d'essais correspondantes (Richard 2001), les valeurs des paramètres permettant de décrire les comportements moyens des liaisons (sur l'ensemble des résultats d'essais) sont données dans le tableau 1.

Une description détaillée de résultats d'essais d'assemblages ainsi que de la simulation des comportements des assemblages avec le modèle proposé est montrée dans Richard et al. (2002).

Tous les phénomènes non linéaires sont supposés concentrés dans les assemblages. Le calcul est effectué en contraintes planes, dans le plan du mur.

L'ossature en bois est modélisée par des éléments finis de poutres (élastiques, isotropes). Les panneaux de contre-plaqué sont modélisés avec des éléments de plaques (élastiques, orthotropes), les connexions entre les poutres et les plaques avec des ressorts non linéaire. Les noeuds de la poutre et de la plaque ont les mêmes coordonnées.

Afin de réduire le nombre de DDL, une technique de condensation est utilisée ramenant les forces de chaque assemblage par clou aux nœuds des plaques évitant ainsi de modéliser chacun des assemblages cloué par une paire de nœuds.

Paramètre	tirant d'ancrage	liaison par clou
D_1 (10^{-3} m)	10	4,5
D_2 (10^{-3} m)	11	20
D_{\max} (10^{-3} m)	12	40
K_0 (10^3 N/m)	9000	2100
K_1 (10^3 N/m)	1000	190
K_2 (10^3 N/m)	100	-25
K_3 (10^3 N/m)	-10000	-45
P_0 (N)	$1.5 \cdot 10^6$	500
P_1 (N)	-	250
P_2 (N)	-	-200
k	-	0.02
γ	-	0.45
D_y (10^{-3} m)	-	1.5

Tableau 1. Valeurs des paramètres des modèles d'assemblages

4. Simulation numérique des tests pseudo-dynamiques

Les propriétés élastiques des poutres et de chacun des plis du contre-plaqué sont supposées identiques et issues de la littérature, la rigidité importante du contre plaqué influe peu sur le résultat. Tous les paramètres des lois de comportement non linéaires ont été identifiés à partir des résultats d'essais d'assemblages, aucun n'a été identifié à partir des tests effectués sur la structure à

deux étages. Les résultats obtenus sont issus d'une prédiction de la réponse de la structure soumise à une accélération au sol. Le calcul effectué est donc dynamique.

Les figures 8, 9 et 10 montrent les comparaisons entre les résultats expérimentaux et de simulation respectivement pour, le déplacement du premier étage, le déplacement du second étage et la réaction horizontale à la base en fonction du déplacement du premier étage.

L'examen de ces figures montre une bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux, en particulier pour le mur du premier étage. Néanmoins au-delà de 2 secondes de chargement, le modèle prédit des déplacements plus faibles que ceux constatés expérimentalement. Une explication possible est la non prise en compte dans la modélisation de toutes les liaisons autres que par clous et tirants d'ancrage (tenon-mortaise,...). Ces liaisons ont une influence négligeable tant que les liaisons par clous ne sont pas endommagées mais contribuent à la résistance de la structure lorsque les clous les plus sollicités ont rompu. Cet effet n'est visible que lorsque l'état d'endommagement dans la structure devient très important.

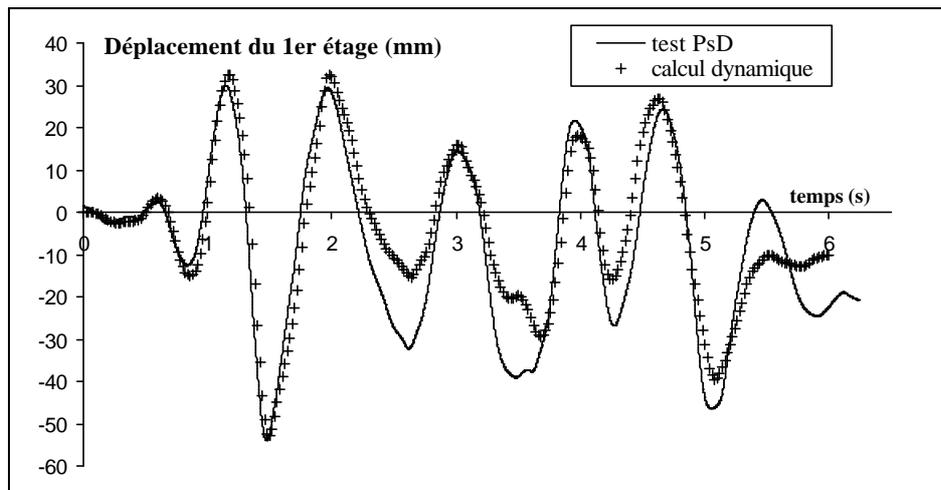


Figure 8. Déplacement du premier étage en fonction du temps

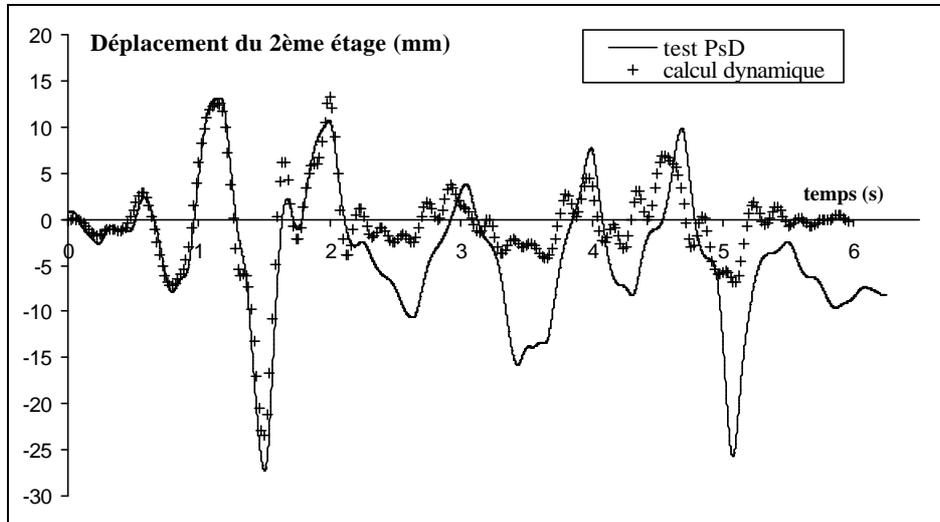


Figure 9. Déplacement du second étage en fonction du temps

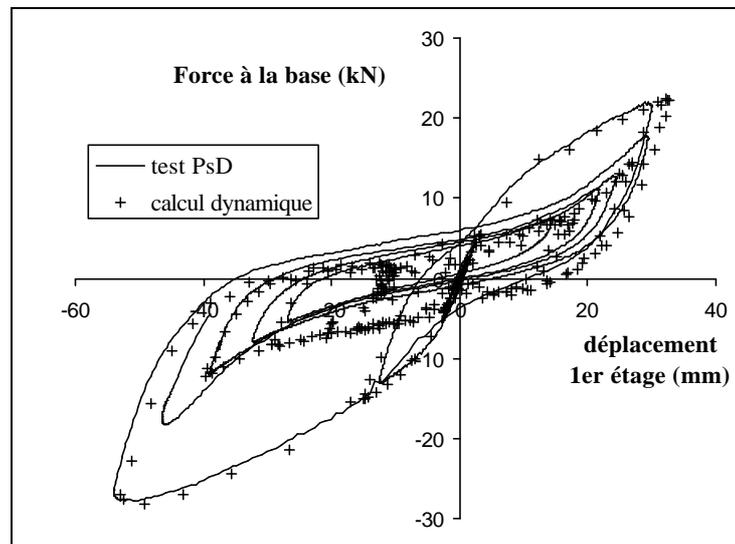


Figure 10. Force horizontale à la base en fonction du déplacement du premier étage

Il est également visible que le déplacement du premier étage est beaucoup plus important que celui du second étage. Ce résultat est bien sur fonction des masses concentrées aux planchers (ici égales à 2,5 T à chaque plancher) mais il est cohérent avec la constatation que la ruine survient généralement au premier étage (ou rez-de-chaussée en France).

L'amortissement utilisé pour la simulation (2%), proportionnel à la masse, est le même que celui utilisé pour l'expérimentation pseudo-dynamique. Notons que ce choix de valeur du coefficient d'amortissement, effectué par nos collègues Japonais, est relativement arbitraire dans la mesure où l'essai pseudo-dynamique est quasi-statique, il permet de rendre compte, lors d'un séisme, d'un éventuel frottement visqueux entre les éléments ou d'une éventuelle viscosité liée au comportement des matériaux. Cette faible valeur du coefficient d'amortissement a peu d'influence sur les résultats (Richard 2001), démontrant que les dissipations d'énergie sont correctement prises en compte par l'intermédiaire des lois de comportement non linéaires des assemblages.

5. Conclusion

Une analyse EF simplifiée des structures à ossature en bois sous chargement sévère (vent, séisme) est présentée. Tous les phénomènes de dégradation sont supposés concentrés dans les assemblages. Les connecteurs par tige métallique présentent des similarités de comportement sous chargement monotone ou cyclique alterné. Les caractéristiques principales de ce comportement typique ont été déterminées à partir d'essais d'assemblages élémentaires telles les liaisons de contre-plaqué cloué sur membre de bois. Un modèle associant la force au déplacement relatif entre les éléments de l'assemblage est proposé. Ce modèle a été implanté dans un code de calcul pour simuler la réponse d'une structure à deux étages sous chargement sismique. Malgré des hypothèses sommaires concernant les liaisons non clouées ainsi que les propriétés élastiques des matériaux, les résultats de calcul sont assez proches de ceux trouvés expérimentalement.

Cette méthode à très faible coût de calcul (quelques minutes) ayant prouvé son caractère prédictif sera prochainement utilisée pour l'étude de l'influence des dispositions constructives (nombre de tirants d'ancrage, taille des panneaux, espacement du clouage, masses des planchers), ainsi que pour la détermination des efforts dans les liaisons afin de permettre une optimisation de la conception. Les résultats obtenus lors d'une récente campagne expérimentale sur des structures à deux étages constituées de différentes configurations de murs permettront de compléter les résultats présentés dans cet article pour une discussion sur l'influence des dispositions constructives.

6. Bibliographie

- Daudeville L., Davenne L., Richard N., Kawai N., «Etude du comportement parasismique de structures à ossature en bois », *Revue Française de Génie Civil*, vol. 2, n°6, 1998, p. 651-665.
- Dolan J.D., The dynamic response of timber shear walls. Ph. D. Dissertation. Dept. of Civil Engineering, UBC, Vancouver Canada, 1989.
- Dolan J.D., Foschi R.O., «Structural analysis for static loads on timber shear walls », *J. of Struct. Engrg.*, vol. 117, n°3, 1991, p. 851-861.
- Falk R.H., Itani R.Y., «Finite element modeling of wood diaphragms », *J. of Struct. Engrg.*, vol. 115, n°3, 1989, p. 543-559.
- Foliente G.C., «Hysteresis modeling of wood joints and structural systems », *J. of Struct. Engrg.*, vol. 121, n°6, 1995, p. 1013-1022.
- Foschi R., «Analysis of wood diaphragms and trusses, Part I: diaphragms », *Canadian J. of Civil Engrg.*, vol. 17, 1977, p. 345-352.
- Gupta A.K., Kuo, G.P., «Behavior of wood-framed shear walls », *J. of Struct. Engrg.*, vol. 111, n°8, 1985, p. 1722-1733.
- Kamiya F. Sugimote K., Mii N., «Hysteretic lateral resistance of plywood-lumber nailed joints ». *J. of Japan Wood Res. Soc.*, vol. 43, n°6, 1997, p. 474-481.
- Kazal B., Leichti R.J., Itani R.Y., «Nonlinear finite-element model of complete light-frame wood structures », *J. of Struct. Engrg.*, vol. 120, n°1, 1994, p. 100-119.
- Kivell B.T., Moss P.J., Carr A.J., «Hysteretic modeling of moment resisting nailed timber joints », *Bull. of New-Zealand Nat. Soc. of Earthquake Engrg.*, vol. 14, n°4, 1981, p. 233-245.
- Richard N., Approche multi-échelles pour la modélisation des structures bois sous sollicitations sismiques. Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2001.
- Richard N., Daudeville L., Prion H., Lam F., «Timber shear walls with large openings: experiment and numerical prediction of the structural behaviour », *Canadian J. of Civil Eng.*, vol. 29, 2002, 713-724.
- Richard N, Yasumura M, Davenne L, «Prediction of seismic behavior of wood-framed shear walls with openings by pseudodynamic test and FE model», *J. Wood Sci.*, vol. 49, 2003, p. 145-151
- Schmidt R.J., Moody R.C., «Modeling laterally loaded light-frame buildings », *J. of Struct. Engrg.*, vol. 115, n°1, 1989, p. 201-217.
- Sieber D., Lam F., Prion H.G.L. The behavior of nailed sheathing-to-frame connections under static and cyclic load. Internal report, University of British Columbia, Vancouver, B.C., 1997.
- Soltis L.A., «Low-rise timber buildings subjected to seismic, wind and snow loads », *J. of Struct. Eng.*, vol. 110, n°4, 1984, p. 744-753.

- Takanashi K., «Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system», *Bull. of Earthquake Resistant Structure Research Center*, vol. 8, Inst. of Ind. Science, Univ. of Tokyo, 1975.
- Tarabia A.M., Itani R.Y., « Static and dynamic modeling of light-frame wood buildings », *Comp. and Struct.*, vol. 63, n°2, p. 319-334
- Turner L.S., Stewart F., Cheung K.C., «Performance of wood structures: Loma Prieta earthquake aftermath », *Wood Des. Focus*, vol. 1, n°4, 1990, p. 14-16.
- Yasumura M., Kawai N., « Evaluation of wood framed shear walls subjected to lateral loads », *Proceedings of the 30th CIB-W18 meeting* », Universitat Karlsruhe, Germany, 1997.
- Yasumura M., « Pseudo-dynamic test on conventional timber structures with shear walls », *Proceedings of the 36th CIB-W18 meeting*, Universitat Karlsruhe, Germany, 2003.