

# Influence des connexions sur la résistance au contreventement de murs à ossature en bois

**Richard Nicolas, Davenne Luc**, Laboratoire de Mécanique et de Technologie, ENS Cachan.

**Daudeville Laurent**, Laboratoire Sols, Solides, Structures, Grenoble

**Prion Helmut, Lam Frank**, Forestry Department, University of British Columbia, Vancouver

## Résumé

Ce papier présente des résultats expérimentaux et de modélisation relatifs à la résistance aux efforts latéraux de murs à ossature bois incluant de grandes ouvertures.

La première partie de l'étude expérimentale concerne la résistance au cisaillement de connexions de type pointes reliant des poutres de pin avec des panneaux d'OSB (Oriented Strand Board). Des tests furent menés sur deux tailles de clous et pour des sollicitations monotones et cycliques. Les résultats ont mis en évidence une augmentation des performances pour des clous renforcés par des rondelles.

La seconde étape expérimentale de ce projet était d'évaluer l'influence de ce type de renfort sur des structures réelles, telles des murs à ossature bois avec ouverture, sous sollicitation monotone, cyclique et dynamique. Des associations de paramètres tels que le nombre de tirants d'ancrage, la forme des panneaux d'OSB, la distribution des clous et le système de renforts diagonaux de contreventement furent testées.

Les essais effectués sous chargement statique ont ensuite été modélisés à l'aide d'une approche par éléments finis. Les comparaisons des résultats expérimentaux et de calculs sont montrés.

**Mots clefs :** Eléments finis - Ossature bois – Contreventement – Connexions - Energie dissipée

## Introduction

Durant les récents tremblements de terre, les constructions résidentielles légères à ossature bois ont généralement bien résisté lorsqu'elles respectaient les normes de dimensionnement imposées comme durant le séisme de KOBE en 1995. Par contre, des immeubles à plusieurs étages incluant de larges ouvertures au rez-de-chaussée et des contreventements aléatoires ont subi de gros dégâts. Dans de trop nombreux cas, c'est ce type d'erreur qui a conduit aux pertes humaines ainsi qu'aux coûts financiers exorbitants comme l'a prouvé le séisme de Northridge en Californie en 1994. En conséquence,

les performances parasismiques des murs de contreventement sous chargement sismique extrême ont été examinées. Le cas des grandes ouvertures, fréquentes dans les constructions contemporaines, affaiblit considérablement la résistance au contreventement des murs. Ceci est par exemple, très fréquent pour les petits établissements de type magasins, avec de grandes surfaces ouvertes au rez-de-chaussée. La plupart des recherches ont été conduites sur les murs pleins, sous chargement statique et dynamique, mais relativement peu d'informations sont disponibles concernant les murs de type poteau poutre autour d'une grande ouverture. Ce papier présente des résultats de tests statiques et dynamiques sur de telles structures bois. Ces tests ont été effectués à UBC, Vancouver Canada (Richard et al. 2000). L'influence de détails de renforcement tels que l'utilisation de clous de grandes dimensions, avec ou sans rondelles, la présence d'un renfort diagonal, l'influence de la découpe des panneaux d'OSB sur la réponse de ces structures ou encore la densité de clous ainsi que le nombre de tirants d'ancrage sont montrés.

En parallèle, la mise au point d'un logiciel de calculs fondé sur la méthode des éléments finis a été effectuée au LMT Cachan (Daudeville et al. 1998, Richard et al. 1998). Les phénomènes de dissipation d'énergie sont supposés concentrés dans les connexions (pointes, tirants d'ancrage...). Les résultats obtenus sur les différents murs testés statiquement montrent une bonne concordance entre ces essais numériques et ceux effectués en laboratoire.

## Tests sur les assemblages

### Matériaux

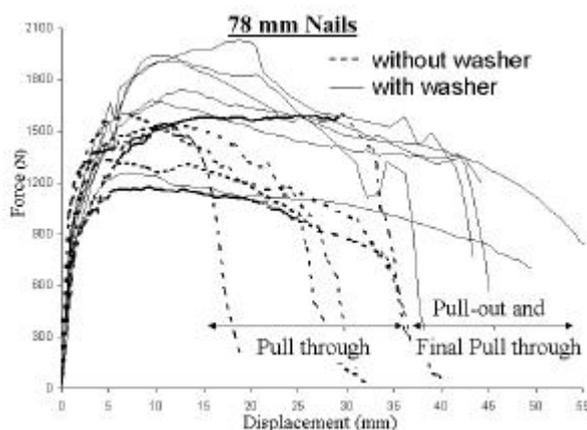
Les spécimens furent construits en utilisant des poutres d'épicéa de dimensions 38\*89 mm, ainsi que des panneaux d'OSB de 9,5 mm d'épaisseur. Tous les spécimens furent testés rapidement après assemblage et sans précaution particulière de stockage. Deux tailles de clous furent utilisées (52mm et 78 mm de diamètre respectif 3 et 3,7 mm). Des rondelles de diamètre extérieur 11,3 mm ont été

introduites afin de renforcer les connexions entre les poutres et les plaques.

### Tests sous chargement monotone

Une série de tests de cisaillement a été effectuée sur des clous de tailles différentes, renforcés ou non par des rondelles. Les principales différences concernant la courbe de réponse force – déplacement de ces connexions s’expriment en terme de charge maximale, de déplacement correspondant à cette charge maximale et de comportement dans la partie post-pic. Pour les deux tailles étudiées, les clous sans rondelle présentaient généralement une chute importante de charge au-delà du pic en effort et résultaient du passage de la tête du clou à travers la plaque de contreventement. Les clous avec rondelle présentaient un comportement plus ductile dû à la déformation du bois à l’interface entre la partie tubulaire du clou et le bois de la poutre environnant. Ce comportement entraînant un autre type de rupture, à savoir un glissement du clou hors de son logement initial. Selon la densité locale des poutres et des panneaux d’OSB, quelques ruptures dues au passage de la tête du clou à travers la plaque d’OSB avaient lieu, entraînant à nouveau un comportement de type fragile dans la partie post-pic. La réponse charge déplacement des clous renforcés par des rondelles présente moins de dispersion d’un essai à l’autre comparativement aux clous sans rondelles pour les lesquels seule la densité du bois de la plaque détermine le comportement post-pic. La Figure 1 représente les différentes réponses des deux populations de clous de 78 mm de longueur sous chargement monotone. La résistance de ces pointes est augmentée de 30% et la ductilité (déplacement relatif maximum) de 40% en moyenne avec les rondelles. Un comportement tout à fait similaire est obtenu pour les pointes de 52 mm mais les rondelles n’augmentent quasiment pas leur résistance ni leur ductilité (Figure 2).

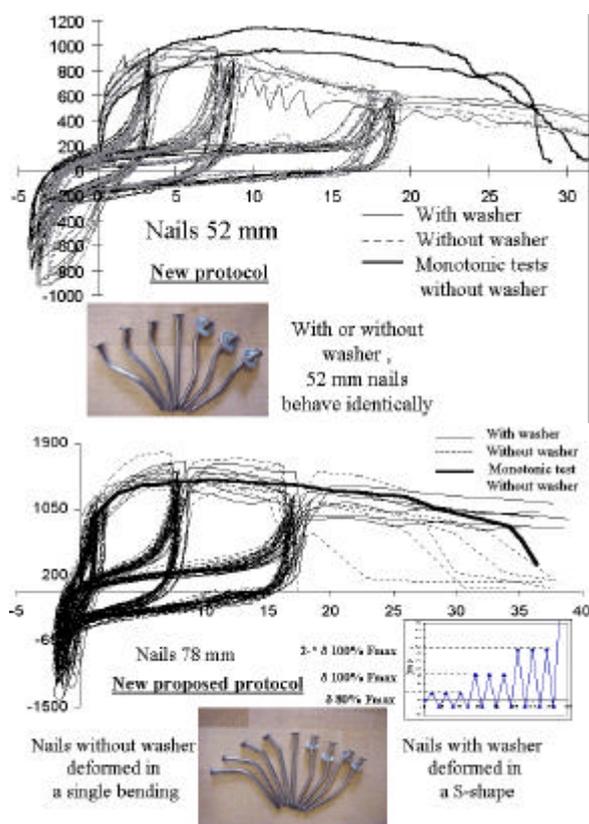
**Figure 1 – Réponse au cisaillement des pointes de 78 mm avec ou sans rondelle de renforcement**  
**Monotonic tests on 78 mm nails with or without washer reinforcement**



### Tests sous chargement alterné

Des tests cycliques sur la même population de clous ont été effectués en utilisant un chargement en déplacement (Figure 2). Ce chargement est constitué des séquences suivantes effectuées à la fréquence de 0,009Hz : a) 3 cycles jusqu’au déplacement correspondant à 80% de la charge maximale (cf. tests monotones) ; b) 3 cycles jusqu’au déplacement correspondant à la charge maximale ; c) 3 cycles à deux fois le déplacement correspondant à la charge maximale ; d) une rampe finale jusqu’à rupture des spécimens. Ce protocole reflète le comportement de ce type de connexions dans une structure située près d’une faille sismique, pour laquelle de grands déplacements vont engendrer un comportement plastique des assemblages. Ce protocole mobilise les caractéristiques de dissipation d’énergie des connexions sans pour autant causer de rupture par fatigue des clous, comme cela a pu être observé dans de nombreux autres tests proposant de longues séries de chargement. Ce protocole présente également un déplacement asymétrique de façon à forcer la rupture dans une direction privilégiée.

**Figure 2 et Figure 3 – Protocole de chargement cyclique et résultat des essais sur les deux populations de clous**  
**Cyclic protocol and results on two group of nails**



Il n'y a pas de différence notable entre la réponse cyclique des clous de 52 mm avec ou sans rondelle de renforcement (Figure 2).

A l'inverse, la réponse post-pic sur les clous de 78 mm testés en cyclique montre une différence sensible pour les clous renforcés par une rondelle (Figure 3). Il est à noter que la sollicitation cyclique tend à diminuer de 15 à 20% le déplacement  $E_0$  correspondant à la charge maximale. Ces observations diffèrent par rapport aux conclusions des tests monotones pour lesquels des différences non négligeables étaient remarquées quelles que soient les tailles des pointes utilisées. De plus le mécanisme de rupture des pointes courtes durant les tests cycliques diffère de celui observé durant les tests sous chargement monotone. Durant ces derniers essais, tous les spécimens de 52 mm ont présenté une fin de vie très ductile due au déchaussement du clou dans la poutre. La présence de rondelle n'a donc aucun effet bénéfique sur le comportement cyclique de ce type d'assemblage ni en terme d'effort maximal, ni en terme de ductilité post-pic.

Par contre, les clous de 78 mm présentent un meilleur ancrage dans le bois de la poutre et par conséquent, tous les spécimens non renforcés de rondelles ont présenté un type de rupture dans lequel la tête du clou vient perforer la plaque de contreventement (un spécimen n'a même pas pu subir la dernière série de cycles). La présence de rondelles augmente considérablement les caractéristiques post-pic durant les tests cycliques. De plus, la dispersion durant ces essais avec rondelle est faible. La figure 3 montre également les clous déformés extraits des différentes séries. Les clous non renforcés présentent une seule rotule plastique tandis que les clous renforcés se déforment en adoptant la forme d'un S avec par conséquent la formation de deux rotules plastiques.

### Modélisation des connexions

La modélisation proposée d'une connexion consiste en une relation non-linéaire entre la force et le déplacement relatif des éléments constitutifs de l'assemblage. L'hypothèse forte d'une telle modélisation est que la direction du déplacement relatif varie peu au cours du chargement dans une structure. Des essais unidirectionnels sont donc suffisants pour déterminer les paramètres nécessaires au modèle. Cette hypothèse sera vérifiée lors de la simulation d'essais sur structures. Une telle modélisation est classique (Foschi, 1974 et Dolan, 1989). Les divers phénomènes de comportement non-linéaire au sein d'une liaison par pointe sont les suivants : formation d'une rotule plastique dans la tige, écrasement du bois, frottement du connecteur et du bois puis glissement du clou hors de son réceptacle. Des études antérieures ont montré que le comportement des pointes est peu sensible à la direction des fibres du bois de la poutre, c'est pourquoi, aucune précaution particulière n'a été prise

concernant la direction de sollicitation des pointes dans les structures étudiées numériquement.

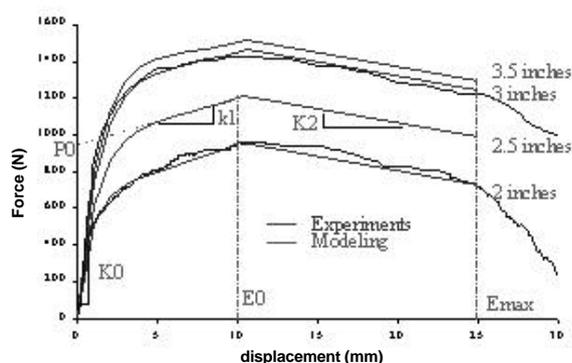
### Sous chargement monotone

Foschi proposa une relation exponentielle pour décrire le comportement anélastique des pointes jusqu'au pic en effort, complété par Dolan avec une relation linéaire pour la partie post-pic.

Il faut 6 paramètres pour décrire complètement la courbe force déplacement sous chargement monotone (voir Figure 4 et Tableau 1). L'équation suivante régit le comportement monotone croissant dans laquelle  $\Delta$  représente le déplacement relatif entre la poutre et la plaque :

$$F(\Delta) = (P_0 + K_1 \Delta) (1 - \exp(-K_0 \Delta / P_0)) \quad \text{pour } \Delta \leq E_0 \quad (1)$$

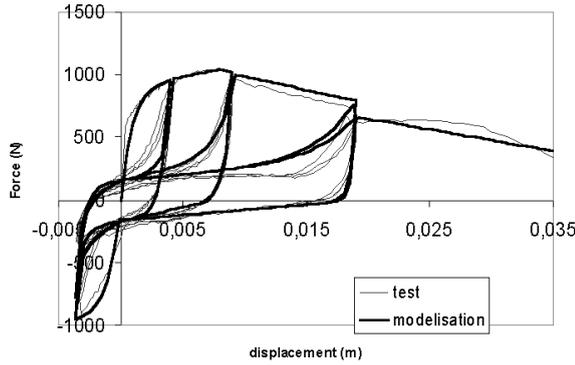
Figure 4 – Modélisation des connexions  
Model for the connections



### Sous chargement alterné

Dolan proposa de décrire les courbes d'hystérésis des cycles en les découplant en 4 équations  $f_i$  ( $i=1,4$ ) toujours exponentielles, faisant intervenir 2 autres paramètres  $P_1$  et  $K_4$ . Ces quatre équations décrivent successivement les cycles de charge puis de décharge du coté positif et de façon symétrique du coté négatif, mais ils se réfèrent à la réponse sous chargement monotone et ne prennent pas en compte la diminution de résistance sous chargement cyclique dû aux phénomènes d'endommagement du bois et d'arrachement du clou. Pour ce faire, nous avons proposé au LMT Cachan d'introduire deux autres paramètres alpha et bêta. Cette modélisation permet de reproduire correctement les phénomènes non-linéaires jusqu'à rupture (Figure 5, clou de 52 mm).

**Figure 5 – Comparaison modèle / essais**  
*Test vs. model*



Avec les équations suivantes pour régir le comportement alterné :

$$f_1(\Delta) = F_1 - (P_1 + F_1 - K_4 \Delta) [1 - \exp(-K_0(u_1 - \Delta)/P_1)] \quad (2)$$

$$f_2(\Delta) = P_1 + K_4 \Delta - [\exp(a_2 \Delta) - 1] \quad (3)$$

$$a_2 = \frac{\ln(-P_1 - F_2 + K_4 u_2 + 1)}{u_2} \quad (4)$$

$$f_3(\Delta) = F_2 - (P_1 + F_2 - K_4 \Delta) [1 - \exp(-K_0(u_1 - \Delta)/P_1)] \quad (5)$$

$$f_4(\Delta) = P_1 + K_4 \Delta - [\exp(a_4 \Delta) - 1] \quad (6)$$

$$a_4 = \frac{\ln(-P_1 + F_1 - K_4 u_1 + 1)}{u_1} \quad (7)$$

La variable  $u_1$  (respectivement  $u_2$ ) définit le déplacement maximum (resp. minimum) atteint en cours de chargement.  $F_1$  (resp.  $F_2$ ) est égale à  $F_{\text{umax}}$ , la force correspondant à  $u_1$  (resp.  $F_{\text{umin}}$  et  $u_2$ ) lors de la première décharge puis égale à  $F_{\text{dmax}}$  (resp.  $F_{\text{dmin}}$ ) en cas de recharge.  $F_{\text{dmax}}$  décrit la diminution de résistance due à l'endommagement du bois selon l'équation suivante :

$$F_{\text{dmax}} = F_{\text{umax}} - \alpha_1 k [F_{\text{umax}} - (P_1 + K_4 u_1)] \quad (8)$$

$$F_{\text{dmin}} = F_{\text{umin}} - \alpha_2 k [F_{\text{umin}} - (P_2 + K_4 u_2)] \quad (9)$$

$$\text{avec } \alpha_1 = \left| \frac{F_{\text{umin}}}{F_{\text{max}}} \right| \text{ et } \alpha_2 = \left| \frac{F_{\text{umax}}}{F_{\text{max}}} \right| \quad (10)$$

Le second paramètre permet de modifier la courbe enveloppe au-delà du pic en effort, cette dernière étant alors multipliée par un coefficient  $(1-\beta)$  défini tel que :

$$\beta = ? \left( \frac{u_1 - E_0}{E_{\text{max}} - E_0} \right) \quad (11)$$

Dans ces équations,  $k$  et  $g$  sont deux paramètres à identifier.  $F_{\text{max}}$  correspond à la charge maximale atteinte au déplacement  $E_0$ .

**Tableau 1 – Paramètres issus de la moyenne de 6 essais par type de connecteurs**  
*Parameters from 6 monotonic tests for each group of nails*

	Clous 52mm (2 inches)	Clous 78mm (3 inches)	Clous 78mm + rondelles
$P_0$	1100 N	1250 N	1250 N
$K_0$	1200 N/mm	1300 N/mm	1100 N/mm
$K_1$	-35 N/mm	-37 N/mm	20 N/mm
$K_2$	-20 N/mm	-20 N/mm	-15 N/mm
$E_0$	10,6 mm	10,05 mm	10,05 mm
$E_{\text{max}}$	25 mm	25 mm	40 mm
$P_1$	280 N	340 N	340 N
$K_4$	$1,8 \cdot 10^4$ N/mm	$1,8 \cdot 10^4$ N/mm	$1,8 \cdot 10^4$ N/mm
$k$	0,02	0,05	0,05
?	0,45	0,45	0,45

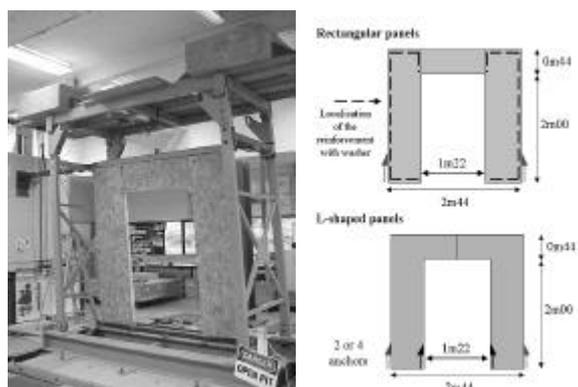
## Tests sur les murs

Les murs sont classiquement constitués de poutres verticales et horizontales (38\*89 mm) qui définissent le cadre, de plaques de contreventement (en contreplaqué ou en OSB par ex.) et d'éléments de liaison métalliques ( clous, agrafes...). Les poutres verticales sont espacées de 40 à 60 cm chacune. Etant donné que le cadre supporte les charges verticales, deux ou trois poutres sont clouées ensemble à la périphérie des murs ce qui leur donne une section minimale de 76\*89 mm. La même technique est appliquée pour renforcer la poutre du haut, celle du bas ne nécessitant pas ce type de renfort. La résistance au contreventement de ce type de cadre en bois est très faible, les connecteurs métalliques utilisés sont donc les composants les plus importants et sont ceux qui vont influencer de façon majeure les performances de ce type de murs.

## Sous chargement monotone

Sept murs de 2,4 m x 2,4 m, avec une ouverture symétrique centrale de 1,2m de longueur sur 2m de haut, furent testés sous chargement monotone à l'Université de British Columbia au sein du laboratoire d'étude sismique. Chaque mur était placé au centre d'une structure métallique supportant une masse de 3400 kg et construite de façon à empêcher tout mouvement de torsion de la structure étudiée, le tout étant fixé à la table sismique de dimensions 3,3 m x 3,3 m (Figure 6).

**Figure 6 – Montage expérimental**  
*Experimental set-up*



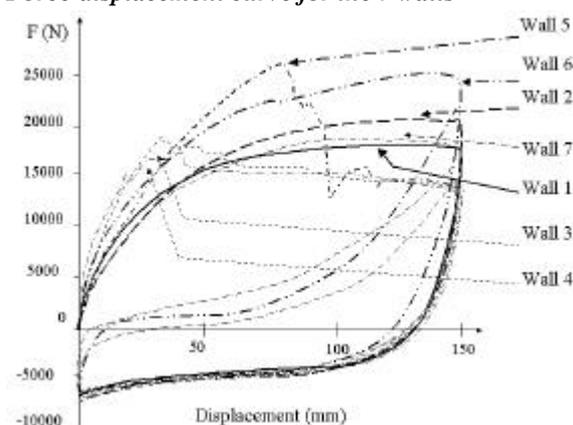
Les mouvements de la table sont contrôlés de façon à induire un mouvement latéral dans la direction parallèle à la longueur du mur étudié. Le déplacement maximal autorisé par la table sismique étant de 150 mm. Des capteurs de déplacement furent placés de façon à relever le déplacement relatif du sommet du mur par rapport au sol de référence (la table). Plusieurs configurations furent testées afin d'évaluer l'influence du nombre de tirants d'ancrage, la forme des panneaux d'OSB (rectangulaires ou en forme de L), la présence d'un renfort diagonal supplémentaire, la densité de clous, ainsi que l'utilisation de tailles de clous diverses avec ou sans rondelles de renfort. Tableau 2 résume les différents paramètres étudiés.

Pour toutes les poutres intérieures, un espacement de 300 mm a été conservé entre les clous de 64 mm.

**Tableau 2 – Paramètres des murs étudiés sous chargement monotone**  
*Parameters for the studied walls under monotonic load*

Murs	Description	Delta clou (mm)	Taille des clous (mm)	Tirants d'ancrage
1	Panneaux rectangulaires	150	64	2
2	Poutre de contreventement et panneaux rectangulaires	150	64	2
3	Panneaux en L	150	64	2
4	Panneaux en L	150	64	4
5	Panneaux rectangulaires	50	64	2
6	Poutre de contreventement et panneaux rectangulaires	150	64 & 78 plus rondelles	2
7	Panneaux rectangulaires	150	64 & 78 plus rondelles	2

**Figure 7 – Courbes charge-déplacement des 7 murs**  
*Force-displacement curve for the 7 walls*



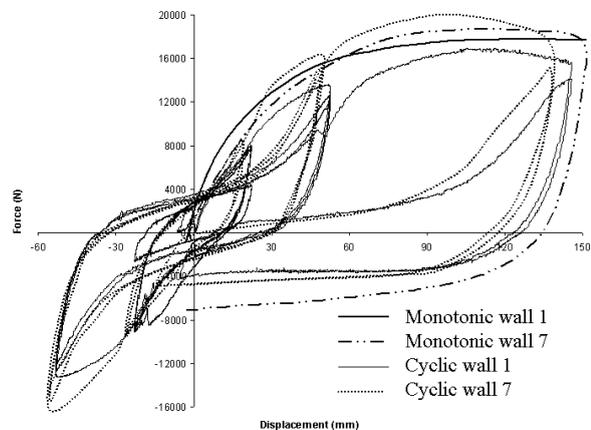
La Figure 7 permet de visualiser les résultats obtenus avec ces différents murs sous chargement monotone. Le mur 1 représente le système conventionnel de construction, à savoir des panneaux rectangulaires sans aucun renforcement. Typiquement, la rupture est localisée à l'intersection entre le linteau et la poutre horizontale. Durant le chargement on peut observer une séparation de ces deux poutres orthogonales. La comparaison entre les murs 1 (panneaux rectangulaires et distributions normale de clous standards) et 2 (poutre supplémentaire de contreventement) indique que ce renfort n'améliore pas la rigidité initiale du système mais augmente sensiblement (+16%) la charge limite supportée par le portique. Les résultats obtenus avec les murs 3 et 4 n'ont pas permis de mettre en évidence un gain substantiel en terme de résistance à un effort latéral lorsque le nombre de tirants d'ancrage est augmenté. Les murs dont les panneaux de contreventement sont découpés en forme de L donnèrent les meilleures rigidités initiales mais les panneaux furent fortement endommagés durant le chargement au coin des ouvertures. Estimant que ce type de découpage des panneaux se révélerait néfaste en cas de chargement cyclique, aucune expérience ne fut poursuivie avec ceux-ci. Les résultats provenant des tests 1 et 5 (triple densité de clous) indiquent que le mur 5 a une capacité portante supérieure (+47,3%), mais le point faible se situe alors au niveau de l'ancrage au sol. Au-delà de 80 mm en déplacement, le tirant sollicité en traction n'a pas pu résister conduisant à un soulèvement d'un des coins du mur associé à une chute immédiate en effort. La rupture n'étant plus gouvernée par la déformation anélastique des pointes. Le comportement d'un mur renforcé diagonalement par une poutre, dont les panneaux de contreventement sont rectangulaires et utilisant des clous de 78 mm renforcés à l'aide de rondelles fut étudié dans le 6<sup>ème</sup> mur. Ce type de renforcement fut utilisé uniquement au coin des murs et sur les montants verticaux externes du mur (cf. Figure 6),

des clous de 63 mm non renforcés furent utilisés par ailleurs. En comparant la réponse avec celle du mur 1, les résultats montrent une augmentation de la raideur initiale (+60%), de la capacité portante (+40,6%) ainsi qu'une très bonne ductilité. Une décharge suivie d'une recharge furent effectuées pour chaque mur de façon à évaluer la capacité résistante du mur endommagé.

### Sous chargement alterné

Les murs 1 et 7 furent testés sous chargement alterné. Les tests monotones menés sur ces murs n'ayant pas montré de grandes différences en terme de charge maximale et de déplacement correspondant à 50% et 80% de cette charge maximale, des cycles de chargement identiques ont été choisis pour ces murs. Le protocole proposé à UBC (He et al., 1998) a été utilisé pour ces tests (3 cycles au déplacement correspondant à 50% de la résistance maximale sous chargement monotone, 3 cycles correspondant à 80% de cette charge puis à nouveau un cycle à 50% de cette charge avant une rampe finale jusqu'aux limites admissibles par la table sismique (à savoir 150 mm). Un dernier cycle jusqu'à 150 mm fut rajouté de façon à évaluer la résistance du mur endommagé.

**Figure 8 – Résultats des tests cycliques sur 2 murs & diagramme des énergies dissipées par cycle**  
*Results on cyclic tests and diagram of the dissipated energy per cycle*



### Comparaisons des tests cycliques par rapport aux tests monotones

Les raideurs initiales sont globalement identiques pour les murs testés. L'enveloppe des tests cycliques correspond à la réponse sous chargement monotone. La résistance du mur 7 sous chargement monotone est légèrement inférieure à celle obtenue durant le test cyclique en raison de défauts de construction du mur. Le comportement post-pic est légèrement différent entre les tests cycliques et monotones, faisant apparaître une pente plus prononcée dans le cas des tests cycliques. Cette particularité est cohérente avec les observations faites sur les connexions (avec ou sans rondelle).

### Comparaisons des réponses des murs sous chargement alterné

La principale différence entre la réponse cyclique de murs avec ou sans rondelles réside dans la charge maximale admissible par le portique. Le mur dont les pointes sont renforcées de rondelles a pu résister à une charge plus importante que le premier malgré l'état d'endommagement des poutres en bois (éclatement important des poutres au sol et en tête de structure). La réponse durant les deuxième et troisième cycles de charge sont très similaires. En terme d'énergie dissipée, une chute de 20% en moyenne est observée entre le premier et le second cycle pour un même déplacement. L'énergie totale dissipée par le mur avec et sans rondelles est de 5700 et 5400 kNmm respectivement. Bien qu'il y ait peu de différence entre les deux murs sous chargement cyclique en terme d'énergie dissipée, l'avantage du renforcement local des pointes à l'aide de rondelles ne peut apparaître que dans la partie post-pic comme les expériences menées sur les assemblages l'ont prouvé. Cette capacité ne sera mise en évidence que lors des tests sismiques imposant à la structure des trajets de chargements sévères et répétitifs.

### Modélisation par éléments finis des murs de contreventement

Sous chargement, la réponse individuelle d'un mur est très similaire à celle de ses liaisons, on peut donc supposer que l'endommagement de la structure est essentiellement localisé au niveau des assemblages. De tels systèmes sont très appréciables car la rupture d'un composant n'est pas critique pour la structure globale, cependant l'ensemble est complexe à maîtriser, à modéliser et à analyser. Une des raisons réside dans le comportement anélastique des connecteurs utilisés. Leur capacité à dissiper de l'énergie tout en se déformant est un facteur apprécié pour résister aux sollicitations sismiques. Cette confiance dans les structures bois tient en grande partie au fait que les petites structures, de type résidentiel, ont généralement bien résisté durant les précédents tremblements de terre. A l'heure actuelle,

des bâtiments pouvant aller jusqu'à 5 étages et aux formes complexes et dissymétriques sont construits. Comme il est coûteux de tester de telles structures à l'échelle 1 sur table sismique, la mise au point d'outils numériques ou analytiques est essentielle pour comprendre le comportement de ces structures et renforcer la confiance en de tels bâtiments par rapport aux risques sismiques. Il est donc important de développer des techniques d'analyse dynamique des structures à ossatures bois.

La première étape vers le calcul dynamique consiste à valider l'approche éléments finis proposée en simulant les essais décrits précédemment. Une version du code limitée aux problèmes plans est présentée.

### Eléments finis employés

#### **Poutres & membrane**

Le cadre de la structure est modélisé à l'aide d'éléments de poutres élastiques à deux nœuds et 3 degrés de liberté (ddl) par nœud. Les plaques de contreventement sont modélisées par des éléments de membranes élastiques orthotropes à 4 nœuds et 2 ddl par nœud.

#### **Connexions Poutre / Plaque**

Vu la quantité de connecteurs métalliques employés dans un seul mur, il n'est pas intéressant de développer des éléments de liaison poutre/plaque avec des ddl spécifiques à chacune de ces liaisons. Les ddl des nœuds de la poutre et de la plaque connectées sont couplés via la matrice de rigidité globale et donc par l'intermédiaire des fonctions de forme (permettant de localiser précisément les clous) et des matrices de rotation des éléments impliqués, ce qui permet de réduire considérablement le nombre global de degrés de liberté. C'est cette approche qui a été implantée dans le code de calcul mis au point au LMT Cachan, approche identique à celle utilisée par Dolan en 1989 et modifiée par White en 1995.

L'hypothèse forte pour ces essais numériques concerne la direction de chargement des clous durant la sollicitation, qui est supposée constante, ce qui nous permet d'utiliser les lois unidirectionnelles venant des essais sur les connexions. Cette hypothèse a été vérifiée sur ces essais cycliques. L'angle varie très peu au cours du chargement ( $\pm p$  en fonction des cycles). Donc on peut utiliser une loi de comportement indépendante de la direction de chargement.

**Figure 9 – Linteau Lintel**



**Figure 10– Tirant Hold-down**



#### **Connexions Poutre / Poutre**

Ces éléments sont importants pour la modélisation des murs à ossature bois incluant une grande ouverture. En effet durant le chargement, nous assistons à une séparation progressive des poutres verticales et horizontales en traction. Dans la pratique, les montants sont simplement cloués à l'aide de grosses pointes aux poutres du bas ou du haut. Ce type de connexion reste faible. Quelques essais ont été menés à Vancouver afin de déterminer la réponse force- déplacement de celles-ci, servant de base pour paramétrer ces liaisons dans le modèle éléments finis. Ces éléments ont également un comportement anélastique pris en compte par le modèle. Plus précisément, le comportement est élastique (raideur importante) en compression, et adopte un comportement bi-linéaire (fragile) pour la partie en traction.

#### **Connexions tirants d'ancrage**

De chaque côté du mur, deux tirants sont placés de façon à fixer la structure à la table d'essais. Ces systèmes d'ancrage sont ceux utilisés au Japon pour ce type de structure. Ils sont fixés à l'aide de 10 vis à une certaine hauteur et non en pied de façon à réduire le nombre de connecteurs dans cette partie de la poutre, ce qui aurait tendance à affaiblir cette section. Durant les essais, un certain soulèvement de la poutre du bas était observable (cf. Figure 10), associé à un endommagement visible des vis, dans le bois principalement (création d'une fissure) puis au niveau de la tête (contact plaque métallique/vis). Dans la modélisation, les paramètres utilisés sont ceux d'une vis simple en cisaillement multipliés par un coefficient 10 (pas de réduction d'effet de groupe). Cet élément relie un nœud fixé au sol (3 ddl bloqués) et le nœud de la poutre correspondant. Une loi non-linéaire similaire à celles des clous est appliquée pour la partie traction; en cas de compression, une raideur plus importante est employée.

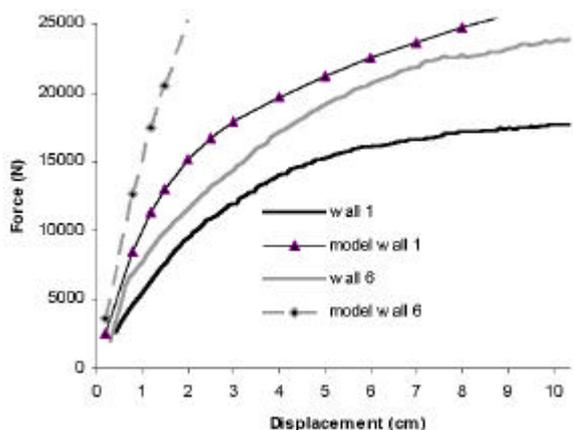
Le contact entre deux panneaux de contreventement n'a pas été modélisé étant donné que ce phénomène n'intervient que pour un déplacement global important ( $> 60 - 70$  mm). Lors de la construction, un

espace équivalent à la largeur d'un clou, est recommandé pour la circulation d'air afin d'éviter toute condensation de vapeur d'un coté du panneau qui pourrait lui être fatal à long terme

### Résultats sous chargement monotone

L'objectif de cette modélisation était de réussir à approcher les courbes d'essais des différents murs testés à UBC Rappelons les principaux paramètres étudiés : le nombre de clous, la présence de rondelles et la taille des clous, un renfort diagonal en bois, la découpe des panneaux. Les éléments membrane utilisés ne permettant pas actuellement de tester ce dernier type de panneaux (en L, murs 3 et 4), seules 4 configurations différentes ont été modélisées (murs 1, 5, 6, 7). Les premières courbes (Figure 11) ont été obtenues en fixant les nœuds du bas à la table sismique, donc sans utiliser le tirant d'ancrage, de plus les liaisons poutre/poutre sont considérées comme des éléments rotule parfaite (raideur infinie en déplacement X et Y, zéro pour la rotation). La modélisation n'est pas très fiable ; ni la raideur initiale, ni la charge maximale ne sont correctement estimées. En relâchant certaines liaisons poutre / poutre (celles qui se soulèvent en cours de chargement, donc coté traction), il est possible d'améliorer grandement les résultats, mais cette solution est peu élégante et empêche toute tentative de modélisation des essais cycliques. Pourtant cette amélioration sensible prouve que la modélisation de tous les éléments agissant sur la structure revêt une grande importance. Le tirant d'ancrage est modélisé tout en laissant les liaisons poutre/poutre élastiques. Cette modification améliore les résultats obtenus en terme de raideur initiale et de charge maximale (Figure 12).

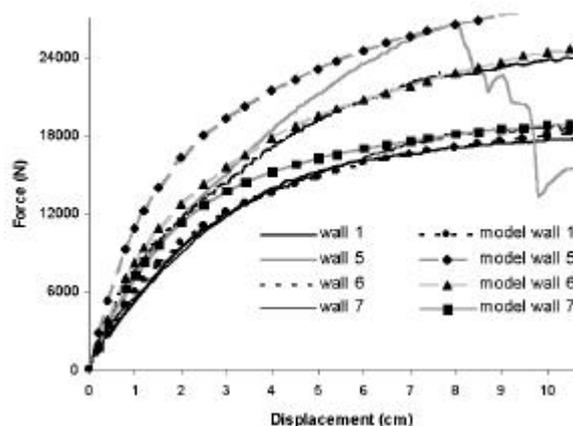
**Figure 11 – Liaisons Poutre / Poutre élastiques, et sans la modélisation du tirant d'ancrage**  
*Elastic beam-to-beam connection, and without any hold-down model*



La Figure 13 montre les dernières améliorations en terme de raideur initiale pour 4 murs différents

lorsque l'on modélise le comportement bi-linéaire des éléments de liaisons poutre / poutre. Dans ces dernières courbes, l'objectif était de décrire toutes les liaisons intervenant dans la structure, y compris les deux tirants d'ancrage. Pour le mur 6, dans lequel interviennent des équerres métalliques qui connectent les poutres diagonales de renfort avec les poutres verticales ou horizontales adjacentes, une liaison rotule parfaite à été choisie.

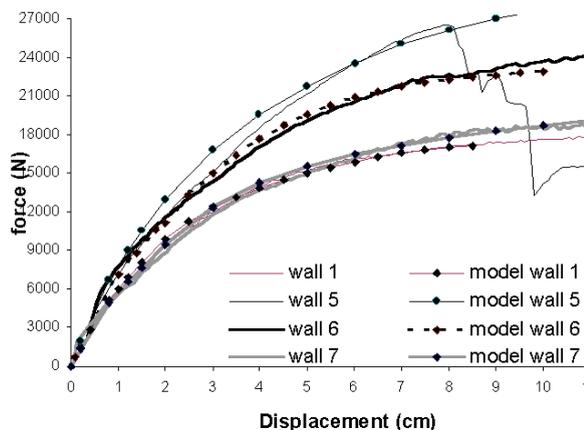
**Figure 12 – Liaisons Poutre /Poutre élastiques, et avec la modélisation du tirant d'ancrage**  
*Elastic beam-to-beam connection, and with a non-linear model for the hold-down*



Concernant le mur 5 pour lequel le tirant d'ancrage a cédé, des données expérimentales concernant le comportement de ces derniers en traction aideraient à affiner la modélisation en ce qui concerne le déplacement ultime, au delà duquel le mur se soulève librement.

Au travers de ces différentes courbes comparatives essais-modèle élément finis, l'importance de modéliser toutes les liaisons entrant en jeu dans la structure apparaît clairement. Le comportement anélastique global de la structure est dû à toutes les non linéarités de ces liaisons. Particulièrement dans le cas de murs à ossature bois incluant une grande ouverture, ces modélisations permettent de réduire les conditions limites qui sont trop contraignantes et conduisant à des raideurs irréalistes.

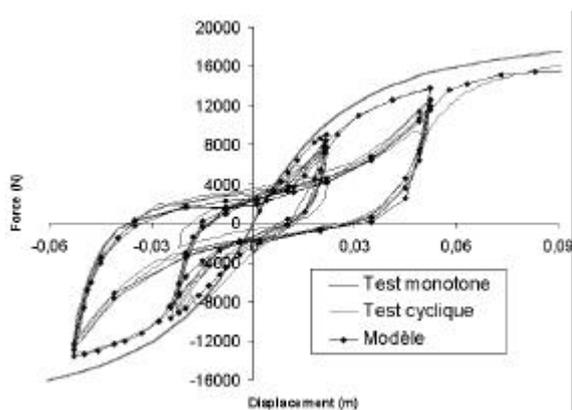
**Figure 13 – Toutes les liaisons sont représentées et ont un comportement anélastique**  
*All the connections have a non-linear behaviour*



**Résultats sous chargement alterné**

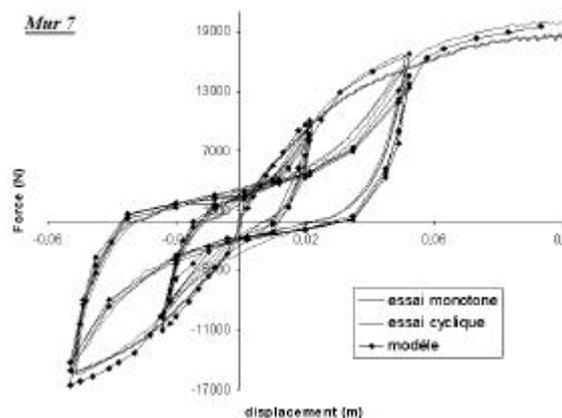
A présent que toutes les liaisons intervenant dans la structure sont modélisées, il est possible de lancer un calcul cyclique pour les deux murs testés à UBC. La courbe cyclique (Figure 14) se trouve en dessous du test monotone mais cela est dû à une différence de qualité de bois entre les deux séries de tests, et le phénomène inverse est observé (Figure 15), des erreurs de construction pour l’essai monotone (mur 7) étant à déplorer.

**Figure 14–Mur 1 testé en cyclique**  
*Cyclic test on wall 1*

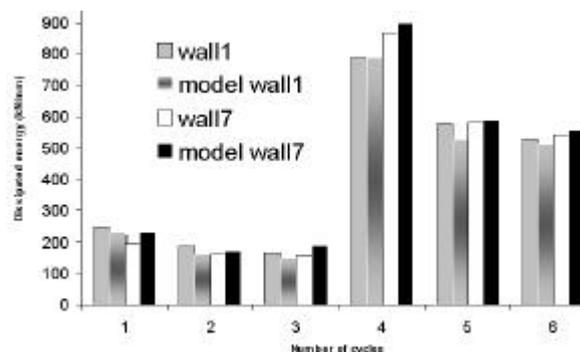


Les Figure 14 et 15 permettent de visualiser les différences entre les tests monotones et cycliques et le modèle obtenus par le programme éléments finis. La bonne concordance entre essais et modèle apparaît sur les deux figures.

**Figure 15 – Mur 7 testé en cyclique**  
*Cyclic test on wall 7*



**Figure 16– Comparaison expérience / modèle de l’énergie dissipée par cycle**  
*Comparison test/model of the dissipated energy per cycle*



La courbe enveloppe dessinée par la sollicitation cyclique est correctement reproduite, de même que les cycles d’hystérésis. La dégradation entre le premier et le second ou troisième cycle est correctement calculée ce qui prouve que les lois de comportement locale utilisée pour les connecteurs sont suffisantes pour décrire la réponse de la structure. La Figure 16 présente les résultats de dissipation d’énergie par cycle obtenus par le calcul et durant les essais.

Tableau 3 retrace quant à lui la diminution de résistance entre deux cycles consécutifs. Le calcul numérique modélise bien la dissipation d’énergie ainsi que la variation d’énergie d’un cycle à l’autre.

**Tableau 3 – Rapport des énergies dissipée par cycles**  
*Ratio of the dissipated energy per cycles*

Rapports C2/C1 ; C3/C2 en pourcentage Ci : cycle i	Mur 1		Mur 7	
	Essai	Modèle	Essai	Modèle
Première série de cycles	75% 90%	70% 92%	83% 95%	75% 104%
Seconde série de cycles	73% 92%	67% 96%	67% 93%	66% 94%

## Conclusions

Le but de ce projet de recherche à UBC était d'étudier l'influence de rondelles à partir d'essais sur assemblages élémentaires comme sur des structures réelles testées en cisaillement incluant une grande ouverture, et pour des sollicitations monotones, cycliques et dynamiques. L'intérêt des rondelles est très visible sur la résistance des murs sous chargement dynamique (non présenté dans ce papier). Deux autres types de renforts furent étudiés pour le mur, à savoir : une poutre en bois diagonale de contreventement située de par et d'autre de l'ouverture et fixé dans les angles à l'aide d'équerres métalliques ; et la découpe des panneaux de contreventement en L au lieu d'une découpe rectangulaire. Le résultat des essais menés sur assemblages élémentaires a montré que la présence des rondelles n'apporte rien lorsqu'elles sont employées avec des pointes courtes (52mm), par contre, pour des pointes plus longues (78 mm), l'efficacité apparaît dans la partie post-pic de la courbe charge-déplacement. Ces derniers clous ont de bien meilleures capacités d'ancrage dans le bois profitant ainsi pleinement de la présence des rondelles qui viennent contrebalancer la faiblesse des panneaux de contreventement fortement endommagés par le passage de la tête des clous en temps normal.

Lorsque ce type de renfort est appliqué à un mur de contreventement, de faibles augmentations sont décelées pour des chargement monotones et cycliques, par contre en cas de sollicitation dynamique donc associé à un nombre de cycles importants, la présence de rondelles augmente considérablement la capacité dissipative d'énergie des murs dans un rapport de 50% par rapport au mur non renforcé. Les paramètres tels que la découpe des panneaux d'OSB ou le nombre de tirants d'ancrage, permettent d'augmenter sensiblement la raideur initiale mais conduisent à un comportement de type fragile ayant pour cause le déchirement de ces panneaux au coin de la découpe, ou un bombage excessif en cas de compression. Aucun test cyclique ou dynamique ne fut envisagé pour ce type de mur. L'augmentation de la densité de pointes permet

d'augmenter la charge maximale de cisaillement mais le point faible réside alors dans l'ancrage au sol de ce type de mur, car lorsque le tirant cède, cela conduit à un comportement fragile dû au fait que le mur se soulève.

La meilleure combinaison semble être l'utilisation d'un renfort diagonal supplémentaire associé avec l'emploi de pointes plus longues (78 mm) renforcés localement par des rondelles et distribués sur le pourtour de la structure. Dans ce cas, la raideur ainsi que la charge maximale sont augmentées durant les tests monotones et cycliques et sous sollicitation dynamique, le comportement global est beaucoup plus symétrique et dissipe le double d'énergie par rapport à un mur classique.

La mise au point d'un modèle numérique permettant de modéliser rapidement ces tests est présenté dans ce papier. Cette approche déterministe et indépendante des orientations des fibres du bois suffit à décrire de façon fine et réaliste le comportement sous chargement monotone ou cyclique de murs à ossature bois. Ce calcul numérique permet de faire varier certains paramètres de façon simple, comme la taille des clous utilisés, leur localisation dans la structure, la présence de renforts diagonaux ou encore la géométrie globale.

## Bibliographie

- Daudeville L., Davenne L., Richard N. et Kawai N.** 1998. Etude du comportement parasismique de structures à ossature en bois. *Revue Française de Génie Civil*. 2(6), pp. 651-665.
- Dolan, J.D.** 1989. The dynamic response of timber shear walls. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, BC.
- Foschi, R.O.** 1974. Load-slip characteristics of nails. *Wood Sci.*, 7(1), pp. 69-76.
- He, M.; Lam, F.; Prion, H.G.L.** 1998. Influence of cyclic test protocols on performance of wood based shear walls. *Can. J. of Civil Engrg.*, 25, pp. 539-550.
- Richard N., Daudeville L., Davenne L., Kawai N.** 1998 Numerical analysis of seismic response of timber shear walls with nailed joints, 11th European Conference on Earthquake Engineering XI-ECEE, Paris.
- Richard N., Lam F., Prion H.G.L., Daudeville L.** 2000 The influence of washer reinforced nail connections on the lateral resistance of shear walls with large openings, World Conference on Timber Engineering, Vancouver, BC
- White, M.** 1995. Parametric Study of timber Shear Walls. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Inst. and State Univ., Blacksburg, Va.