

Comportement aux séismes des structures poteaux-poutres en bois

Etude bibliographique

Carole Faye

4 juillet 2017

Siège social

10, rue Galilée
77420 Champs-sur-Marne
Tél +33 (0)1 72 84 97 84
www.fcba.fr

Siret 775 680 903 00132
APE 7219Z
Code TVA CEE : FR 14 775 680 903

Institut technologique FCBA :
Forêt, Cellulose, Bois – Construction,
Ameublement

Avec le soutien du



CODIFAB

SOMMAIRE



| | |
|--|-----------|
| 1. CONTEXTE DE L'ETUDE | 1 |
| 2. CONTEXTE EUROPEEN NORMATIF | 4 |
| 3. STRUCTURES POTEAUX/POUTRES AVEC CONTREVENTEMENT EN TRIANGULATION | 7 |
| 4. STRUCTURES POTEAUX/POUTRES AVEC CONTREVENTEMENT EN ELEMENT D'OSSATURE BOIS | 18 |
| 4.1 Etudes expérimentales | 18 |
| 4.2 Etude numérique | 33 |
| 5. ENQUETE AUPRES DES PROFESSIONNELS | 35 |
| 6. CONCLUSIONS | 38 |
| 7. ANNEXES : | 40 |
| 7.1 Références bibliographiques | 40 |
| 7.2 Enquête auprès des professionnels : questionnaire et résultats bruts | 42 |
| 7.3 Présentation faite en Commission Gros Œuvre du 22 mars 2017 | 48 |

1. CONTEXTE DE L'ETUDE

En France, le système constructif poteaux/poutres est couramment utilisé pour les bâtiments à plusieurs étages tels que les bâtiments collectifs (habitations, bureaux), la maison individuelle et les bâtiments de moyenne et grande hauteur.

Même si les assemblages des structures poteaux/poutres ne sont pas des rotules parfaites, ces systèmes sont considérés comme des structures articulées en pieds et aux appuis de la poutre. Elles ont pour fonction de reprendre les charges verticales.

Pour résister aux efforts latéraux tels que le vent et le séisme, il est nécessaire de contreventer ces structures dans deux directions verticales concourantes et dans le plan horizontal.

Dans le cas d'une conception parasismique, un comportement dissipatif du système de contreventement de la structure est recherché car il permet à la structure d'accepter des déformations importantes générées par le séisme tout en limitant les efforts dans la structure. Dans le même temps, afin que les éléments porteurs des charges verticales restent dans leur domaine élastique, ils sont en général dimensionnés en surcapacité.

Dans le cadre d'un calcul au séisme, mené selon la méthode des forces latérales équivalentes de l'Eurocode 8, se pose alors la question de savoir quelle est la valeur du coefficient q (coefficient réducteur des efforts qui tient compte de la ductilité de la structure, cf. slides 3 et 4 en annexe 7.3) à prendre en compte, en fonction du système de contreventement utilisé pour la structure poteaux/poutres.

Ce document a donc pour objectif de présenter les travaux de recherche et d'analyse menés sur le comportement des structures poteaux/poutres et notamment pour les structures poteaux/poutres contreventées par voile à ossature bois.

Dans le cas où la structure poteaux/poutres est contreventée par un système à ossature bois (cf. [Figure 1](#)), la question qui se pose est de savoir quelle classe de ductilité doit être considérée. Doit-on considérer la classe de ductilité élevée (DCH) du mur à ossature bois, la classe de ductilité du système poteau poutre (moyenne (DCM) ou faible (DCL)) ou une classe de ductilité qui serait issue d'un mixte des deux ?

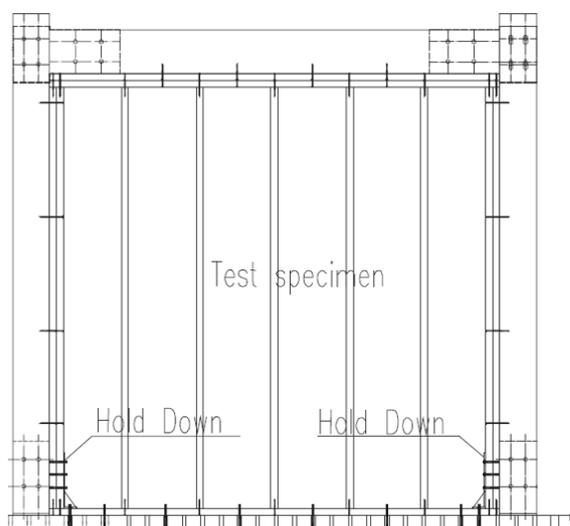


Figure 1: schéma et photo d'une structure poteau/poutre contreventée par murs à ossature bois positionnés "en tunnel".

En effet, concernant les murs à ossature bois, une règle de moyens de l'Eurocode 8 permet de considérer la classe DCH pour ceux contreventés par panneaux de contreplaqué de 9 mm minimum ou panneaux de particules de 13 mm minimum. De plus, les études SISMOB3 [SISM, 2010-2013] menées par FCBA en partenariat avec le CSTB et financées par la DHUP et le CODIFAB ont montré que le comportement aux séismes des murs à ossature bois avec panneaux OSB de 12 mm permettent également d'obtenir la classe DCH. Ceci est en cours d'intégration dans la version en cours de révision de l'Eurocode 8.

Par ailleurs, lorsqu'une structure poteaux/poutres est stabilisée par MOB, certains points sont à vérifier, en particulier :

- les montants et traverses du système à ossature bois doivent être fixés au système porteur poteaux/poutres, en sur-résistance;
- il faut s'assurer de la compatibilité des déformations entre les deux systèmes générées lors du séisme. En effet, les déformations acceptables par le système à ossature bois ne posent-elles pas des problèmes de ruine du système poteau/poutre ?

L'objectif de ce rapport est donc de présenter les résultats d'une analyse bibliographique sur le comportement sismique des systèmes de stabilisation des structures poteaux/poutres afin de savoir s'il existe des travaux scientifiques permettant de répondre à toutes ces questions.

Ces résultats sont présentés en chapitres 3 et 4 respectivement pour les systèmes poteaux/poutres :

- d'une part, contreventés par des éléments triangulés
- et d'autre part, contreventés par voile à ossature bois.

Au préalable, le chapitre 2 présente, pour le comportement des systèmes poteaux/poutres au séisme, les règles de calcul de l'Eurocode 8 et leur évolution dans le cadre de la révision de cette norme.

Par ailleurs, une enquête a été menée auprès des professionnels français pour mieux connaître ces systèmes constructifs et leur cas d'utilisation. Ceci est présenté en chapitre 5.

La présente étude a été menée par Carole Faye, ingénieur de recherche en mécanique, et Laurent Le Magorou, Ingénieur Construction Bois, du Pôle Construction de L'Institut Technologique Forêt Cellulose Bois-construction Ameublement (FCBA).

Elle a été réalisée grâce à un financement du COmité professionnel de Développement des Industries Françaises de l'Ameublement et du Bois.

Nous remercions le Professeur M. Yasumura de l'Université de Shizuoka et Ph.D. M. Popovsky de FPInnovations pour avoir bien voulu répondre à nos questions.

2. CONTEXTE EUROPEEN NORMATIF

Dans l'Eurocode 8 [EN 1998-1, 2004], le tableau 8.1 (du chapitre 8 : règles particulières aux bâtiments bois), présenté en Tableau 1, donne la correspondance entre les trois classes de ductilité et les valeurs maximales du coefficient q . Pour chaque classe de ductilité, des exemples de structure sont donnés.

| Principe de dimensionnement et classe de ductilité | q | Exemples de structure |
|--|-----|--|
| Capacité réduite à dissiper l'énergie – DCL | 1,5 | Consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés ; treillis assemblés par connecteurs |
| Capacité moyenne à dissiper l'énergie – DCM | 2 | Panneaux de murs collés avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; <u>treillis avec assemblages brochés et boulonnés</u> ; structures mixtes composées d'une ossature en bois (résistant aux forces horizontales) et d'un remplissage non porteur |
| | 2,5 | Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir 8.1.3(3)P) |
| Capacité élevée à dissiper l'énergie – DCH | 3 | Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; <u>treillis avec assemblages cloués</u> |
| | 4 | Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir 8.1.3(3)P) |
| | 5 | Panneaux de mur cloués avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons |

L'annexe nationale française limite q à 3



Tableau 1: Pour les structures bois, selon le tableau 8.1 de l'Eurocode 8, principe de dimensionnement, types de structures et limites supérieures des valeurs du coefficient de comportement q pour les trois classes de ductilité.

Ainsi, selon le tableau 8.1 de l'Eurocode 8, une structure poteau/poutre peut être considérée:

- en capacité moyenne (DCM) à dissiper l'énergie lors d'un séisme avec une valeur maximale de q égale à 2, si l'on considère les systèmes poteaux/poutres et leur contreventement assemblés par broches ou boulons en tant que structures treillis avec assemblages boulonnés et brochés,
- avec une capacité élevée (DCH) à dissiper l'énergie lors d'un séisme avec une valeur maximale de q égale à 3, si l'on considère les systèmes poteaux/poutres et leur contreventement assemblés par pointes en tant que structures treillis avec assemblages pointés.

Une règle de moyens, présentée en paragraphe 8.3 (4) de l'Eurocode 8, indique que les assemblages bois/métal présentent la ductilité requise (soit DCM et DCH respectivement pour les treillis avec assemblages boulonnés ou brochés et pour les treillis avec assemblages pointés) si :

- l'épaisseur minimale des éléments assemblés est de 10 d
- et d le diamètre du connecteur ne dépasse pas 12 mm.

Dans les autres cas, l'Eurocode 8 (cf. § 8.1.3 (5) et §8.3 (3) P) indique qu'il est nécessaire de mener des essais cycliques des zones dissipatives selon la norme EN 12 512 [EN 12512, 2002] afin d'en déterminer leur ductilité D et, ainsi, leur classe de ductilité suivant la correspondance présentée dans le Tableau 2.

La ductilité représente la capacité de la structure à accepter des déformations importantes pour une résistance donnée. Elle se calcule comme le rapport entre le déplacement ultime Δ_u et le déplacement limite Δ_{yield} (i.e. le déplacement correspondant à la fin de la zone de linéarité et donc du début de plasticité) :

- Δ_u étant l'abscisse du point où il y a une chute de 20% de la résistance après au moins trois cycles de charge. Il est à noter que la méthode de détermination n'est pas indiquée de façon précise,

- Δ_{yield} étant déterminé selon l'EN 12 512 sur la courbe enveloppe des essais cycliques.

| Ductilité D | Classe de ductilité |
|----------------|---------------------|
| $D < 4$ | réduite (DCL) |
| $4 \leq D < 6$ | moyenne (DCM) |
| $6 \leq D$ | élevée (DCH) |

Tableau 2: correspondance entre ductilité mesurée et classe de ductilité.

Dans le groupe de normalisation européenne (CEN/ TC 250 /SC8 /WG3) en charge de la révision du chapitre sur les structures bois de l'Eurocode 8, les discussions sur les points ci-après sont en cours :

- les valeurs des déplacements limite et ultime étant particulièrement variables selon la méthode de détermination utilisée, il est donc nécessaire de trouver une méthode commune pour cela. Notamment, la norme ASTM E 2126 [ASTM E 2126A, 2007] propose un calcul de ductilité différent de celui de l'Eurocode 8, réalisé à partir de la construction de la courbe bi-linéaire, équivalente en énergie de la courbe enveloppe des essais cycliques (cf. Figure 2). Il est à noter que cette ambition d'une méthode unifiée fait partie des objectifs de la future version de la EN 12 512 ;

- la correspondance entre les valeurs de ductilité et la classe de ductilité est dépendante du type de structure et de l'échelle (assemblage ou structure) à laquelle est mené l'essai. Ceci a été mis en évidence dans l'étude SISMOB3 pour les murs à ossature bois : même pour les murs avec panneaux de particules de 16 mm, les valeurs de ductilité n'atteignent pas 6. Il est donc question

que les correspondances entre valeurs de ductilité et classe de ductilité dépendent de la taille des éprouvettes pour lesquelles la ductilité est calculée ;

- il est question d'introduire la notion de conception basée sur la performance (performance based design). Ceci consiste à analyser les modes de rupture des assemblages des zones dissipatives (notamment à partir des équations de Johanssen de l'EC5) pour en déterminer les classes de ductilité correspondantes. Le cas de l'assemblage en double cisaillement où la plaque métallique constitue l'élément central est illustré en Figure 3.

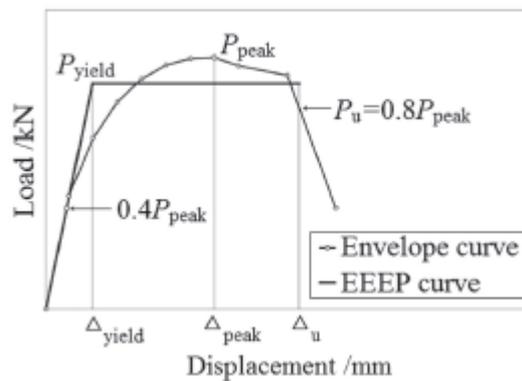


Figure 2: détermination du déplacement limite Δ_{yield} , déplacement ultime Δ_u selon la méthode de la norme ASTM E 2126.

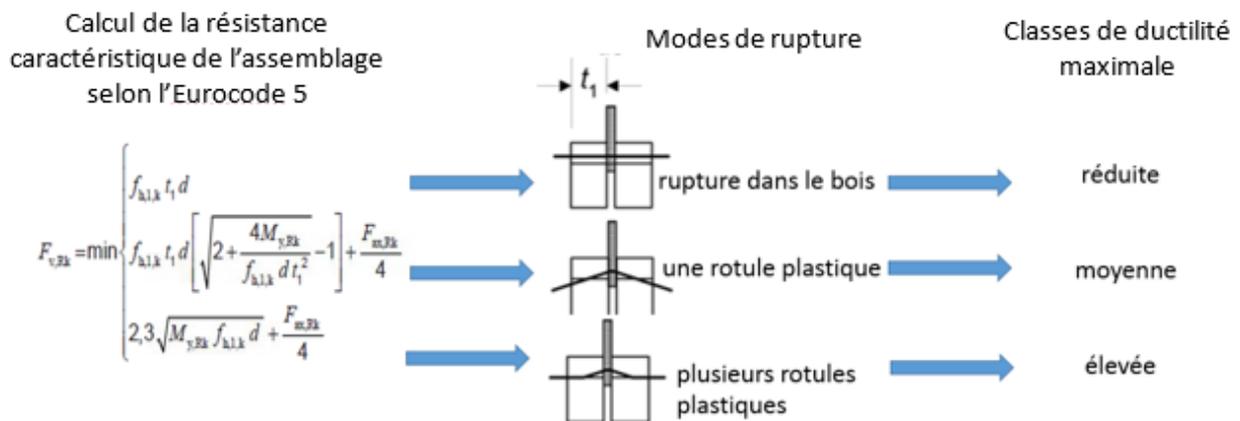


Figure 3: détermination, selon la notion de conception basée sur la performance, de la classe de ductilité pour un assemblage en double cisaillement avec plaque métallique centrale.

3. STRUCTURES POTEAUX/POUTRES AVEC CONTREVENTEMENT EN TRIANGULATION

Ce paragraphe présente des travaux scientifiques japonais et nord-américains sur le comportement aux séismes de systèmes de contreventement en triangulation aboutissant à des résultats exploitables dans le cadre de cette étude.

[YASU, 1990] Seismic behaviour of braced frames in timber construction

Cet article scientifique japonais présente une étude incluant des essais cycliques sur des systèmes de contreventement constitués de diagonales en bois. Ces essais ont ensuite été utilisés comme paramètres d'entrée d'un modèle numérique dynamique de comportement aux séismes de structures poteaux /poutres contreventées par ces diagonales.

Des tests cycliques réversibles en effort imposé ont été menés sur des structures poteaux/poutres de hauteur et de longueur respectives 7,5 m et 3,6 m et dont les poteaux et poutres, en lamellé collé, avaient une section de 15x30 cm² (cf. Figure 4). Ces structures étaient contreventées par des éléments diagonaux rotulés. Les essais ont été menés pour deux groupes de connexions (Tableau 3) : avec des plaques en extérieur (cf. Figure 5) et en âme (Figure 6). Au total, six connexions différentes entre le système de contreventement et la structure ont été étudiées.

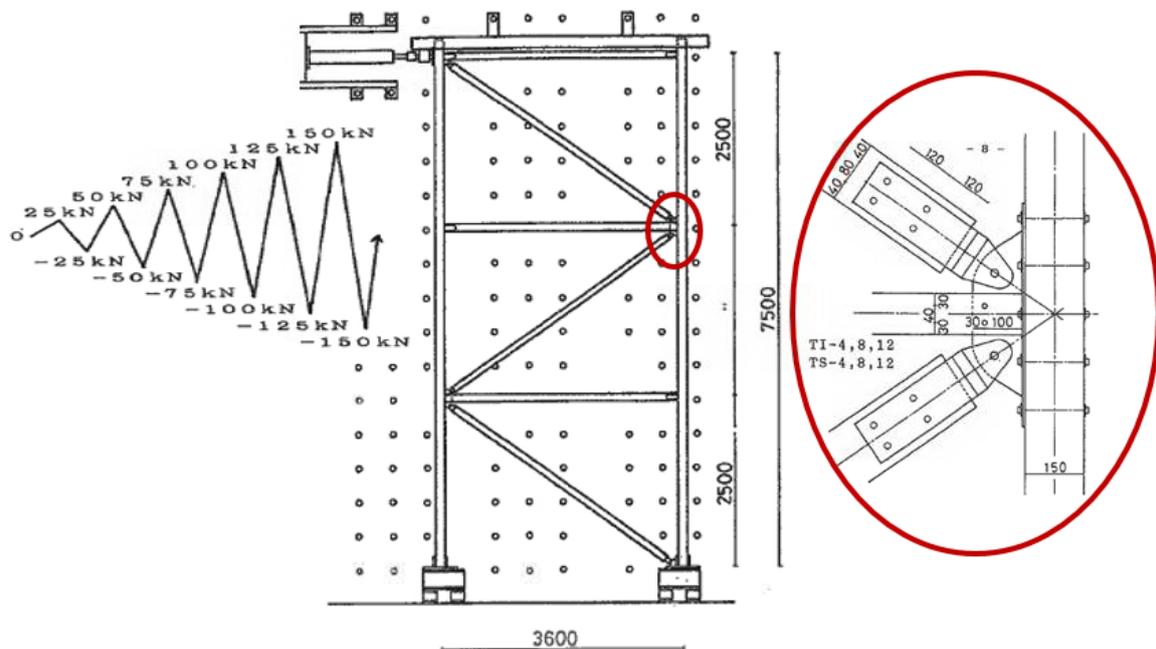


Figure 4: description des structures poteaux/poutres testées avec contreventements triangulés et description des cycles en effort imposé.

| Référence | Type d'assemblages | L/d | d (mm) |
|-----------|----------------------------|------|--------|
| TI-4 | Plat métallique en âme | 4 | 20 |
| TI-8 | | 8,1 | 16 |
| TI-12 | | 12,5 | 12 |
| TI-4 | Plats métalliques externes | 4 | 20 |
| TI-8 | | 8,1 | 16 |
| TI-12 | | 12,5 | 12 |

Tableau 3: données géométriques des assemblages de contreventement (L: épaisseur de l'élément bois, d: diamètre du boulon).

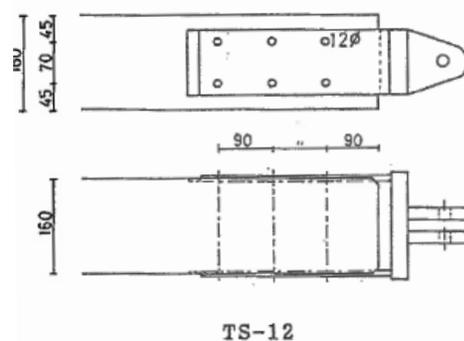
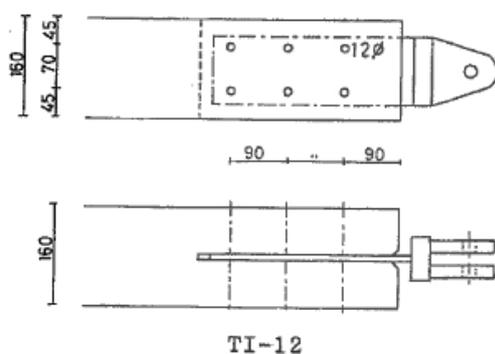
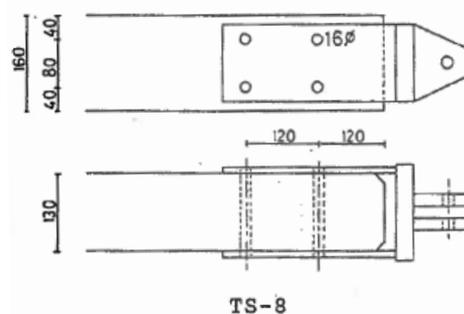
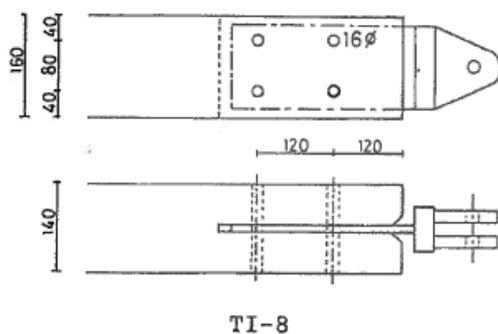
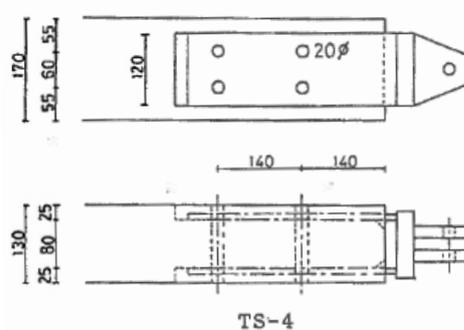
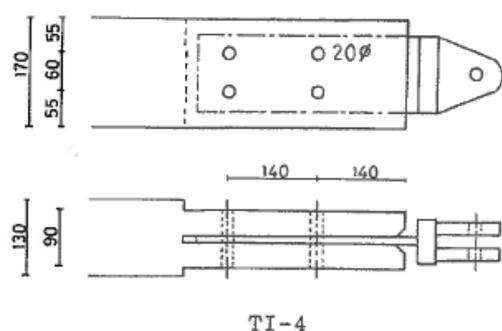
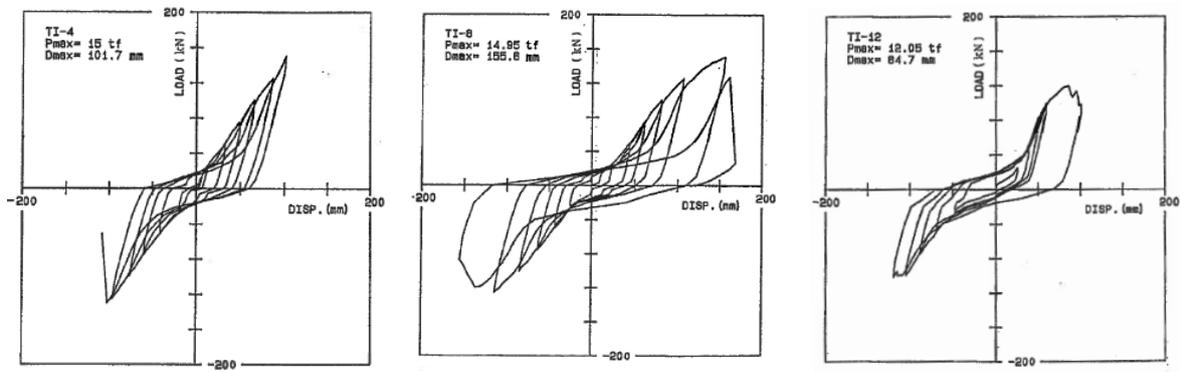


Figure 5: assemblages des contreventements avec plaque métallique en âme.

Figure 6: assemblages des contreventements avec plaques métalliques en externe.

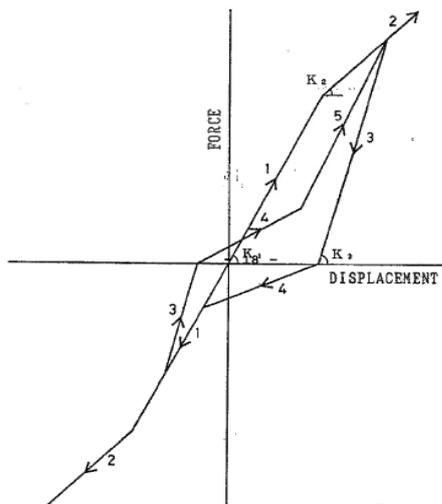
Les courbes enveloppes des essais cycliques en force déplacement présentent un comportement linéaire (sans ductilité) pour les connecteurs d'élancement de 4 (cf. Figure 7 a). A partir d'un élancement de 8, le comportement ductile apparaît (cf. Figure 7 b et c). Dans tous les cas, les courbes présentent des boucles.

Les courbes force/déplacement de ces contreventements ont ensuite été utilisées comme paramètres d'entrée d'une analyse numérique dynamique temporelle du comportement de la structure sous séismes réels. Le modèle utilisé pour le comportement cyclique des contreventements reproduit un comportement bi-linéaire et hystérétique (cf. Figure 8). Sur la base de ces travaux expérimentaux et numériques, des recommandations sur le rapport largeur des éléments/diamètre des boulons et des modes de ruptures sont finalement indiquées en fonction de la classe de ductilité et de la valeur du coefficient de comportement q attendues. Ces recommandations sont présentées dans le Tableau 4.



(a) assemblage TI- 4 ayant un élancement de 4 (b) assemblage TI-8 ayant un élancement de 8 (c) assemblage TI-12 ayant un élancement de 12

Figure 7 : courbes expérimentales avec cycles réversibles pour les assemblages avec plaque en âme, pour les trois élancements étudiés.



- 1: branche correspondant au comportement linéaire initial de chargement
- 2: branche correspondant au comportement plastique situé à partir du point de non linéarité
- 3: branche de déchargement depuis le pic d'effort maximal de la boucle
- 4: branche de re-chargeant caractérisée par une rigidité réduite
- 5: branche de re-chargeant permettant de revenir sur le précédent pic d'effort.

Figure 8: description du modèle numérique pour reproduire le comportement cyclique des éléments de contreventement triangulés.

| Structure poteau/poutre contreventée par triangulation | q |
|--|------------|
| Assemblages à ductilité moyenne a/ $L/d \geq 8$ b/ pas de rupture de bloc des assemblages c/ pas de rupture perpendiculaire des assemblages d/ dimensionnement en sur-résistance des éléments bois avec un coefficient de 1,5 e/ pas de rupture des éléments métalliques | de 2 à 2,5 |
| Assemblages non ductiles a/ pas de rupture fragile de l'assemblage b/ pas de rupture des éléments bois c/ pas de rupture des éléments métalliques | 1,5 |
| Autres cas | 1 |

Tableau 4: recommandations selon les niveaux de ductilité attendus selon [YASU, 1990].

Afin de connaître l'impact de ces travaux sur les règles japonaises de dimensionnement aux séismes, nous avons pris contact avec le Professeur Yasumura de l'Université de Shizuoka qui a indiqué que :

- dans le règlement japonais de la construction (Japanese Building Standard Law, BSL), le calcul aux états limites n'était fait que dans le cas des bâtiments dont la hauteur est comprise entre 31 et 60 m. Dans les autres cas, il s'agit d'un calcul aux contraintes admissibles,
- il existe un coefficient noté D_s multiplicateur des efforts dont l'inverse ($1/D_s$) s'apparenterait au coefficient q de l'Eurocode 8. Les valeurs de D_s pour les contreventements de structures poteaux/ poutres sont présentées en Tableau 5. Cependant, le Professeur M. Yasumura précise que, pour les bâtiments de plus de 31 m, les calculs linéaires ne donnent que des orientations ; des essais ou des analyses non linéaires sont à mener.

| Éléments bois | Assemblages | D_s | $1/D_s$ |
|-----------------------|-----------------|-------|---------|
| Cont. $\leq 2/3$ Rés. | rupture ductile | 0,35 | 2,86 |
| | $l/d \geq 12$ | 0,4 | 2,50 |
| | $l/d \geq 8$ | 0,45 | 2,22 |
| Autre cas | | 0,5 | 2 |

Tableau 5: valeurs du coefficient D_s selon le règlement japonais de la construction (BSL).

Que ce soit pour les recommandations du Tableau 4 ou du Tableau 5, on pourra noter qu'il n'y a pas de limite sur le diamètre de boulons, contrairement à ce qui est proposé dans la version actuelle de l'Eurocode 8.

[POPO, 2003] Shake table tests on single-storey braced timber frames

Cet article scientifique canadien présente une étude expérimentale des diagonales en bois lamellé collé en sapin épicéa qui ont pour fonction de stabiliser des structures en poteaux/poutres. Contrairement aux travaux précédents [YASU, 1990], les essais sont de type sismique et non cyclique. Ces diagonales (de section $130 \times 152 \text{ mm}^2$, de longueur environ 3,1 m et de module moyen 10 800 MPa) sont fixées de manière identique à chacune de leurs deux extrémités avec une connexion en U. Quatre types de fixations de type boulons ou rivets en bois sont étudiées (cf. Tableau 6) :

- trois d'entre elles sont constituées de boulons en acier (en diamètre 9,5 mm, 12,7 mm et 19 mm) de longueur environ 127 mm,
- et l'une est constituée de rivets pour gros bois (ou bois lamellé collé) de forme ovale, de longueur 65 mm et dont la tête est conique ce qui permet de bloquer le rivet dans le trou de la plaque qui est sous-dimensionné et ce qui confère également une rigidité latérale accrue aux rivets et permet la formation d'une rotule plastique sous grandes déformations. Le calcul de la résistance et les exigences de fabrication (cf. Figure 9) de ces rivets sont stipulés dans la norme canadienne CSA 086-09 [CSA 086-09].

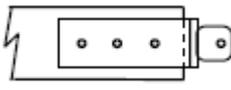
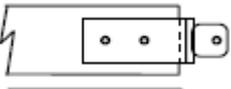
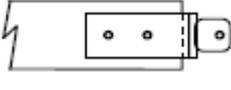
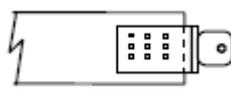
| configuration | assembleurs | Elan- cement (L/d) | Distance en bout (mm) | Distance entre lignes a2 (mm) | Distance entre assembleurs a1 (mm) |
|---|--------------------------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--|
|  | Boulons de diamètre 9,5 mm | 13,3 | 114 | / | 38 |
|  | Boulons de diamètre 12,7 mm | 10 | 152 | / | 51 |
|  | Boulons de diamètre 19 mm | 6,7 | 228 | / | 76 |
|  | Rivets pour gros bois | / | 75 | 25 | 25 |

Tableau 6: description géométrique des connexions des diagonales de contreventement.

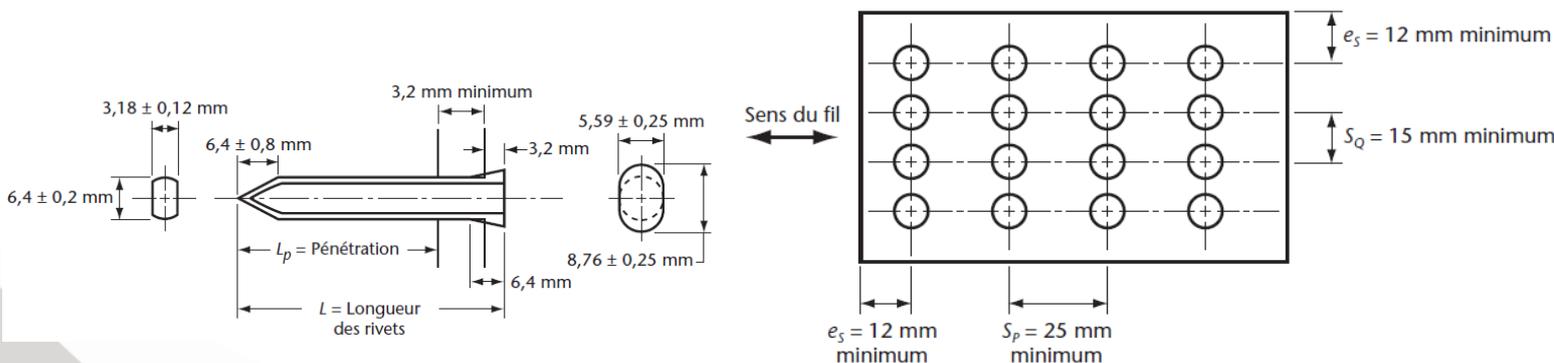


Figure 9: rivets pour gros bois et plaque de jonction selon la figure 10.7.1.1 de la norme CSA 086-09.

Les essais sur table sismique ont été menés sur un cadre en acier rotulé en 4 points et chargé par des masses afin que l'ensemble des charges verticales soit repris par le cadre métallique alors que la diagonale de contreventement reprenait l'ensemble des efforts latéraux (cf. Figure 11).

Le séisme de Landers en Californie de 1992 (cf. Figure 10) fut utilisé pour les essais parce qu'il présente un pic d'accélération aux fréquences 0,25Hz (ce qui est proche de la fréquence propre initiale des diagonales) et ensuite à 0,7 Hz. Le séisme a été "joué" avec plusieurs niveaux : bas, moyen et le plus élevé (en fonction des limites de déplacement de la table).

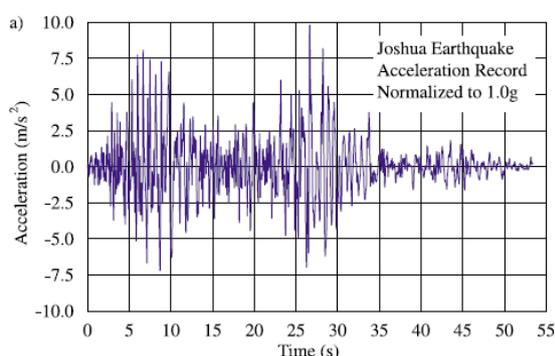


Figure 10: séisme de Landers en 1992 (enregistré à la Joshua Tree Fire Station) utilisé pour les tests sismiques sur les diagonales.



Figure 11 : cadre métallique avec diagonale de contreventement testé sur table sismique.

Au total, 12 essais sismiques (cf. *Tableau 7*) ont été menés sur 7 diagonales pour quatre systèmes de connexion différents. Au préalable, des tests sismiques menés avec un bruit blanc ont permis d'évaluer l'amortissement à 2,2%. Les auteurs précisent que la valeur maximale acceptable d'accélération était de 0,53g du fait de la résistance du cadre rotulé. De fait, certaines des connexions (celles avec boulons de diamètre 9,5 mm et 19 mm) n'ont pas été testées jusqu'à leur rupture.

| N° de test | N° d'éprouvettes | Type de connection | Acc. maximale planifiée (g) | Acc. Maximale enregistrée (g) |
|------------|------------------|--------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 1 | 1 | boulons de 9,5 mm | 0,05 | 0,042 |
| 2 | 1 | boulons de 9,5 mm | 0,26 | 0,31 |
| 3 | 1 | boulons de 9,5 mm | 0,4 | 0,43 |
| 4 | 2 | boulons de 12,7 mm | 0,26 | 0,32 |
| 5 | 2 | boulons de 12,7 mm | 0,4 | 0,49 |
| 6 | 3 | boulons de 12,7 mm | 0,4 | 0,49 |
| 7 | 4 | rivets | 0,43 | 0,53 |
| 8 | 5 | rivets | 0,43 | 0,5 |
| 9 | 5 | rivets | 0,53 | 0,57 |
| 10 | 6 | boulons de 19 mm | 0,32 | 0,37 |
| 11 | 6 | boulons de 19 mm | 0,43 | 0,50 |
| 12 | 7 | boulons de 19 mm | 0,53 | 0,63 |

Tableau 7: description des essais sismiques.

Les essais montrent que les accélérations mesurées en haut de la structure poteau poutre sont réduites par rapport à celles injectées à la structure du fait du comportement non linéaire de la connexion et de l'écrasement du bois autour des assemblages. Cette réduction est la plus faible pour la configuration avec les boulons de 19 mm.

Les auteurs ont observé que pour une même diagonale, les deux connexions ont un comportement différent : une fois que les déformations plastiques apparaissent à l'une des connexions, elles continuent à augmenter sur la même extrémité. La déformation de la diagonale de contreventement sous séisme n'est donc pas égale à deux fois celle des connexions.

Cette différence de fonctionnement entre les deux extrémités est illustrée sur les courbes forces/déplacement établies à partir des essais sismiques pour les connexions de type rivets et de type boulons de diamètre 19 mm, respectivement sur les Figure 12 et Figure 13.

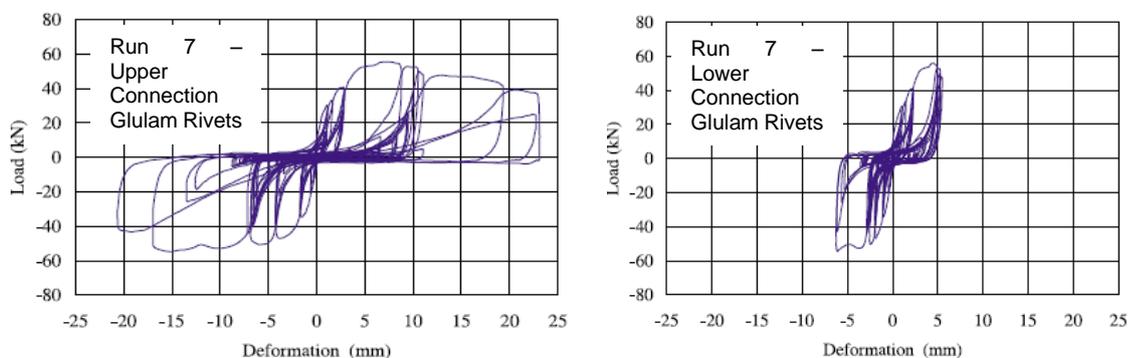


Figure 12: courbes force /déplacement pour chacune des deux connexions d'une diagonale sollicitée sous séisme, pour les assemblages de type rivets pour gros bois.

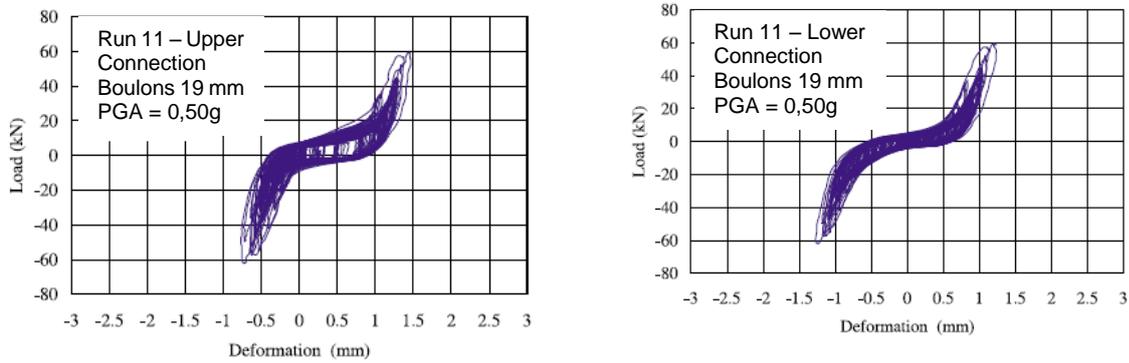


Figure 13: courbes force /déplacement pour chacune des deux connexions d'une diagonale sollicitée sous séisme, pour les assemblages boulonnés de diamètre 19 mm.

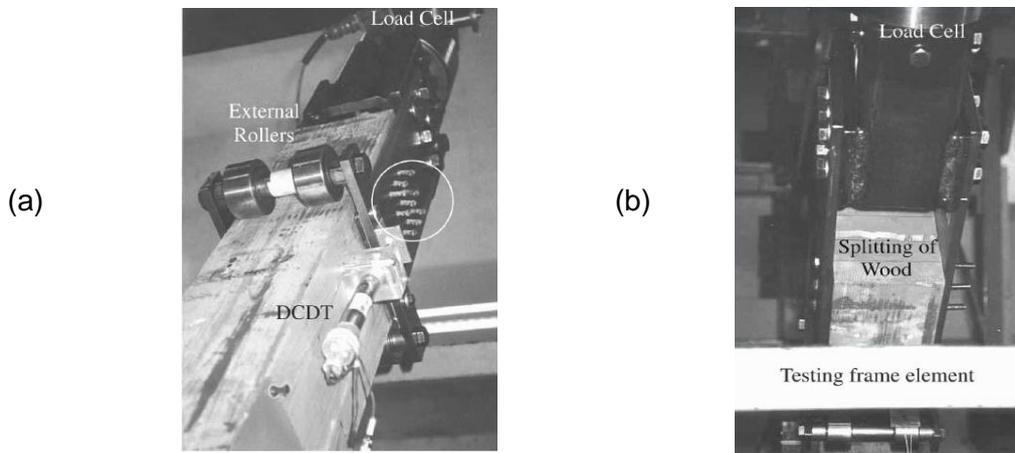


Figure 14: faciès de rupture associés aux rivets à gros bois (a) et de type boulons (b).

A partir de la courbe enveloppe de chacune de ces courbes force/déplacement (uniquement pour la connexion présentant la plus grande déformation) et sur la base de la norme internationale ISO/DIS 16670 [ISO DIS 16670, 2001], des valeurs d'effort, de déplacement et de ductilité ont été calculées pour les quatre types de connexion. Elles sont présentées en Tableau 8.

| Propriétés des connexions | diamètre des boulons | | | Rivets |
|---|----------------------|---------|-------|--------|
| | 9,5 mm | 12,7 mm | 19 mm | |
| Effort au plateau, P_{yield} (kN) | 43,1 | 38,7 | 60 | 40 |
| Déplacement limite, Δ_{yield} (mm) | 1,72 | 1,39 | 0,82 | 2,2 |
| Effort maximal, P_{peak} (kN) | 61,5 | 60,6 | 74,8 | 55,9 |
| Déplacement à P_{peak} , Δ_{peak} (mm) | 4,05 | 4,27 | 1,45 | 7,03 |
| Déplacement ultime, Δ_u (mm) | 6,1 | 6,54 | 2 | 17,6 |
| Rigidité initiale (kN/mm) | 30 | 33 | 79,6 | 30,3 |
| Ductilité ($\Delta_u / \Delta_{yield}$) | 3,5 | 4,7 | 2,5 | 8 |

Tableau 8: propriétés (cf. Figure 2) des connexions obtenues à partir des courbes enveloppes des essais sismiques.

On constate que les assemblages avec les rivets en bois présentent une ductilité ($D=8$) nettement supérieure à celle des autres assemblages. Cette remarque est toutefois à moduler du fait que les essais sismiques sur les boulons de diamètres 9,5 mm et 19 mm n'ont pas conduit à la rupture de ces assemblages. Ainsi, pour les contreventements avec les boulons de 9,5 mm, on peut attendre des valeurs de ductilité supérieure à 4,7.

Les faciès de rupture présentent un fendage du bois le long de la ligne des boulons (pulling shear) (cf. Figure 14 b) alors que les rivets en bois sortent de leur emplacement en se déformant (cf. Figure 14 a).

Les travaux menés permettent d'identifier les diagonales de contreventement les plus ductiles : ce sont les diagonales de contreventement connectées par rivets qui peuvent accepter de grandes déformations sous séismes. Les auteurs précisent que l'étape suivante serait de développer un modèle analytique du comportement dynamique des contreventements sur la base des essais sismiques réalisés dans cette étude pour évaluer le coefficient de comportement de la structure globale en poteau poutre.

Afin de connaître l'impact de ces travaux pour le dimensionnement aux séismes de ces structures, l'auteur a été contacté par mail pour savoir si :

- il existait, au niveau de normes canadiennes, des règles de passage entre les valeurs de ductilité et des coefficients de réduction d'effort sismique,
- les assemblages par rivets étaient communément utilisés au Canada.

Les réponses ont été les suivantes :

- il n'existe pas à ce jour d'approche scientifique faisant le lien entre les valeurs de ductilité et les valeurs de coefficients de réduction d'effort sismique. L'auteur précise que des travaux de recherche sont en cours pour établir une telle correspondance. Du point de vue personnel de l'auteur, une valeur de ductilité proche de 9 ou 10 peut correspondre à une valeur du coefficient de réduction d'effort sismique, R_d (cf. article suivant), égal à 2.
- Les assemblages par rivets sont moins utilisés que les assemblages par boulons car leur mise en place est beaucoup plus long même si il existe des marteaux pneumatiques spécifiques. Ces assemblages par rivets sur gros bois sont utilisés lorsqu'une ductilité importante est recherchée.

[MITC, 2003] Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada

Cet article scientifique canadien décrit les changements proposés à l'édition 2005 du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) concernant les facteurs de modification des efforts sismiques et l'introduction de deux nouveaux coefficients reliés à la ductilité et à la sur-résistance, en remplacement du coefficient de calibration U. Ci-dessous, seront présentées les valeurs de ces coefficients uniquement pour les structures bois.

Ainsi, depuis l'édition 2005 du CNBC, l'effort tranchant sismique à la base V s'exprime de la manière suivante :

$$V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_0}$$

- où
- $S(T_a)$ est le spectre de réponse de calcul (en accélération) pour un bâtiment de période propre T_a ,
 - M_v est le facteur pour tenir compte des effets des modes de vibrations plus élevés (équivalent du coefficient λ de la méthode des forces latérales équivalentes de l'Eurocode 8),
 - I_E est facteur d'importance du bâtiment pour le séisme (équivalent du coefficient γ_i de l'Eurocode 8),
 - W est la masse de la structure augmentée de 25% des charges de neige et de 60% des charges d'exploitation de type stockage,
 - R_d est le coefficient de modification de l'effort du fait de la ductilité de la structure,
 - R_0 est le coefficient de modification de l'effort du fait de la sur-résistance de la structure. Il prend notamment en compte le fait que, dans le cadre de l'application du CNBC (dans sa version de 2005), les séismes ont été choisis avec une faible probabilité d'occurrence (soit de 2% en 50 ans). En conséquence, pour les bâtiments de catégorie d'importance normale, il est attendu que la structure s'endommage sans toutefois s'effondrer.

Une représentation graphique de ces deux coefficients R_d (de ductilité) et R_0 (de sur-résistance) est proposée en Figure 15.

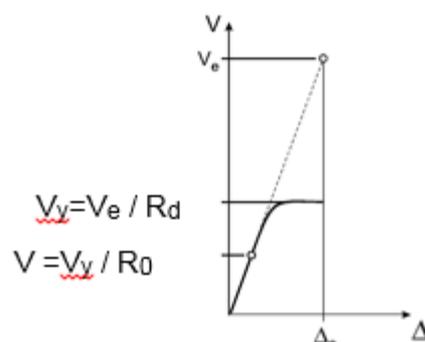


Figure 15 : représentation graphique des coefficients R_d et R_0 .

D'après le Tableau 9, les systèmes de contreventement figurent dans les deux catégories suivantes:

- en ductilité modérée : pour les contreventements diagonaux avec des assemblages ductiles tels que les assemblages par rivets dimensionnés en mode ductile. Les valeurs des coefficients R_d et R_0 sont alors respectivement 2,0 et 1,5.
- en ductilité limitée : pour les systèmes de contreventement avec des assemblages avec une ductilité limitée tels que les boulons avec un faible ratio L/d . Les valeurs des coefficients R_d et R_0 sont alors respectivement 1,5 et 1,5.

| Type of SFRS | R_d | R_0 | Summary of design and detailing requirements in CSA standard CSA-O86-01 |
|--|-------|-------|--|
| Nailed shear walls with wood-based panels | 3.0 | 1.7 | Nailed wood based panels such as plywood, oriented strand board (OSB), and waferboard must be sized and fastened to provide a factored shear resistance equal to or greater than the factored shear force Minimum size and maximum spacing must be satisfied for framing members Nails must be used with maximum spacings at panel edges and at intermediate framing members, and minimum edge distance must be provided Perimeter members must resist axial forces and be adequately connected and spliced |
| Shear walls with wood-based and gypsum panels in combination | 2.0 | 1.7 | A spatially balanced combination of nailed wood based panels mixed with nailed or screwed gypsum wallboard panels must be sized and fastened to provide a factored shear resistance equal to or greater than the factored shear The amount of wood-based panels provided in each storey must be such that they resist a minimum percentage of the total storey shear The storey height is limited to 3.6 m Gypsum wallboard must conform to type X (fire-rated) |
| <u>Moderately ductile</u> braced or moment-resisting frames | 2.0 | 1.5 | Members and connections to be sized and detailed such that the factored resistance equals or exceeds the factored load Concentrically braced frames or moment-resisting frames must have ductile connections such as connections made with timber (glulam) rivets designed in rivet yielding mode |
| <u>Limited-ductility</u> braced or moment-resisting frames | 1.5 | 1.5 | Members and connections to be sized and detailed such that the factored resistance equals or exceeds the factored load Connections with limited ductility such as bolted connections with a small ratio of wood member thickness to bolt diameter |
| Other wood- or gypsum-based SFRSs | 1.0 | 1.0 | |

Tableau 9: valeurs des coefficients R_d et R_0 pour différents systèmes constructifs en bois selon la norme canadienne CSA-086-01.

4. STRUCTURES POTEAUX/POUTRES AVEC CONTREVENTEMENT EN ELEMENT D'OSSATURE BOIS

4.1 Etudes expérimentales

[SHIM, 1, 2010] Lateral load resistance of hybrid wall

Cet article de l'institut coréen, *Korea Forest Research Institute*, concerne l'étude expérimentale de murs ayant une structure hybride, utilisée pour des bâtiments en bois traditionnels coréens. Ces structures hybrides sont des systèmes poteaux/poutres qui intègrent des éléments de contreventement en ossature bois pour améliorer leur comportement sous efforts latéraux, mais également leur industrialisation.

Un essai cyclique est mené sur 5 murs de dimensions 3,6 m × 2,45 m selon la norme ISO 16 670 :2003 [ISO 16670, 2003] selon le cycle de chargement présenté en Figure 16.

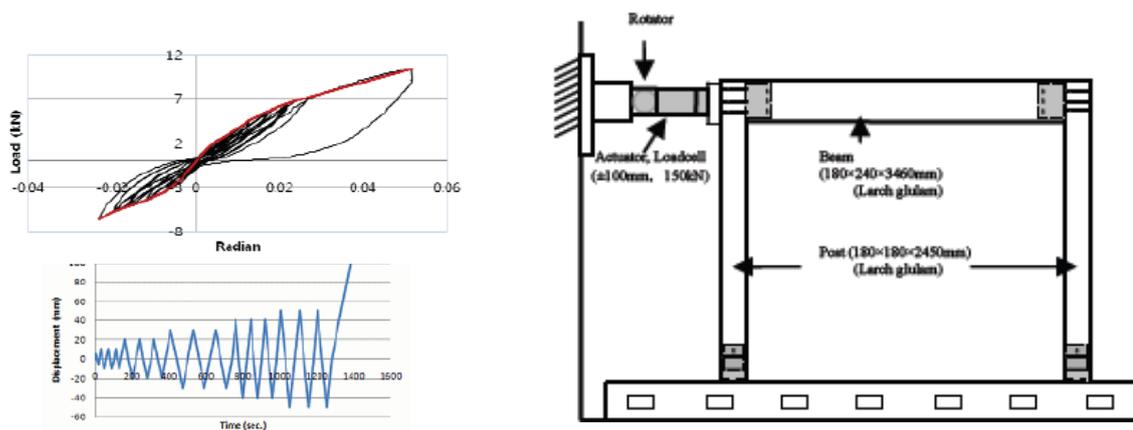


Figure 16 : dispositif expérimental pour les essais cycliques sur portiques, illustré pour le cas de la structure (PB) et cycle de chargement cyclique et courbe cyclique expérimentale pour la configuration (PB).

Chaque essai dure 20 minutes. Les cinq configurations testées sont les suivantes :

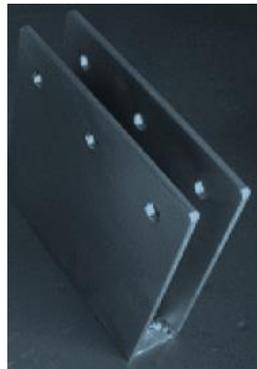
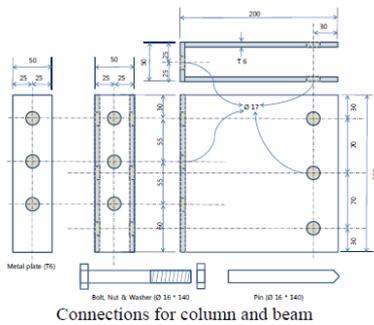
- (1) une structure poteau/poutre (PB) avec des poteaux et des poutres de section respective 180mm × 180 mm et 180mm × 240 mm et de qualité 12S-33B selon KSF 3021 (2005). La fixation entre poteaux et poutres se fait via un assemblage en U en acier galvanisé de 6 mm d'épaisseur inséré dans la poutre et fixé par 3 broches de diamètre 16 mm et fixé à la poutre avec des boulons de 16 mm de diamètre et des écrous. La fixation des poteaux à la fondation se fait via un assemblage en croix. Les détails de ces assemblages sont présentés en Figure 17 ;
- (2) un mur à ossature bois (LF) dont les montants et traverses ont pour dimensions 89 mm × 140 mm, de qualité N°2&better importé du Canada. Les panneaux en OSB d'épaisseur 11,1 mm (les dimensions des panneaux ne sont pas précisées) sont fixés

via des pointes crantées galvanisées de dimensions 3,2 × 80 mm espacées de 150 mm en périphérie et 300 mm en interne ;

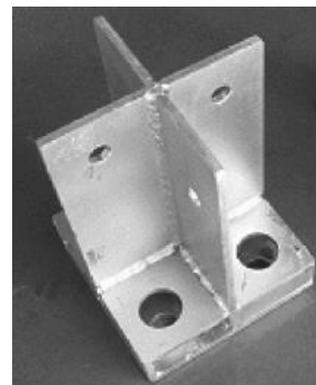
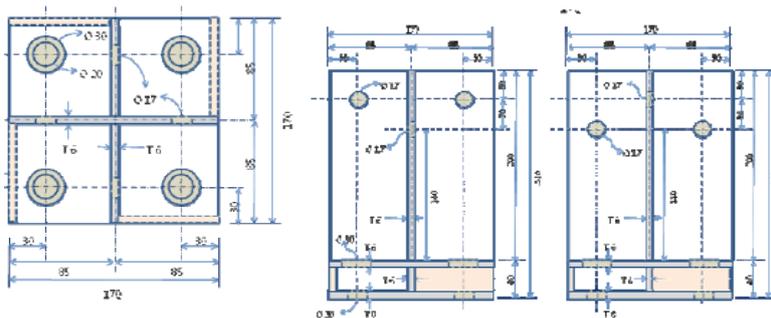
- (3) une structure poteau/poutre décrite en (1) intégrant des éléments à ossature bois décrits en (2) notée (PB-LF) ;
- (4) et (5) deux structures du même type que la structure (3) mais respectivement avec une fenêtre (PB- LFW) et une porte (PB-LFD), représentées dans la Figure 18.

Les courbes cycliques expérimentales pour les structures (LF) et (PB-LF) sont présentées en Figure 19.

Les valeurs expérimentales de capacité de résistance latérale à 15 mm et à 45 mm de déplacement horizontal et la rigidité initiale sont présentées dans le Tableau 10, pour les 5 structures.



Connexion poteaux/poutres



Connexion poteaux/fondations

Figure 17 : descriptifs des connexions de la structure poteaux/poutres.

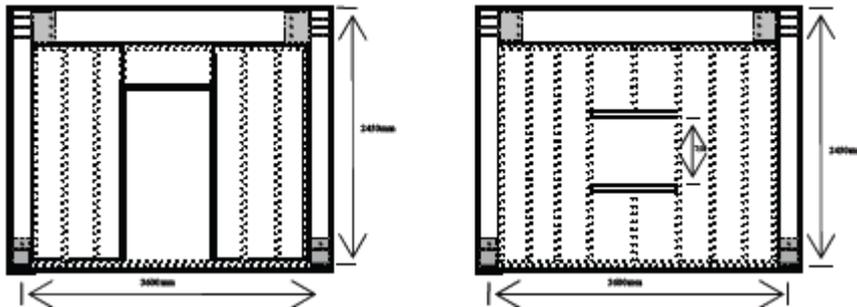


Figure 18: descriptif des structures poteaux/poutres avec fenêtre (PB- LFW) et porte (PB-LFD).

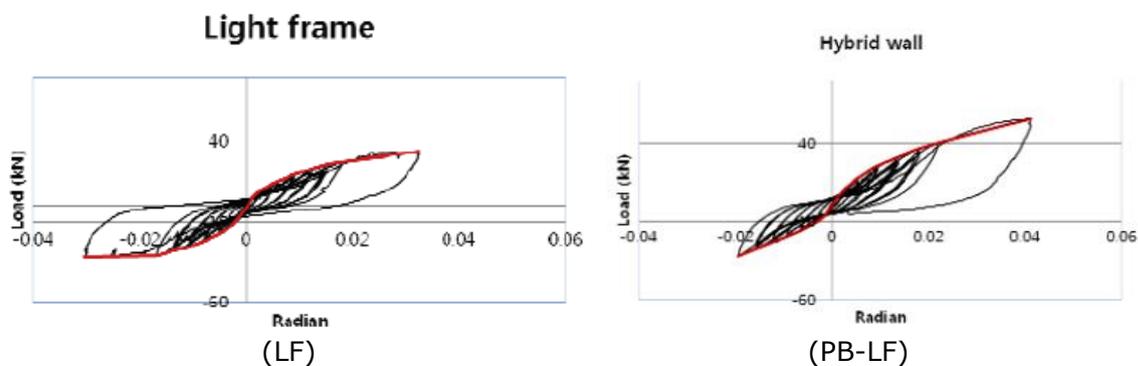


Figure 19: courbes cycliques et courbes enveloppes expérimentales pour le mur à ossature bois (LF) et pour la structure hybride poteaux/poutres contreventée par mur ossature bois (PB-LF).

| | P ₁₅ (kN) | P ₄₅ (kN) | K (kN/rad) | K/2450 (kN/mm) |
|--------|----------------------|----------------------|------------|----------------|
| PB | 2,76 | 6,20 | 481 | 0,196 |
| LF | 16,7 | 28,6 | 3130 | 1,28 |
| PB-LF | 20,4 | 38,5 | 3260 | 1,33 |
| PB-LFW | 15,1 | 34,6 | 2300 | 0,94 |
| PB-LFD | 12,5 | 30,2 | 1920 | 0,78 |

Tableau 10: valeurs expérimentales de la capacité résistante et de la rigidité initiale pour les cinq configurations.

L'auteur indique que la courbe enveloppe de la structure hybride (PB-LF) peut être obtenue comme la somme arithmétique des deux structures constitutives (PB) et (LF).

Ces travaux étudient l'apport du contreventement en terme de résistance et de rigidité initiale sans étudier le comportement des structures jusqu'à leur rupture. On ne connaît donc pas le gain de ductilité dû au contreventement par voiles travaillant pour le système en poteau/poutre. Par ailleurs, le nombre des essais est limité à un par configuration ce qui limite la validité des résultats obtenus. Ces travaux ont été complétés par les auteurs par des essais cycliques allant jusqu'à la rupture et sont présentés dans l'article suivant.

[SHIM, 2, 2010] Shear performance of hybrid post and beam wall system infilled with structural insulation Panel

Cet article complète les travaux de l'article précédent [SHIM, 1, 2010] en présentant des essais cycliques allant jusqu'à rupture de structures poteaux /poutres (identiques à celles décrites dans l'article précédent mais de qualité 10S-30B) qui intègrent deux variantes pour le contreventement en ossature bois :

- L'une comprenant deux panneaux OSB (dont l'épaisseur n'est pas précisée) notée (NSW) qui semble proche de celle (PB-LF) de l'article précédent ;
- L'autre comprenant en plus, un panneau de polystyrène expansé (EPS) en âme des deux panneaux OSB dans le but d'améliorer les performances thermiques de la structure, notée (SIP) ;
- Une structure poteau/poutre seule est également testée.

Les courbes enveloppes des essais cycliques sont présentées en *Figure 20*, *Figure 21* et *Figure 22*. La méthode japonaise (cf. *Figure 23*) utilisée pour établir ces courbes est présentée en *Figure 23*. Les valeurs de capacité de résistance latérale et de rigidité issues de ces courbes sont présentées en *Tableau 11*. Figurent également des valeurs de ductilité que nous avons estimées à partir des courbes enveloppes bi-linéaires expérimentales établies selon la méthode japonaise.

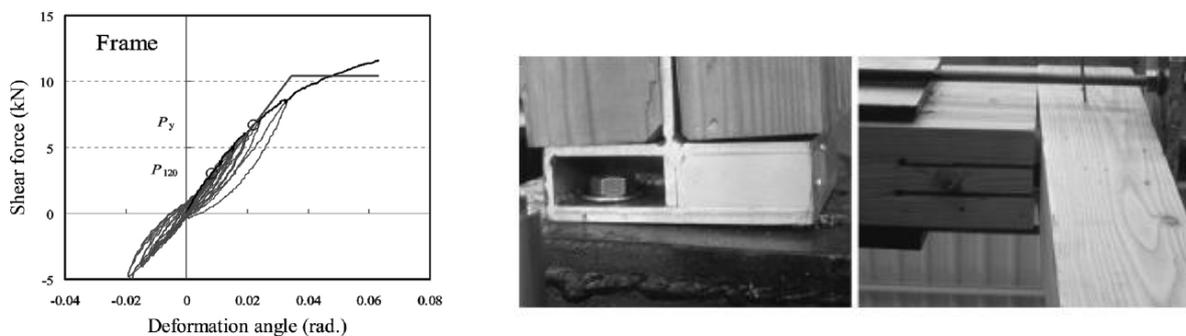


Figure 20: courbes cyclique, enveloppe bi-linéaire expérimentales et modes de ruptures pour la structure poteaux/poutres sans contreventement.

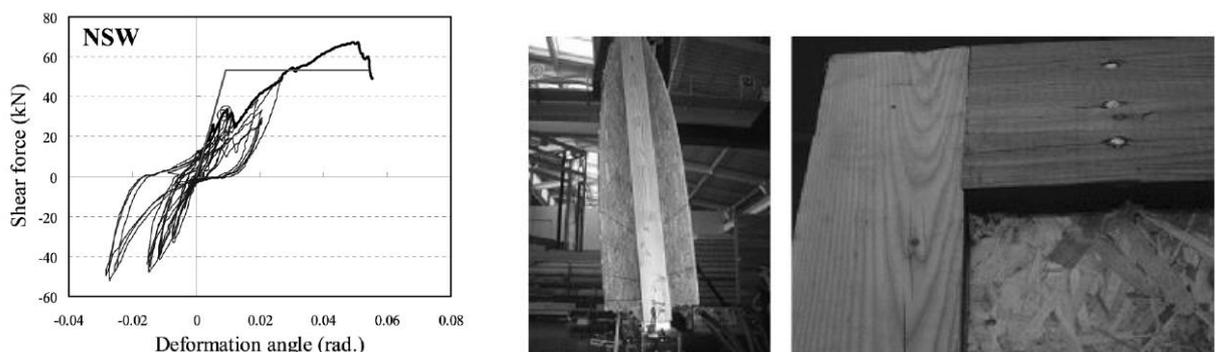


Figure 21: courbes cyclique, enveloppe bi-linéaire expérimentales et modes de ruptures pour la structure poteaux/poutres contreventée NSW.

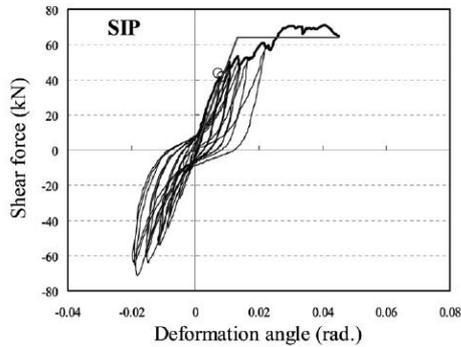
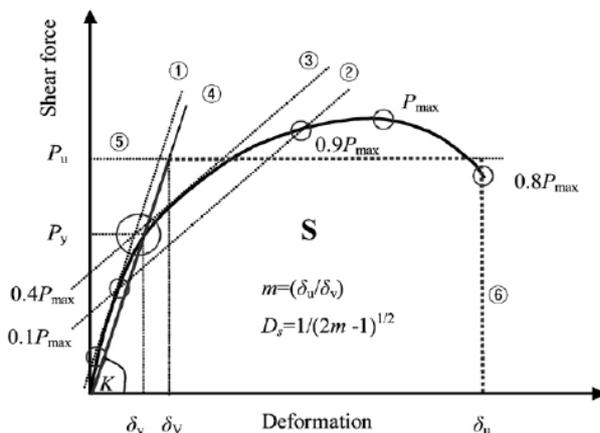


Figure 22: courbes cyclique, enveloppe bi-linéaire expérimentales et modes de ruptures pour la structure poteaux/poutres contreventée SIP.



Notes: P_{max} : maximum load, P_y : yield load, P_u : maximum load by bi-linear analysis, m : ductility factor, D_s : structural factor, S : absorbed energy, K : initial stiffness, δ_y : deformation at the P_y , δ_v : deformation at the beginning of P_u , δ_u : deformation at $0.8 P_{max}$

Figure 23: Etablissement de la courbe enveloppe bi-linéaire des essais cycliques selon la méthode japonaise [ARCH, 2002].

| | P_{max} (kN/m) | K (kN/rad) | K/2450 (kN/mm) | Ductilité cyclique estimée |
|-----|------------------|------------|----------------|----------------------------|
| PB' | 3,2 | 303 | 0,124 | 1,9 |
| NSW | 18,6 | 3458 | 1,41 | 5,4 |
| SIP | 19,7 | 4874 | 1,99 | 3,7 |

Tableau 11: données expérimentales des essais cycliques pour les 3 configurations testées.

On constate que les valeurs de capacité de résistance latérale des murs NSW et SIP sont proches car en lien avec la résistance des pointes qui fixent les panneaux OSB sur les montants et traverses. Le collage du panneau EPS confère toutefois une rigidité plus élevée à la structure SIP. La ductilité de la structure poteau/poutre avec le contreventement NSW serait de l'ordre de 5,4.

Les modes de rupture sont décrits:

- pour le système poteau poutre seul : l'essai s'arrête avant l'atteinte de la force maximale car le déplacement horizontal maximal de la machine d'essai (de 100 cm) est atteint ; il est observé un soulèvement du pied de poteau et un fendage du poteau au droit de la connexion poteau poutre (rotation de la plaque métallique rigide) (cf. *Figure 20*);
- pour le système NSW, en cours d'essais, les coins des panneaux OSB s'endommagent et les panneaux OSB flambent (cf. *Figure 21*);
- pour le système SIP, l'endommagement des panneaux OSB dans leurs coins est également observé mais sans flambement des panneaux. Egalement, les pointes fixant le système de contreventement aux poutres et poteaux se déforment (cf. *Figure 22*).

Cet article ne présente pas le calcul de la ductilité, nous l'avons toutefois estimé à partir des courbes enveloppes expérimentales à 5,4 de l'essai mené à l'échelle de la paroi et pour lequel la courbe enveloppe bi-linéaire a été établie à partir de la méthode japonaise. Sur la base de travaux menés dans l'étude sismob 3 phase 1, la méthode japonaise tend à sur-estimer la valeur du déplacement limite donc à sous-estimer la ductilité par rapport à la méthode ASTM 2126. Toutefois, le flambement des panneaux lors de l'essai pose problème. Sur ce point, les auteurs indiquent que les montants sont sous-dimensionnés. Il se peut également que l'absence d'un jeu fonctionnel entre les rives des panneaux et le cadre poteaux /poutres accentue ce flambement. Il est à noter que le nombre des essais est limité à un par configuration ce qui limite la portée des résultats obtenus.

[He, 2011] Research on Lateral Performance of hybrid structure based on post-beam construction and light wood frame construction

Sur la base de 16 essais monotones et cycliques, ces travaux de l'Université de Tongji à Shanghai comparent le comportement mécanique des trois types de structures suivantes :

- (A) une structure poteau/poutre avec des poteaux et des poutres en lamellé collé de section respective 150mm x 2000 mm et 150mm x 240 mm en sapin épicéa, connectés par des plaques métalliques situées en âme des éléments bois et connectées par boulons. Les détails des assemblages et de la structure sont respectivement présentés en Figure 24 et Figure 25,
- (B) un mur à ossature bois dont les montants intermédiaires ont pour dimensions 38 mm x 89 mm et sont espacés tous les 406 mm. Les panneaux en OSB d'épaisseur 9,5 mm sont fixés via des pointes torsadées de diamètre 3,3 mm et de longueur 64 mm. L'écartement entre les pointes n'est pas précisé. Les panneaux ne sont fixés que sur une seule face. Les montants verticaux sont fixés au sol par des ancrages rigides,
- (C) une structure hybride composée de la structure poteau/poutre décrite en (A) intégrant des éléments à ossature bois décrits en (B), fixés verticalement par des pointes de diamètre 3.8 mm et de longueur 82 mm, espacées entre 40 cm et 60 cm (cf. Figure 25).

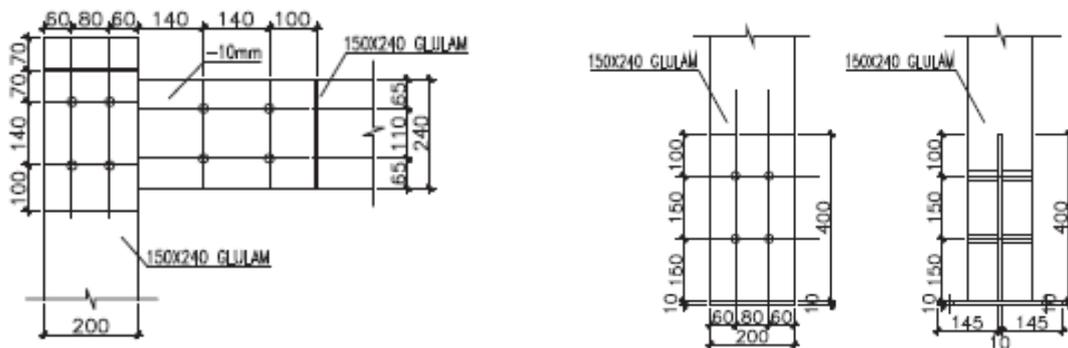


Figure 24: Détails des assemblages entre poteaux et poutres et poteaux/fondations de la structure testée.

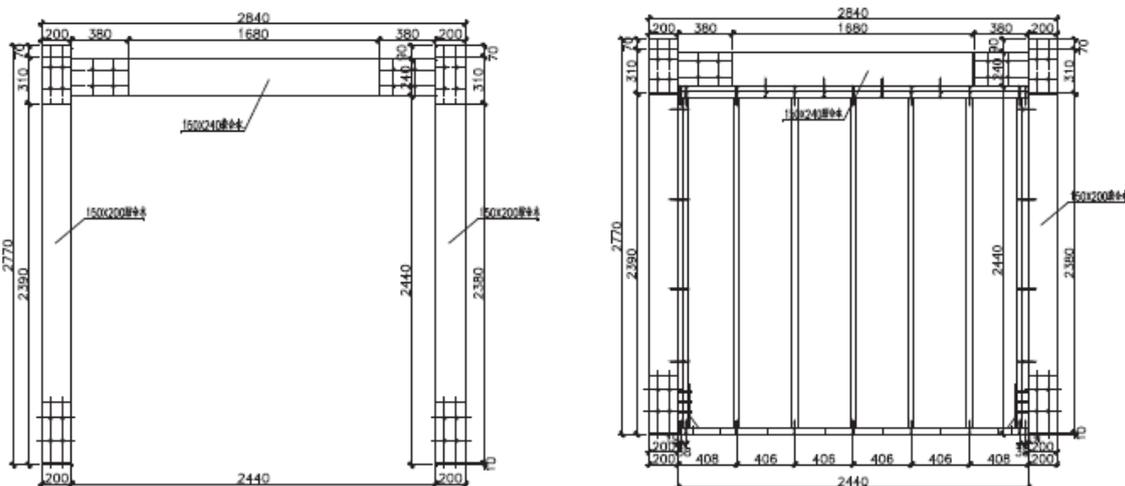


Figure 25: Description de la structure poteau/poutre seule et de la même structure contreventée par murs à ossature bois.

Les essais monotones et cycliques ont respectivement ont été menés selon les normes ASTM E564 et ASTM E2126.

Les courbes moyennes cycliques (la construction de ces courbes n'est pas détaillée) des trois configurations A, B et C sont présentées respectivement sur la Figure 26.

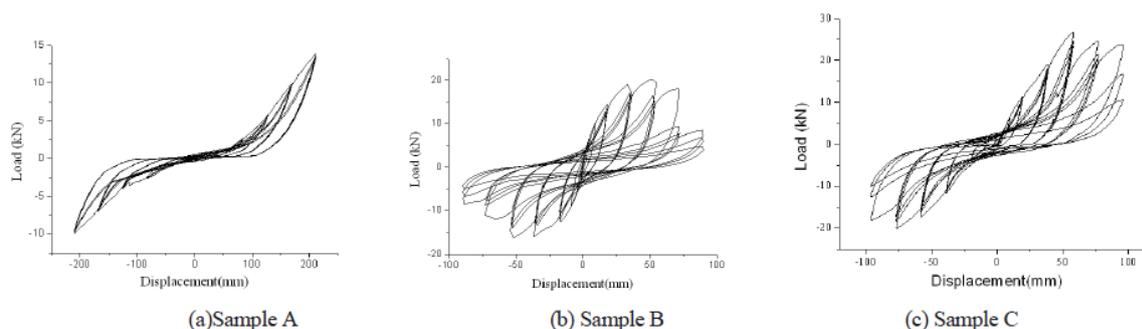


Figure 26: courbes moyennes expérimentales cycliques pour les 3 types de structures testées.

Lors des essais, les phénomènes observés sont les suivants :

- Pendant les essais, le système (A) "se cisaille" par rotation au niveau de la connexion poteau/poutre sans déformation importante des éléments structuraux en bois. Un fendage dans la direction longitudinale du bois apparait dans la zone d'assemblage.
- Le système (C) rompt immédiatement après le pic de résistance.
- Les systèmes (B) et (C) présentent des faciès de ruptures similaires : la pénétration des pointes dans le panneau et la déchirure des panneaux OSB sur leurs bords.

Les valeurs expérimentales (cf. Tableau 12) montrent que :

- Concernant la résistance maximum F_{peak} , la structure hybride (C) est la plus performante. La capacité résistante maximum des structures (A) et (B) représente respectivement 47% et 74% de celle de la structure (C).
- Concernant la rigidité élastique, le mur à ossature bois (B) est le plus performant. La rigidité élastique de la structure poteau/poutre (A) représente 15% de celle de la structure hybride (C).
- Concernant la ductilité, les systèmes hybride (C) présentent une ductilité de 2,12 qui est significativement inférieure à celle des murs à ossature bois celle qui s'élève à 5,36. Les données montrent que cette valeur de ductilité basse est essentiellement expliquée par une rigidité initiale "basse".

| Specimens number | Ultimate load (kN) | Failure load (kN) | Failure displacement (mm) | Elastic stage stiffness (kN/m) | Yield load (kN) | Yield displacement (mm) | Ductility | Energy Dissipation (J) |
|------------------|--------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------------|-----------------|-------------------------|-----------|------------------------|
| Sample A | 13.98 | 12.33 | 254.9 | 0.07 | 11.95 | 170.7 | 1.49 | 3448 |
| Sample B | 21.67 | 17.33 | 90.7 | 1.13 | 19.11 | 16.91 | 5.36 | 8759 |
| Sample C | 29.55 | 27.11 | 115.1 | 0.47 | 25.57 | 54.41 | 2.12 | 9528 |

Tableau 12: Résultats expérimentaux pour chacune des configurations.

Les résultats indiquent que la rigidité et la ductilité de la structure hybride (C) sont significativement plus faibles que celles du mur à ossature bois (B). Aucune explication n'est donnée alors que l'on pourrait s'attendre à ce qu'elles soient semblables. Cela pourrait être dû au fait qu'il n'y ait pas de jeu fonctionnel suffisant entre les panneaux et le cadre poteaux/poutres, ce qui ne permettrait pas au contreventement d'exprimer sa ductilité ; mais ceci ne peut être confirmé par manque de photo de la maquette d'essai.

Par ailleurs, aucune information sur la dispersion des résultats n'est présentée alors qu'elle est généralement importante.

[Xion, 2016] Experimental study of the lateral resistance of bolted glulam timber post and beam structural systems

Cet article présente des travaux de l'Université de Tongji à Shangai sur la résistance latérale de structures poteaux/poutres en bois lamellé-collé à un niveau, en dimensions réelles (de longueur 4,11 m et de hauteur 2,46 m). Les assemblages de la structure poteaux/poutres, réalisés par des plaques métalliques situées en âme des éléments bois et connectées par boulons sont décrits en

Figure 27.

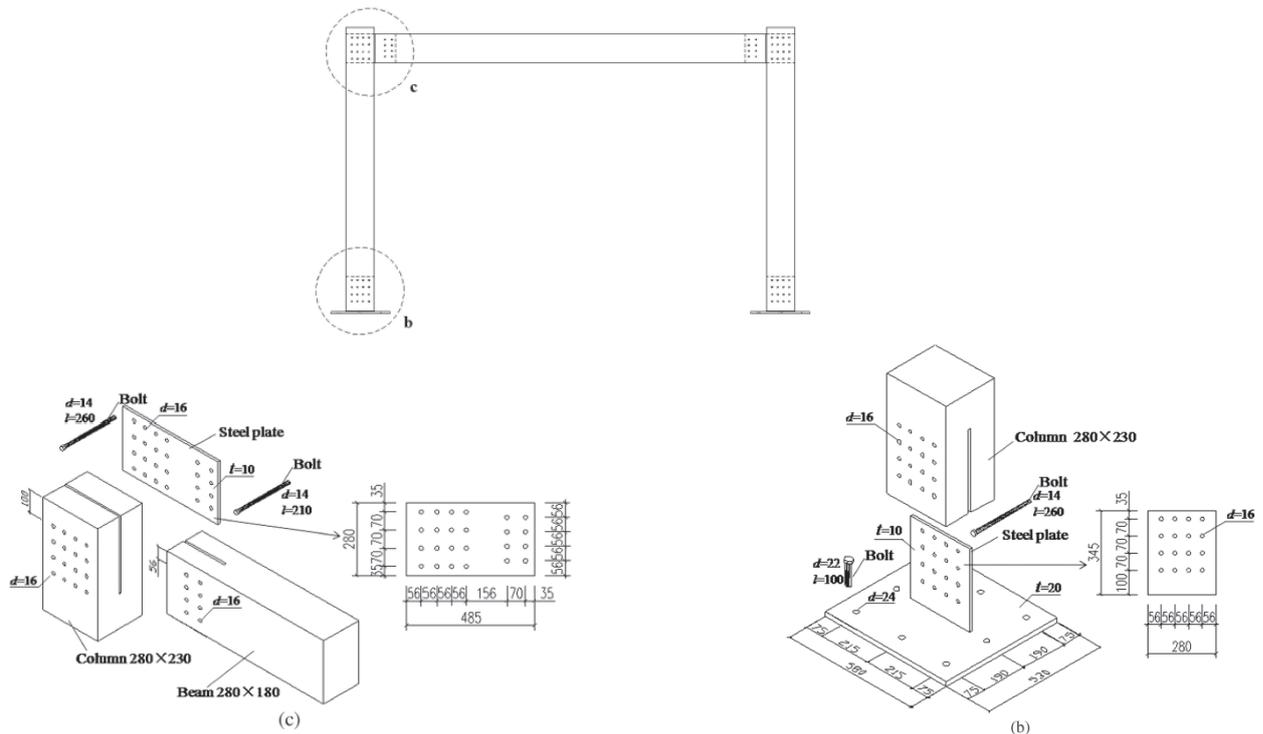


Figure 27: descriptif des assemblages du système poteau/poutre.

Les systèmes de contreventement suivants ont été étudiés : un système en X noté CXB (cf. Figure 28), un système en K noté CKB (cf. Figure 29) et un contreventement d'éléments à ossature bois avec panneaux OSB noté CFW (cf. Figure 30). La structure poteaux/poutre a également été testée sans contreventement. Deux essais monotones (M) et sept essais cycliques (C) ont été menés selon la norme ASTM 2126 sur ces structures poteaux/poutres. A partir des courbes enveloppes bi-linéaires établies selon l'ASTM E 2126, les performances suivantes ont été évaluées : résistance maximale, au plateau de linéarité et ultime, rigidité initiale et ductilité.

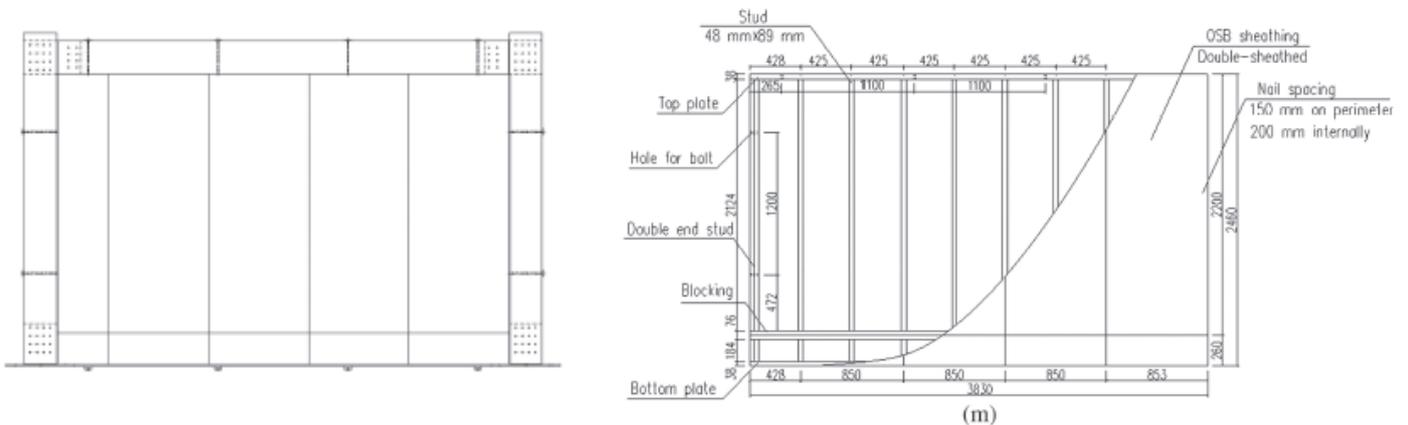


Figure 30: descriptif du système poteau/poutre avec contreventement en murs à ossature bois noté CFW. Les panneaux d'OSB sont d'épaisseur 9,5 mm. Les panneaux OSB sont fixés par des pointes de diamètre 3,3 mm et de longueur 63 mm.

Les Figure 31, Figure 32, Figure 33 présentent, respectivement pour les systèmes poteaux/poutres CXB KKB et CFW, les courbes cycliques expérimentales et les modes de ruptures obtenus.

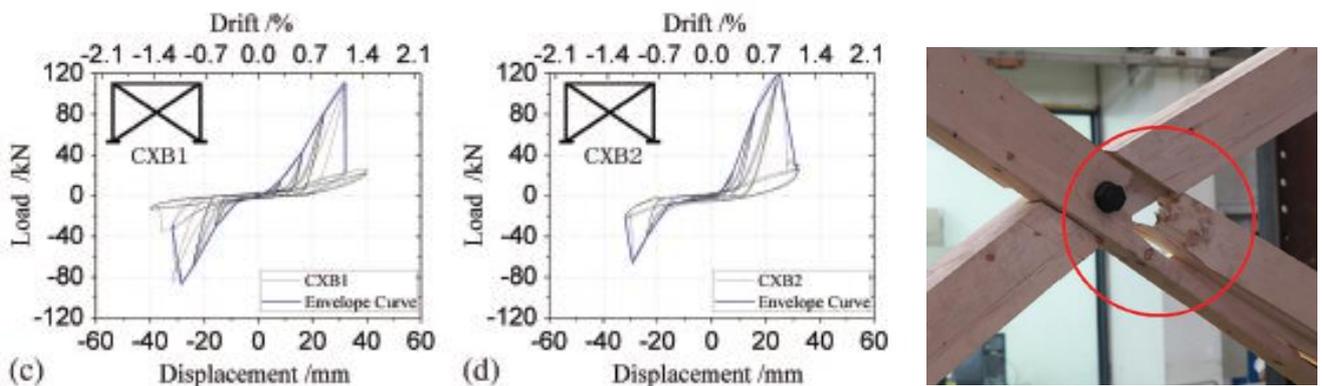


Figure 31: courbes cycliques et enveloppes expérimentales et faciès de rupture pour les systèmes poteaux poutres contreventés en X (CXB): l'élément de contreventement se rompt en traction.

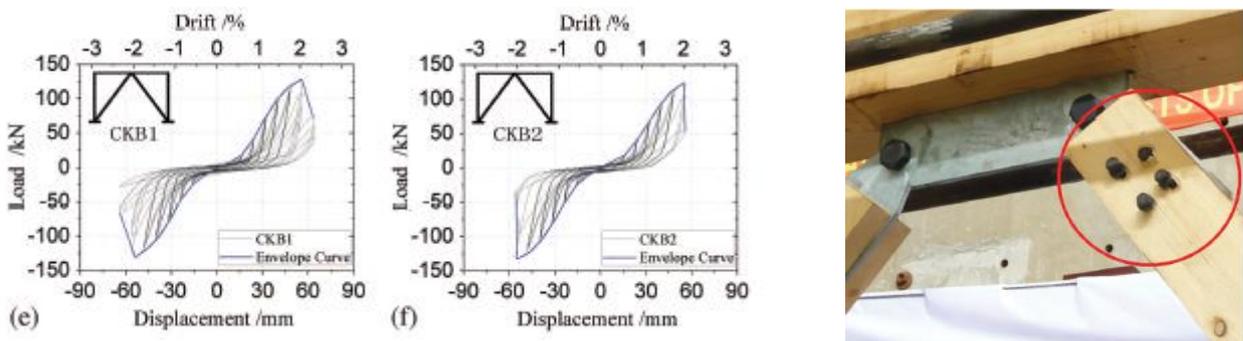


Figure 32: courbes cycliques et enveloppes expérimentales et faciès de rupture pour les systèmes poteaux poutres contreventés en K (CKB).



Figure 33: courbes cycliques et enveloppes expérimentales et faciès de rupture pour les systèmes poteaux poutres contreventés avec murs ossature bois (CFW).

| | CF1 | CF2 | CXB1 | CXB2 | CKB1 | CKB2 | CFW |
|--|------|------|------|------|------|------|------|
| Capacité résistante au plateau, P_{yield} (kN) | 52,8 | 53,7 | 98,9 | 92,8 | 129 | 128 | 70,8 |
| Déplacement limite, Δ_{yield} (mm) | 155 | 154 | 31,4 | 29,3 | 53,9 | 54,8 | 31,6 |
| Effort maximal, P_{peak} (kN) | 54,5 | 55,5 | 98,9 | 92,8 | 130 | 128 | 76,9 |
| Déplacement à P_{peak} , Δ_{peak} (mm) | 205 | 208 | 31,4 | 29,3 | 54,8 | 54,9 | 167 |
| Déplacement ultime, Δ_u (mm) | 260 | 259 | 31,9 | 31,5 | 63,6 | 55,8 | 232 |
| Rigidité initiale, K_e (kN/mm) | 0,34 | 0,35 | 3,15 | 3,16 | 2,40 | 2,34 | 2,24 |
| $\theta_e = \Delta_{yield} / h$ | 5,7 | 5,6 | 1,1 | 1,1 | 2 | 2 | 1,2 |
| Ductilité ($\Delta_u / \Delta_{yield}$) | 1,68 | 1,68 | 1,02 | 1,08 | 1,18 | 1,02 | 7,33 |

Tableau 13: propriétés des structures poteaux/poutres en fonction des contreventements déterminées à partir des courbes enveloppes des essais cycliques selon la méthode ASTM E 2126 (cf. Figure 2).

Sur la base de la courbe enveloppe bi-linéaire établie selon l'ASTM E2126, les essais cycliques montrent que (cf. **Tableau 13**) :

- la capacité résistante latérale maximale ($P_{peak}=130$ kN) est la plus élevée pour le système avec contreventement en K (soit 134% de celle du système poteau/poutre seul). Les systèmes avec contreventement en X et avec murs à ossature bois présentent respectivement une augmentation de 75% et 40% par rapport au système sans contreventement ;

- la rigidité initiale est la plus élevée pour le système avec contreventement en X ($K_e = 3,15 \text{ kN/mm}$, soit 901% celle du système poteau/poutre seul). Les systèmes avec contreventement en K et murs à ossature bois présentent respectivement une augmentation de 677% et de 640% par rapport au système sans contreventement;
- le déplacement élastique maximum entre étages $\theta_e = \Delta_{\text{yield}} / h$ est de 1,1%, 1,2%, 2%, et 5,7% respectivement pour les systèmes avec contreventement en X, avec éléments de murs à ossature bois, en K et sans contreventement. L'auteur indique donc que les systèmes avec contreventement en X, avec éléments de murs à ossature bois, en K peuvent satisfaire l'exigence de limitation de dommages pour les bâtiments courants des recommandations du FEMA (Federal Emergency Management Agency) et du SEAOC (Structural Engineers Association of California) : 1% pour les séismes occasionnels, 2% pour les séismes rares, 3% pour les séismes très rares ;
- le système avec contreventement en éléments en ossature bois présente une ductilité $D = \Delta_u / \Delta_{\text{yield}}$ de l'ordre de 7. Les autres systèmes présentent une ductilité inférieure à 2.

L'article montre donc que :

- les systèmes en X et en K présentent une capacité résistante latérale et une rigidité initiale élevée.
- En revanche, en terme de ductilité, les structures testées sont peu performantes. Dans le cas des contreventements en X, ceci est dû à la présence d'un boulon de diamètre 30 mm à la jonction entre les 2 diagonales qui entraîne la rupture du bois en traction. En ce qui concerne les contreventements en K, les faciès de rupture indiquent des écrasements importants du bois autour des boulons ce qui présume d'une rupture par l'écrasement du bois plutôt que par la formation de rotules plastiques dans le boulon. Par ailleurs, on peut noter que si le diamètre de boulons (égale à 12 mm) respecte bien la règle de moyens de l'Eurocode 8 pour être en ductilité moyenne, à l'inverse, le rapport L/d est égale à 7,5. Cet élancement, inférieur à 10, ne respecte donc pas le rapport de 10 de cette même règle de moyens.

Le calcul de la résistance caractéristique des boulons pour l'assemblage des éléments de contreventement est présenté en Figure 34 pour deux valeurs d'élancement (10 et 7,5). On constate que pour un élancement de 10, la rupture correspond à l'apparition de trois rotules plastiques avec un écart de 45% avec le mode de rupture liée à l'écrasement du bois. Pour un élancement de 7,5, le même mode de rupture ductile est également le premier mode à apparaître mais avec seulement 22% d'écart avec le mode fragile.

- **la structure poteau/poutre avec les éléments à ossature bois se comporte bien en termes de rigidité et présente le coefficient de ductilité le plus élevé. Cette valeur de ductilité de 7,33 n'est pas directement interprétable en classe de ductilité à partir de l'Eurocode 8 car elle a été déterminée selon la méthode ASTM E 2126. Cependant, des essais cycliques et dynamiques menés sur des murs à ossature bois avec une classe de ductilité élevée (cf. étude SISMOB3), ont montré que la ductilité selon l'ASTM E2126 se situait entre 4,5 et 6. Ainsi, la valeur de 7,33**

correspondrait à une ductilité élevée. Il aurait été intéressant de mener les essais cycliques également sur les murs à ossature bois seuls à des fins de comparaisons. Il est également important de rappeler que l'étude ne comporte qu'un nombre limité d'essais (1 à 2 essais par configuration) cycliques et qu'aucun essai sur table vibrante n'est mené pour conforter les observations faites sur les essais cycliques.

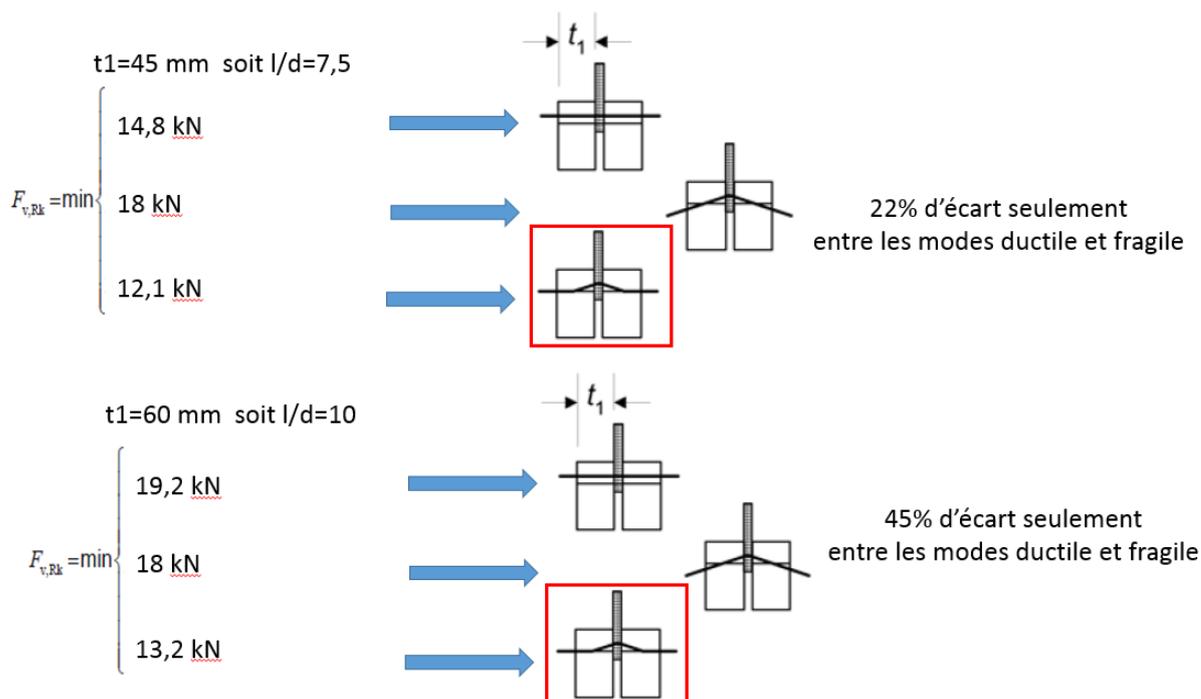


Figure 34: valeurs de résistances caractéristiques par plan pour deux valeurs d'élanement ($l/d=7,5$ et 10).

4.2 Etude numérique

[GATT, 2012] Numerical simulation of the seismic response of timber frame multi-storey building

L'article de l'Université de Trieste (Italie) concerne l'étude numérique du comportement d'un bâtiment bois de type poteaux/poutres à deux niveaux dont le contreventement est réalisé par éléments de murs à ossature bois avec panneaux en OSB de 25 mm d'épaisseur fixé sur les montants par des pointes annelées de 4 mm de diamètre et 100 mm de long.

Le modèle du bâtiment et la description des fixations sont donnés en Figure 35. Les détails constructifs des poteaux/poutres contreventés par ossature bois sont donnés en *Figure 37*.

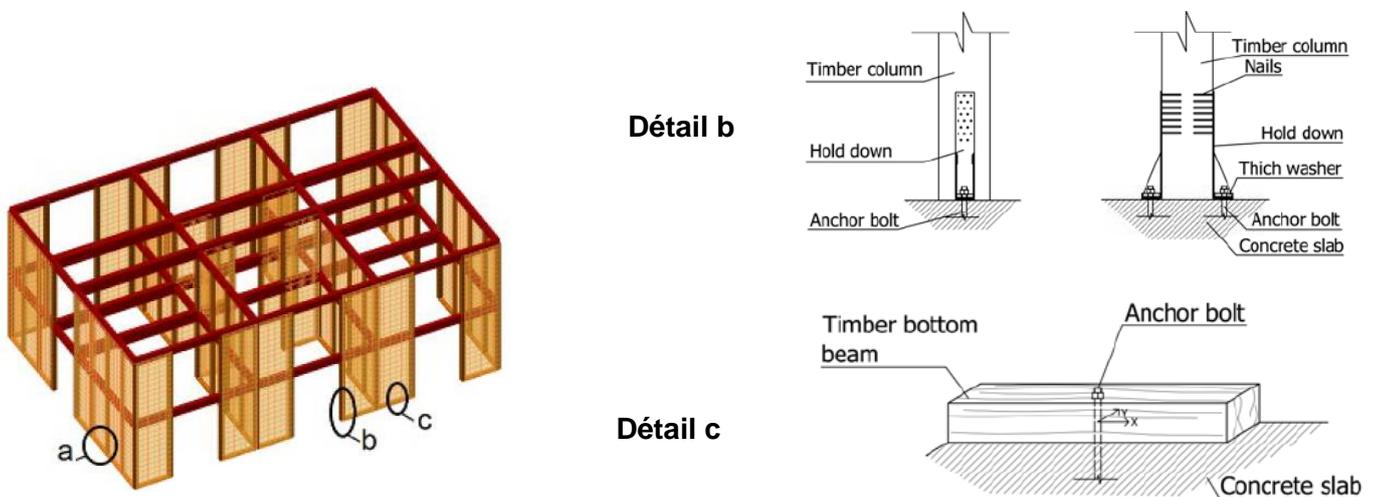


Figure 35: modèle numérique du bâtiment en structures poteaux/poutres contreventées par ossatures bois et description des fixations (détails b et c).

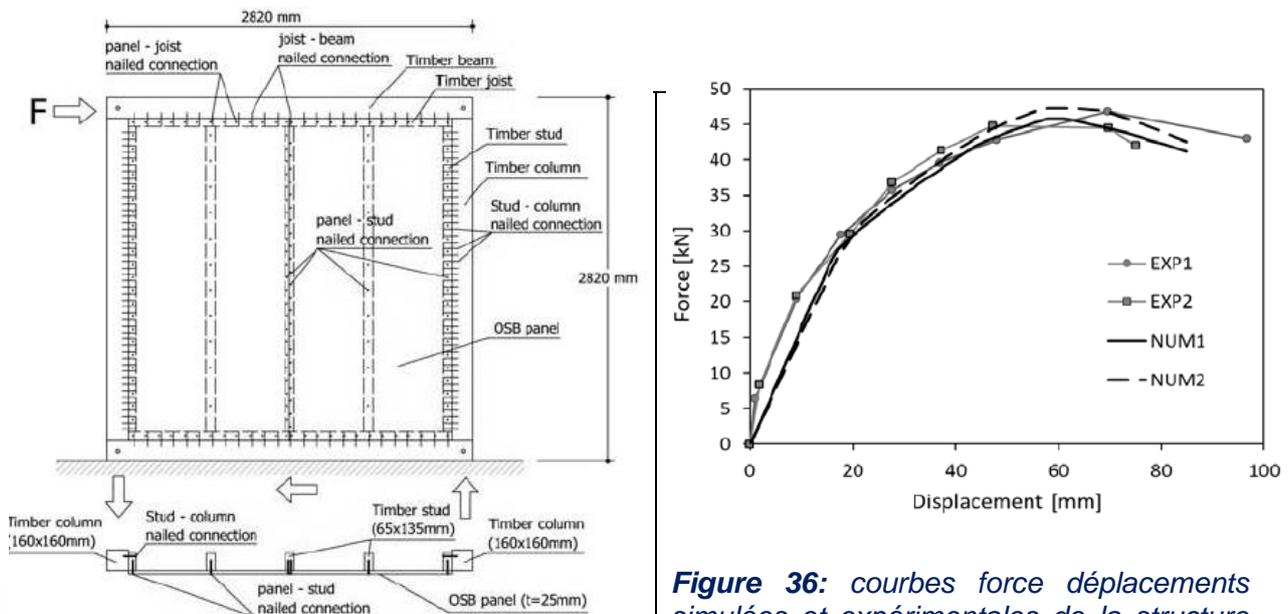


Figure 37: description des structures poteaux/poutres contreventées par ossatures bois. Figure 36: courbes force déplacements simulées et expérimentales de la structure poteaux/poutres contreventée par ossature bois (cf. Figure 37).

L'article détaille le modèle non linéaire de l'assemblage pointé pour connecter, d'une part les panneaux aux montants et traverses et d'autre part, les montants et traverses aux poteaux, qui est considéré comme élastique plastique. Les paramètres ont été établis à partir d'essais menés à l'échelle de l'assemblage. Pour valider le modèle numérique, des essais en poussée progressive ont été menés sur des murs de dimensions 2,82 m x 2,82 m (cf. *Figure 37*). La *Figure 38* montre la comparaison des courbes expérimentales et numériques entre la force latérale en fonction du déplacement horizontal en haut du mur. On constate que la raideur initiale simulée sous-estime la raideur mesurée. Les auteurs indiquent que cela est possiblement dû au fait que le frottement entre élément n'est pas pris en compte.

Le comportement des équerres est également modélisé par un modèle non linéaire (cf. *Figure 38*) dont la raideur simulée initiale surestime la raideur expérimentale. Lors de la simulation du bâtiment, ces équerres sont sollicitées à 34 kN.

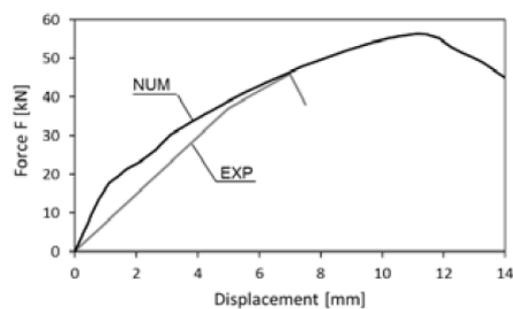


Figure 38: courbes force déplacement simulées et expérimentales des équerres.

De plus, pour le modèle numérique, le comportement des éléments de bois est supposé élastique et les diaphragmes horizontaux sont considérés comme parfaitement rigides.

L'étude numérique correspond à une analyse statique non linéaire en poussée progressive en augmentant le déplacement du centre du plancher par pas de 1 mm. L'accélération maximale que peut supporter la structure et l'effort latéral correspondant F_d sont déterminés.

Quatre calculs sont menés : deux calculs par direction et en considérant d'une part une répartition de l'effort en fonction des masses d'une part et en fonction du premier mode propre d'autre part.

Pour chacune des directions du bâtiment, le coefficient de comportement est calculé à partir de la relation suivante $q = \min(F_{el} / F_d)$ où F_d est la capacité résistante latérale obtenue en considérant la structure élastique. Les valeurs de $q=3,84$ et $4,52$ sont respectivement obtenues dans les directions X et Y. Les auteurs concluent que la valeur de $q=5$ de la version actuelle de l'Eurocode 5 semble surestimée.

L'article montre donc que le système constructif poteaux/poutres contreventé par ossature bois apporte une forte ductilité à l'échelle du bâtiment et aboutit à une valeur de q supérieure à 3. Mais l'étude comporte des limites : un seul bâtiment a été étudié, par ailleurs, l'étude ne comporte aucun calcul dynamique, de fait, les phénomènes d'amortissement et de pertes de résistance due à un chargement répété n'est pas pris en compte.

5. ENQUETE AUPRES DES PROFESSIONNELS

Dans le cadre de cette étude bibliographique, une enquête auprès des entreprises a été menée dans le but d'identifier les stratégies de conception couramment utilisées par les professionnels pour assurer le contreventement des structures poteaux/poutres.

L'enquête a été mise en ligne sur le site de la plate-forme Eurocode 5 d'octobre 2016 à mi-mars 2017. Cette mise en ligne a été annoncée via la newsletter de la plateforme de novembre 2016 et pendant la réunion de la plateforme du 1^{er} décembre 2016. En parallèle, cette enquête a été communiquée auprès des organisations professionnelles suivantes CAFEB, FIBC et FFB pour une diffusion auprès de leurs adhérents.

Le questionnaire relatif à cette enquête ainsi que les réponses sont présentés en détail en annexe 7.2 de ce rapport.

Sont présentés dans ce paragraphe, une synthèse de ces résultats bruts.

25 entreprises utilisatrices de la technique constructive poteaux/poutres ont répondu à cette enquête (cf. Figure 39). La majorité de ces entreprises sont des bureaux d'étude qui, pour un tiers d'entre eux, sont également fabricants de composants structuraux et/ou constructeurs. Deux bureaux de contrôle ont également répondu au questionnaire.

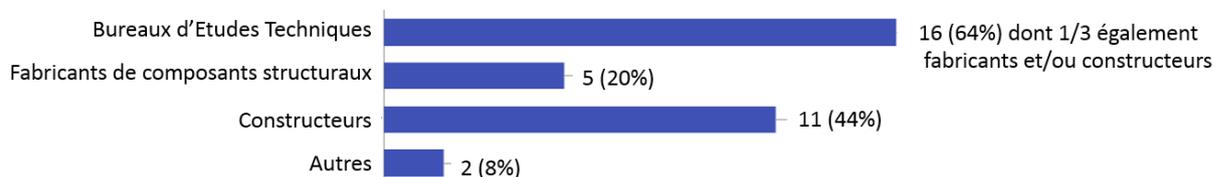


Figure 39: répartition des entreprises ayant répondu à l'enquête, en fonction de leurs activités.

Ces entreprises utilisent la technique constructive poteaux/poutres principalement pour les bâtiments de typologies suivantes :

- les habitations individuelles,
- les habitations collectives, les bureaux et les bâtiments tertiaires et à usage mixte jusqu'à des niveaux R+5.

Il a été demandé quelle était la technique de contreventement utilisée en fonction :

- de la typologie d'ouvrages,
- du nombre de niveaux des ouvrages et
- de la zone de sismicité.

Il en est ressorti que le critère "type d'ouvrages" n'apparaissait pas discriminant. L'analyse en fonction des zones de sismicité et du nombre de niveaux des ouvrages a donc été menée (cf. Figure 40).

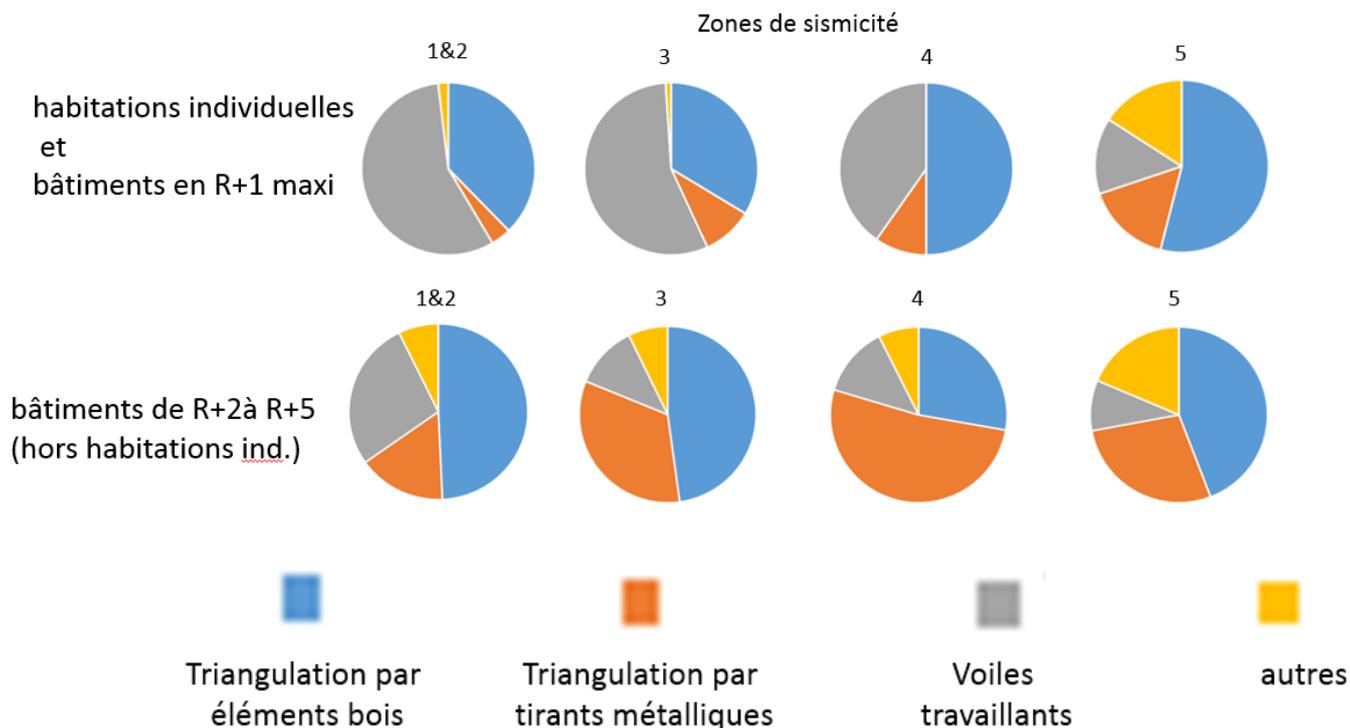


Figure 40: technique de contreventement utilisée en fonction des zones de sismicité et du nombre de niveaux des bâtiments.

D'après la Figure 40, on constate que :

- pour les habitations individuelles et les bâtiments en R+1 maxi, les contreventements par voiles travaillants et par triangulation par éléments bois sont les principaux systèmes de contreventements que ce soit pour les zones de sismicité 1, 2, 3 ou 4 ;
- pour les bâtiments avec des niveaux allant de R+2 à R+5, les contreventements par voiles travaillants et par triangulation par éléments bois restent les principaux systèmes de contreventements pour les zones de sismicité 1, 2 mais ces deux systèmes sont progressivement remplacés par le contreventement par tirants métalliques (notamment au détriment des voiles travaillants) pour les zones de sismicité 3 et 4. Ceci peut s'expliquer, a priori, par des efforts plus importants à reprendre. Cependant, il est à noter que le choix du système constructif dépend d'une analyse multi-critères dont notamment la sécurité incendie ;
- pour la zone de sismicité 5, le choix du système de contreventement ne semble pas dépendant du nombre de niveaux. Ceci peut éventuellement s'expliquer par le fait qu'il existe peu d'ouvrages au-delà de R+2 en structures bois.

Lors du dimensionnement aux séismes de ces différents systèmes de contreventement, les valeurs du coefficient de comportement q utilisées par les entreprises sont présentées en Tableau 14.

On constate que la valeur du coefficient de comportement q utilisée pour un contreventement en triangulation par éléments bois ou par tirants métalliques est essentiellement égale à 1,5. La valeur de $q=2$ autorisée par l'Eurocode 8 pour les treillis en bois de classe de ductilité moyenne ne semble donc que rarement utilisée.

En ce qui concerne les contreventements par murs à ossature bois, on constate que, bien que rien ne soit spécifié dans l'Eurocode 8 dans ce cas (structure poteau/poutre contreventée par murs à ossature bois) et qu'il n'est donc pas a priori autorisé d'utiliser un coefficient de comportement q supérieur à 1,5 sans essais, l'utilisation d'une valeur supérieure à 1,5 est majoritairement utilisée.

| Valeurs utilisées pour q | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 |
|---------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
| Triangulation par éléments bois | 90% | 10% | | |
| Triangulation par tirants métalliques | 80% | 15% | 5% | |
| Voiles travaillants | 35% | 22% | 17% | 26% |
| Autres | 82% | 6% | 6% | 6% |

Tableau 14: valeurs du coefficient de comportement q utilisées par les entreprises en fonction des systèmes de contreventement.

Aucune description des structures poteaux/poutres n'a été envoyée par les participants à l'enquête.

6. CONCLUSIONS

Cette étude bibliographique permet de constater qu'il existe des travaux scientifiques sur le comportement aux séismes des structures poteaux/poutres en bois contreventées par éléments diagonaux en bois et par murs à ossatures bois.

En ce qui concerne les contreventements par éléments diagonaux assemblés par boulons, les travaux scientifiques mettent en avant que l'élançement est un paramètre déterminant pour obtenir une ductilité sans forcément préconiser un diamètre de boulons. Les travaux japonais proposent un comportement ductile à partir d'un élançement de 8. Les discussions en cours pour la révision de l'Eurocode 8 pour introduire la conception basée sur la performance permettraient de s'affranchir d'un diamètre maximum en se basant sur un calcul pour identifier un mode de rupture avec rotules plastiques. Il est à noter que les travaux canadiens ont mis en évidence un comportement à forte ductilité des assemblages par rivets qui s'apparenteraient à de "grosses pointes" de forme ovale mais dont la mise en place longue en limitent leur utilisation.

En ce qui concerne les contreventements par murs à ossature bois, des travaux scientifiques ont été menés plus récemment. Pour les travaux expérimentaux, les essais menés sont cycliques et analysés selon une méthode japonaise ou américaine (ASTM 2126). Des valeurs de ductilité de 5,4 et 7,33 ont été obtenues pour des murs à ossature bois positionnés en tunnel de structures poteaux/poutres. Etant données les méthodes utilisées dans ces travaux, a priori, il n'est pas possible d'utiliser la correspondance entre les valeurs de ductilité et les classes de ductilité et de l'Eurocode 8 (cf. Tableau 2). Cependant, des études précédentes menées par FCBA et le CSTB [SISM, 2010-2013] ont montré que des valeurs de ductilité comprises entre 4,5 et 6 (selon la méthode ASTM 21 26) correspondaient à un coefficient de comportement évalué à 3. Cette valeur de q serait donc applicable à ces structures. Egalement, une étude numérique en poussée progressive d'un bâtiment en structures poteaux/poutres contreventées par murs à ossature bois a abouti à des valeurs de q comprises entre 3,82 et 4,52. Cependant, il est à noter que le nombre d'essais disponibles via cette bibliographie est limité, que les essais ont été faits sans charge verticale et qu'aucun essai ni simulation dynamique n'a été mené. Egalement, les faciès de rupture ont montré des flambements de panneaux à proscrire.

Il semble intéressant de présenter ces résultats au groupe de normalisation en charge de la partie de l'Eurocode 8 pour savoir si des travaux complémentaires ont été menés et conduisent au même comportement ductile de ces structures, ce qui permettrait de faire la proposition suivante :

Pour les structures poteaux/poutres bois contreventées par un voile à ossature bois, les hypothèses de classe de ductilité et de coefficient de comportement des murs à ossature bois sont applicables, en respectant les principes de dimensionnement en capacité et notamment :

- pas de rupture fragile de la structure poteaux/poutres,

- les assemblages entre la structure poteau/poutre et le système à ossature bois sont dimensionnés en sur-résistance,
- les ancrages de la structure sont dimensionnés en sur-résistance,
- la vérification de la compatibilité des déplacements horizontaux des deux systèmes.

A ces fins, ce sujet a donc été ajouté aux points de discussion de ce groupe de normalisation.

Par ailleurs, l'enquête menée auprès des professionnels a montré que :

- le système de contreventement par voiles travaillants est le système le plus utilisé pour les habitations individuelles et les bâtiments en R+1 pour les zones de sismicité 1 à 4,
- et que pour le calcul au séisme de ces systèmes mené selon l'Eurocode 8, la valeur de q était prise supérieure à 1,5 dans 65% des cas.

Ceci montre l'intérêt de faire reconnaître le comportement ductile de ces structures poteaux/poutres contreventées par murs à ossature bois.

7. ANNEXES :

7.1 Références bibliographiques

[ARCH, 2002] Architectural Institute of Japan. 2002. New estimation method for shear wall performance. Standard for Structural Design of Timber Structure.

[ASTM E 2126A, 2007] Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings / Note 2, 2007.

[CSA 086-09, 2010] *Règles de calcul des charpentes en bois, Association Canadienne de Normalisation.*

[EN 1998-1, 2004] *Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes, 2004.*

[GATT, 2012] N. Gattesco, R. Franceschinis, *Numerical simulation of the seismic response of timber frame multi-storey building*, World conference on Timber Engineering 2012, vol.3, pp. 386-395.

[He, 2011] M. He, T. Lu, *Research on Lateral Performance of hybrid structure based on post-beam construction and light wood frame construction*, Proc., 2011 Int. Conf. on Multimedia Technology, IEEE, Piscataway, NJ, 4523-4527.

[ISO DIS 16670, 2001] *Timber Structures – joints made with mechanical fasteners-quasi static reversed-cyclic test method.*

[ISO 16670, 2003] *Timber Structures – joints made with mechanical fasteners-quasi static reversed-cyclic test method.*

[NF EN 12512, 2002] : *Méthodes d'essai – Essais cyclique d'assemblages réalisés par organes mécaniques, 2002.*

[MITC, 2003] Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E. Paultre, P., Saatcioglu, M., Anderson, D. L., *Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada*, Canadian Journal Civil Engineering 30, 308-327, 2003.

[POPO, 2003] Popovski, M., Prion, H. G. L., and Karacabeyli, E., *Shake table tests on single-storey braced timber frames*, Canadian Journal Civil Engineering, 30(6),1089-1100, Forintek Canada, university of British Columbia, 2003.

[SHIM, 1, 2010] K.-B. Shim, K.-H. Hwang, J.-S. Park, M.-J. Park from Korea Forest Research Institute, *Lateral load resistance of hybrid wall*, Proceedings 2010 World Conference on Timber Engineering, Italy, 3166-3169.

[SHIM, 2, 2010] K.-B. Shim, K.-H. Hwang, J.-S. Park, M.-J. Park, *Shear performance of hybrid post and beam wall system infilled with structural insulation Panel*, Mokchae Konghak 38(5): 405-413,2010.

[SISM, 2010-2013] FCBA et CSTB, Rapport d'études, *Comportement parasismique des Murs à Ossatures Bois, SISMOB3 Phase1&Phase2*, 2010-2013.

[Xion, 2016] H. Xiong, Y. Liu, *Experimental study of the lateral resistance of bolted glulam timber post and beam structural systems*, Journal of the Structural Engineering, 2016, 142(4).

[YASU, 1990] Yasumura, M., *Seismic behaviour of braced frames in timber construction*, Proceedings of Meeting 23 of The International Council for Building Research Studies and Documentation, Working Commission W18 — Timber Structures. Lisbon, Portugal, Vol. 23-15-4, 1990.

7.2 Enquête auprès des professionnels : questionnaire et résultats bruts

Conception des structures poteaux-poutres en bois en zone sismique

Dans le cadre d'une étude bibliographique sur le comportement des structures poteaux/poutres en bois en situation de séisme, cette enquête a pour but d'identifier les stratégies de conception couramment utilisées par les professionnels pour assurer le contreventement de ces parois verticales. L'objectif final est d'évaluer les pistes d'optimisation du dimensionnement de ces structures en situation de séismes.

Cette enquête est financée par le CODIFAB et est menée par FCBA. Pour tout renseignement complémentaire, merci de contacter carole.faye@fcba.fr.

*Obligatoire

Votre entreprise et son activité

1. 1. Quel type d'entreprise êtes-vous ? *

Plusieurs réponses possibles.

- Bureau d'Etude Technique
- Fabricant de composants structuraux
- Constructeur
- Autre :

2. 2. Utilisez-vous la technique du poteaux-poutres ? *

Une seule réponse possible.

- oui
- Non *Passez à la question 16.*

Typologie d'ouvrages et de systèmes de stabilité latérale

3. 3. Combien d'ouvrages à structure Poteaux-Poutres réalisez-vous en moyenne par an selon les types d'usage suivants ? *

Une seule réponse possible par ligne.

| | Aucun | Moins de 10 | De 10 à 29 | De 30 à 49 | 50 et plus |
|-------------------------------------|-------|-------------|------------|------------|------------|
| Habitations individuelles | 9 | 16 | | | |
| Habitations collectives R+1 maxi | 9 | 16 | | | |
| Habitations collectives R+2 à R+5 | 15 | 10 | | | |
| Habitations collectives R+6 et plus | 19 | 6 | | | |
| Bureaux R+1 maxi | 7 | 18 | | | |
| Bureaux R+2 à R+5 | 9 | 16 | | | |
| Bureaux R+6 et plus | 19 | 6 | | | |
| Bâtiments tertiaires R+1 maxi | 4 | 16 | 1 | | |
| Bâtiments tertiaires R+2 à R+5 | 16 | 9 | | | |
| Bâtiments tertiaires R+6 et plus | 22 | 3 | | | |
| Usage mixte R+1 maxi | 8 | 16 | 1 | | |
| Usage mixte R+2 à R+5 | 17 | 8 | | | |
| Usage mixte R+6 et plus | 21 | 4 | | | |
| Autres | 10 | 10 | 4 | | 1 |

4. 4. Quelle technique de contreventement est généralement mise en œuvre en zone de sismicité très faible ou faible (zones 1 ou 2) pour assurer la stabilité latérale de ces ouvrages à structures poteaux-poutres ?

Une seule réponse possible par ligne.

| | Triangulation par éléments bois | Triangulation par tirants métalliques | Voiles travaillantes | Autres |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|----------------------|--------|
| Habitations individuelles | 4 | | 18 | 1 |
| Habitations collectives R+1 maxi | 5 | | 15 | |
| Habitations collectives R+2 à R+5 | 9 | 1 | 6 | 1 |
| Habitations collectives R+6 et plus | 2 | 2 | 3 | 6 |
| Bureaux R+1 maxi | 9 | 1 | 11 | 1 |
| Bureaux R+2 à R+5 | 9 | 3 | 6 | 2 |
| Bureaux R+6 et plus | 7 | 4 | 1 | 5 |
| Bâtiments tertiaires R+1 maxi | 11 | 1 | 9 | 0 |
| Bâtiments tertiaires R+2 à R+5 | 7 | 5 | 3 | 1 |
| Bâtiments tertiaires R+6 et plus | 6 | 4 | 0 | 5 |
| Usage mixte R+1 maxi | 11 | | 7 | |
| Usage mixte R+2 à R+5 | 9 | | 3 | |
| Usage mixte R+6 et plus | 6 | 4 | 1 | 6 |
| Autres | 11 | 1 | 1 | 4 |

6. 5. Quelle technique de contreventement est généralement mise en œuvre en zone de sismicité modérée (zone 3) pour assurer la stabilité latérale de ces ouvrages à structures poteaux-poutres ?

Une seule réponse possible par ligne.

| | Triangulation par éléments bois | Triangulation par tirants métalliques | Voiles travaillants | Autres |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Habitations individuelles | (3) | (0) | (16) | <input type="checkbox"/> |
| Habitations collectives R+1 maxi | (5) | (0) | (14) | (0) |
| Habitations collectives R+2 à R+5 | (8) | (5) | (3) | (0) |
| Habitations collectives R+6 et plus | (5) | (5) | (2) | (3) |
| Bureaux R+1 maxi | (8) | (2) | (9) | <input type="checkbox"/> |
| Bureaux R+2 à R+5 | (9) | (6) | (2) | (2) |
| Bureaux R+6 et plus | (4) | (5) | (2) | (5) |
| Bâtiments tertiaires R+1 maxi | (8) | (3) | (7) | (1) |
| Bâtiments tertiaires R+2 à R+5 | (7) | (7) | (1) | (1) |
| Bâtiments tertiaires R+6 et plus | (4) | (5) | <input type="checkbox"/> | (5) |
| Usage mixte R+1 maxi | (8) | (4) | (7) | <input type="checkbox"/> |
| Usage mixte R+2 à R+5 | (9) | (5) | (2) | <input type="checkbox"/> |
| Usage mixte R+6 et plus | (4) | (5) | (1) | (5) |
| Autres | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

7. Si vous avez coché "Autres", merci de préciser le type d'ouvrages :

8. 6. Quelle technique de contreventement est généralement mise en œuvre en zone de sismicité moyenne (zone 4) pour assurer la stabilité latérale de ces ouvrages à structures poteaux-poutres ?

Une seule réponse possible par ligne.

| | Triangulation par éléments bois | Triangulation par tirants métalliques | Voiles travaillants | Autres |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------|
| Habitations individuelles | 4 | 1 | 9 | |
| Habitations collectives R+1 max | 6 | 1 | 9 | |
| Habitations collectives R+2 à R+6 | 3 | 7 | 3 | |
| Habitations collectives R+6 et plus | 2 | 4 | 4 | |
| Bureaux R+1 max | 9 | 0 | 4 | |
| Bureaux R+2 à R+5 | 5 | 7 | 1 | 2 |
| Bureaux R+6 et plus | 2 | 5 | 2 | 3 |
| Bâtiments tertiaires R+1 maxi | 8 | 4 | 3 | |
| Bâtiments tertiaires R+2 à R+5 | 3 | 8 | 1 | 1 |
| Bâtiments tertiaires R+6 et plus | 2 | 5 | 1 | 3 |
| Usage mixte R+1 maxi | 9 | 1 | 4 | |
| Usage mixte R+2 à R+5 | 4 | 6 | 2 | 1 |
| Usage mixte R+6 et plus | 3 | 6 | 1 | 3 |
| Autres | 4 | 2 | 2 | 2 |

9. Si vous avez coché "Autres", merci de préciser le type d'ouvrages :

10. 7. Quelle technique de contreventement est généralement mise en œuvre en zone de sismicité forte (zone 5) pour assurer la stabilité latérale de ces ouvrages à structures poteaux-poutres ?

Une seule réponse possible par ligne.

| | Triangulation par éléments bois | Triangulation par tirants métalliques | Voiles travaillants | Autres |
|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------|
| Habitations individuelles | 7 | 1 | 2 | 3 |
| Habitations collectives R+1 maxi | 4 | 1 | 2 | 3 |
| Habitations collectives R+2 à R+5 | 4 | 3 | 2 | 2 |
| Habitations collectives R+6 et plus | | | | |
| Bureaux R+1 maxi | 8 | 2 | 2 | 2 |
| Bureaux R+2 à R+5 | 6 | 3 | 1 | 2 |
| Bureaux R+6 et plus | | | | |
| Bâtiments tertiaires R+1 maxi | 8 | 3 | 1 | 1 |
| Bâtiments tertiaires R+2 à R+5 | 4 | 4 | 0 | 2 |
| Bâtiments tertiaires R+6 et plus | | | | |
| Usage mixte R+1 maxi | 7 | 3 | 2 | 1 |
| Usage mixte R+2 à R+5 | 5 | 2 | 1 | 2 |
| Mixtes R+6 et plus | | | | |
| Autres | | | | |

11. Si vous avez coché "Autres", merci de préciser le type d'ouvrages :

Conception et dimensionnement selon la zone sismique

12. 8. Quelles valeurs de coefficient de comportement q utilisez-vous pour le dimensionnement de la stabilité latérale des structures poteaux-poutres en fonction du système de stabilisation retenu ?

Une seule réponse possible par ligne.

| | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 |
|---------------------------------------|-----|---|-----|---|
| Triangulation par éléments bois | 19 | 2 | | |
| Triangulation par tirants métalliques | 16 | 3 | 1 | |
| Voiles travaillants | 8 | 5 | 4 | 6 |
| Autres | 43 | | | |

13. Si vous avez coché "Autres", merci de préciser le système de stabilité :

14. 9. En fonction de la région de vent, pour la justification de la stabilité latérale de vos structures poteaux-poutres, à partir de quelle zone de sismicité, le séisme devient-il en général dimensionnant (par rapport au vent) ?

Une seule réponse possible par ligne.

| | Sismicité très faible Z1 | Sismicité faible Z2 | Sismicité modérée Z3 | Sismicité moyenne Z4 | Sismicité forte Z5 |
|------------------|--------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|--------------------|
| Région de vent 1 | 8 | 8 | 8 | 1 | |
| Région de vent 2 | 1 | 5 | 14 | 1 | |
| Région de vent 3 | | 3 | 14 | 2 | |
| Région de vent 4 | | 2 | 5 | 8 | |
| Antilles | 1 | | 1 | 1 | 5 |

Intégration des contreventements dans la structure poteaux-poutres

15. 10. Dans le cas de l'utilisation de voiles travaillants (type ossature bois par exemple) pour stabiliser une structure à poteaux-poutres, quelle mise en œuvre utilisez-vous ?

Plusieurs réponses possibles.

- 13 Ossature Bois filante devant la structure poteaux-poutres
- 14 Ossature Bois en tunnel
- 1 Autre :

11. Schémas, coupes techniques, description, ...

Afin d'améliorer l'analyse de cette enquête, il nous serait très utile de disposer de schémas techniques, coupes et/ou descriptifs de vos techniques d'intégration de contreventement des structures poteaux-poutres par voiles travaillants. Pour cela, merci de les envoyer directement à carole.fave@fcba.fr

Merci de votre participation

16. 12. Pouvez-vous indiquer le nom de votre entreprise ?

7.3 Présentation faite en Commission Gros Œuvre du 22 mars 2017



**Comportement en situation de séisme
des structures poteaux-poutres bois**

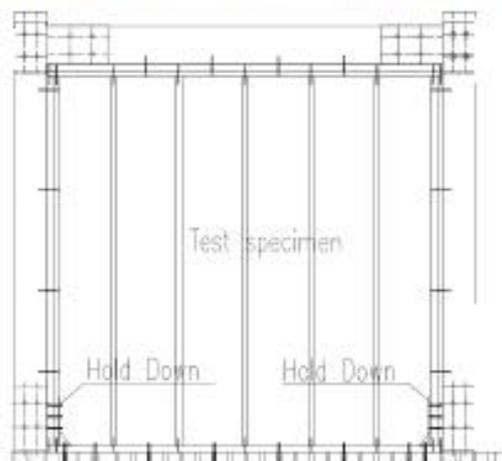
Etude bibliographique

Carole Faye / Laurent Le Magorou

www.fcba.fr

CONTEXTE

Dans le cadre d'un calcul au séisme mené selon la méthode des forces latérales équivalentes de l'Eurocode 8, quelle valeur du coefficient q prendre pour les structures poteaux-poutres bois, notamment pour celles contreventées par un système à ossature bois?



CONTEXTE

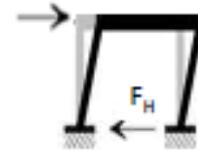
Dans le cadre d'un calcul au séisme mené selon la méthode des forces latérales équivalentes de l'Eurocode 8, quelle valeur du coefficient q prendre pour les structures poteaux-poutres bois, notamment pour celles contreventées par un système à ossature bois?

$$F_H = M \times S_d(T) = \text{Masse} \times a_{gr} \times S \times \gamma_i \times 2,5 / q$$



| Catégories d'importance du bâtiment | Coefficients d'importance γ_i |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| I | 0,8 |
| II | 1 |
| III | 1,2 |
| IV | 1,4 |

| Classes de sol | S pour les zones de sismicité 1 à 4 |
|---|-------------------------------------|
| A – sol rocheux | 1 |
| B | 1,35 |
| C | 1,5 |
| D | 1,5 |
| E – sol comprenant une couche superficielle d'alluvions | 1,8 |



CONTEXTE

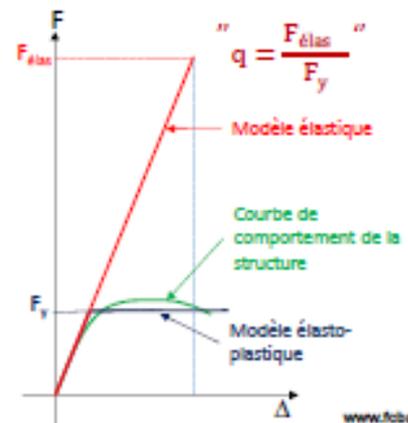
Dans le cadre d'un calcul au séisme mené selon la méthode des forces latérales équivalentes de l'Eurocode 8, quelle valeur du coefficient q prendre pour les structures poteaux-poutres bois, notamment pour celles contreventées par un système à ossature bois?

$$F_H = M \times S_d(T) = \text{Masse} \times a_{gr} \times S \times \gamma_i \times 2,5 / q$$



| Catégories d'importance du bâtiment | Coefficients d'importance γ_i |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| I | 0,8 |
| II | 1 |
| III | 1,2 |
| IV | 1,4 |

| Classes de sol | S pour les zones de sismicité 1 à 4 |
|---|-------------------------------------|
| A – sol rocheux | 1 |
| B | 1,35 |
| C | 1,5 |
| D | 1,5 |
| E – sol comprenant une couche superficielle d'alluvions | 1,8 |



CONTEXTE / Eurocode 8 / Analyse linéaire / Classes de ductilité et q

Chap. 8 Bâtiments Bois / tableau 8.1

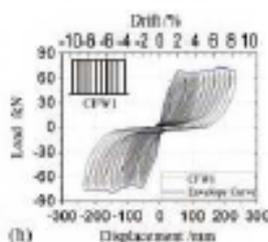
| Principe de dimensionnement et classe de ductilité | q | Exemples de structure |
|--|-----|--|
| Capacité réduite à dissiper l'énergie – DCL | 1,5 | Consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés ; treillis assemblés par connecteurs |
| Capacité moyenne à dissiper l'énergie – DCM | 2 | Panneaux de murs collés avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; <u>treillis avec assemblages brochés et boulonnés</u> ; structures mixtes composées d'une ossature en bois (résistant aux forces horizontales) et d'un remplissage non porteur |
| | 2,5 | Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir 8.1.3(3)P) |
| Capacité élevée à dissiper l'énergie – DCH | 3 | Panneaux de murs cloués avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; <u>treillis avec assemblages cloués</u> |
| | 3 | Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir 8.1.3(3)P) |
| | 5 | Panneaux de murs cloués avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons |

L'AN limite q à 3

CONTEXTE / Eurocode 8 / Analyse linéaire / Classes de ductilité et q

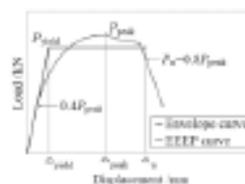
§ 8.3 (3)P

Essais cycliques selon EN 12512



Détermination de la ductilité D

$$D = \Delta u / \Delta y$$



| D | Classe de ductilité |
|-------------|---------------------|
| $D < 4$ | réduite |
| $4 < D < 6$ | moyenne |
| $D > 6$ | élevée |

§ 8.3.4 (4) Les dispositions de l'alinéa (3) P du présent paragraphe et du paragraphe 8.2 alinéas (2) a) et (5) b) peuvent être considérées comme satisfaites dans les zones dissipatives de tous les types de structure si les dispositions suivantes sont respectées :

- a. dans les assemblages bois-bois brochés, boulonnés et cloués et dans les assemblages bois-métal, l'épaisseur minimale des éléments assemblés est de $10d$ et le diamètre d du connecteur ne dépasse pas 12 mm ;

CONTEXTE / Eurocode 8 / Révision au sein du CEN TC250 / SC8/ WG3

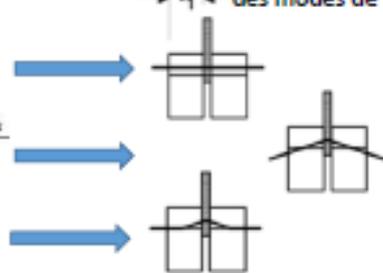
Dans les discussions en cours du CEN / TC 250/ SC8 / WG3, il est question d'introduire la notion de **Performance based Design**.

Cas de l'assemblage en double cisaillement où la plaque métallique constitue l'élément central

Eurocode 5
résistance caractéristique

$$F_{t,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{tk} t_1 d \\ f_{tk} t_1 d \left[2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{tk} d t_1^2} - 1 \right] + \frac{F_{t,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{tk} d} + \frac{F_{t,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Détermination des modes de rupture



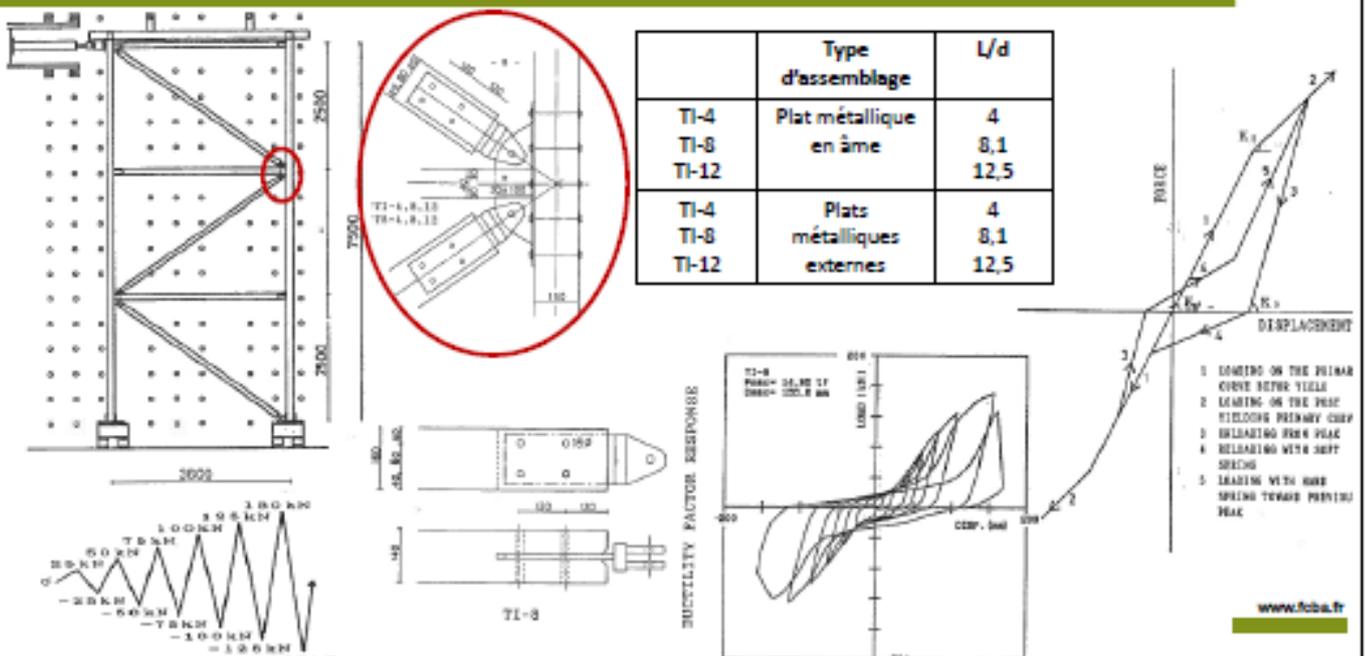
Classes de ductilité D maximale

réduite

moyenne

élevée

Bibliographie / Seismic behavior of braced frames in timber construction Yasumura M., CIBW18-Timber Structures, 1990



Bibliographie / Seismic behavior of braced frames in timber construction

Yasumura M., CIBW18-Timber Structures, 1990

| | |
|---|------------|
| Poteau/poutre contreventée par triangulation | q |
| Rupture dans les assemblages à ductilité moyenne a/ $l/d \geq 8$ b/ pas de rupture de bloc des assemblages c/ pas de rupture perpendiculaire des assemblages d/ dimensionnement en sur-résistance des éléments bois avec un coefficient de 1,5 e/ pas de rupture des éléments métalliques | de 2 à 2,5 |
| Rupture dans les assemblages non ductiles a/ pas de rupture fragile de l'assemblage b/ pas de rupture des éléments bois c/ pas de rupture des éléments métalliques | 1,5 |
| Autres cas | 1 |

Japanese Building Standard Law (BSL)

Cas des bâtiments avec $31 \text{ m} < H \leq 60 \text{ m}$

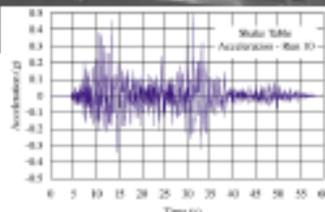
Des essais cycliques sont à mener.

| Eléments bois | assemblages | Ds | 1/Ds |
|-----------------------|-----------------|------|------|
| Cont. $\leq 2/3$ Rés. | rupture ductile | 0,35 | 2,86 |
| | $l/d \geq 12$ | 0,4 | 2,50 |
| | $l/d \geq 8$ | 0,45 | 2,22 |
| Autre cas | | 0,5 | 2 |

www.fbsa.fr

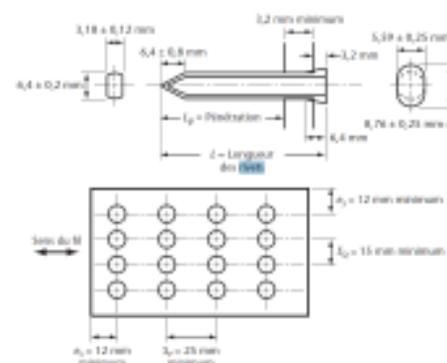
Bibliographie / Shake table tests on single-storey braced timber frames

Popovski, M., Prion, H. G. L., and Karacabeyli, E., Can. J. Civ. Eng. 30 1089-1100, 2003



| Fastener | Factored resistance (kN) | End distance e (mm) | Row spacing s_r (mm) | Connector spacing s (mm) | Configuration | Nbre de tests |
|---------------|--------------------------|-----------------------|------------------------|----------------------------|---------------|---------------|
| 19-mm bolts | 56.9 | 228 | — | 76 | | 3 |
| 9.5-mm bolts | 28.1 | 114 | — | 38 | | 3 |
| 12.7-mm bolts | 24.2 | 152 | — | 51 | | 3 |
| Glulam rivets | 34.0 | 75 | 25 | 25 | | 3 |

Rivets pour gros bois (norme CSA 086-09)

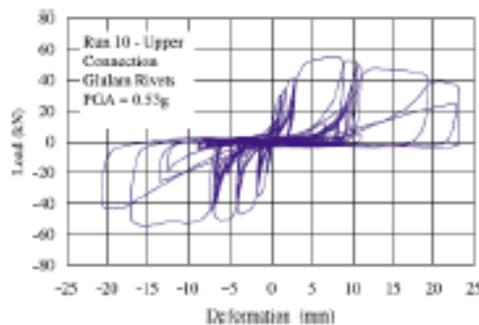
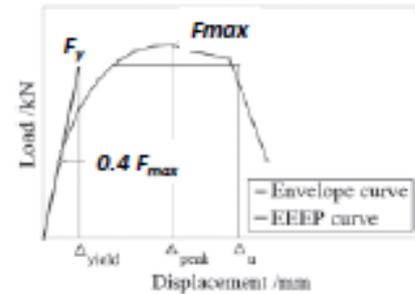


www.fbsa.fr

Bibliographie / Shake table tests on single-storey braced timber frames

Popovski, M., Prion, H. G. L., and Karacabeyli, E., Can. J. Civ. Eng. 30 1089-1100, 2003

| Connection properties | 9.5-mm bolts | 12.7-mm bolts | 19-mm bolts | Rivets |
|--|--------------|---------------|-------------|--------|
| Connection yield force, F_y (kN) | 43.1 | 38.7 | 60.0 | 40.0 |
| Yield force displacement, Δ_y (mm) | 1.72 | 1.39 | 0.82 | 2.2 |
| Maximum force of the connection, F_{max} (kN) ^b | 61.5 | 60.6 | 74.8 | 55.9 |
| Displacement at F_{max} (mm) ^b | 4.05 | 4.27 | 1.45 | 7.03 |
| Ultimate deformation, Δ_u (mm) | 6.1 | 6.54 | 2.0 | 17.65 |
| Initial stiffness (kN/mm) | 30.0 | 33.0 | 79.63 | 30.3 |
| Ductility (Δ_y/Δ_u) | 3.5 | 4.7 | 2.5 | 8.0 |

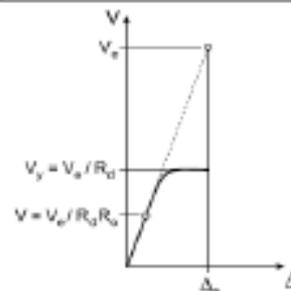


www.fcba.fr

Bibliographie / Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada, Can. J. Civ. Eng. 30 308-327, 2003

Table 5. Summary of design and detailing requirements for timber seismic force resisting systems (SFRSs).

| Type of SFRS | R_d | R_o | Summary of design and detailing requirements in CSA standard CSA-O86-01 |
|--|-------|-------|---|
| Nailed shear walls with wood-based panels | 3.0 | 1.7 | |
| Shear walls with wood-based and gypsum panels in combination | 2.0 | 1.7 | |
| Moderately ductile braced or moment-resisting frames | 2.0 | 1.5 | |
| Limited-ductility braced or moment-resisting frames | 1.5 | 1.5 | |
| Other wood- or gypsum-based SFRSs | 1.0 | 1.0 | |



Les éléments en bois et les assemblages doivent être dimensionnés pour que leur résistance soit supérieure ou égale à l'effort.
Les contreventements diagonaux doivent avoir des assemblages ductiles, tels que les assemblages par rivets, dimensionnés en mode ductile

Les éléments en bois et les assemblages doivent être dimensionnés pour que leur résistance soit supérieure ou égale à l'effort.
Assemblages avec une ductilité limitée tels que les boulons avec un petit ratio L/d

Bibliographie / contreventement par un système à ossature bois

Shear performance of hybrid post and beam wall system infilled with structural insulation panel,
K.-B. Shim, K.-H. Hwang, J.-S. Park, M.-J. Park, Mokchae Konghak 38(5): 405-413,2010.

Lateral load resistance of hybrid wall

K.-B. Shim, K.-H. Hwang, J.-S. Park, M.-J. Park, Proceedings 2010 World Conference on Timber Engineering, Italy, 3166-3169.

Cyclic tests performed according Korean Standard, equivalent to ISO 16 670

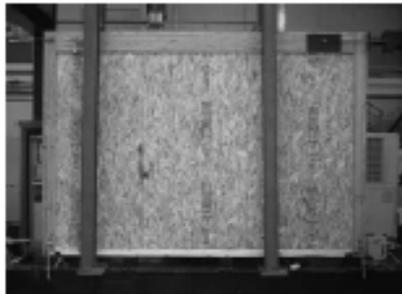
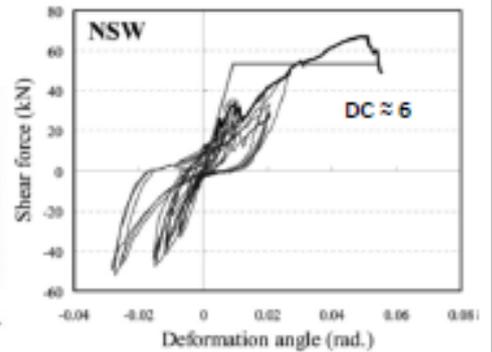


Fig. 10. Buckling failure of NSW specimen during test.



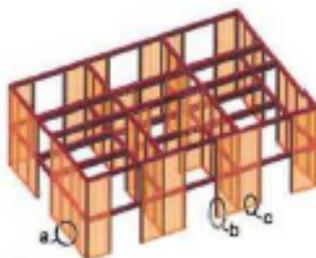
www.fcba.fr

13

Bibliographie / contreventement par un système à ossature bois

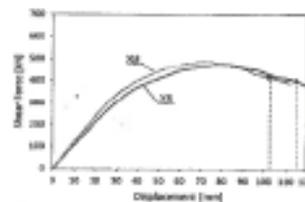
Numerical simulation of the seismic response of timber frame multi-storey building

N. Gattesco, R. Franceschinis, WCTE 2012, vol.3, pp.386-395, University of Trieste, Italy

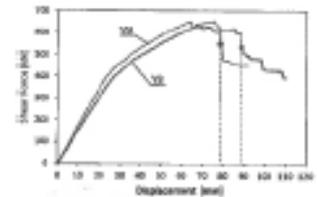


Analyse push over sur le bâtiment selon les directions X et Y

$$q = \frac{F_{élast}}{F_y}$$



$q_x = 3,84$



$q_y = 4,52$

www.fcba.fr

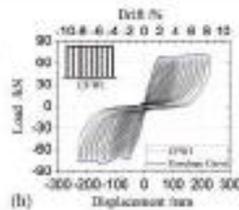
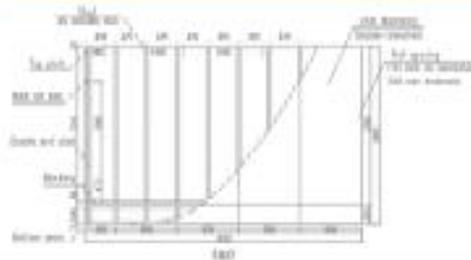
14

Bibliographie / contreventement par un système à ossature bois

Experimental study of the lateral resistance of bolted glulam timber post and beam structural systems H. Xiong, Y. Liu, Journal of the Structural Engineering, 2016, 142(4) / Tongji University, Shanghai, China

Table 1. Mechanical Performance Parameters / Cyclic tests performed according ASTM E2126

| Specimen | P_{peak}/kN | Δ_{peak}/mm | P_u/kN | Δ_u/mm | P_{yield}/kN | Δ_{yield}/mm | $K_e/(kN/mm)$ | $\theta_{ej}(\%)$ | D |
|----------|---------------|--------------------|----------|---------------|----------------|---------------------|---------------|-------------------|------|
| CF1 | 54.5 | 204.7 | 53.1 | 260.0 | 52.8 | 155.0 | 0.34 | 5.7 | 1.68 |
| CF2 | 55.5 | 207.5 | 55.3 | 258.9 | 53.7 | 154.1 | 0.35 | 5.6 | 1.68 |
| CXB1 | 98.9 | 31.4 | 27.6 | 31.9 | 98.9 | 31.4 | 3.15 | 1.1 | 1.02 |
| CXB2 | 92.8 | 29.3 | 25.2 | 31.5 | 92.8 | 29.3 | 3.16 | 1.1 | 1.08 |
| CKB1 | 129.5 | 54.8 | 70.1 | 63.6 | 129.4 | 53.9 | 2.40 | 2.0 | 1.18 |
| CKB2 | 128.1 | 54.9 | 45.0 | 55.8 | 128.1 | 54.8 | 2.34 | 2.0 | 1.02 |
| CHB1 | 84.9 | 142.7 | 70.3 | 228.4 | 78.6 | 123.6 | 0.64 | 4.5 | 1.85 |
| CFW1 | 76.9 | 167.4 | 73.1 | 231.5 | 70.8 | 31.6 | 2.24 | 1.2 | 7.33 |



www.fcba.fr

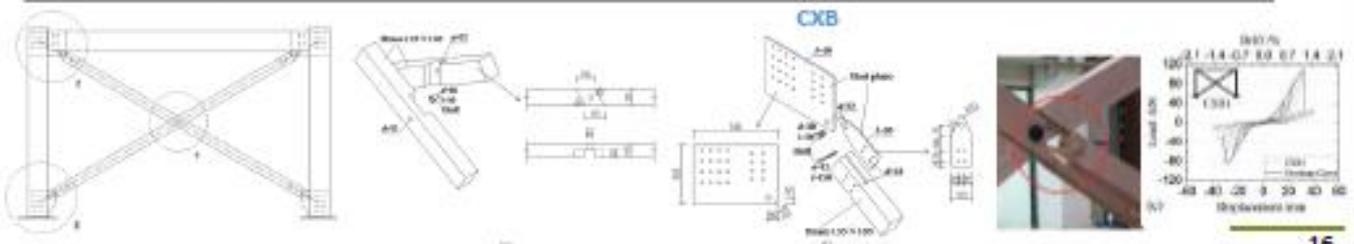
15

Bibliographie / contreventement par un système à ossature bois

Experimental study of the lateral resistance of bolted glulam timber post and beam structural systems H. Xiong, Y. Liu, Journal of the Structural Engineering, 2016, 142(4) / Tongji University, Shanghai, China

Table 1. Mechanical Performance Parameters / Cyclic tests performed according ASTM E2126

| Specimen | P_{peak}/kN | Δ_{peak}/mm | P_u/kN | Δ_u/mm | P_{yield}/kN | Δ_{yield}/mm | $K_e/(kN/mm)$ | $\theta_{ej}(\%)$ | D |
|----------|---------------|--------------------|----------|---------------|----------------|---------------------|---------------|-------------------|------|
| CF1 | 54.5 | 204.7 | 53.1 | 260.0 | 52.8 | 155.0 | 0.34 | 5.7 | 1.68 |
| CF2 | 55.5 | 207.5 | 55.3 | 258.9 | 53.7 | 154.1 | 0.35 | 5.6 | 1.68 |
| CXB1 | 98.9 | 31.4 | 27.6 | 31.9 | 98.9 | 31.4 | 3.15 | 1.1 | 1.02 |
| CXB2 | 92.8 | 29.3 | 25.2 | 31.5 | 92.8 | 29.3 | 3.16 | 1.1 | 1.08 |
| CKB1 | 129.5 | 54.8 | 70.1 | 63.6 | 129.4 | 53.9 | 2.40 | 2.0 | 1.18 |
| CKB2 | 128.1 | 54.9 | 45.0 | 55.8 | 128.1 | 54.8 | 2.34 | 2.0 | 1.02 |
| CHB1 | 84.9 | 142.7 | 70.3 | 228.4 | 78.6 | 123.6 | 0.64 | 4.5 | 1.85 |
| CFW1 | 76.9 | 167.4 | 73.1 | 231.5 | 70.8 | 31.6 | 2.24 | 1.2 | 7.33 |



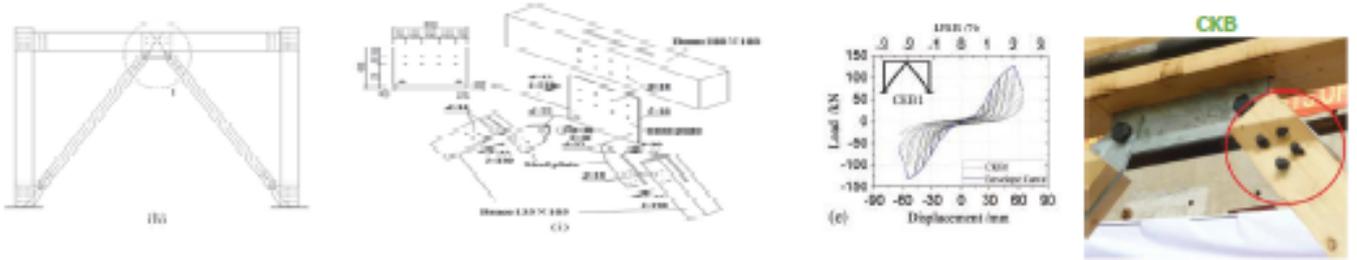
16

Bibliographie / contreventement par un système à ossature bois

Experimental study of the lateral resistance of bolted glulam timber post and beam structural systems H. Xiong, Y. Liu, Journal of the Structural Engineering, 2016, 142(4) / Tongji University, Shanghai, China

Table 1. Mechanical Performance Parameters / Cyclic tests performed according ASTM E2126

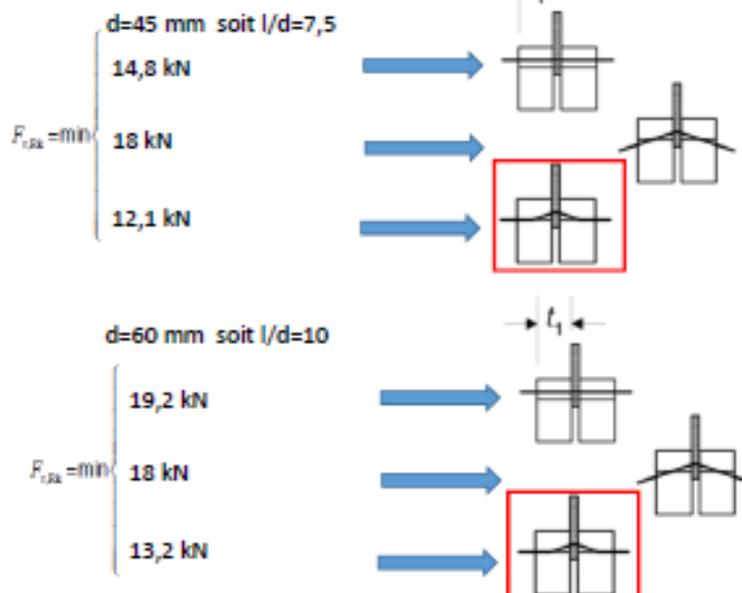
| Specimen | P_{peak}/kN | Δ_{peak}/mm | P_y/kN | Δ_y/mm | P_{yield}/kN | Δ_{yield}/mm | $K_e/(kN/mm)$ | $\theta_e/(\%)$ | D |
|----------|---------------|--------------------|----------|---------------|----------------|---------------------|---------------|-----------------|------|
| CF1 | 54.5 | 204.7 | 53.1 | 260.0 | 52.8 | 155.0 | 0.34 | 5.7 | 1.68 |
| CF2 | 55.5 | 207.5 | 55.3 | 258.9 | 53.7 | 154.1 | 0.35 | 5.6 | 1.68 |
| CXB1 | 98.9 | 31.4 | 27.6 | 31.9 | 98.9 | 31.4 | 3.15 | 1.1 | 1.02 |
| CXB2 | 92.8 | 29.3 | 25.2 | 31.5 | 92.8 | 29.3 | 3.16 | 1.1 | 1.08 |
| CKB1 | 129.5 | 54.8 | 70.1 | 63.6 | 129.4 | 53.9 | 2.40 | 2.0 | 1.18 |
| CKB2 | 128.1 | 54.9 | 45.0 | 55.8 | 128.1 | 54.8 | 2.34 | 2.0 | 1.02 |
| CHB1 | 84.9 | 142.7 | 70.3 | 228.4 | 78.6 | 123.6 | 0.64 | 4.5 | 1.85 |
| CFW1 | 76.9 | 167.4 | 73.1 | 231.5 | 70.8 | 31.6 | 2.24 | 1.2 | 7.33 |



Cas de l'assemblage en double cisaillement où la plaque métallique constitue l'élément central

Résistance caractéristique/plan

Classes de ductilité D



Théoriquement, mode ductile mais 22% d'écart seulement avec le mode fragile

mode ductile avec 45% d'écart avec le mode fragile

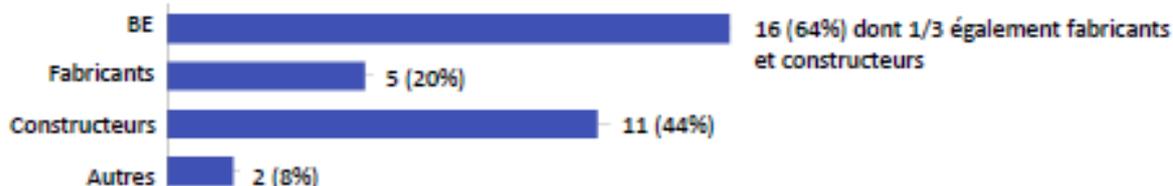
Proposition à présenter au CEN / TC 250/ SC8 / WG3

Pour les structures poteaux/poutres bois contreventées par un voile à ossature bois, les hypothèses de classe de ductilité et de coefficient de comportement des murs à ossature bois sont applicables, en respectant les principes de dimensionnement en capacité et notamment :

- pas de rupture fragile de la structure poteaux/poutres,
- les assemblages entre la structure poteau/poutre et le système à ossature bois sont dimensionnés en sur-résistance,
- les ancrages de la structure sont dimensionnés en sur-résistance.

Enquête mise en ligne sur la plateforme Eurocode 5 (oct16-fév17)

25 réponses d'utilisateurs de la technique poteaux/poutres bois



La structure poteaux/poutres bois est utilisée pour les bâtiments de type:

- habitations individuelles
- et bureaux, habitations collectives, bâtiments tertiaires jusqu'à R+5.

Structures poteaux/ poutres bois: bâtiments multi-niveaux, grande hauteur

Essais à l'échelle du bâtiment nécessaires si :

- questionnement sur le comportement statique, vibratoire, sismique....
- structures non couvertes par les recommandations de l'EC8,
- structures irrégulières en élévation,

Essais à l'échelle réelle difficilement réalisables

- Essais sur maquettes à échelle réduite
 - Utilisation des lois de similitudes

Facteurs de similitude de la loi Cauchy- Froude

| Quantité | Dimensions | Facteurs de similitude |
|------------------------|----------------------------------|------------------------|
| Longueur / Déformation | L | S |
| Section | L ² | S ² |
| Volume | L ³ | S ³ |
| Temps | T | S ^{1/2} |
| Fréquence | T ⁻¹ | S ^{-1/2} |
| Accélération | LT ⁻² | 1 |
| Vitesse | LT ⁻¹ | S ^{1/2} |
| Masse | M | S ² |
| Force | MLT ⁻² | S ² |
| Raideur | MT ⁻² | S |
| Contrainte | ML ⁻¹ T ⁻² | 1 |
| Module de Young | ML ⁻¹ T ⁻² | 1 |

iba.fr

23

Structures poteaux/ poutres bois: bâtiments multi-niveaux, grande hauteur

Essais à l'échelle du bâtiment nécessaires si :

- questionnement sur le comportement statique, vibratoire, sismique....
- structures non couvertes par les recommandations de l'EC8,
- structures irrégulières en élévation,

Essais à l'échelle réelle difficilement réalisables

- Essais sur maquettes à échelle réduite
 - Utilisation des lois de similitudes
 - Proposer une étude collective pour établir une méthodologie basée sur les lois de similitude spécifiques aux bâtiments bois

www.fcba.fr

24