



INSTITUT TECHNOLOGIQUE

Comportement parasismique des murs ossature bois avec panneaux OSB agrafés

SISBOIS

Carole Faye

décembre 2015

Avec le soutien de :



Siège social
10, rue Galilée
77420 Champs-sur-Marne
Tél +33 (0)1 72 84 97 84

IBC Recherche
Allée de Boutaut - BP 227
33028 Bordeaux Cedex
Tél +33 (0)5 56 43 63 00
Fax +33 (0)5 56 43 64 80

www.fcba.fr

Siret 775 680 903 000132
APE 7219 Z
Code TVA CEE : FR 14 775 680 903

Partenaires :



Carole FAYE
Pôle Industrie Bois Construction
Service Etudes et Recherche

Institut Technologique FCBA

Allée de Boutaut – BP 227
33 028 Bordeaux Cedex

☎ : 05.56.43.63.03

@ : carole.faye@fcba.fr

🌐 : www.fcba.fr

SOMMAIRE

1. Introduction.....	4
1.1 Contexte de l'étude.....	4
1.2 Objectifs de l'étude et partenariats	5
2. Comportement à l'échelle des assemblages_Agrafes_Pointes.....	7
2.1 Protocole expérimental et configurations testées	7
2.2 Résultats des Essais monotones _comparaison avec calcul EC5.....	8
2.3 Comparaison avec calcul EC5.....	11
3. Comportement dynamique d'éléments de murs a ossature bois.....	13
3.1 Configurations testées	13
3.2 Protocole expérimental.....	14
3.3 Estimation du coefficient de comportement q	16
3.4 Détermination du critère de non effondrement	17
3.5 Choix des accélérogrammes pour les essais sur table vibrante	19
3.6 Résultats d'essais dynamiques pour les murs OSB12 fixés par agrafes.....	21
3.7 Comparaison avec les murs OSB12 fixés par pointes (Etude SISMOB3)	25
4. Essais cycliques sur éléments de mur.....	28
4.1 Protocole d'essai cyclique et échantillonnage	28
4.2 Essais cycliques selon ISO/DIS 21 581 pour les panneaux OSB 12 agrafés_ Influence de la charge verticale et de la vitesse d'essai.....	32
5. Application de la méthode N2 et des forces latérales aux murs testés sur la table vibrante.....	36
5.1 Résultats expérimentaux pour les murs testés sur table vibrante.....	36
5.2 Application de la méthode des forces latérales aux essais de murs sur table vibrante	38
5.2.1 Détermination de l'accélération maximale spectrale S_d en tête de mur.....	38
5.2.2 Détermination du déplacement relatif en tête de mur.....	40
5.3 Application de la méthode non linéaire N2 aux essais de murs sur table vibrante	44
5.3.1 Principe de la méthode N2.....	44
5.3.2 Application et résultats.....	45
6. Conclusion Générale	54
7. Bibliographie.....	56
8. Annexe 1 : Détermination $PGA_{EC8,q=1}$ pour chacune des configurations expérimentales	58
9. Annexe 2 : Fiche technique de l'agrafe	61
10. Annexe 3 : Selection des accélérogrammes.....	62
11. Annexe 4 : Graphes des essais cylciques des configurations 2,3 et 4	67
12. Annexe 5 : Tests de comparaison de moyennes appliqué aux essais cycliques	

1. INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

La France est, comme plusieurs pays européens, concernée par le risque sismique. D'un point de vue réglementaire, elle s'est dotée depuis octobre 2010 d'une nouvelle carte de zonage de l'aléa sismique impliquant un accroissement des territoires concernés : 60% du territoire contre 14% auparavant (soit 4 fois plus), et d'un arrêté fixant les règles de construction parasismique à utiliser sur le territoire national. En ce qui concerne l'habitat individuel, 25% des communes françaises sont concernées dorénavant par le règlement parasismique. Depuis janvier 2014, l'application du code de calcul Eurocode 8 [1] pour le dimensionnement des structures et leur justification vis-à-vis des sollicitations sismiques est obligatoire.

Dans une démarche globale de conception parasismique intégrant une architecture correcte (régularité des masses et rigidités en plan et élévation) et une exécution cohérente avec les dispositions constructives, les structures bois présentent potentiellement un comportement parasismique intéressant en raison, d'une part, du rapport résistance / masse élevé du bois, et d'autre part, grâce à la présence de contreventement (par voiles travaillants ou systèmes de contreventement) mettant en jeu la ductilité des assemblages métalliques qui permettent alors de dissiper l'énergie des efforts sismiques.

Cependant, par manque de connaissances scientifiques, ces aspects sont pris en compte de manière limitée dans l'Eurocode 8 [1], comme le rappelle son annexe nationale française.

En ce qui concerne les murs à ossature bois avec voile travaillant en OSB, ceux-ci ne sont pas mentionnés dans la règle de moyens de l'Eurocode 8 permettant d'obtenir un comportement dissipatif de la structure, or ces panneaux couvrent environ 80% du marché français. Ceci peut conduire à un sur-dimensionnement de ces structures. L'étude SISMOB3 [16] a permis d'étudier le comportement dynamique de ces murs dans le cas où les panneaux d'OSB/3 d'épaisseur 12 mm était fixé par pointes aux montants et de proposer une valeur du coefficient q (facteur de réduction des efforts utilisé pour un dimensionnement au séisme, mené selon une analyse statique). Ceci permettra d'optimiser le dimensionnement de ces structures. Cependant le cas de la fixation du panneau par agrafes connaît un développement croissant. Ainsi, le projet SISBOIS a pour objet d'étudier le comportement dynamique des murs à ossature bois avec panneaux agrafés afin d'en estimer une valeur "optimisée et réaliste" du coefficient de comportement q . Par ailleurs, une autre phase du projet SISBOIS est le développement d'une méthode de dimensionnement dite capacitive, basée sur une approche statique non linéaire. Un des avantages de cette approche est sa rapidité comparativement à une analyse classique temporelle. Egalement, cette méthode dite capacitive est "suffisamment riche" pour reproduire les mécanismes potentiels majeurs mise en cause,

ce que ne fait pas la méthode des forces latérales via une approche statique linéaire. A l'heure actuelle, cette nouvelle méthode est très peu utilisée par les bureaux d'étude pour les structures béton ou en construction métallique et pas encore pour les structures bois alors qu'elle permet de reproduire les mécanismes majeurs de dissipation.

Ainsi, ce rapport présente :

- en chapitre 2 : la justification du choix de l'agrafe basée sur des essais monotones. Une comparaison essai/calcul normatif est également présentée. Des essais cycliques à l'échelle de l'assemblage (non présentés ici) ont également été menés dans le cadre de SISBOIS. Les résultats ont fait l'objet d'une publication dans une revue de rang A [22].
- en chapitre 3 : l'étude du comportement dynamique des murs à ossature agrafés, incluant une comparaison avec les murs avec panneaux OSB pointés ;
- en chapitre 4 : les essais cycliques des murs agrafés ;
- en chapitre 5 : l'application d'une méthode de calcul statique non linéaire pour le dimensionnement des murs à ossature bois (pointés et agrafés) ainsi que la comparaison avec la méthode linéaire des forces latérales utilisées à ce jour. Ces résultats reprennent de façon condensée les travaux de thèse menés dans le cadre de SISBOIS [17].

1.2 Objectifs de l'étude et partenariats

Les finalités de ce programme, présentées dans ce rapport, sont donc :

- de qualifier expérimentalement le comportement dynamique des murs avec diaphragmes agrafés dont le développement est croissant depuis cinq ans du fait de leur process de fabrication rapide afin d'en estimer une valeur du coefficient de comportement q optimisée,
- de développer la méthode dite capacitive pour les maisons à ossature bois avec panneaux pointés et agrafés afin d'optimiser le dimensionnement de ces structures avec un niveau de fiabilité conforme à celui requis par les Eurocodes; cette méthode nécessitera de déterminer la courbe de comportement non linéaire global des murs ce qui se fera via des essais monotones et cycliques ;

Ces deux objectifs permettront d'optimiser le dimensionnement aux séismes de ces structures.

L'Institut Technologique FCBA et l'I2M, laboratoire de l'Université Bordeaux I, ont œuvré en complémentarité sur 2013, 2014 et 2015 pour mener à terme cette étude. La présente étude a été menée par les personnes suivantes :

- L'Institut Technologique Forêt Cellulose Bois-construction Ameublement (FCBA), représenté par Mme Carole FAYE, M. Yassine VERDRET, M. Laurent LEMAGOROU, M. Jean-Charles DUCCINI & M. Patrice GARCIA,

- Le laboratoire I2M représenté par M. Mohammed EL ACHACHI et M. Yassine VERDRET.

➤

2. COMPORTEMENT A L'ECHELLE DES ASSEMBLAGES_AGRAFES_POINTES

Ce chapitre présente une campagne expérimentale d'essais monotones menés à l'échelle de l'assemblage pour représenter localement la jonction entre le montant et le panneau en OSB/3 d'un mur à ossature bois. Cette campagne concerne les deux assemblages suivants :

- d'une part, l'assemblage avec pointes de diamètre 2,5 mm et longueur de 50 mm utilisée lors de l'étude SISMOB3-phase 2 [16],
- d'autre part, l'assemblage avec agrafes de section 1,34 mm × 1,60 mm et de longueur 50 mm (cf. annexe 2 pour fiche technique de l'agrafe).

Ces essais ont pour objectif de vérifier expérimentalement que l'assemblage agrafé présente des performances instantanées comparables à celles de l'assemblage pointé de l'étude SISMOB3. Cela nous permettra ensuite de comparer le comportement dynamique de murs réalisés à partir des deux types d'assemblages ayant des comportements instantanés semblables.

Egalement, une comparaison avec le calcul selon l'Eurocode 5 sera faite.

2.1 Protocole expérimental et configurations testées

Le choix de l'agrafe (cf. fiche technique de l'agrafe en annexe 2) s'est fait sur la base d'un calcul de la résistance mené selon l'Eurocode 5 afin que l'assemblage agrafé ait la même résistance instantanée que l'assemblage pointé étudié dans SISMOB.

Sur la base de ces deux critères, il a été décidé d'utiliser des agrafes dont les caractéristiques sont les suivantes:

- un empâtement : 11,2 mm ;
- une longueur : 50 mm ;
- une section droite : 1,34 x 1,6 mm² .

Par ailleurs, les dimensions de l'agrafe respectent les exigences de la norme EN 14592, à savoir :

- la tête doit avoir une largeur minimale de 6d où d est le diamètre équivalent calculé selon l'EC5 (§8.4-(2)),
- chaque pointe doit avoir une aire de section transversale de 1,7 mm² minimum et de 3,2 mm² maximum,
- la longueur des pointes doit être de 65d maximum.

L'éprouvette utilisée reproduit la jonction au montant central de deux panneaux de murs à ossature bois. Elle est composée d'un montant central de section 45 x145 mm² en qualité C24 et de deux panneaux OSB/3 de 12 mm d'épaisseur, conforme à la norme NF EN 300. L'assemblage est composé au total de 8 agrafes ou pointes. La distance aux

rices des panneaux des fixations est de 10 mm conformément au DTU 31.2 [NFD10]. Cette distance ne respecte pas les règles de l'Eurocode 5.

Le dispositif expérimental et les dimensions de l'éprouvette sont respectivement présentés en **Figure 1** et **Figure 2**.



Figure 1 : dispositif expérimental.

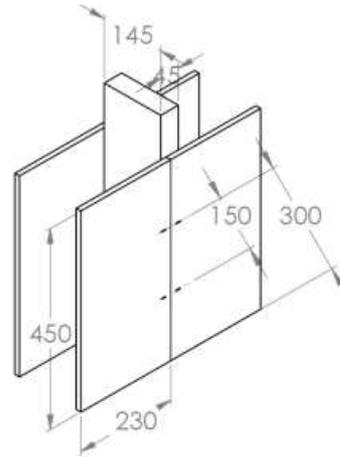


Figure 2 : dimensions de l'éprouvette, agrafés orientés à 90°.

Lors des essais, l'effort vertical (traction / compression) est appliqué au montant central fixé à la traverse de la machine d'essai reproduisant ainsi un essai de cisaillement sur les agrafes ou pointes. Sur leur partie supérieure, les panneaux sont bridés au marbre de la machine d'essai par des plaques et tirants métalliques. L'écartement des panneaux est maintenu constant en partie inférieure par une traverse basse.

Les essais monotones sont réalisés selon la norme NF EN 26 891 [21]. Un total de quinze essais monotones a été réalisé (cf. tableau 1).

2.2 Résultats des Essais monotones _comparaison avec calcul EC5

Le **Tableau 1** donne les valeurs moyennes et les coefficients de variation des variables déterminées par les essais monotones :

- F_{max} , la charge maximale subie par l'éprouvette et U_{max} , le déplacement associé ;
- la charge ultime F_{ult} , correspondant à l'effort à 80% de F_{max} et U_{ult} (déplacement ultime) le déplacement associé ;
- la raideur, k_s , calculée à partir de la relation suivante selon la norme NF EN 26 891 [21] :

$$k_s = \frac{0,4 F_{max}}{\frac{4}{3}(U_{0,4F_{max}} - U_{0,1F_{max}})}$$

où $U_{0,4F_{max}}$ et $U_{0,1F_{max}}$ correspondent respectivement au déplacement à $0,4 \times F_{max}$ et $0,1 \times F_{max}$.

connection	désignation	F _{max} (kN)	U _{max} (mm)	F _{ult} (kN)	U _{ult} (mm)	k _s (kN/mm)
Agrafes orientées à 0°	AM00-4	6,47	8,20	5,25	24,1	3,49
	AM00-5	6,40	6,90	5,42	18,4	6,89
	AM00-6	7,23	7,60	5,80	16,2	8,00
	AM00-7	5,60	5,30	4,42	14,5	11,4
	AM00-8	5,45	2,10	4,17	7,40	21,6
	Moyenne	6,23	6,00	5,00	16,1	10,3
	CoV (%)	11,6	40,6	13,8	37,7	67,5
Agrafes orientées à 90°	AM90-4	8,07	7,70	6,46	15,4	7,55
	AM90-5	9,34	8,40	7,49	18,7	6,76
	AM90-6	8,99	10,3	7,24	21	5,10
	AM90-7	6,62	11,8	5,71	16,8	1,67
	AM90-8	6,32	11,7	5,23	19,3	1,61
	Moyenne	7,87	10,0	6,4	18,2	4,54
	CoV (%)	17,3	18,8	15,0	12,0	61,4
Pointes	PM-1	8,71	8,20	6,96	20,8	6,25
	PM-2	8,73	11,5	6,96	22,8	1,79
	PM-3	7,95	9,90	6,33	17,8	3,00
	PM-4	6,94	11,6	5,54	17,1	2,42
	PM-5	7,01	3,40	5,59	13,6	2,22
	Moyenne	7,87	8,90	6,30	18,4	3,14
	CoV (%)	11,1	37,9	11,1	19,2	57,2

Tableau 1 : Résultats des essais monotones.

Les courbes expérimentales pour chacune des 3 configurations : AM00, AM90, PM sont respectivement présentées en

Figure 3, *Figure 4* et *Figure 5*.

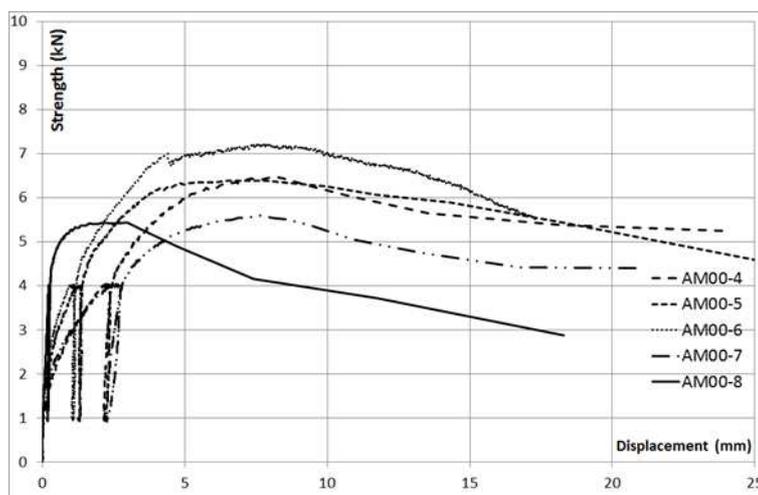


Figure 3 : Courbes expérimentales des essais monotones pour les éprouvettes avec agrafes orientées à 0°.

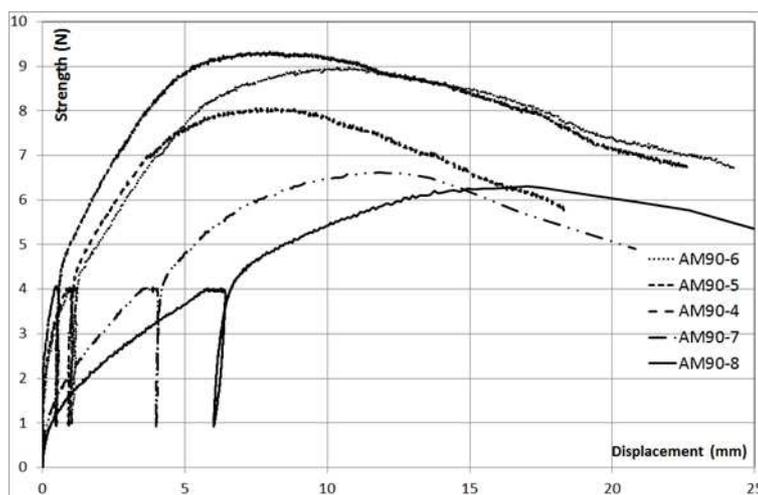


Figure 4 : Courbes expérimentales des essais monotones pour les éprouvettes avec agrafes orientées à 90°.

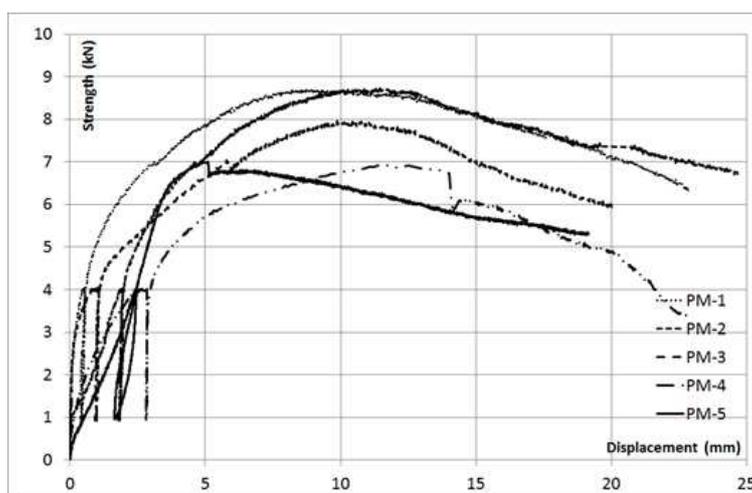


Figure 5 : Courbes expérimentales des essais monotones pour les éprouvettes avec pointes.

Concernant la charge maximale relevée durant les essais, on constate qu'en moyenne l'effort maximal (colonne 3) des configurations AM00 est plus faible de 20% par rapport à celui des configurations AM90 et PM. Ceci s'explique en partie par l'orientation de l'agrafe à 0° par rapport au fil du bois du montant qui provoque un phénomène de déchirement plus important localement dans le montant. On observe une dispersion assez similaire des efforts maximum pour l'ensemble des configurations (AM00, AM90 et PM). Par ailleurs la dispersion des valeurs est plus importante sur les déplacements (colonne 4) que sur les efforts.

De même concernant les raideurs, on observe des valeurs similaires en moyenne pour les configurations AM90 et PM, mais beaucoup plus élevées avec la configuration AM00. La

variabilité de k_s est quant à elle très élevée aussi bien pour les assemblages agrafés que pour les assemblages pointés.

2.3 Comparaison avec calcul EC5

Afin de comparer les valeurs expérimentales (présentées au paragraphe précédent) aux valeurs calculées par un dimensionnement EC5 pour une qualité mécanique C24, les valeurs de résistance expérimentales ont été ajustées par le facteur C suivant afin de prendre en compte la valeur réelle de densité des éprouvettes testées :

$$C = \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,5}$$

- $\rho_k = 350 \text{ kg.m}^{-3}$ est la densité caractéristique du C24,
- $\rho_a = 461,5 \text{ kg.m}^{-3}$ est la densité moyenne des éprouvettes.

Après cet ajustement en densité, la valeur caractéristique des résistances expérimentales est déterminée à partir de la norme EN 14 358 [20]. Cette norme utilise l'hypothèse que les valeurs de résistance suivent une loi log-normale dont les valeurs sont présentées dans le [Tableau 2](#).

Eprouvette	Résistance ajustée, $F_{\max, \text{ajus}}$ (kN)	$y_i = \ln(F_{\max, \text{adj}})$
AM00-4	5,53	1,73
AM00-5	5,57	1,72
AM00-6	6,30	1,84
AM00-7	4,88	1,58
AM00-8	4,75	1,56
Moyenne	5,43	1,69
CoV (%)	11,6	6,9
$M_{k, \text{test}}$	4,15	
AM90-4	7,03	1,94
AM90-5	8,13	2,1
AM90-6	7,83	2,06
AM90-7	5,77	1,75
AM90-8	5,50	1,71
Moyenne	6,85	1,91
CoV (%)	17,3	9,2
$M_{k, \text{test}}$	5,21	

PM-1	7,59	2,03
PM-2	7,60	2,03
PM-3	6,92	1,93
PM-4	6,04	1,80
PM-5	6,10	1,81
Moyenne	6,85	1,92
CoV (%)	11,1	5,8
$M_{k,test}$	5,25	

Tableau 2 : valeurs expérimentales de la résistance des éprouvettes ajustées à une densité de C24, $F_{max,ajus}$ et valeur lognormale y_i associée. $M_{k,test} = \exp(\text{moy}[y_i] - l_s \times \text{ecartype}[y_i])$ où $l_s = 2,46$.

Le **Tableau 3** présente les deux valeurs de résistance pour chacune des configurations d'essais :

- d'une part, les valeurs $F_{v,Rk}$ obtenues à partir d'un dimensionnement selon EC5 pour du C24,
- et d'autre part, les valeurs $M_{k,test}$ obtenues expérimentalement avec un ajustement en densité.

Eprouvette	$F_{v,Rk}$ (kN)	$M_{k,test}$ (kN)	Ecart avec l'EC5 (%)
AM00	3,61	4,15	12,8
AM90	5,15	5,21	1,20
PM	4,78	5,25	9,83

Tableau 3 : comparaison entre les valeurs caractéristiques de la résistance calculée à partir d'un dimensionnement EC5, $F_{v,Rk}$ d'une part et obtenues expérimentalement $M_{k,test}$ avec un ajustement en densité d'autre part.

Sur l'ensemble des résultats, les valeurs expérimentales surestiment entre 1 et 13% les valeurs calculées. D'un point de vue expérimental, on constate un rapport de 80% entre les agrafes orientées à 90° et celles à 0°, légèrement supérieur au rapport de 70% préconisé par l'EC5.

3. COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'ÉLÉMENTS DE MURS A OSSATURE BOIS

Ce chapitre étudie le comportement dynamique d'éléments de murs à ossature bois avec voile travaillant en OSB/3 d'épaisseur 12 mm fixés par agrafes Haubold KG 750 de longueur 50 mm (cf. fiche technique en Annexe 2) afin d'estimer un coefficient de comportement q pour cette configuration.

Dans le chapitre précédent, nous avons montré que le comportement des fixations par pointes et agrafes étudiées (cf. SISMOB) sont semblables d'un point de vue du comportement statique à l'échelle de l'assemblage.

Dans ce chapitre, nous mènerons également une comparaison entre ces deux assemblages d'un point de vue de leur comportement dynamique à l'échelle du mur.

3.1 Configurations testées

Les éléments de murs de dimensions 2,4m×2,4m (cf. **Figure 6**) ont été fabriqués sur commande de FCBA conformément au DTU 31.2 avec les spécificités suivantes :

- l'ossature est en Sapin / Épicéa de section 45 x 145 mm². Les montants de qualité C24 sont espacés d'un entraxe de 600 mm. Les assemblages entre les montants et les traverses sont réalisés par 4 pointes annelées Ø3,2 x 90 mm ;
- le voile travaillant des panneaux est en OSB/3 d'épaisseur 12 mm ;
- l'entraxe entre agrafes est de 150 mm pour les rives et de 300 mm au centre. Toutes les agrafes sont orientées verticalement.

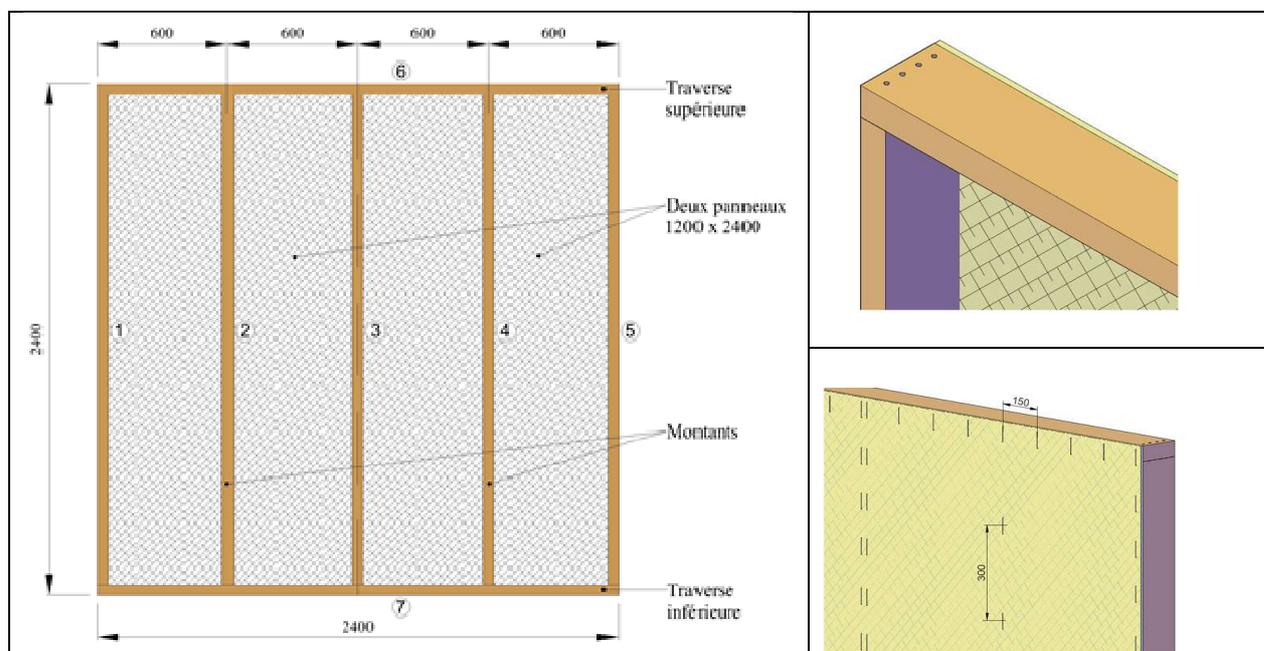


Figure 6 : Détail des murs d'essai.

3.2 Protocole expérimental

Le montage expérimental (cf. *Figure 7*) a été établi afin de représenter au mieux les conditions réelles de sollicitations dynamiques d'éléments de murs :

- la charge verticale est posée sur le mur et fixée par 4 vis M12 et rondelles LL12, une lisse supérieure est intercalée entre le haut du mur et la charge. Selon les essais, la charge verticale est de 1,5 tonne ou de 2 tonnes. Ce niveau de charge représente la masse à supporter par les murs pour un dimensionnement au séisme dans le cas d'un bâtiment d'habitation usuel en R+1 de 8 m de large (soit entre 625kg/ml et 830kg/ml),
- une lisse inférieure est intercalée entre le mur et la table. Le mur est fixé sur la table vibrante par 4 tiges filetées de diamètre 12 mm avec écrous entre chaque montant et 2 équerres Simpson AH290550/2 et rondelles US40/50/10G-B au droit des deux montants d'extrémité. Ainsi, les montants d'extrémité sont ancrés conformément à l'EC5,
- un système de deux rails d'acier est mis en place pour éviter les basculements hors plan et la chute de la masse verticale sur la table. Afin de limiter les frottements lors des essais, une bande de Téflon recouvre les deux rails métalliques. De plus, afin d'éviter tout choc transverse et de se placer dans des conditions d'essai reproductibles, un espacement constant de 5 mm entre le mur et la surface de la bande de Téflon est laissé pour chaque essai. Un essai effectué avec un espacement de 1 mm, a permis de vérifier que l'impact du frottement sur les déplacements des murs était négligeable car inférieur à l'erreur sur la mesure,
- la table sollicite les murs de façon unidirectionnelle parallèlement à leur plan.



Figure 7 : Détails du dispositif expérimental.

La procédure d'essai suit les étapes suivantes :

- (a) le montage du mur sur la table,
- (b) la sollicitation du mur **par un bruit blanc de bas niveau et par vibration libre** pour déterminer la fréquence et les déformées modales initiales à partir d'une analyse modale expérimentale, et la FRF¹ entre les accélérations en tête et en pied du mur,

¹ FRF : la Fonction de Réponse en Fréquence est la représentation fréquentielle du rapport entre l'accélération du faitage sur celle de la table lors de sollicitation sismique.

- (c) la sollicitation du mur **par le séisme à son niveau d'origine** afin de déterminer le déplacement en tête du mur ainsi que les accélérations en tête et en pied du mur. Cette étape n'est pas systématiquement menée.
- (d) la sollicitation du mur **par un bruit blanc** de bas niveau pour déterminer la FRF entre les accélérations en tête et en pied du mur suite au séisme précédent;
- (e) idem à l'étape (c) mais pour le séisme à un niveau amplifié tel que le mur atteigne (sans la dépasser) la limite de non effondrement;
- (f) idem à l'étape (d) afin d'étudier l'évolution de la structure suite au séisme de l'étape précédente ;
- (g) idem à l'étape (c) afin de s'assurer que le mur est en capacité de supporter à nouveau un séisme sans s'effondrer,
- (h) idem à l'étape (d).

Les essais ont été réalisés majoritairement pour deux séismes : le séisme dit lointain et le séisme 4653ya. Le choix des séismes pour ces essais sur table vibrante est détaillé en § 3.5.

Le positionnement des capteurs, pour les essais sismiques (Murs 25 à 36), est le suivant :

- le positionnement des accéléromètres est présenté sur la **Figure 8** : les accéléromètres 2 et 7 permettent d'étudier l'amplification du séisme due au mur. Les accéléromètres 8 et 9 permettent d'estimer le soulèvement des murs lors des essais. L'accéléromètre 10 permet de relever le signal réellement "joué" par la table ;
- la mesure du déplacement longitudinal des murs a été faite par différence entre la mesure du capteur à fil fixé à mi-longueur de la lisse haute du mur par rapport à une référence liée au sol et la mesure du capteur LVDT du vérin sismique (déplacement de la table).

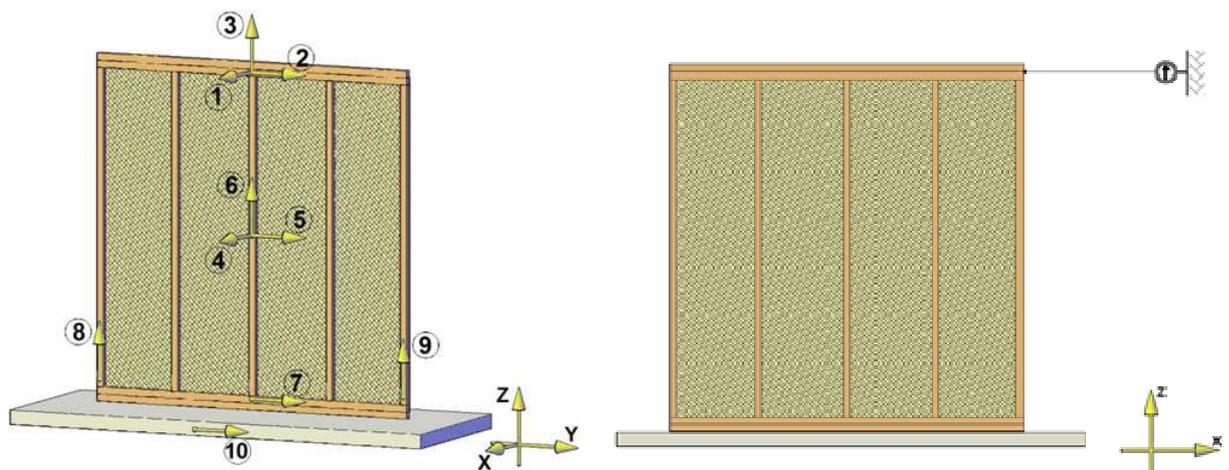


Figure 8 : Positionnement des accéléromètres et des capteurs de déplacements lors des essais sismiques (Murs 9 à 21).

3.3 Estimation du coefficient de comportement q

L'objectif étant d'évaluer le coefficient de comportement q permettant d'assurer le critère de non effondrement pour une structure dimensionnée selon l'EN 1998-1, le coefficient proposé sera donc associé à l'EN 1998-1.

La valeur du coefficient de comportement q pour une structure correspond à la valeur caractéristique déterminée à partir des valeurs $q_{\text{séisme } i}$ obtenues sur un nombre significatif de séismes. Ceci peut être fait de façon expérimentale ou par calcul dynamique non linéaire. Dans cette étude, la valeur caractéristique de q sera déterminée à partir d'essais sur table vibrante menés essentiellement avec l'un des séismes les plus nocifs (5/40) sur l'ensemble de 40 séismes représentatifs de l'aléa fort et modéré en France.

L'estimation du coefficient de comportement q correspond au rapport de l'accélération caractéristique que peut réellement supporter la structure sans effondrement sur l'accélération déterminée par un dimensionnement fait selon l'EN 1998-1, elle-même basée sur la valeur caractéristique de la résistance des murs selon l'EC5.

C'est la démarche récemment proposée dans les articles scientifiques relatifs aux structures bois [10] et [11] ainsi que dans l'étude SISMOB3-phase 2 [16].

Ainsi, la démarche pour estimer la valeur q_i associée à un signal sismique i, se fait selon les quatre étapes principales suivantes:

Etape (1) : détermination par calcul du $PGA_{EC8,q=1}^{(2)}$: l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement mené selon l'EN 1998-1 avec une valeur de $q=1$. Pour les murs agrafés considérés, le calcul de $PGA_{EC8,q=1}$ est présenté en Annexe 1.

Etape (2) : détermination (par voie d'essais dans notre cas) du $PGA_{\text{séisme } i, \text{non_effondrement}}$: pic d'accélération du sol correspondant à une amplification du signal sismique i pour atteindre la limite de non effondrement de la structure. La détermination du critère de la limite de non effondrement est proposée en paragraphe 3.4.

Etape (3) : pour le séisme i, calcul de $q_{\text{séisme } i} = \frac{PGA_{\text{séisme } i, \text{non_effondrement}}}{PGA_{EC8,q=1}}$.

Etape(4) : estimation de q à partir de la valeur caractéristique des valeurs $q_{\text{séisme } i}$.

⁽²⁾ PGA : Peak Ground Acceleration

3.4 Détermination du critère de non effondrement

Selon l'EC8 (§2.1), les exigences fondamentales à respecter pour les structures en zones sismiques sont :

(1) **l'exigence de limitation des dommages** : la structure doit être conçue et construite pour résister à des actions sismiques présentant une probabilité de se produire plus importante que les actions sismiques de calcul, sans qu'apparaissent des dommages et des limitations d'exploitation, dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure.

Dans le cadre de notre étude, qui consiste à déterminer le coefficient de comportement q (et non à réaliser un dimensionnement), cette exigence n'est pas à prendre en compte.

(2) **l'exigence de non effondrement** : la structure doit être conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques de calcul, sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'évènement sismique. Concernant les structures en bois à comportement dissipatif, on prend en compte la capacité des zones dissipatives de la structure à résister aux actions sismiques au-delà de leur domaine élastique, i.e., jusqu'à une réduction de 20% de la capacité résistante entre trois cycles menés à un même déplacement (cf. NF EN 1998-1, §8.3 (3)P).

Pour prendre en compte cette exigence de non effondrement, **nous définissons une limite en déplacement** telle que le déplacement maximal autorisé en tête de mur correspond à une chute de 10% de l'effort maximal sur la courbe enveloppe des essais cycliques menés à l'échelle des murs chargés selon la norme ISO 21 581 : 2010 ou ATSM E2126-2008. Le fait de considérer une réduction de 10% donne une marge de sécurité par rapport au 20% admis par l'ASTM E 21 26 pour établir la courbe enveloppe.

Afin de déterminer cette limite en déplacement, des essais cycliques à l'échelle des murs ont été menés pour deux vitesses d'essais et trois niveaux de chargement vertical. Ces essais sont présentés en détail en chapitre 4 de ce rapport. Ci-dessous, le [Tableau 4](#) présente, pour chacun des essais cycliques :

- la valeur maximale de l'effort F_{max}
- et les valeurs de déplacement $V_{F_{max}}$, $V_{90\%F_{max}}$, $V_{80\%F_{max}}$ obtenues respectivement pour les 3 niveaux d'effort F_{max} , $90\%F_{max}$, $80\%F_{max}$, relevés sur la courbe enveloppe.

Murs ossature bois avec panneaux OSB/3 de 12 mm agrafés	Vitesse d'essai cyclique	Charge verticale	F_{max} (kN)	V_{Fmax} (mm)	$V_{90\%Fmax}$ (mm)	$V_{80\%Fmax}$ (mm)	
Mur 15	essai en 1 min (environ 60 mm/s)	625 kg/ml	17	34	61	71	
			13	34	53	60	
Mur 17			19	36	61	70	
			14	32	53	58	
Mur 18			18	34	54	60	
			15	35	53	58	
Mur 12		1 250 kg/ml	18	34	44	56	
			14	34	52	58	
Mur 13			17	34	47	60	
			15	34	49	57	
Mur 14			17	34	46	58	
			13	33	50	57	
Mur 5	0 kg /ml	16	47	56	64		
		14	32	50	57		
Mur 6		18	33	57	66		
		16	35	56	63		
Mur 7		18	34	58	67		
		16	34	45	55		
Mur 19	essai à 0,2 mm/s (environ 4,7 h)	625 kg/ml	16	37	61	68	
			13	37	52	60	
Mur 20			15	36	64	74	
			12	36	59	67	
Mur 21			15	37	62	70	
			13	37	57	63	
Moyenne				15	35	54	62
Coefficient de Variation				13%	9%	11%	9%

Tableau 4 : Effort maximal et déplacements correspondant à F_{max} , $90\%F_{max}$, $80\%F_{max}$ obtenus à partir de la courbe enveloppe des essais cycliques pour les murs agrafés.

Ainsi, la limite de non effondrement correspond à un déplacement horizontal en tête de mur de 54 mm⁽³⁾ pour les murs avec panneaux OSB 12 mm agrafés.

³ pour indication, 54mm= 0,022 H

3.5 Choix des accélérogrammes pour les essais sur table vibrante

Deux signaux d'entrée ont été utilisés pour mener les essais sur table vibrante.

Les signaux, dits le *Lointain* et le *4653ya* dont les PGA respectifs sont 0,33g et 0,24g, issus de bases de données de séismes réels ont été choisis afin:

- d'être représentatifs de l'aléa sismique fort ou moyen en France,
- d'atteindre la limite de non effondrement des murs avant d'atteindre les limites physiques de la table ($depl_{max} = +/- 10cm$ et $acc_{max} = 3,5g$).
- d'être le plus nocif possible pour la structure afin que l'évaluation du coefficient q se fasse sur la base d'une valeur $PGA_{séisme_i, non_effondrement}$ considérée comme caractéristique.

Une étude de la nocivité des séismes, basée sur la Densité Spectrale d'Énergie (DSE)⁴ et d'autres indicateurs généraux du mouvement sismique selon une méthodologie proposée par le BRGM [12] a montré que ces deux séismes sont parmi les 5 plus nocifs parmi 40 séismes issus de bases de données et représentatifs de l'aléa moyen et fort en France. Le détail de cette analyse de nocivité est présenté en annexe 3. Ces deux séismes se sont avérés nettement plus nocifs que le séisme de l'Aquila pour les murs à ossature bois avec diaphragmes pointés testés dans l'étude SISMOB3 phase 2 [16].

Ainsi, les deux signaux sismiques retenus pour les essais dynamiques sont le *Lointain*, *4653ya*, dont les PGA respectifs sont 0,33g et 0,24g. Etant donné la limite en déplacement de la table ($+/- 10\text{ cm}$), l'amplification des séismes sera limitée en fonction de leur PGD. Ainsi, l'amplitude en accélération maximale sera de 1,25 g pour le lointain et de 0,88g pour le 4653ya.

Les signaux réels temporels en accélération et en déplacement sont présentés sur les figures ci-dessous.

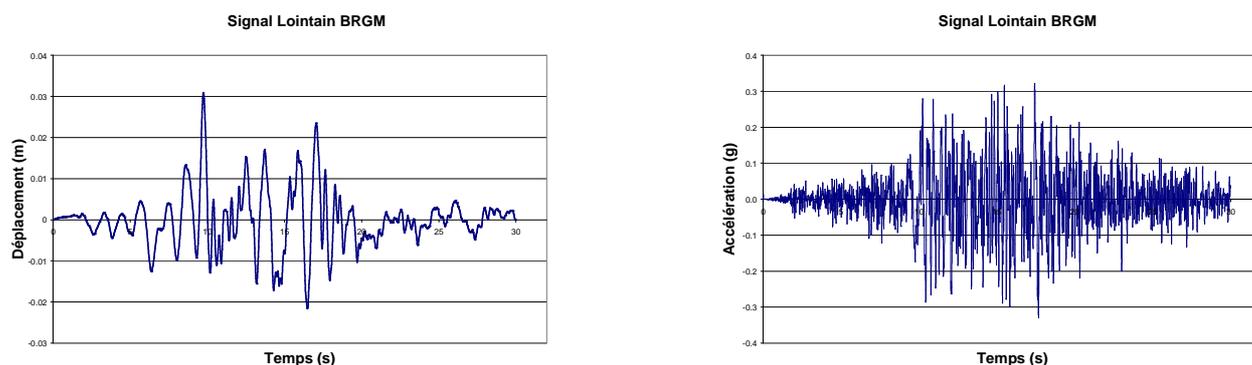


Figure 9 : signaux temporels en accélération et déplacement du séisme dit lointain (scénario Guadeloupe lointain).

(4) DSE : représente l'énergie du signal à une fréquence donnée. Elle est le module au carré de la Transformée de Fourier de l'accélérogramme par fréquence.

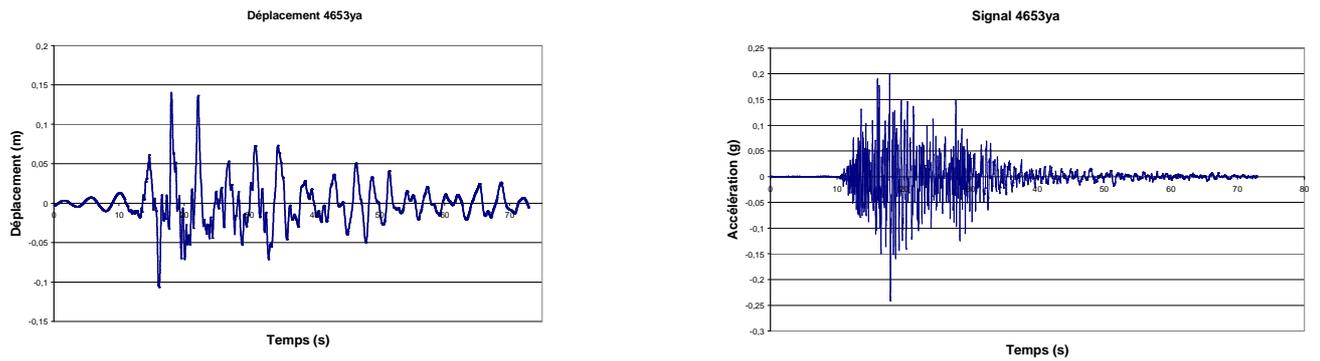


Figure 10 : signaux temporels en accélération et déplacement du séisme 4653ya (scénario Guadeloupe lointain).

Les courbes de la [Figure 11](#) présentent, pour les séismes lointain et 4653ya, la comparaison des spectres de réponse au choc (SRC) des signaux sismiques théoriques envoyés en consigne à la table (DES) avec les signaux accélérations enregistrés sur la table chargée de l'éprouvette d'essai (RSP) avec le système de pilotage STEX de la table vibrante de FCBA.

On constate que, pour les deux signaux, les SRC de la réponse table+éprouvette sont semblables aux SRC des signaux de consigne correspondants.

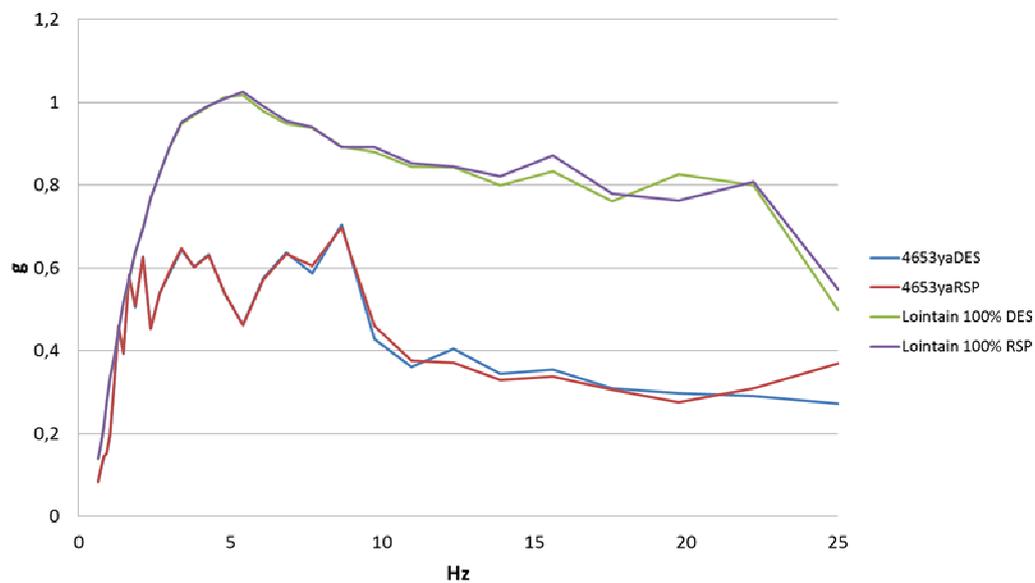


Figure 11 : SRC (calculée avec un coefficient d'amortissement de 5%) de l'accélération de la table et de la consigne pour le séisme lointain à 0,33g et le séisme 4653ya à 0,24g.

3.6 Résultats d'essais dynamiques pour les murs OSB12 fixés par agrafes

14 murs en voile travaillant en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur fixés par agrafes ont été testés sur table vibrante pour les deux séismes retenus selon la procédure indiquée en paragraphe 3.2.

Comme indiqué en paragraphe 3.2, l'étape (b) n'a pas été systématiquement menée car, lors de l'étude SISMOB 3 phase 2 [16], il a été constaté qu'un séisme à ce niveau entraînait déjà une modification de la fréquence propre du mur. Cependant, afin de développer la méthode de dimensionnement non linéaire présentée en chapitre 5, ces essais ont été nécessaires.

Par ailleurs, afin de mener des comparaisons avec les essais menés sur les murs avec panneaux OSB pointés de l'étude SISMOB 3 phase 2 [16], deux systèmes de pilotage de la table vibrante ont été utilisés : le système MPT utilisé lors de SISMOB3 et le nouveau système STEX.

Le [Tableau 5](#) présente, pour chacun des murs, les résultats suivants :

- la fréquence propre (colonne 2) de l'élément de mur chargé, obtenue par l'analyse modale expérimentale et par vibration libre ;
- la charge verticale appliquée lors de l'essai (colonne 3),
- la série des séismes, subis par le mur, représentés par la valeur maximale de l'accélération de la consigne (colonne 5), conformément au protocole expérimental détaillé en § 3.2,
- ainsi que le déplacement maximum (colonne 6) obtenu (à partir du LVDT et du capteur à fil, cf. §2.2) pour chaque séisme retenu pour le calcul de $q_{\text{séisme } i}$ (dont l'accélération maximale en consigne est souligné),
- l'accélération maximale de la table enregistrée pendant le séisme retenu pour le calcul de $q_{\text{séisme } i}$ (colonne 7). Pour cela, les signaux temporels des accélérations ont été filtrés à 9Hz pour le séisme 4653ya et à 12Hz pour le séisme lointain ;
- le calcul de $q_{\text{séisme } i}$ (colonne 9) si le mur n'a pas atteint la limite de non effondrement (54 mm). Mis à part les murs 26 et 29, les déplacements maximaux ont toujours été inférieurs à la limite de non effondrement. Ainsi, les valeurs de $q_{\text{séisme } i}$ obtenues expérimentalement sont des valeurs conservatrices.

N° Mur	f ₀ (Hz)		Masse (kg)	Signal	consigne	Dép max (mm) et consigne associée	Acc. max réelle (m/s ²) (A)	Acc. EC8, pour q=1 et S=1 (m/s ²) (B)	q _{séisme} = (A)/(B)
	bruit blanc	vibration libre							
25	/	/	2T	4653ya STEX	0.73g 0.24g 0.73g	-46 mm à 0.73g	10,4	2,59	4,02
26	5,125	4,5	1,5T	Lointain STEX	100% 350% 100% 350%	-60 mm à 350%	12,4	3,45	/
27	5,125	4,9	1,5T	Lointain STEX	100% 325% 100% 325%	-46 mm à 325%	9,3	3,45	2,70
28	5,13	4,4	1,5T	Lointain STEX	100% 340% 100% 340%	-54 mm à 340%	12,2	3,45	3,54
29	4,38	5	1,5T	Lointain STEX	100% 340% 100% 340%	-56 mm à 340%	11,5	3,45	/
30	4,38	/	2T	4653ya STEX	0.73g 0.24g 0.73g 0.73g	-32 mm à 0.73g	9,3	2,59	3,59
32	4,75	5,6	1,5T	Lointain STEX	100% 330% 100% 330%	42 mm à 330%	10,8	3,45	3,13
33	4,75	5,6	1,5T	Lointain STEX	330% 100% 330%	49 mm à 330%	10,7	3,45	3,10
34	4,75	4,75	1,5T	Lointain MPT	320% 100% 320%	49 mm à 320%	9,1	3,45	2,64
35	5	5	1,5T	Lointain MPT	100% 320% 100% 320%	40 mm à 320%	9,1	3,45	2,64
36		4,4	1,5T	Lointain MPT	320% 100% 320%	50 mm à 320%	9,1	3,45	2,64
37	4,3	4,4	1,5T	Lointain MPT	320% 100% 320%	49 mm à 320%	9,7	3,45	2,81
38	4,5	4,9	1,5T	Lointain MPT	320% 100% 320%	42 mm à 320%	9,9	3,45	2,87
39	4,5	4,9	1,5T	Lointain MPT	320% 100% 320%	45 mm à 320%	8,9	3,45	2,58
Moyenne	4,72	4,86							3,02
CV	7%	9%							12%

Tableau 5 : Résultats expérimentaux (déplacements maximaux en tête de mur, déplacement résiduel en tête de mur, accélération maximale de la table) pour les essais dynamiques sur les éléments de murs en voile travaillant en OSB de 12 mm d'épaisseur.

Les essais dynamiques sur les éléments de murs en OSB/3 d'épaisseur 12 mm agrafé montrent que :

- pour l'ensemble des murs testés jusqu'à l'étape (g), y compris pour ceux ayant légèrement dépassé la limite de non effondrement (de 54 mm), il n'y a eu aucun endommagement visible ni du panneau, ni des agrafes sauf pour les murs 27, 37 et 38 pour lesquels il y a eu un décollement de l'ordre de 2-3 mm entre le panneau et le montant). Pour les répliques suivantes, les endommagements visibles sont l'écartement entre le panneau et les agrafes et/ou cisaillement des agrafes (cf. *Figure 12*) ;
- les ancrages dimensionnés en sur résistance n'ont pas subi de dommage ;
- pour chaque série, l'élément de mur, après avoir subi le séisme ayant conduit au déplacement maximal, a été capable de subir un nouveau séisme à son niveau d'origine sans que cela engendre son effondrement.

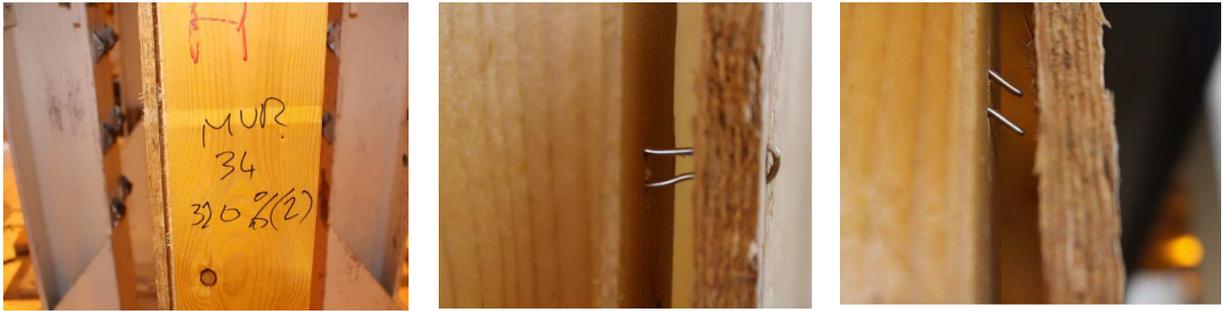


Figure 12 : modes d'endommagement des murs après les répliques, au-delà de l'étape (g).

A partir des essais sur les murs 34, 36, 37, 38 et 39 qui ont subi la même série de tests en consigne, on souhaite comparer le comportement dynamique de ces murs à partir des courbes temporelles des déplacements relatifs en haut du mur.

Au préalable, à partir des courbes SRC (cf. [Figure 13](#)) de l'accélération de la table lors de ces essais, on vérifie bien que l'ensemble des murs a subi un séisme équivalent pour les fréquences en-dessous de 7 Hz. Au-delà de cette fréquence, on constate que les murs 37 et 38 subissent un séisme plus fort, notamment pour la fréquence 9,5Hz mais qui se situe au-delà de la fréquence propre des murs.

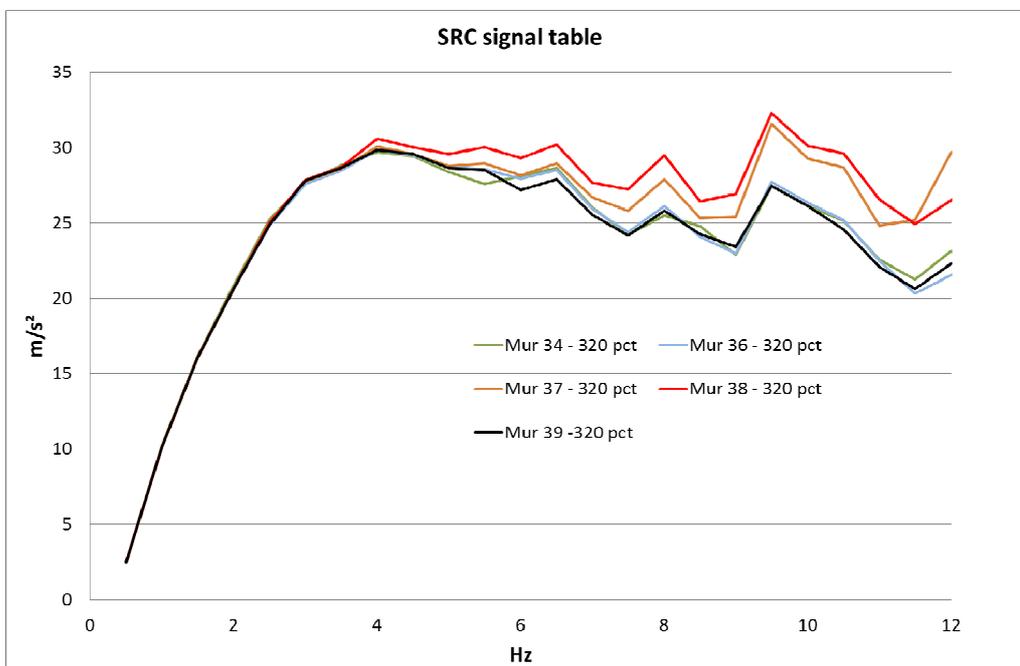


Figure 13 : SRC (calculée avec un coefficient d'amortissement de 5%) de l'accélération de la table pour les murs 34, 36, 37, 38 et 39 à 320% du séisme lointain.

Les courbes temporelles de déplacements relatifs en haut des murs sont présentées dans la [Figure 14](#). On constate que les murs 37 et 36 présentent des pics de déplacements légèrement plus grands que les autres murs. A l'inverse, le mur 38 est celui qui présente les plus petits pics de déplacements. Ceci peut s'expliquer par le fait que les murs 36 et 37 ont une raideur légèrement plus faible. Egalement, même si le mur 38 est légèrement plus sollicité que le mur 37, ayant une rigidité légèrement plus grande, les déplacements relatifs du mur 38 sont légèrement inférieurs à ceux du mur 37. Ceci conforte le fait que les variations du signal d'entrée constatées au-delà de la fréquence de 7 Hz (cf. [Figure 13](#)) n'ont pas d'impact sur les murs.

Finalement, on constate que les valeurs de déplacements maximaux des murs 34, 36, 37, 38 et 39 (pour le premier séisme lointain à 320%) présentent une variabilité de 9 %, ce qui correspond à la variabilité des murs (de l'ordre de 9%).

A partir des courbes FRF des accélérations entre le haut du mur et la table (cf. [Figure 15](#)), on constate que le comportement des murs 34 à 39 est proche. L'amplification du signal par les murs est d'environ d'un rapport 2 pour les fréquences comprises entre 1,5 et 3 Hz.

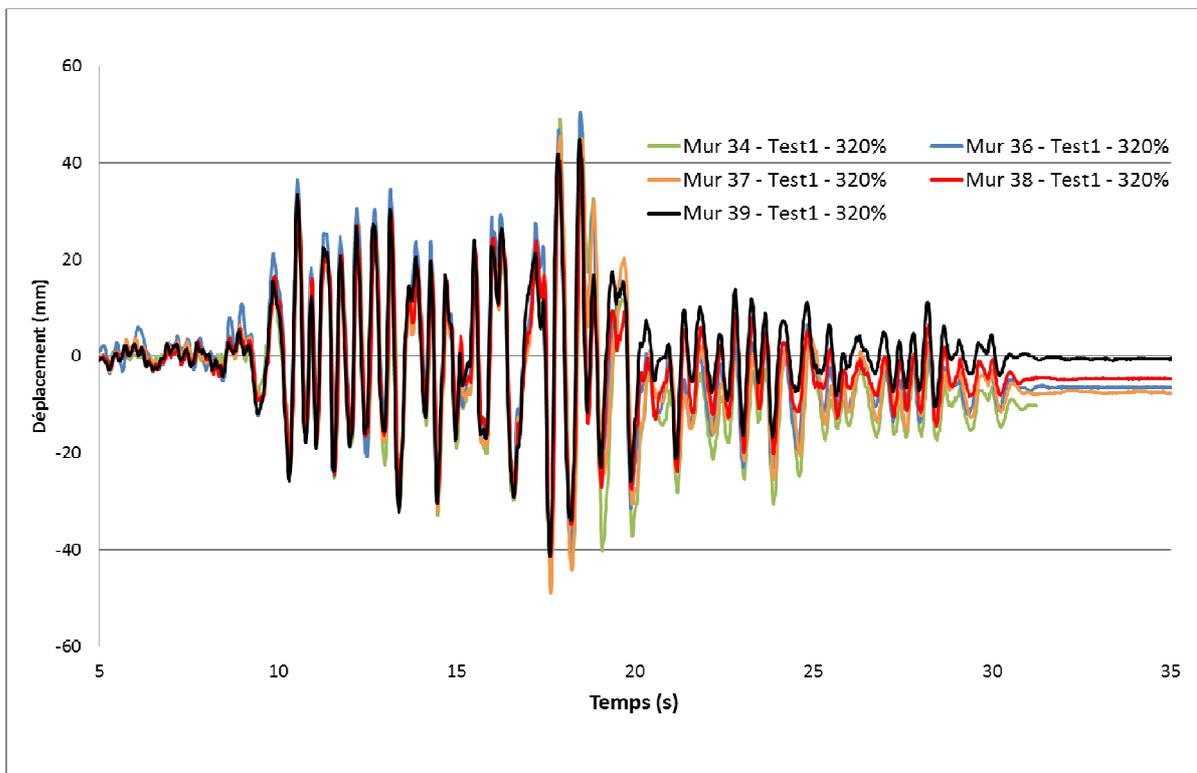


Figure 14 : signaux temporels en déplacement en tête des murs 34, 36, 37, 38 et 39 à 320% du séisme lointain.

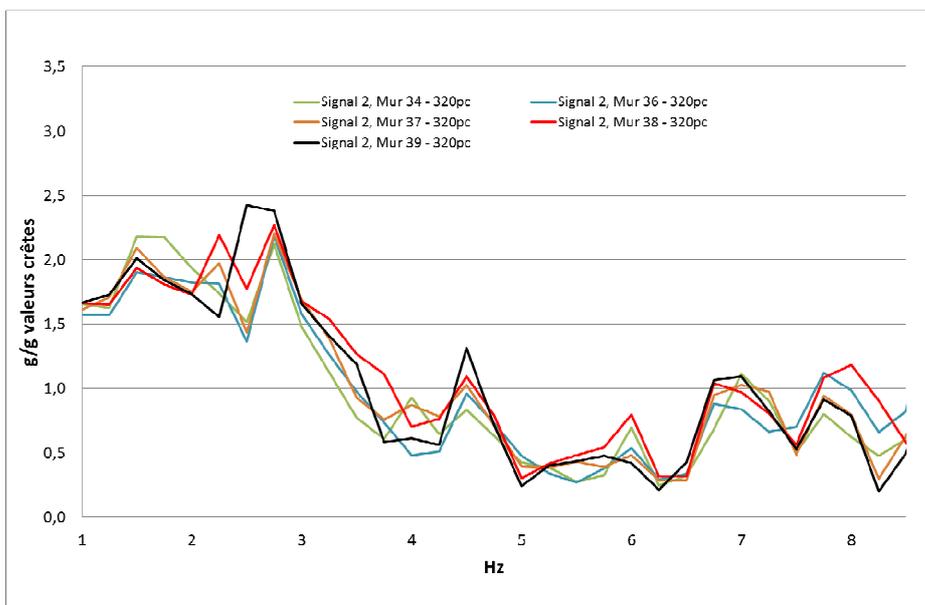


Figure 15 : Courbes FRF en accélération entre le haut du mur et la table pour les murs 34, 36, 37, 38 et 39 à 320% du séisme lointain.

Les valeurs du coefficient q pour les murs OSB, obtenues à partir des essais, sont les suivantes :

- $q \geq 2,9$ pour le séisme lointain (moyenne des murs 26, 27, 28, 29, de 32 à 39),
- $q \geq 3,8$ pour le séisme 4653ya (murs 25 & 30).

Ainsi, pour le séisme lointain qui est parmi les séismes les plus nocifs sur un ensemble des 40 séismes réels représentatifs de l'aléa moyen et fort en France, la valeur moyenne de 2,9 a été obtenue pour le coefficient q . Pour cela, on a considéré comme limite de non effondrement une incursion dans le domaine plastique correspondant à 10% de chute de résistance maximale (cf. § 3.4).

3.7 Comparaison avec les murs OSB12 fixés par pointes (Etude SISMOB3-phase 2)

Ce paragraphe présente une comparaison du comportement dynamique des murs à ossature bois avec panneau OSB d'épaisseur 12 mm pour les deux cas suivants, fixé par agrafes et fixé par pointes de l'étude SISMOB 3 phase 2 [16]. Pour cela, parmi les murs pointés ayant été testés avec le séisme lointain et une charge verticale de 1,5T, nous avons retenu:

- le mur 12 comme référence car c'est le seul qui ait subi le séisme à 320% en direct,
- et le mur 8 en complément, car sa fréquence était inférieure de 20% de celle du mur 12. Le mur 8 a subi un séisme à un niveau 100% puis 320%.

La comparaison a été menée avec les murs avec agrafes n° 27, 33, 37 et 38 car ce sont les murs dont le signal "joué" était le plus proche des murs avec pointes 8 et 12.

Les courbes SRC de l'ensemble de ces murs, présentées en [Figure 16](#), montrent bien que ces murs ont été soumis à des séismes similaires, équivalents à un niveau de 320% du séisme lointain (soit environ $9,3 \text{ m/s}^2$).

Les courbes temporelles de déplacements relatifs en haut des murs sont présentées dans en [Figure 17](#). On constate que les valeurs de déplacements maximaux présentent une variabilité faible, de l'ordre de 10 %. Ce niveau de variabilité a été obtenu pour les murs agrafés seuls et les murs pointés seuls. En particulier, les murs 8 pointé et 37 agrafé présentent des courbes très semblables.

De plus, la limite de non effondrement des murs pointés et agrafés est proche (51 mm et 54 mm respectivement pour les murs pointés et agrafés). De ce fait, le pic d'accélération du sol correspondant à la limite de non effondrement est proche pour les deux types de murs.

En revanche, l'accélération au sol correspondant à un taux de travail de 100% pour un dimensionnement mené selon l'EN 1998-1 conduit respectivement aux valeurs $3,09 \text{ m/s}^2$ et $3,45 \text{ m/s}^2$ pour les murs pointés et agrafés chargés à 1,5T. De ce fait, les valeurs du coefficient de comportement q obtenu à partir des essais avec le séisme lointain sont plus élevées pour les murs pointés que pour les murs agrafés soit :

- $q \geq 3,2$ pour les murs pointés (SISMOB 3 phase2 [16]),
- $q \geq 2,9$ pour les murs agrafés.

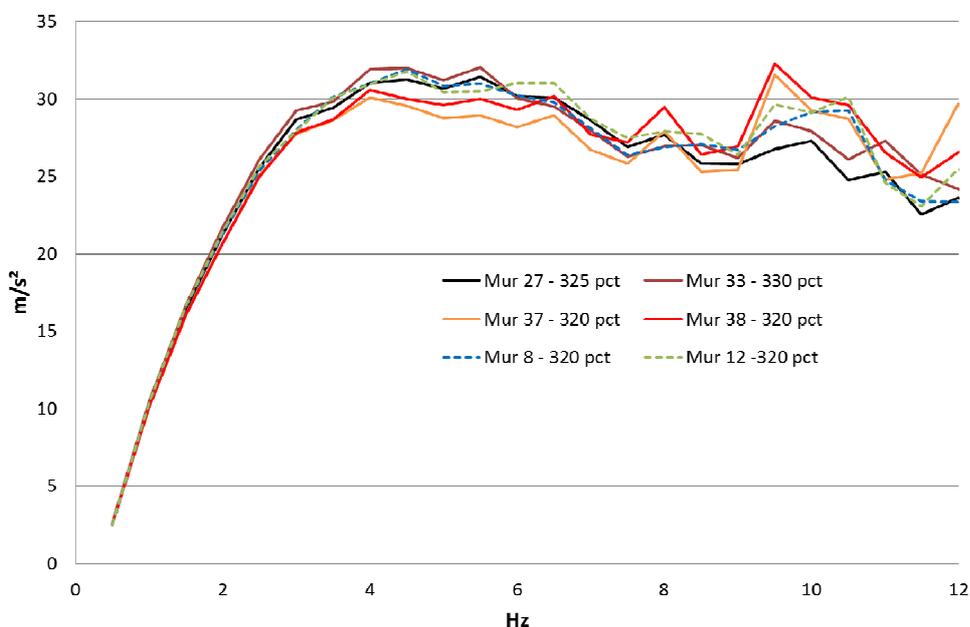


Figure 16 : SRC (calculée avec un coefficient d'amortissement de 5%) de l'accélération de la table pour les murs pointés 8 et 12 et agrafés 27, 33, 37 et 38, pour le séisme lointain à 320%.

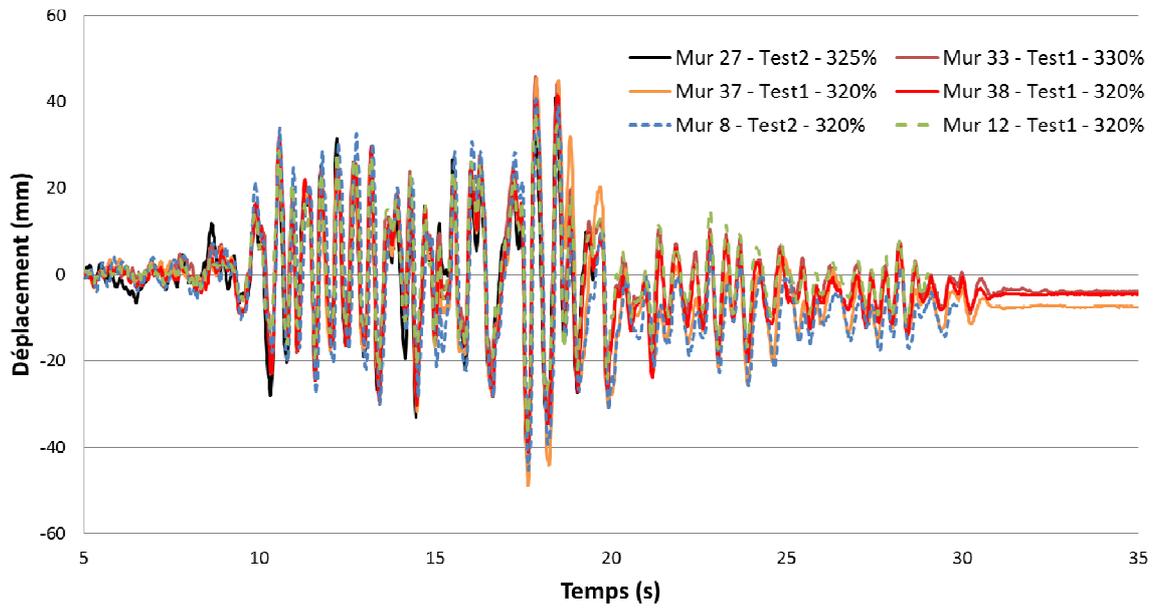


Figure 17 : signaux temporels en déplacement en tête des murs pointés 8 et 12 et des murs agrafés 27, 33, 37 et 38, pour le séisme lointain à 320%.

4. ESSAIS CYCLIQUES SUR ELEMENTS DE MUR

Ce chapitre présente la campagne expérimentale concernant les douze essais cycliques des murs en OSB/3 d'épaisseur 12 mm agrafés, menés pour trois niveaux de charge et deux vitesses de cycles.

Au préalable, le protocole des essais cycliques est décrit.

Les objectifs sont :

- d'étudier l'influence de la vitesse et du niveau de la charge verticale,
- de déterminer le critère de non effondrement (cf. § 3.4) pour mener les essais sur table vibrante,
- et d'établir les courbes de capacité des murs nécessaires pour développer la méthode de dimensionnement N2 (cf. § 5.3).

4.1 Protocole d'essai cyclique et échantillonnage

Les essais cycliques ont été réalisés selon la norme ISO/DIS 21581 (2010).

La norme ISO/DIS 21581 [3], relative aux murs de contreventement en bois a été retenue pour mener les essais cycliques car :

- contrairement à la NF EN 12 512, ses cycles sont déterminés à partir de la valeur de V_u et non celle de V_γ . Par ailleurs, la norme ISO/DIS 21581 permet de mieux décrire l'affaiblissement de la résistance du mur dans la zone correspondante à une ductilité cyclique comprise entre 2 et 6 car les incréments de déplacement entre cycles successifs sont plus faibles,
- les cycles de la norme ISO/DIS correspondent également à l'une des méthodes d'essai de l'ASTM E 2126A [5].

Les essais cycliques ont été menés :

- pour trois niveaux de charge : 0 kg, 300 kg et 600kg par montant.
- Pour deux vitesses : 0,2 mm/s (EN 12512) et 60 mm/s (ISO 21581).

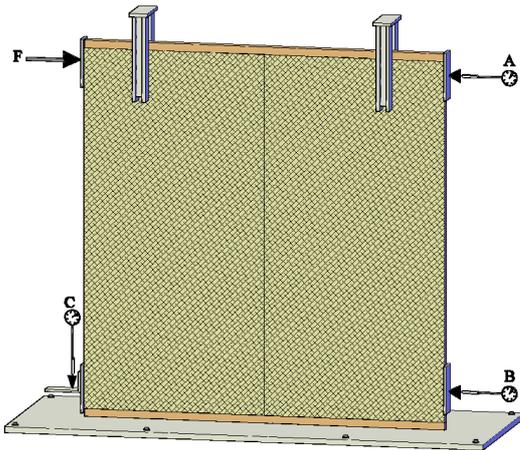
L'ensemble de l'échantillonnage est présenté dans le [Tableau 6](#).

Murs ossature bois avec panneaux OSB/3 de 12 mm agrafés	Vitesse d'essai cyclique	Charge verticale	Caractéristiques communes des murs
Mur 15	essai en 1 min (environ 60 mm/s)	625 kg/ml	fixation des panneaux par agrafes Haubold KG 750 de longueur 50 mm
Mur 17			
Mur 18			
Mur 12		1 250 kg/ml	Entraxe des agrafes : 300 mm aux centres / 150 mm aux rives
Mur 13			
Mur 14			
Mur 5		0 kg /ml	2 équerres d'ancrage aux angles inférieurs : SIMPSON AH29050/2 et rondelles
Mur 6			
Mur 7			
Mur 19	essai à 0,2 mm/s (environ 4,7 h)	625 kg/ml	
Mur 20			
Mur 21			

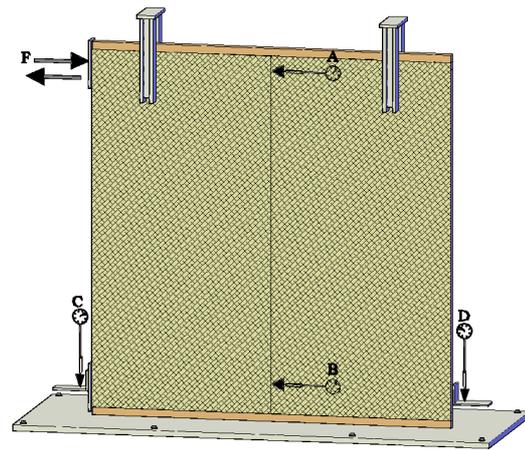
Tableau 6 : Echantillonnage et programme des essais cycliques menés selon la norme ISO 21 581.

Chaque mur d'essai, représenté en *Figure 18*, a été soumis au chargement cyclique défini en *Figure 19*. Chaque cycle consiste en l'application d'un déplacement en tête de mur de la manière suivante :

- compression jusqu'à l'amplitude spécifiée pour le cycle puis retour à zéro,
- traction jusqu'à l'amplitude spécifiée pour le cycle puis retour à zéro.



Essai monotone



Essai cyclique

Figure 18 : Schémas de principe des essais.

Pour chaque essai cyclique, on enregistre la force appliquée en tête, le déplacement vérin ainsi que les déplacements des 4 capteurs LVDT en A, B, C et D.

Les courbes présentées dans ce paragraphe représentent l'évolution de la force appliquée en tête en fonction du déplacement relatif entre les points A et B.

Le glissement limite V_u nécessaire à la détermination des valeurs de déplacements des essais cycliques a été défini au préalable par trois essais statiques monotones menés jusqu'à rupture réalisé selon la norme NF EN 594. Ce glissement limite V_u , correspondant à 80% de l'effort maximal a été fixé à 92 mm.

Étape	Nombre de cycles	Amplitude	
		% V_u	mm
1	1	1.25% x V_u	1,15
2	1	2.5% x V_u	2,30
3	1	5% x V_u	4,60
4	1	7.5% x V_u	6,90
5	1	10% x V_u	9,20
6	3	20% x V_u	18,4
7	3	40% x V_u	36,8
8	3	60% x V_u	55,2
9	3	80% x V_u	73,6
10	3	100% x V_u	92

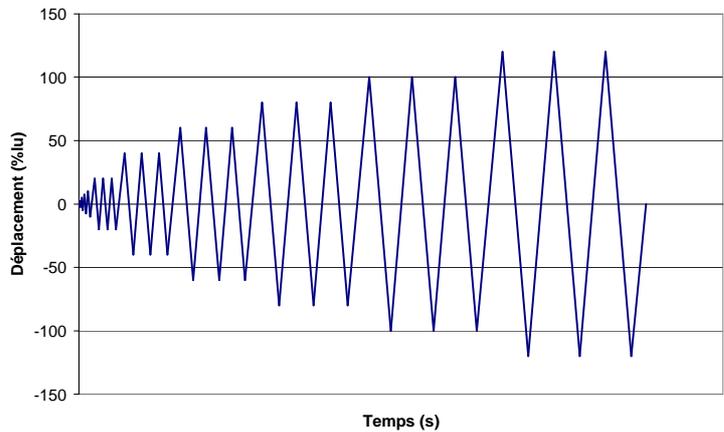


Figure 19 : cycles de déplacements selon ISO/DIS 21581.

La Figure 20 suivante présente les conditions limites des essais.

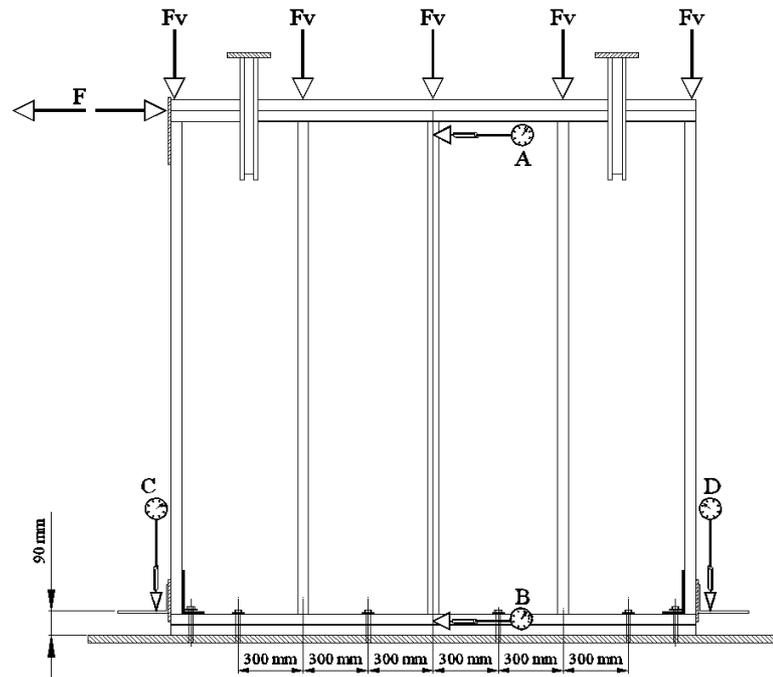


Figure 20 : conditions aux limites des essais.

Les murs ont été guidés latéralement pour éviter les basculements hors du plan.

Une charge verticale F_v est appliquée au droit de chaque montant par l'intermédiaire de « poids morts » suspendus symétriquement des deux côtés du mur. (Pour les essais à vide aucune charge n'est appliquée).

Le mur est fixé sur une plaque métallique par l'intermédiaire de 6 boulons à tête hexagonale (M12 x 90, qualité 8.8) et 6 rondelles LL12. Une lisse inférieure de dimensions 2400 x 145 x 45 mm³ est intercalée entre le mur et la plaque.

Le mur est ancré dans les deux angles inférieurs par des équerres SIMPSON AH29050/2 et rondelles US40/50/10G-B (cf. Figure 21), conformément à l'EC5.

Une lisse supérieure de dimensions 2400 x 145 x 45 mm³ est fixée sur le haut du mur par l'intermédiaire de 16 vis empreinte torx ($\phi = 6$ mm, longueur = 80 mm).



Figure 21 : Equerre d'ancrage des angles inférieurs SIMPSON AH29050/2 et rondelles US40/50/10G-B.

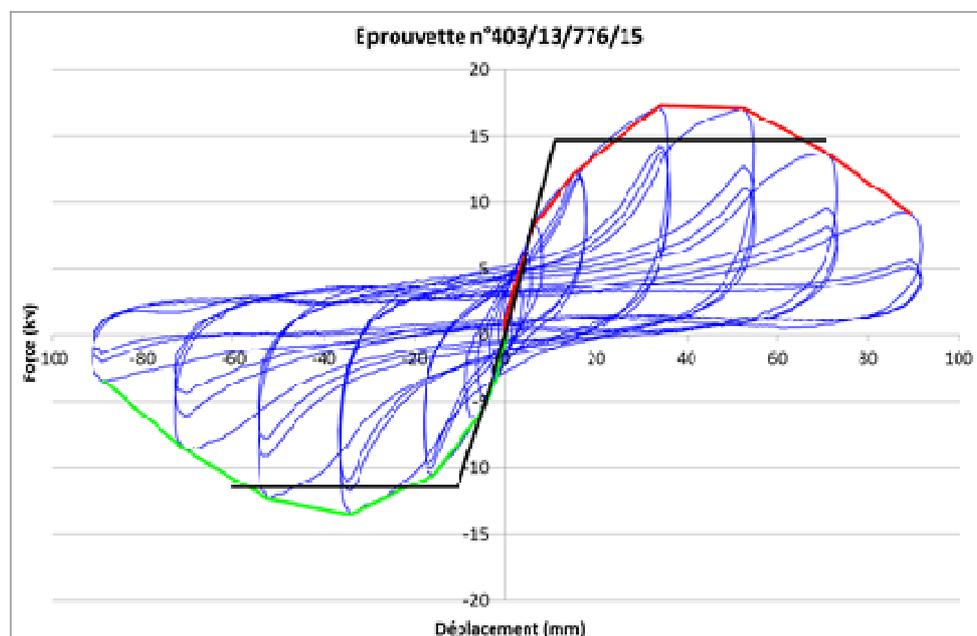
4.2 Essais cycliques selon ISO/DIS 21 581 pour les panneaux OSB 12 agrafés_ Influence de la charge verticale et de la vitesse d'essai

Les graphes des essais cycliques en bleu, ainsi que leur courbe enveloppe en rouge et la courbe élasto-plastique équivalente en énergie (nécessaire à l'établissement de la courbe de capacité de la méthode N2 (cf. chapitre 5)) sont présentés pour chacune des 3 éprouvettes chargées à 1,5 T pour des essais menés à la vitesse 60 mm/s (configuration 1) (cf. [Figure 22](#)). Les graphes des autres configurations sont présentés en annexe 4.

Le mode de rupture était le même pour tous les essais. Il était constitué des phénomènes décrits ci-dessous :

- déformations par cisaillement des fixations du voile travaillant dans le plan bois / panneau, occasionnant un déplacement important d'un panneau par rapport à l'autre,
- rupture en cisaillement d'un nombre important de pointes de fixation panneaux/ossature par écroûissage.

Les équerres d'ancrage n'ont pas présenté de dépliage.



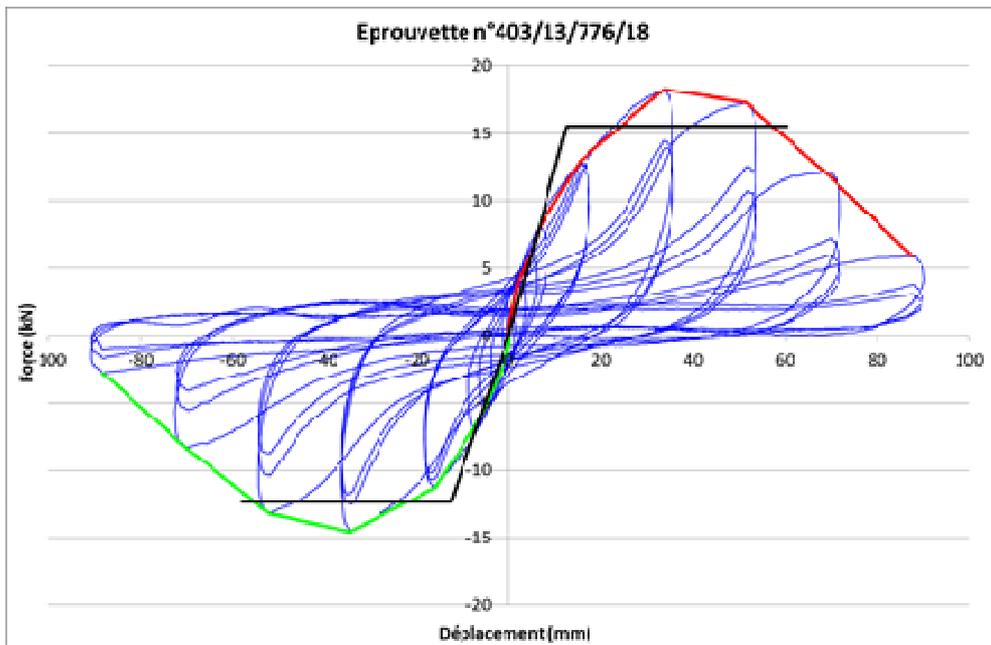
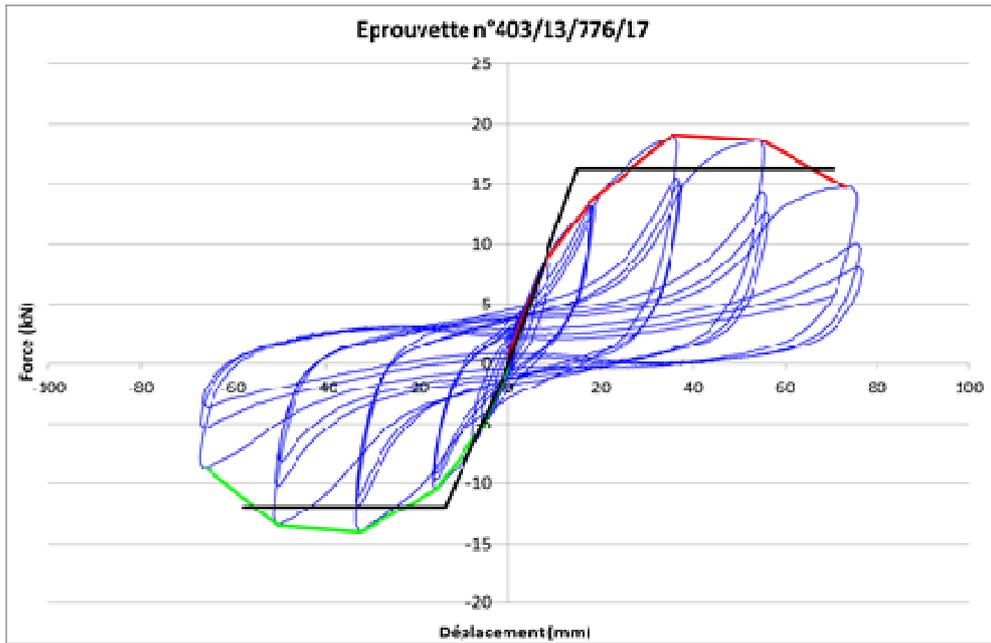


Figure 22 : Pour les murs 15, 17 et 18 (configuration 1: murs chargés à 1,5 T et menés à une vitesse de 60 mm/s): courbes Force=f(Déplacement) des essais cycliques en bleu, courbes enveloppes en rouge et vert, courbes élastoplastiques en noir équivalente en énergie.

Les résultats, en termes de :

- valeur maximale de l'effort F_{max} ,
- valeurs de déplacement $V_{F_{max}}$, $V_{90\%F_{max}}$, $V_{80\%F_{max}}$ obtenues respectivement pour les 3 niveaux d'effort F_{max} , $90\%F_{max}$, $80\%F_{max}$, relevés sur la courbe enveloppe,

- Valeurs de limite élastique V_y selon l'approche de la norme ASTM2126 (cf. § 5.3.2) et la ductilité associée $D_{c,ASTM}$ sont présentés dans le [Tableau 7](#) pour les 4 configurations de murs.

		Vitesse d'essai cyclique	Charge verticale	f_{0T} (Hz)	F_{max} (kN)	V_{Fmax} (mm)	$V_{90\%Fmax}$ (mm)	$V_{U,80\%Fmax}$ (mm) (a)	V_y ASTM courbe enveloppe (b)	$D_{c,ASTM}$ (a)/(b)
Configuration 1	Mur 15	essai en 1 min (environ 60 mm/s)	625 kg/ml	23	17	34	61	71	11	6,5
					13	34	53	60	11	5,7
	Mur 17			23	19	36	61	70	15	4,8
					14	32	53	58	14	4,2
	Mur 18			23	18	34	54	60	13	4,8
					15	35	53	58	13	4,6
MOY	23		16	34	56	63	13	5,1		
CV	1%		15%	4%	7%	10%	13%	17%		
Configuration 2	Mur 12		1 250 kg/ml	24	18	34	44	56	12	4,8
					14	34	52	58	8	7,3
	Mur 13			23	17	34	47	60	12	5,2
					15	34	49	57	8	7,1
	Mur 14			22	17	34	46	58	10	6,0
					13	33	50	57	10	5,9
MOY	23		16	34	48	58	10	6,0		
CV	5%		13%	1%	6%	2%	16%	16%		
Configuration 3	Mur 5		0 kg/ml	27	16	47	56	64	16	4,1
					14	32	50	57	13	4,2
	Mur 6			26	18	33	57	66	13	5,1
					16	35	56	63	13	4,9
	Mur 7			21	18	34	58	67	15	4,5
					16	34	45	55	12	4,6
MOY	25		16	36	54	62	14	4,6		
CV	12%		10%	16%	10%	8%	10%	9%		
Configuration 4	Mur 19	essai à 0,2 mm/s (environ 4,7h)	625 kg/ml	23	16	37	61	68	14	4,8
					13	37	52	60	16	3,8
	Mur 20			21	15	36	64	74	15	4,9
					12	36	59	67	15	4,5
	Mur 21			24	15	37	62	70	14	5,2
					13	37	57	63	15	4,1
MOY	23	14	37	59	67	15	4,5			
CV	6%	11%	1%	7%	7%	6%	12%			

Tableau 7 : Résultats des essais cycliques pour les 4 configurations d'essais.

Afin d'étudier l'influence de la charge verticale et de la vitesse d'essai sur
- l'effort F_{max} ,

- le déplacement, $V_{90\%F_{max}}$, pris comme valeur limite pour les essais dynamiques
- et la ductilité cyclique $D_{C,ASTM}$, nous comparons les configurations 1, 2 et 3 d'une part et 1 et 4 d'autre part via le test de Student pour comparer les moyennes.

Pour l'influence de la charge verticale (comparaison des configurations 1, 2 et 3) : on obtient que la seule différence statistique significative concerne la ductilité cyclique.

Pour l'influence de la vitesse d'essai, on obtient qu'il n'y a aucune différence statistique significative entre les configurations 1 et 4.

De ce fait, la valeur de la limite de non effondrement $V_{90\%F_{max}}$, utilisée comme valeur limite pour les essais dynamiques, a été calculée comme la valeur moyenne des résultats de l'ensemble des essais.

5. APPLICATION DE LA METHODE N2 ET DES FORCES LATERALES AUX MURS TESTES SUR LA TABLE VIBRANTE

L'objectif de ce paragraphe est de comparer les grandeurs obtenues par voie d'essais sismiques aux valeurs calculées par les deux méthodes de dimensionnement suivantes :

- la méthode N2, non linéaire statique qui a été développée pour son application aux murs à ossature bois lors des travaux de thèse menés par FCBA et I2M dans le cadre de SISBOIS ;
- et la méthode statique linéaire des forces latérales selon l'Eurocode 8, § 4.3.3.2.

Pour cela, nous appliquerons ces deux méthodes aux essais sur table vibrante menés sur murs agrafés (présentés en chapitre 3) et sur murs pointés (cf. SISMOB 3 phase 2 [16]) avec le séisme lointain, dont les résultats en terme de valeurs maximales sont rappelés dans le paragraphe suivant.

5.1 Résultats expérimentaux pour les murs testés sur table vibrante

Le *Tableau 8* présente, pour les murs à ossature bois avec panneaux en OSB/3 d'épaisseur 12 mm pointés (cf. SISMOB 3 phase 2 [16]), les valeurs expérimentales maximales de l'accélération et du déplacement relatif en tête de mur pour les essais sur table vibrante réalisés avec le séisme lointain à 100% et 320% du niveau d'origine. La période du mur à son état initial, f_0 , est également donnée via un bruit blanc.

Mur	Signal/ Masse	Niveau de consigne	Acc. Table max (m/s ²)	Acc. Max en tête de mur (m/s ²)	Dépl. relatif max en tête de mur / table (mm)	f ₀ (Hz)
7	Lointain / 1,5T	100%	+2,9	-4,8	+9,4	6,8
8			+2,9	-5,3	-13,0	5,8
11			+3,0	+5,2	+9,3	7,2
Moyenne (CV%)			2,93	5,1 (5,2%)	10,6 (20%)	6,6 (13%)
8	Lointain/ 1,5T	320%	-9,6	-15,6	+45,3	5,8
12			+9,9	-17,8	-37,6	7
Moyenne (CV%)			9,75	16,7 (6,3%)	41,5 (9,3%)	6,4 (13%)

Tableau 8 : Résultats d'essais sur table vibrante pour les murs avec panneaux pointés pour le séisme lointain à 100% et 320%.

Le *Tableau 9* présente, pour les murs à ossature bois avec panneaux en OSB/3 d'épaisseur 12 mm agrafés (cf. paragraphe 3), les valeurs expérimentales de l'accélération et du déplacement relatif en tête de mur pour les essais sur table vibrante réalisés avec le séisme lointain à 100% et 320% du niveau d'origine.

Mur	Signal/ Masse	Niveau de consigne	Acc. Table max (m/s ²)	Acc. Max en tête de mur (m/s ²)	Dépl. relatif max en tête de mur / table (mm)	f ₀ (Hz)
26	Lointain/ 1,5 T	100%	-3,1	5,7	-12	5,13
27			-3,1	-5	-11	5,13
28			-3,1	-5,1	-9	5,13
29			-3,1	5,4	-10	4,38
Moyenne (CV%)			3,1	5,3 (6%)	10,5 (12%)	4,94 (7,6%)
34	Lointain MPT	320%	9,1	15,9	49	4,75
35			-9,1	15,1	40	5
36			-9,1	-16,1	50	---
37			-9,7	14,4	-49	4,3
38			-9,9	18,3	42	4,5
39			-8,9	16,3	45	4,5
Moyenne (CV%)			9,3	16 (8,3%)	45,8 (9%)	4,61 (5,8%)

Tableau 9 : Résultats d'essais sur table vibrante pour les murs avec panneaux agrafés pour le séisme lointain à 100% et 320%.

Comme nous l'avons vu au chapitre 3, les valeurs expérimentales de déplacements et d'accélération en tête de mur sont proches pour les murs agrafés et pointés.

5.2 Application de la méthode des forces latérales aux essais de murs sur table vibrante

5.2.1 Détermination de l'accélération maximale spectrale Sd en tête de mur

Dans le cadre de l'EN 1998, le séisme au sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération Sd qui représente l'accélération subie par la structure. Ce spectre Sd, établi en fonction de la fréquence de la structure, correspond aux valeurs enveloppes d'accélération subie par la structure pour un ensemble de séismes représentatifs d'une zone donnée.

Dans le cas de l'application de la méthode des forces latérales aux murs testés sur la table (système à un seul degré), l'accélération Sd représente l'accélération en tête des murs.

Dans le cas des essais sur murs agrafés et pointés, la fréquence des murs est aux alentours de 0.2 s et le séisme lointain est représentatif de Guadeloupe pour un sol de type B. Dans ce cadre, (structures dont la fréquence est comprise entre 0,15 s et 0,4 s, pour un sol de type B et une zone de sismicité de 5), l'accélération maximale spectrale Sd se trouve sur le plateau et s'écrit :

$$S_d = 2,5 \times \gamma_i \times S \times a_{gr} / q$$

Où γ_i est le coefficient d'importance, $\gamma_i = 1$

S est le coefficient de sol, S=1,2 pour un sol de type B

q est le coefficient de comportement, on mènera le calcul avec q=1,5 et q=3 afin de prendre les valeurs extrêmes de l'EN 1998 pour les structures bois.

a_{gr} est l'accélération de la table.

Le [Tableau 10](#) présente la comparaison entre les accélérations d'une part calculées par la méthode des forces latérales et d'autre part obtenues expérimentalement.

Configuration des murs	Accélération maximale en tête de mur (m/s ²)		
	essais	Calcul avec q=3	Calcul avec q=1,5
Pointes / 100% lointain	5,1	2,93	5,86
Pointes / 320% lointain	16,7	9,75	19,5
agrafes / 100% lointain	5,3	3,1	6,2
agrafes / 320% lointain	16	9,3	18,6

Tableau 10 : accélérations obtenues par la méthode des forces latérales pour les murs pointés et agrafés soumises au séisme lointain à 100% et 320%.

On constate que :

- les valeurs d'accélération calculées avec $q=3$ sous-estiment fortement les valeurs expérimentales. On s'attendrait à obtenir des valeurs calculées supérieures aux valeurs expérimentales car les courbes spectrales sont des courbes enveloppes bâties sur les valeurs maximales.
- Les valeurs d'accélération calculées avec $q=1,5$ sont proches des valeurs expérimentales. Pour le séisme lointain à son niveau d'origine, ceci peut s'expliquer par le fait que le mur est peu sollicité dans son domaine plastique. Mais ceci n'est pas le cas pour les murs sollicités à 320%.

5.2.2 Détermination du déplacement relatif en tête de mur

Les déplacements U en tête de mur seront déterminés par la relation suivante :

$$U = \text{Masse} \times A_{cc,t\acute{e}te} / K_{\text{mur}}$$

La première étape est donc de déterminer la rigidité des murs pointés et agrafés. Pour cela, deux approches calculatoires sont faites : d'une part avec la méthode de Bo Källsner et la prise en compte de la rigidité des ancrages et d'autre part via la méthode de l'EN 1198.

Le dernier paragraphe présente la comparaison des déplacements expérimentaux et calculés.

Détermination de la rigidité du mur pointé de 2,4 m

Méthode de Bo Källsner

La raideur totale du mur est due d'une part à la raideur en cisaillement des murs eux-mêmes notée K_{cp} , calculée ici selon la méthode de Bo Källsner et d'autre part due à la raideur liée à la rotation du mur due à la rigidité de l'ancrage en soulèvement du voile notée K_{rot} .

Ainsi la raideur totale du mur, $K_{\text{mur tot}}$ du mur est déterminée par les deux relations suivantes :

$$K_{\text{Mur,tot,init}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}} \quad \text{et} \quad K_{\text{Mur,tot,ult}} = \frac{2}{3} \times \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}}$$

$K_{\text{tot,init}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}}$ La raideur en cisaillement K_{cp} d'un mur de 2,4 m est donnée par

$$K_{cp} = 2 \times K_{cp,\text{panneau}} = 2 \times \left(\frac{2}{k_{ser,rive} * \left(b_p + \frac{h}{3}\right)} + \frac{2 * h^2}{k_{ser,rive} * b_p^2 * \left(h + \frac{b_p}{3}\right)} \right)^{-1}$$

D'où $K_{cp} = 2 \times 1,43 = 2,86 \text{ kN.mm}^{-1}$

- Où
- b_p , la largeur du mur est égale à 1,2 m.
 - h, la hauteur du mur est égale à 2,4 m.
 - $k_{ser,rive}$, le coefficient d'élasticité linéaire de la couture en rive et intermédiaire est calculé par :

$$k_{ser,rive} = \frac{K_{ser}}{s_{rive}} = \frac{829}{150} = 5,52 \text{ N}$$

- K_{ser} , la rigidité de la pointe, est calculée par la formule :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d_p^{0,8}}{30} = \frac{522^{1,5} \cdot 2,8^{0,8}}{30} = 829 \text{ N.mm}^{-1}$$

avec $\rho_m = (\rho_m, C24 \times \rho_m, OSB3)^{0,5} = 522 \text{ kg/m}^3$.

La raideur en rotation K_{rot} du mur liée à l'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$K_{rot} = K_{anc} \cdot \frac{n_p \cdot b_p}{h} = 28,9 \cdot 10^3 \cdot \frac{1 \cdot 1200}{2400} = 14,45 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Où - K_{anc} , la raideur d'ancrage, liée à la rigidité des 16 pointes d'ancrage est donnée par

$$K_{anc} = 16 \cdot K_{ser,2} = 28,9 \text{ kN.mm}^{-1}$$

- $K_{ser,2}$, la rigidité des pointes des ancrages, de diamètre $d_p = 4,2 \text{ mm}$, est donnée par:

$$K_{ser,2} = \frac{420^{1,5} \cdot 4,2^{0,8}}{30} \cdot 2 = 1,81 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Ainsi, la raideur totale, pour un pan de mur constitué de deux panneaux de 1,2 m, est égale à :

$$K_{Mur,tot,init} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}} = \frac{1}{\frac{1}{2,86} + \frac{1}{28,96}} = 2,60 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Et

$$K_{Mur,tot,ult} = 2/3 \times \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}} = 1,73 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Méthode EC8

Pour les bâtiments jusqu'à 40 mètres de hauteur, l'EC8 propose une valeur approchée de la fréquence fondamentale par la formule suivante : $T = 0,05 \times H^{3/4}$.

Ainsi, pour les murs testés sur la table, $T = 0,096 \text{ s}$ d'où $K_{mur,init} = \text{Masse} \times 4 \times \pi^2 / T^2 = 6,88 \text{ kN.mm}^{-1}$.

Détermination de la rigidité du mur agrafé de 2,4 m

Méthode de Bo Kallsner

La méthode de calcul est la même que celle utilisée pour les pointes si ce n'est que la raideur des agrafes K_{ser} , est donnée par :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} * d_p^{0,8}}{30} = 2 * \frac{522^{1,5} * 1,5^{0,8}}{30} = 1100 \text{ N.mm}^{-1}$$

D'où $k_{ser,active} = 7,33 \text{ N}$

D'où la raideur en cisaillement :

$$K_{cp} = 2 * 1,9 = 3,81 \text{ kN.mm}^{-1}$$

La raideur en rotation K_{rot} du mur liée à l'ancrage est dans ce cas due à 21 pointes :

$$K_{rot} = K_{anc} * \frac{n_p * b_p}{h} = 38,0 * 10^3 * \frac{1 * 1200}{2400} = 19 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Ainsi, la raideur totale, pour un pan de mur constitué de deux panneaux de 1,2 m, est égale à :

$$K_{Mur,tot,init} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}} = \frac{1}{\frac{1}{3,8} + \frac{1}{19}} = 3,46 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Et

$$K_{Mur,tot,ult} = \frac{2}{3} * \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_{rot}}} = 2,30 \text{ kN.mm}^{-1}$$

Méthode EC8

De même que pour les murs pointés, $T = 0,096 \text{ s}$ d'où $K_{mur,init} = \text{Masse} * 4 * \pi^2 / T^2 = 6,88 \text{ kN.mm}^{-1}$.

Détermination des déplacements en tête des murs de 2,4 m :

Le [Tableau 11](#) présente les valeurs calculées du déplacement en tête de mur à partir de la formule linéaire $U = \text{Masse} * A_{cc,tête} / K_{mur}$ où les accélérations sont les valeurs expérimentales relevées lors de essais sur table.

On constate que, quelque soit la valeur de rigidité utilisée, cette approche calculatoire linéaire sous estime fortement les valeurs de déplacements en tête de mur.

	Acc. max en tête de mur (m/s ²)	Rigidité des murs (kN.mm ⁻¹)			Dép. max en tête de mur , U (mm)			
		K kallsner Init (3)	K kallsner ult (4)	K _{ECS} (5)	(1)/(K 1)	(1)/(K2)	(1)/(K3)	essais
Configuration des murs	Essais (1)							
Pointes / 100% lointain	5,1	2,6	1,73	6,88	3,17	4,77	1,2	10,6
Pointes / 320% lointain	16,7				10,4	15,6	3,93	41,5
agrafes / 100% lointain	5,3	3,46	2,3		2,48	3,73	1,25	10,5
agrafes / 320% lointain	16				7,5	11,3	3,77	45,8

Tableau 11 : Déplacements calculés à partir d'une approche linéaire et des accélérations expérimentales pour différents calculs de la rigidité.

5.3 Application de la méthode non linéaire N2 aux essais de murs sur table vibrante

5.3.1 Principe de la méthode N2

La méthode Spectrale Non-Linéaire est basée sur la combinaison:

- (a) d'un modèle macroscopique simplifié traduisant le comportement non-linéaire global de la structure en termes de variables globales (obtenue à partir d'un modèle "en poussée progressive" ou pushover),
- et (b) d'une représentation spectrale (déplacement spectral S_d en fonction de l'accélération spectrale S_a) de la réponse inélastique du système.

Le point de performance de la structure, défini comme le point d'intersection de la courbe de capacité (obtenue à partir de la phase (a)) et du spectre de réponse (obtenu à partir de (b)) correspond au déplacement et à l'accélération que le mur est susceptible de subir.

L'originalité et l'intérêt de cette procédure repose sur cette combinaison permettant d'analyser un phénomène dynamique en faisant appel à une méthode statique non-linéaire ainsi que sur la projection des variables dans un plan de représentation spectral : spectre d'accélération - spectre de déplacement ($S_a=f(S_d)$).

Elle permet donc d'obtenir toutes les grandeurs d'intérêt (déplacement, effort à la base, effort sismique pour chaque degré de liberté) à une analyse parasismique des structures sans itération.

Les étapes de calcul constituant la méthode Spectrale Non-Linéaire pour un système MDOF sont :

- Construction du spectre de réponse élastique à partir d'un accélérogramme réel. Ce spectre est défini dans le plan Accélération-Période ($S_{ae} = f(T)$) ;
- Projection du spectre de réponse élastique dans le plan spectral Accélération-Déplacement ($S_{ae} = f(S_{de})$) ;
- Détermination du spectre inélastique de calcul, $S_a=f(S_d)$ de la sollicitation sismique par utilisation du coefficient de comportement q ;
- Analyse en poussée progressive de la structure afin de déterminer une loi de comportement globale Force-Déplacement ($F=f(V)$) ;
- Détermination des caractéristiques du système SDOF équivalent au système MDOF et de la courbe de capacité par idéalisation bilinéaire de la courbe de poussée progressive ;
- Détermination du point de performance (PP), lieu d'intersection entre le spectre inélastique du système SDOF et de la courbe de capacité ;
- Retour au système MDOF et calcul des déplacements globaux, inter-étages et forces sismiques. Pour notre application aux murs, nous restons à un système SDOF.

Dans le cas où la période élastique du système SDOF équivalent est plus grande que la période caractéristique du mouvement de sol (T_c), la demande en déplacement inélastique est égale à la demande en déplacement à l'intersection entre la droite de coefficient directeur T^* et le spectre de réponse élastique (cf. [Figure 23](#)) et il est alors possible de ne pas utiliser le coefficient de comportement pour le passage en inélastique.

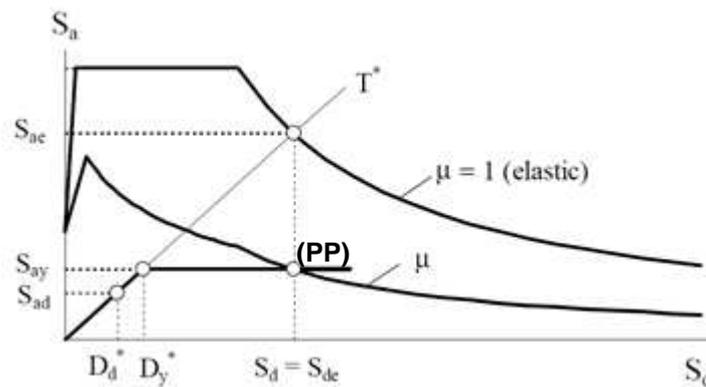


Figure 23 : Détermination du point de performance par superposition des spectres de demande inélastique et élastique et du diagramme de capacité dans le cas où $T \geq T_c$ [Fajfar, 2000].

5.3.2 Application et résultats

Afin d'appliquer la méthode Spectrale Non-Linéaire, les accélérographes sont transformés dans un premier temps en spectres de réponse élastique dans le plan spectral Accélération-Déplacement ($S_{ae} = f(S_{de})$) pour la valeur d'amortissement relevée durant les essais dynamiques, soit 15%.

Dans un deuxième temps, on construit pour chaque essai cyclique le diagramme de capacité associé. Et on considère le matériau suffisamment homogène pour que les deux courbes cycliques soient représentatives de tous les murs. Rappelons que dans notre application, les murs testés ne possèdent qu'un seul degré de liberté.

Afin de construire le diagramme de capacité, les courbes enveloppes des essais cycliques sont idéalisées par une relation Force-Déformation bilinéaire afin de distinguer le comportement élastique du comportement inélastique pour chacun des murs testés. Pour ce faire, on détermine une raideur initiale puis le palier plastique est ajusté en appliquant le principe d'équivalence en énergie. La raideur post-pic est prise nulle.

La raideur initiale a été estimée à partir des cinq méthodes suivantes issues de la bibliographie:

- La méthode de l'EN 594 [19] pour laquelle la raideur initiale est définie à partir de la relation :

$$K_{EN} = \frac{0,4F_{m0,4} - 0,2F_{m0,2}}{V_{0,4F_{m0,4}} - V_{0,2F_{m0,2}}}$$

- La méthode de l'ASTM E 2126 [5] pour laquelle la raideur initiale est définie à partir de la relation :

$$K_{ASTM} = \frac{0,4F_m}{V_{0,4F_m}}$$

- La méthode de l'ISO 21 581 [3] pour laquelle la raideur initiale est définie à partir de la relation suivante :

$$K_{iso} = \frac{0,3 \cdot F_{m,0,3}}{U(F_{0,4}) - U(F_{0,1})}$$

- La méthode de Karacabeyli et Ceccotti (2005) (K&C). Contrairement aux méthodes précédentes, celle-ci permet le calcul du déplacement au palier de plasticité V_y . Cependant, pour garder l'équivalence énergétique entre les deux systèmes, on utilise leur définition du glissement limite uniquement dans le but de calculer la raideur initiale puis on procède à l'égalisation des aires sous les courbes. Ainsi nous avons :

$$K_{K\&C} = \frac{0,5F_m}{V_{0,5F_m}}$$

- La méthode CSIRO (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization). Comme précédemment cette méthode s'emploie communément pour la détermination du déplacement au palier de plasticité. Dans notre cas on s'en sert pour la détermination de la raideur initiale et nous avons :

$$K_{CSIRO} = \frac{F_{1,25V_{0,4F_m}}}{1,25V_{0,4F_m}}$$

La dernière étape consiste à passer du plan Force - Déplacement au plan spectral Accélération - Déplacement en rapportant les efforts à la masse totale du système étudié (égale à 1620kg).

En superposant le diagramme de capacité et le spectre de réponse élastique dans le plan spectral Accélération - Déplacement, le point de performance (PP) de la structure, est obtenu comme point d'intersection entre l'idéalisation et le spectre de réponse exprimé dans le plan spectral Accélération - Déplacement et correspondant au déplacement maximal et à l'accélération maximale que subira le mur sous cette action sismique.

A titre d'illustration, les [Figure 24](#) et [Figure 25](#) montrent la superposition du diagramme de capacité obtenu pour le mur MC1 en OSB 12 pointé pour le séisme lointain respectivement à son niveau d'origine et à 320% d'amplitude.

Les [Tableau 12](#) et [Tableau 13](#) présentent les valeurs de déplacement en tête des murs en OSB/3 pointés pour le séisme lointain respectivement à son niveau d'origine et à 320%. Les [Tableau 14](#) et [Tableau 16](#) présentent les mêmes grandeurs pour les murs en OSB/3 agrafés. Dans ces 4 tableaux, les courbes enveloppes utilisées pour établir le diagramme de capacité de la méthode N2 ont été établies à partir d'essais cycliques menés selon l'ISO 21 581 avec une durée d'essai de 1 minute.

Les [Tableau 15](#) et [Tableau 17](#) sont les tableaux analogues aux [Tableau 14](#) et [Tableau 16](#) mais dans le cas où les courbes enveloppes utilisées pour établir le diagramme de capacité de la méthode N2 ont été établies à partir d'essais cycliques menés selon l'ISO 21 581 avec une durée d'essai d'environ 4 heures.

			Valeurs calculées par méthode N2 au point de performance	Valeurs expérimentales Moyennes
Référence mur	Idéalisation	Raideur (kN.mm ⁻¹)	Déplacement relatif (mm)	Dép. relatif max en tête de mur (mm)
MC 1	ISO 21 581	0,893	10,8	10,6 (20%)
	EN 594	0,681	12,6	
	ASTM E 2126	1,18	7,2	
	K&C	0,837	10,9	
	CSIRO	1,04	10	
MC 2	ISO 21 581	0,967	10,7	
	EN594	0,779	11,2	
	ASTM E 2126	1,18	7,2	
	K&C	0,895	11,1	
	CSIRO	1,06	9,9	
Moyenne (CV%)		0,951 (14%)	10,2(12%)	

Tableau 12 : Déplacements obtenus par la méthode Spectrale Non-Linéaire en fonction de la méthode pour l'OSB12 avec pointes sollicité par le séisme Lointain à 100%.

Référence mur	Idéalisation	Raideur (kN.mm ⁻¹)	Valeurs calculées par méthode N2 au point de performance	Valeurs expérimentales Moyennes	
			Déplacement relatif (mm)	Dép. relatif max en tête de mur (mm)	
MC 1	ISO 21 581	0,893	34,6	41,5 (9,3%)	
	EN 594	0,681	41		
	ASTM E 2126	1,18	32,7		
	K&C	0,837	35		
	CSIRO	1,04	31,9		
MC 2	ISO 21 581	0,967	35,1		
	EN594	0,779	34,7		
	ASTM E 2126	1,18	32,6		
	K&C	0,895	35,6		
	CSIRO	1,06	31,8		
Moyenne (CV%)		0,951 (14%)	34,5 (5%)		

Tableau 13 : Déplacements obtenus par la méthode Spectrale Non-Linéaire en fonction de la méthode d'idéalisation pour l'OBS12 avec **pointes** sollicité par le séisme Lointain à **320%**.

			Valeurs calculées par méthode N2 au point de performance	Valeurs expérimentales Moyennes
Référence mur	Idéalisation	Raideur (kN.mm ⁻¹)	Déplacement relatif (mm)	Dép. relatif max en tête de mur (mm)
Résultat moyen sur les murs n° 15, n° 17 et n° 18	ISO 21 581	1,36	10,3	10,5 (12%)
	EN 594	1,26	9,92	
	ASTM E 2126	1,24	9,76	
	K&C	1,07	10,6	
	CSIRO	1,16	10,1	
Moyenne (CV%)		1,22 (7%)	10,1 (2%)	

Tableau 14 : Déplacements obtenus par la méthode Spectrale Non-Linéaire pour l'OSB12 avec **agrafes** sollicité par le séisme Lointain à **100%** pour une raideur initiale établie à partir des essais cycliques **rapides**.

			Valeurs calculées par méthode N2 au point de performance	Valeurs expérimentales Moyennes
Référence mur	Idéalisation	Raideur (kN.mm ⁻¹)	Déplacement relatif (mm)	Dép. relatif max en tête de mur (mm)
Résultat moyen sur les murs n° 19, n° 20 et n° 21	ISO 21 581	1,044	10,1	10,5 (12%)
	EN 594	0,858	11,0	
	ASTM E 2126	1,046	8,61	
	K&C	1,63	10,3	
	CSIRO	1,90	9,53	
Moyenne (CV%)		1,29 (29%)	9,91 (7%)	

Tableau 15: Déplacements obtenus par la méthode Spectrale Non-Linéaire pour l'OSB12 avec **agrafes** sollicité par le séisme Lointain à **100%** pour une raideur initiale établie à partir des essais cycliques **lents**.

				Valeurs calculées par méthode N2 au point de performance	Valeurs expérimentales Moyennes
Référence mur	Idéalisation	Raideur (kN.mm ⁻¹)	μ	Déplacement relatif (mm)	Dép. relatif max en tête de mur (mm)
Résultat moyen sur les murs n° 15, n° 17 et n° 18	ISO 21 581	1,36	2,70	43,1	45,8 (9%)
	EN 594	1,26	2,88	42,5	
	ASTM E 2126	1,24	2,94	42,0	
	K&C	1,07	2,73	43,1	
	CSIRO	1,16	2,84	43,2	
Moyenne (CV%)		1,22 (7%)	2,82 (3%)	42,8 (1%)	

Tableau 16: Déplacements obtenus par la méthode Spectrale Non-Linéaire pour l'OSB12 avec **agrafes** sollicité par le séisme Lointain à **320%** pour une raideur initiale établie à partir des essais cycliques **rapides**.

				Valeurs calculées par méthode N2 au point de performance	Valeurs expérimentales Moyennes
Référence mur	Idéalisation	Raideur (kN.mm ⁻¹)	μ	Déplacement relatif (mm)	Dép. relatif max en tête de mur (mm)
Résultat moyen sur les murs n° 19, n° 20 et n° 21	ISO 21 581	1,044	2,99	42,1	45,8 (9%)
	EN 594	0,858	2,44	34,1	
	ASTM E 2126	1,046	3,26	42,0	
	K&C	1,63	3,17	43,0	
	CSIRO	1,90	3,24	41,6	
Moyenne (CV%)		1,29 (29%)	3,02 (8%)	40,6 (6%)	

Tableau 17: Déplacements obtenus par la méthode Spectrale Non-Linéaire pour l'OSB12 avec **agrafes** sollicité par le séisme Lointain à **320%** pour une raideur initiale établie à partir des essais cycliques **lents**.

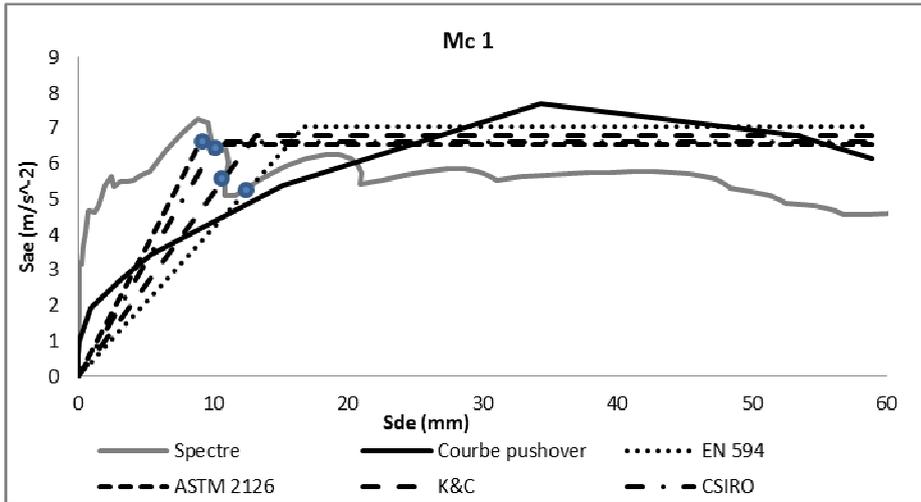


Figure 24 : Détermination, pour les murs en OSB 12 pointés, des points de performance (en bleu) comme intersections des idéalizations bilinéaires (Mc : Mur testé en Cyclique) de la courbe de poussée progressive et du spectre élastique du séisme lointain à son niveau d'origine.

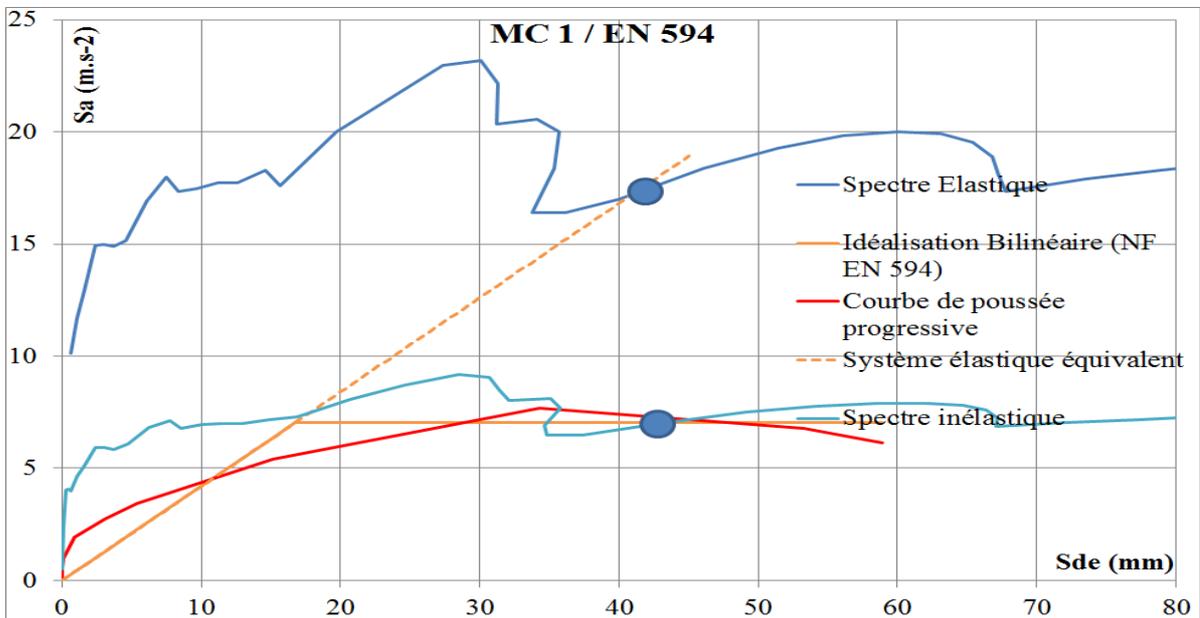


Figure 25: Détermination, pour les murs en OSB 12 pointés, du point de performance (en bleu) comme intersections de l'idéalisation bilinéaire (Mc : Mur testé en Cyclique) de la courbe de poussée progressive et du spectre inélastique du séisme lointain à 320%.

Le **Tableau 18** présente, pour les six configurations de murs avec OSB, l'écart relatif entre les valeurs de déplacement expérimentales et calculées par la méthode N2.

L'écart relatif e_{dep} est déterminé par la formule suivante : $e_{dep}^2 = (dep_{N2} - dep_{exp})^2 / dep_{exp}^2$.

On constate que :

- Si l'on considère tous les cas, l'écart relatif est au maximum de 22% par la méthode N2 ;
- pour les murs pointés, les essais à 100% sont mieux estimés que ceux à 320%.

	Essais sur table vibrante	Méthode N2	Ecart relatif
Configurations	dep. relatif Max.	dep. relatif Max.	e_{dep}
Murs OSB pointés / 100% lointain / courbes enveloppes établies avec essais cycliques rapides	10,6	10,2	-4%
Murs OSB agrafés / 100% lointain / courbes enveloppes établies avec essais cycliques rapides	10,5	10,1	-4%
Murs OSB agrafés / 100% lointain / courbes enveloppes établies avec essais cycliques lents	10,5	9,91	-6%
Murs OSB pointés / 320% lointain / courbes enveloppes établies avec essais cycliques rapides	41,5	34,5	-17%
Murs OSB agrafés / 320% lointain / courbes enveloppes établies avec essais cycliques rapides	45,8	42,8	-7%
Murs OSB agrafés / 320% lointain / courbes enveloppes établies avec essais cycliques lents	45,8	40,6	-11%

Tableau 18 : Valeurs des écarts entre les déplacements obtenus d'une part par essais sur table vibrante et d'autre part obtenus par la méthode N2.

Ces résultats montrent donc que l'utilisation de la méthode N2 donne une bonne estimation des déplacements à partir de la méthode développée sur les courbes enveloppes des essais cycliques.

Pour s'affranchir des essais cycliques, se pose alors la question de l'établissement de la courbe en capacité bilinéaire. Pour cela, il faut pouvoir déterminer de façon analytique :

- (a) la rigidité initiale
- (b) le plateau de ductilité
- (c) et le déplacement ultime Uult.

(a) La rigidité initiale peut être obtenue analytiquement. Par exemple, les valeurs obtenues à partir des approches Bo Kallsner et de l’Eurocode 8 sont présentées dans le [Tableau 19](#). A des fins de comparaisons, les valeurs expérimentales obtenues par les essais cycliques et celles obtenues lors de essais vibratoires sont également présentées. On constate que les valeurs de rigidité obtenues de façon calculatoire diffèrent des valeurs expérimentales.

		Raideur (kN/mm)	
		murs pointés	murs agrafés
Méthodes calculatoires	Bo Kallsner + rigidité des ancrages	2,6	3,46
	EC8	6,43	6,43
Méthodes expérimentales	Essais monotones		
	Essais cycliques rapides	0,951	1,22
	Essais cycliques lents	/	1,29
	Vibration libre	2,72	1.32 ou 1.45 ou 1.53

Tableau 19 : Récapitulatif des valeurs de raideur des murs en OSB agrafés et pointés selon les différentes types d’approches.

(b) Le plateau de ductilité peut être estimé à partir de la valeur caractéristique de la résistance $F_{v,Rk}$ de l’Eurocode 5. Pour les murs pointés, $F_{v,Rk}$ est égal à 11,6kN. Cette valeur d’effort correspond à la valeur du plateau des courbes enveloppes obtenues à partir d’un essai cyclique chargé à 1,5T (pour MC1 et MC2, les 2 valeurs de l’effort au plateau sont 10,6 KN et 11,9kN). Cette valeur permet donc d’obtenir la valeur d’accélération de 7,2 mm/s² (=11600N/ 1620 kg), proche de la valeur au plateau de la courbe de capacité de la méthode N2.

(c) Le déplacement ultime Uult peut être ensuite estimé par l’égalité en énergie entre les surfaces sous les courbes linéaires et élastoplastiques.

6. CONCLUSION GENERALE

Ce rapport étudie le comportement mécanique des murs à ossature bois avec panneaux en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur fixés par agrafes sur l'ossature. Ces murs ont été fabriqués conformément au DTU 31.2.

Sur la base d'un dimensionnement mené selon l'eurocode 5, le choix de l'agrafe a été fait afin que la résistance instantanée d'un mur à ossature bois agrafé soit proche de celle des murs pointés de l'étude SISMOB3 phase 2. Ainsi, ceci permettra de comparer le comportement dynamique de ces deux types de structures ayant un comportement statique proche.

Les essais statiques menés à l'échelle de l'assemblage (chapitre 2) ont permis de vérifier que les résistances instantanées des agrafes orientées à 0° (par rapport au fil du bois des montants) et des pointes sont équivalentes. Comme attendu, la résistance instantanée des agrafes orientées à 90° est inférieure aux précédentes d'environ 80%.

Les essais cycliques menés à l'échelle des murs (chapitre 4) ont permis d'étudier l'influence de la charge verticale et de la vitesse des cycles sur les paramètres suivants :

- l'effort maximal F_{max} ,
- le déplacement, $V_{90\%F_{max}}$, pris comme valeur limite pour les essais dynamiques,
- et la ductilité cyclique $D_{C,ASTM}$.

La seule différence significative constatée est l'augmentation de la ductilité avec la charge verticale.

Les courbes enveloppes de ces essais cycliques ont également permis d'établir les courbes de capacité nécessaires pour développer la méthode de dimensionnement statique non linéaire (chapitre 5).

14 essais dynamiques (chapitre 3) ont été menés sur des murs à ossature bois conçus selon les principes de dimensionnement en capacité (ancrages dimensionnés en sur-résistance et zones dissipatives localisées dans les agrafes fixant les panneaux OSB/3) et soumis à une charge verticale allant jusqu'à 850kg/ml. Les essais ont été menés pour des séismes représentatifs de l'aléa fort en France.

Ces essais ont mis en évidence des modes de ruine correspondant à des rotules plastiques au niveau des agrafes de fixation des panneaux (zones dissipatives). Ceci est l'un des points clés dans la conception d'une structure ductile.

La comparaison du comportement dynamique des murs agrafés et pointés (cf. § 3.7) montre que les déplacements en tête de mur sont semblables. De plus, leur limite de non effondrement est proche. De ce fait, le pic d'accélération du sol correspondant à la limite de non effondrement est proche pour les deux types de murs.

En revanche, l'accélération au sol correspondant à un taux de travail de 100% pour un dimensionnement mené selon l'EN 1998-1 conduit respectivement aux valeurs 3,09 m/s² et 3,45 m/s² pour les murs pointés et agrafés chargés à 1,5T. De ce fait, les valeurs du

coefficient de comportement q obtenu à partir des essais avec le séisme lointain sont légèrement plus élevées pour les murs pointés que pour les murs agrafés soit :

- $q \geq 3,2$ pour les murs pointés (SISMOB 3 phase2 [16]),
- $q \geq 2,9$ pour les murs agrafés.

Pour rappel, il avait été proposé une valeur de $q=3$ pour les murs avec OSB pointés.

Il est à noter que ces valeurs moyennes de q ont été obtenues pour le séisme dit lointain faisant partie des séismes les plus nocifs parmi 40 séismes représentatifs des zones d'aléa moyen et fort en France.

Sur la base de ces résultats, **il est proposé de retenir également comme pour les pointes la valeur de 3 pour le coefficient de comportement q pour des murs à ossature bois et panneaux en voile travaillant en OSB à partir de 12 mm d'épaisseur fixé par les agrafes testées.**

Par ailleurs, la méthode de dimensionnement N2, statique non linéaire, a été appliquée aux murs à ossatures bois (pointés et agrafés) pour la détermination du déplacement et de l'accélération en tête de mur. **On constate que l'utilisation de la méthode N2, développée à partir des courbes enveloppes des essais cycliques, donne une bonne estimation des valeurs expérimentales obtenues à partir des essais dynamiques. Se pose maintenant le problème de l'établissement de la courbe en capacité bilinéaire en s'affranchissant des essais cycliques.** En effet, les formulations analytiques usuelles surestiment fortement les valeurs des raideurs obtenues expérimentalement.

7. BIBLIOGRAPHIE

- [1] **NF EN 1998-1:2004**: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, 2005.
- [2] **NF EN 12512** : Méthodes d'essai – Essais cyclique d'assemblages réalisés par organes mécaniques, 2002.
- [3] **ISO DIS 21581** : Structures en bois – Méthodes d'essai de chargement latéral statique et cyclique sur murs de contreventement (2010).
- [4] **DTU 31.2**: Construction de maisons et batiments à ossatures bois, Mai 1993.
- [5] **ASTM E 2126A** : 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.
- [6] FCBA, Rapport d'essais N°F-R / 68/ 06 / 197, **Essais Cycliques de murs à ossature bois en OSB**, 2007.
- [7] FCBA, Rapport d'études, **Comportement parasismique des Murs à Ossatures Bois en Panneaux de Particules, SISMOB2**, 2009.
- [8] FCBA et CSTB, Rapport d'études, **Comportement parasismique des Murs à Ossatures Bois, SISMOB3 Phase1**, Novembre 2010.
- [9] Ceccotti A., Vignoli A., "**Behaviour Factor of Timber in Seismic Zones**", CIB-W18, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18A – Timber Structures, 1987, Italy.
- [10] Ceccotti A., Sandhaas C., "**A proposal for a standard procedure to establish the seismic behaviour factor q of timber buildings**", WCTE, World Conference on Timber Engineering, 2010, Italy.
- [11] Schädle P, Blass HJ, "**Earthquake behaviour of modern timber construction systemes**", WCTE, World Conference on Timber Engineering, 2010, Italy.
- [12] BRGM, Rapport d'études RP-58886-FR, Projet ANR RiskNat SISBAT, **Modélisation de l'action sismique**, septembre 2010.
- [13] Boudaud C, **Analyse de la vulnérabilité sismique des structures à ossature en bois**, Thèse de l'Université de Grenoble avec un financement du CSTB, Décembre 2012.

- [14] Faye C, Le Magorou L, Garcia P, Duccini J-C, " **Experimental investigations on seismic behaviour of conventional timber frame wall with OSB sheathing , proposal of behaviour factor** ", CIB- W18, *International Council for Research and Innovation in Building and Construction*, Working Commission W18A – Timber Structures, 2013, Vancouver.
- [15] FCBA, Rapport d'essais N° 403/13/776, **Essais parasismiques de murs à ossature bois**, 2013.
- [16] FCBA, Rapport d'études, **Comportement parasismique des Murs à Ossatures Bois, SISMOB3 Phase 2**, 2013.
- [17] Yassine Verdret, **Analyse du comportement parasismique des murs à ossature bois : approches expérimentales et méthodes basées sur la performance sismique**, Thèse de l'Université de bordeaux I avec un financement CIFRE et de FCBA, soutenance prévue en Février 2016.
- [18] Fajfar P., **A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design**, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, N°3, 573-592, 2000.
- [19] NF EN 594 (Août 2011) : **Structures en bois - Méthodes d'essai - Essai de raideur et résistance au contreventement des murs à ossature en bois**.
- [20] EN 14 358 (Avril 2007): **Structures en bois - Détermination des valeurs correspondant au fractile à 5% d'exclusion inférieure et critères d'acceptation pour un échantillon**.
- [21] EN 26 891 (Août 1991): **Structures en bois - Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation - Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation**.
- [22] Verdret Y., Faye C., Elachachi S.M., Le Magorou L., Garcia P., (2015), **Experimental investigation on stapled and nailed connections in light timber frame walls**, *Construction and Building Materials*, Volume 91, pp. 260-273.

8. ANNEXE 1 : DETERMINATION $PGA_{EC8, q=1}$ POUR CHACUNE DES CONFIGURATIONS EXPERIMENTALES

Cette annexe présente le calcul du $PGA_{EC8, q=1}$, l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement fait selon l'EC8 avec $q=1$ pour un mur de $(2,4 \times 2,4 m^2)$ fait de panneaux OSB d'épaisseur 12 mm (**OSB12**) fixés par des agrafes de section $(1,34 \text{ mm} \times 1,6 \text{ mm})$ et de longueur 50 mm sur ossature bois C24.

Pour la détermination de $PGA_{EC8, q=1}$, la masse du mur est négligée. Ainsi, l'évaluation de q est conservatrice.

Le système testé a une période propre comprise entre 0,13s et 0,19s, valeurs situées sur le palier d'accélération spectrale constante.

La réalisation de l'essai sur table vibrante correspond à un sol de type rocheux (classe de sol A), ainsi $S=1$.

La valeur du coefficient d'importance γ_i est prise égale à 1. Ce choix est sécuritaire pour l'évaluation du coefficient de comportement q car, conduisant à la plus grande valeur de $PGA_{EC8, q=1}$, cela aboutit à la plus petite valeur du coefficient q .

Mur OSB12 avec agrafes chargé verticalement à 1,5T

$F_{v,Rk}=13 \text{ kN}$ est la résistance caractéristique du mur de 2,4 m de long.

$F_{v,Rd}=12,9 \text{ kN}$ (avec $\gamma_M=1$, $k_{mod}=\sqrt{1,1 \times 0,9}$) est la résistance de calcul du mur de 2,4m.

$$E_{v,d} = M \times S_d(T) = M \times (\gamma_i \times a_{gr} \times S \times 2,5 / q) = 1\,500 \times (1 \times a_{gr} \times S \times 2,5 / q)$$

$PGA_{EC8, q=1}$ étant l'accélération de sol correspondant à un taux de travail des murs de 100% pour un dimensionnement fait selon l'EC8 avec $q=1$, on a l'égalité suivante :

$$E_{v,d} = F_{v,Rd} \text{ avec } q=1 \quad \text{soit} \quad (PGA_{EC8, q=1} \times S) = 12\,935 / (1\,500 \times 2,5) \text{ m/s}^2$$
$$a_{gr} = PGA_{EC8, q=1} = 3,45 \text{ m/s}^2.$$

Mur OSB12 avec agrafes chargé verticalement à 2T

$$F_{v,Rd} = 12,9 \text{ kN}$$

$$E_{v,d} = M \times S_d(T) = M \times (\gamma_i \times a_{gr} \times S \times 2,5 / q) = 2\,000 \times (1 \times a_{gr} \times S \times 2,5 / q)$$

$$E_{v,d} = F_{v,Rd} \text{ avec } q=1 \quad \text{soit} \quad (PGA_{EC8, q=1} \times S) = 12\,900 / (2\,000 \times 2,5) \text{ m/s}^2$$
$$a_{gr} = PGA_{EC8, q=1} = 2,59 \text{ m/s}^2.$$

Détermination de la résistance caractéristique du mur OSB12 de dimensions $(2,4 \text{ m} \times 2,4 \text{ m})$ avec panneaux fixés par agrafes

La résistance caractéristique d'un panneau $F_{iv,Rk}$ est déterminée selon la relation suivante :

$$F_{iv,Rk} = \frac{F_{v,f,Rk} * b_i * c_i}{s_{rive}}$$

Où :

- $F_{v,f,Rk}$: la capacité résistante caractéristique de l'assemblage agrafé entre montant et panneau,
- b_i : la largeur du mur,
- s_{rive} : l'espacement entre organes d'assemblage en rive,
- $c_i = \begin{cases} 1 & \text{pour } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{pour } b_i < b_0 \end{cases}$ avec $b_0 = \frac{h}{2}$

Pour les organes d'assemblage bois-panneaux de type tige ou agrafe travaillant en simple cisaillement, la capacité résistante caractéristique d'un organe se détermine selon l'expression suivante (EC5 §8.2.2) :

$$F_{v,f,Rk} = 1,2 * 2 * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{k,1,k} * t_1 * d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 * \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 * \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta * \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ 1,05 \frac{f_{k,1,k} * t_1 * d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta * (1 + \beta) + \frac{4\beta * (2 + \beta) * M_{y,Rk}}{f_{k,1,k} * t_1^2 * d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{k,1,k} * t_2 * d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 * (1 + \beta) + \frac{4\beta * (2 + \beta) * M_{y,Rk}}{f_{k,1,k} * t_2^2 * d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 * \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} * \sqrt{2M_{y,Rk} * f_{k,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\beta = \frac{f_{k,2,k}}{f_{k,1,k}}$$

Ainsi pour les agrafes considérées dans cette étude, les valeurs caractéristiques pour la portance locale nous sont (EC5 §8.3.1.3) :

- Pour les panneaux d'OSB : $f_{k,1,k} = 65 * d^{-0,7} * t^{0,1} = 62,6$ MPa
- Pour le bois massif sans pré perçage (d doit être inférieur à 8mm) :

$$f_{k,2,k} = 0,082 * \rho_k * d^{-0,3} = 25,6 \text{ MPa avec } \rho_k = 350 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

d'où $\beta = 0,41$.

La valeur caractéristique du moment d'écoulement plastique de l'organe, est donnée par l'expression suivante (EC5 §8.4) :

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_u * d^{2,6} = 646 \text{ MPa}$$

Où :

- f_u : est la résistance en traction du fil de l'acier, en **MPa**, on retient habituellement $f_u = 800 \text{ MPa}$,
- d : est le diamètre équivalent de l'agrafe en **mm**.

Par analogie avec les pointes lisses, la valeur caractéristique de la capacité à l'arrachement, $F_{ax,Rk}$, dépend (EC5 §8.3.2) de son diamètre, de sa pénétration et de la résistance du bois sous la tête. L'Eurocode 5 stipule que sa contribution à la capacité résistante soit limitée à 15%.

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \cdot 10^{-6} * \rho_{k\text{support}}^2 * d * t_2 \\ 20 * 10^{-6} * \rho_{k\text{OSB}}^2 * d * t + 70 * 10^{-6} * \rho_{k\text{OSB}}^2 * d_h^2 \end{array} \right.$$

Où :

- $\rho_{k\text{OSB}} = 350 \text{ kg}$: masse volumique caractéristique de l'OSB,
- $\rho_{k\text{support}} = 550 \text{ kg}$: masse volumique caractéristique du bois,
- $d = 1,47 \text{ mm}$: diamètre équivalent de l'agrafe,
- $d_h = 2 * d$: diamètre équivalent de la tête,
- t : épaisseur de la pièce du côté de la tête d'agrafe,
- t_2 : longueur de pénétration.

$$F_{ax,Rk} = 135 \text{ N.}$$

On obtient ainsi pour la résistance caractéristique des agrafes : $F_{v,f,Rk} = 812 \text{ N}$ (pondéré par 1,2) qui correspond à une rupture en mode f.

On en déduit la résistance caractéristique d'un panneau de 1,2 m : $F_{v,Rk} = 6,496 \text{ kN}$. La résistance caractéristique d'un mur à ossature bois constitué de 2 panneaux est donc de $F_{v,Rd} = 13 \text{ kN}$.

9. ANNEXE 2 : FICHE TECHNIQUE DE L'AGRAFE

haubold® Fiche technique



401

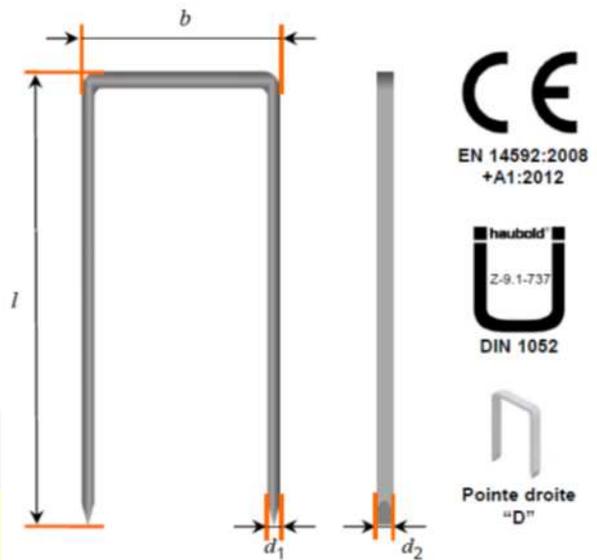
Série d'agrafes : KG 700
Agrafes lourdes jauge 16
Ø du fil : 1,53mm

Pour les outils* :

haubold PN 750 A, PN 755 (XI) Automatik
PN 764 XII, PN 765 Automatik
PN 775 XII
Duo-Fast SM-7648 / 7664, HDS-7650 / 7665
**Vérifier que la longueur de l'agrafe est adaptée à l'outil avant son utilisation*
Longueurs disponibles : 30mm – 75mm
Nombre d'agrafes par barrette : 75

PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Finition	Environnement d'utilisation	Couleur de l'étiquette sur l'emballage
Galva 12µm	Classes de service 1&2 INTERIEUR & EXTERIEUR	Violet
Acier inoxydable A2 AISI 304 / 1.4301	Classes de service 1,2&3 INTERIEUR, EXTERIEUR PROTEGE & EXTERIEUR	Jaune



CARACTERISTIQUES / DIMENSIONS

Résistance en traction du fil : 900 N/mm² mini
1400 N/mm² mini sur demande

Diamètre nominal du fil (d) : 1,53mm

Dimensions du fil à plat : (d_1) : 1,34mm
(d_2) : 1,60mm

Largeur extérieure de la couronne (b) : 11,25mm

Longueur de la barrette : Environ 121,50mm

Pointe standard : "D"

Type de finition : Type 3, ciment agrafe de Dr. Schmid

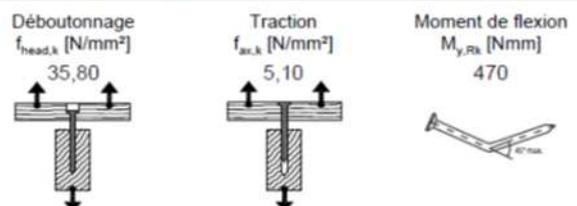
Longueur couverte : Complète

Les agrafes galva 12µm sont fabriquées à partir de fils d'acier non-allié selon la norme EN ISO 16120. Les agrafes inox A2 sont fabriquées à partir de fils en acier inoxydable austénitique selon la norme EN 10088.

Haubold est une marque du Groupe ITW, ITW se réserve le droit de modifier les caractéristiques de ses produits sans préavis. Toute construction utilisant les données de cette fiche doit être vérifiée par un ingénieur de structure qualifié et respecter les normes et règles nationales et européennes applicables.

Date de création 01.11.2012 © ITW

PARAMETRES CARACTERISTIQUES POUR LE CALCUL SELON L'EUROCODE 5



- Pour obtenir la capacité de déboutonnage caractéristique, multiplier la valeur par la largeur de la couronne b et le diamètre nominal d
- Pour obtenir la capacité de traction, multiplier la valeur par l'enfoncement dans le support et par le diamètre nominal d pour chaque patte de l'agrafe
- Les valeurs sont données pour une densité caractéristique du bois de 350kg/m³ et pour un angle $\geq 30^\circ$ de la couronne par rapport au grain du bois

Enfoncement mini dans le support : 14 fois le diamètre.
Se reporter à l'Eurocode 5 pour connaître les règles de conception de connexions bois-bois.

LONGUEURS D'AGRAFE DISPONIBLES*

Finition	Longueurs*
Galva 12µm	30mm, 35mm, 40mm, 45mm, 50mm, 55mm, 64mm, 70mm, 75mm
Acier inoxydable A2 AISI 304 / 1.4301	30mm, 38mm, 40mm, 45mm, 50mm, 60mm, 64mm

*Vérifier la disponibilité dans le catalogue produits

10. ANNEXE 3 : SELECTION DES ACCELEROGRAMMES

Les bases de données de séismes utilisées pour sélectionner les séismes dit *lointain* et *4653y* correspondent :

- à des séismes réels représentatifs de l'aléa fort en France sélectionnés par le BRGM (scénarios Guadeloupe lointain (cf. Tableau 20) et proche (cf. Tableau 21)),
- à des séismes réels représentatifs de l'aléa moyen en France sélectionnés par le BRGM (scénario Lourdes (cf. Tableau 22)).

Les figures 4, 5 et 6 présentent les DSE de l'ensemble des séismes respectivement pour le scénario de Guadeloupe lointain, proche et de Lourdes. Les DSE sont établies pour les séismes normalisés à un même niveau d'accélération soit 1g.

A des fins de comparaison, les 3 séismes GX066Y, 4653ya et lointain apparaissent sur toutes les figures.

Pour le scénario Guadeloupe lointain, on constate que les séismes présentant la DSE la plus élevée sont les signaux 9622xa, 9623xa, 9618xa, 9626xa, lointain et 4653ya.

Pour le scénario Guadeloupe proche, on constate que les séismes lointain et 4653ya présentent la DSE la plus élevée.

Pour le scénario de Lourdes, on constate que les séismes présentant la DSE la plus élevée sont les signaux 8922xa, 0592xa, 0122xa, 6383xa, lointain et 4653ya.

Ainsi, la DSE a permis de retenir 9 signaux sur les 40 signaux initiaux.

Afin de finaliser le choix des 2 séismes pour les essais, nous avons déterminé la nocivité des 9 séismes sur la base d'indicateurs généraux du mouvement sismique selon une méthodologie proposé par le BRGM [12]. Les résultats, présentés dans le [Tableau 23](#), montrent que les séismes les plus nocifs et permettant de respecter les limites en déplacements de la table sont les séismes lointain (5/40) et le 4653ya (2/40).

identifiant accélérogramme	Pays	Année	Nom du séisme	Ms	Nom de la Station	Rh km	Sol de classe EC8	PGA m/s ²
004653			Palacios	6,5	San Salvador- Unidad de Salud Tonacatepeque	50	C	3,34
004655		Zacatecoluca (LaPaz) – Hospital Santa Teresa			58	B	3,92	
009618	Japon		Miyagi	6,1	Kesenuma	68	B	3,89
009588					Ohfunato	74	A	3,82
009623					Toyosato	79	C	2,52
009589					Ichinoseki	79	B	3,26
009590					Mizusawa	83	C	3,57
009626					Ichinoseki	86	C	2,74
Séisme dit lointain					Tohno	87	B	3,24
009622					Furukawa	91	D	2,48
008547							Niigata	6,5
008548	Numata	71	B	3,61				
008659	Kanose	82	C	3,01				

Tableau 20 : Signaux retenus pour le scénario de séisme lointain en Guadeloupe (Rh : distance hypocentrale, Ms : Magnitude).

identifiant accélérogramme	Pays	Année	Nom du séisme	Ms	Nom de la Station	Rh km	Sol de classe EC8	PGA m/s ²
000587	Italie	1997	Umbria	3,9	Nocera Umbra	16	B	2,73
000829	Italie	1997	Umbria Marche (réplique)	4,2	Colfiorito- Casermette	2	C	3,79
006663	Italie	1997	Umbria Marche (réplique)	4,3	Nocera Umbra 2	12	B	2,78
006643	Italie	1997	Umbria Marche (réplique)	4,3	Nocera Umbra- Biscontini	4	C	2,82
006440	Turquie	1999	Izmit (réplique)	4,3	LDEO C0375	16	A	3,36
000027	Italie	1972	Ancona	4,6	Genio-Civile	11	C	3,74
000029					Ancona-Rocca	11	B	3,97
006131	Grèce	1988	Ionian	4,2	Lefkada- Hospital	12	C	2,70
006462	Grèce	1999	Duzce (réplique)	4,5	LDEO C0375	14	A	2,98
006486			Duzce (réplique)	4,4	LDEO C0375	16	A	3,07

Tableau 21 : Signaux retenus pour le scénario de séisme proche en Guadeloupe

identifiant accélérogramme	Pays	Année	Nom du séisme	Ms	Nom de la Station	Rh km	Sol de classe EC8	PGA m/s ²
000042	Grèce	1973	Ionian	5,8	Lefkada (OTE building)	17	C	2,52
001313	Grèce	1999	Ano Liosia	5,9	Athens 3	23	B	2,96
000122	Italie	1976	Frioul (réplique)	5,5	Buia	15	C	2,26
000123					Forgaria (Cornino)	19	B	2,31
000147					San Rocco	16	B	2,29
000591 000593	Italie	1997	Umbria Marche (choc 1)	5,5	Colfiorito	8	D	2,53
000592					Nocera Umbra	15	B	2,99
000592	Italie	1997	Umbria Marche (choc 2)	5,9	Colfiorito	8	D	2,04
006383	Turquie	1999	Izmit (réplique)	5,8	Bahcecik (Seymen Kislasi)	21	B	3,00
008922	Japon	2004	Niigata-ken Chuetsu (réplique)	6,0	Shiozawa	32	C	2,29
G002	Californie	1979	Coyote lake	5,8	Gilroy array # 2	14	C	2,07
ABIRD	Californie	1987	Whittier Narrows	5,9	Donley - Birchdale	21	C	2,93
AING					Inglewood - Union Oil	28	C	2,93
OPARK	Californie	1991	Sierra Madre	5,7	La - Obregon Park	32	C	2,24

Tableau 22 : Signaux retenus pour le scénario de Lourdes.

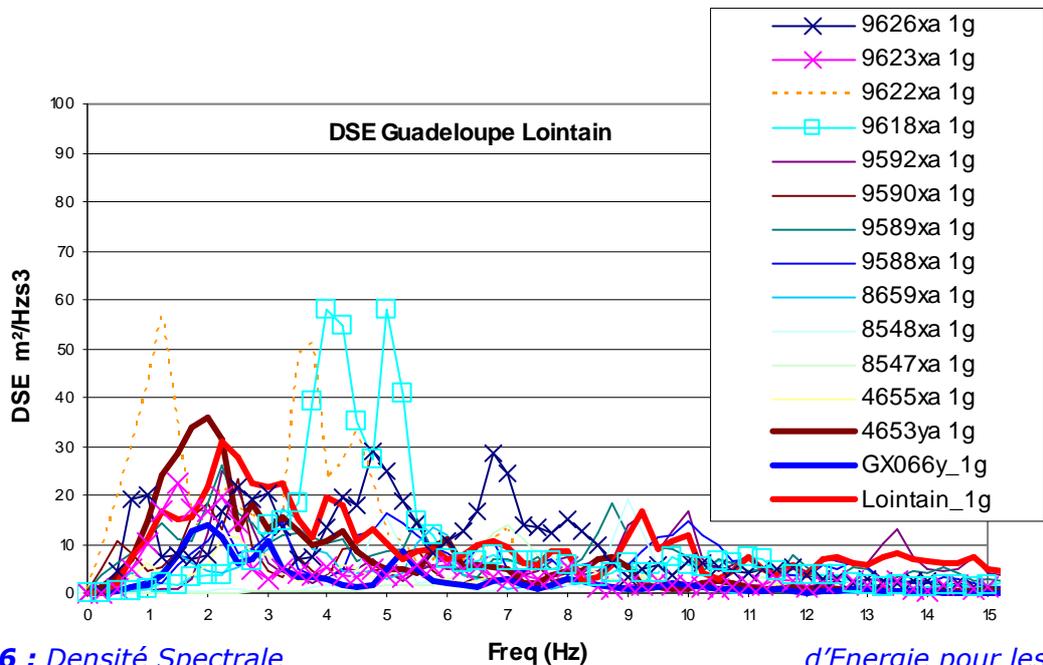


Figure 26 : Densité Spectrale d'Énergie pour les séismes d'aléa fort (scénario Guadeloupe lointain).

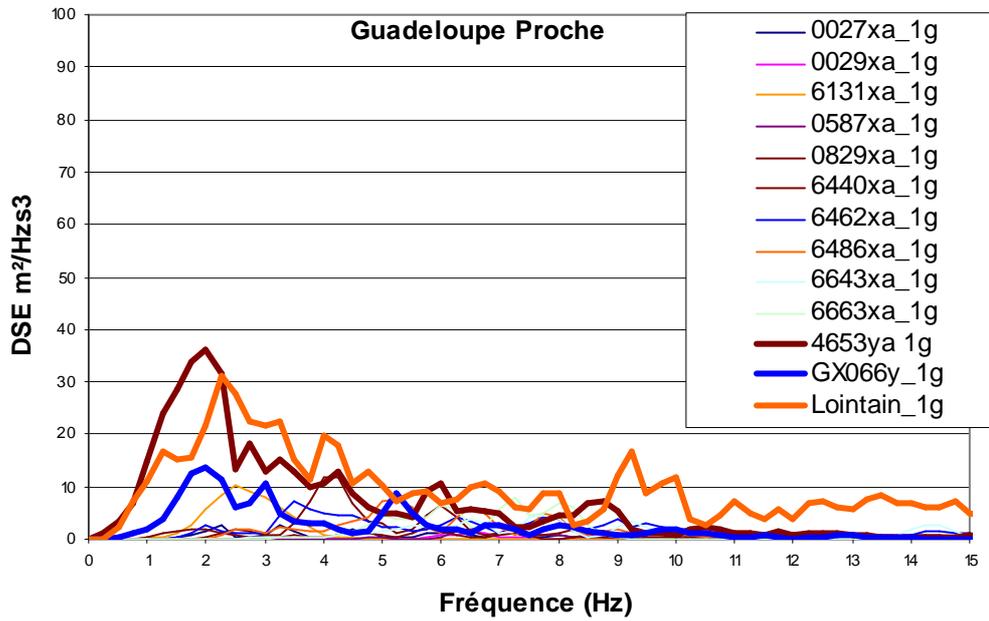


Figure 27 : Densité Spectrale d'Énergie pour les séismes d'aléa fort (scénario Guadeloupe proche).

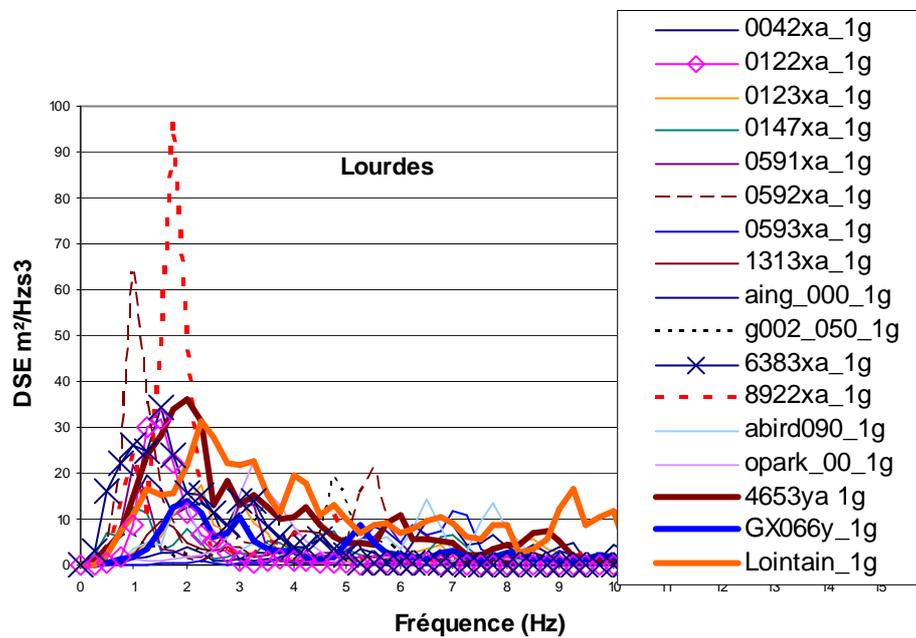


Figure 28 : Densité Spectrale d'Énergie pour les séismes d'aléa moyen (scénario de Lourdes).

Identifiant du séisme	Nom du séisme	Indicateurs généraux des accélérogrammes normalisés à 1g				Accélération maximale due à la limite en déplacement de la table vibrante	
		Intensité (PGV) ⁵	AI ⁶ (10 ⁻⁴ m/s)	CAV ⁷ (cm/s)	Classement final	PGA correspondant à un PGD ⁸ de 10 cm	PGD (cm)
009623xa	Miyagi	6.63	111 001	2365	1	1.18g	8.5
000122xa	Frioul	7.51	51 675	737	2	0.98g	10.2
000592xa	Umbria Marche	7.62	113 869	1825	3	0.77g	13.0
006383xa	Izmit	7.50	107 326	1433	3	0.42g	24.0
009626xa	Miyagi	6.67	242 137	4428	5	0.94g	10.6
lointain xa	Miyagi	6.54	266 299	4848	5	1.06g	9.4
009618xa	Miyagi	7.09	241 705	5204	7	0.81g	12.4
008922xa	Niigata-ken-Chuetsu	7.26	143 983	1898	8	0.67g	15.0
004653ya	Palacios	7.03	169 034	3461	8	0.73g	13.7
009622xa	Miyagi	6.89	249 309	4266	10	0.58g	17.4

Tableau 23 : Pour les séismes normalisés à 1g retenus sur la base de leur DSE : indicateurs généraux et accélération maximale due à la limite en déplacement de la table vibrante.

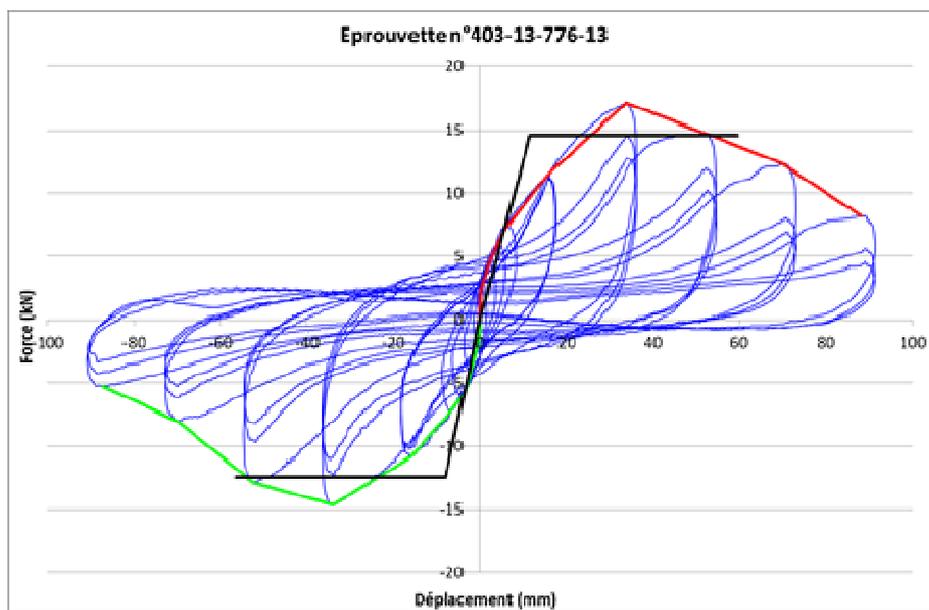
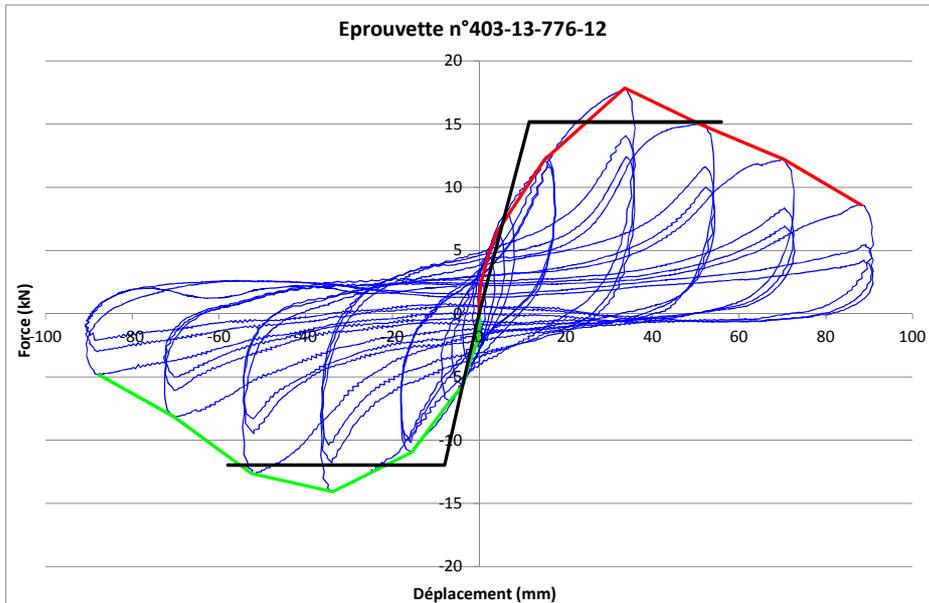
⁵ Intensité en échelle de Mercalli Modifiée convertie à partir de la valeur du PGV de l'enregistrement, de la magnitude et de la distance selon la loi de Tselentis et Danciu (2008)

⁶ Intensité d'Arias

⁷ Cumulative Absolute Velocity

⁸ Peak Ground Displacement

11. ANNEXE 4 : GRAPHES DES ESSAIS CYLCIQUES DES CONFIGURATIONS 2,3 ET 4



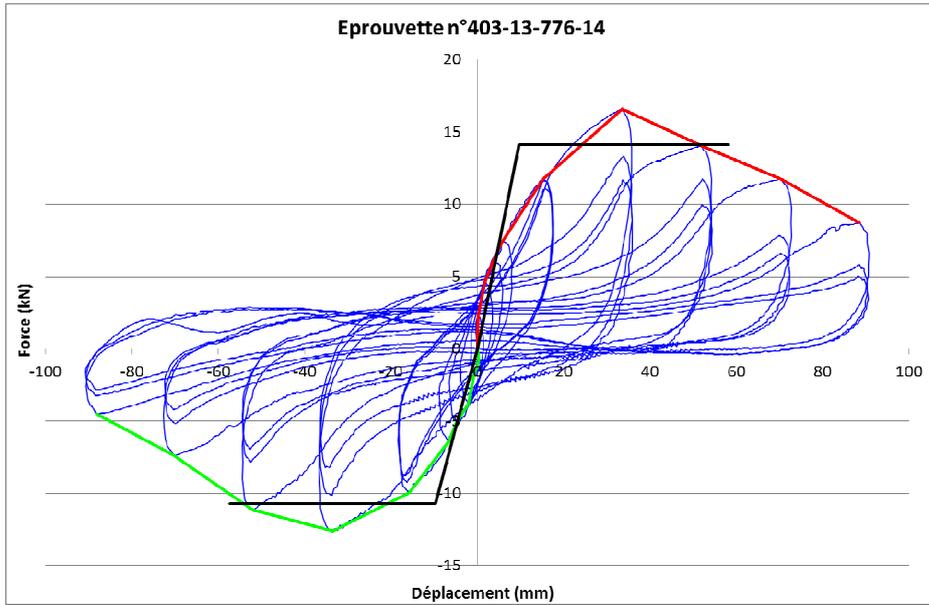
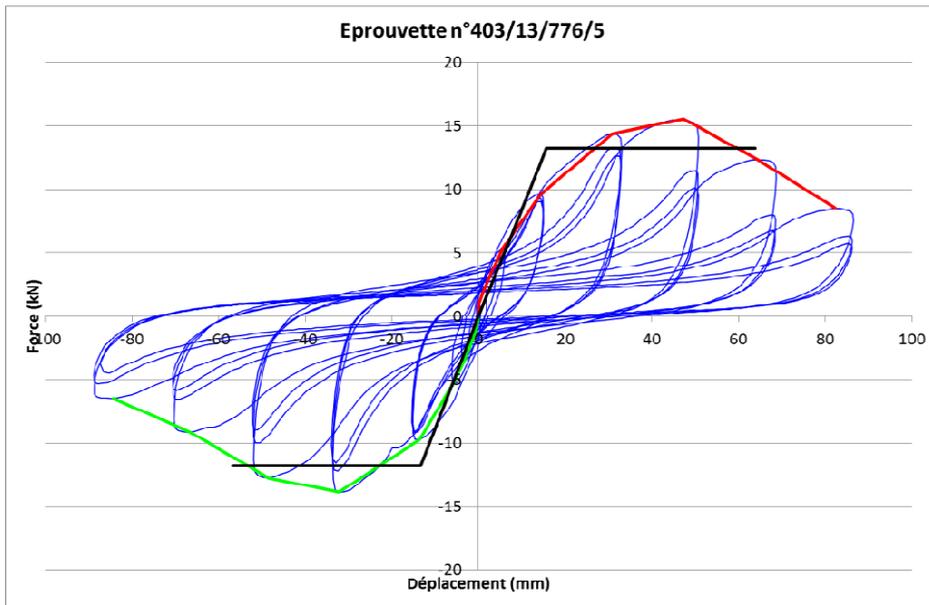


Figure 29 : Pour les murs 12, 13 et 14 (configuration 2 : murs avec panneaux OSB de 12 mm chargés à 3 T et menés à une vitesse de 60 mm/s): courbes Force=f(Déplacement) des essais cycliques en bleu, courbes enveloppes en rouge et vert, courbes élastoplastiques en noir équivalente en énergie.



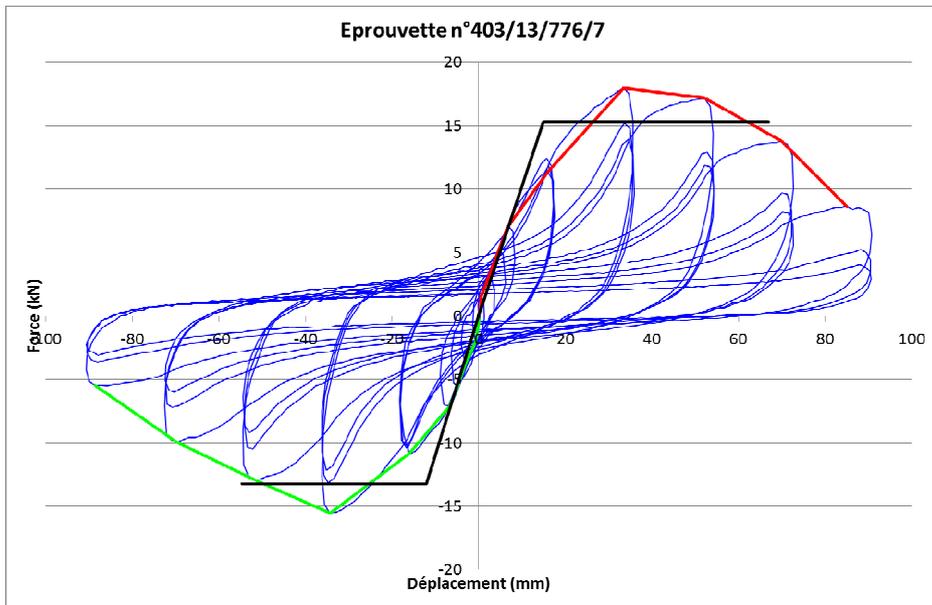
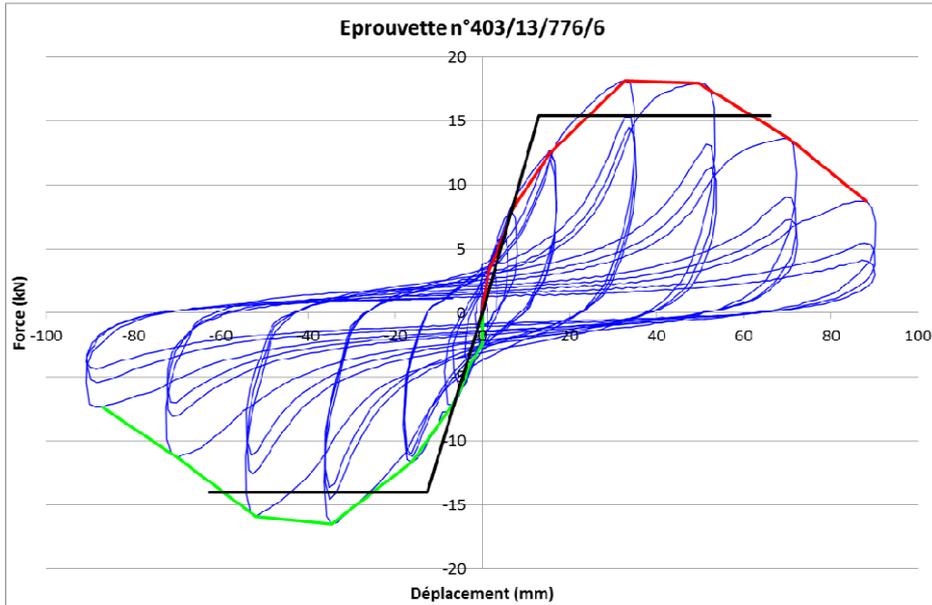
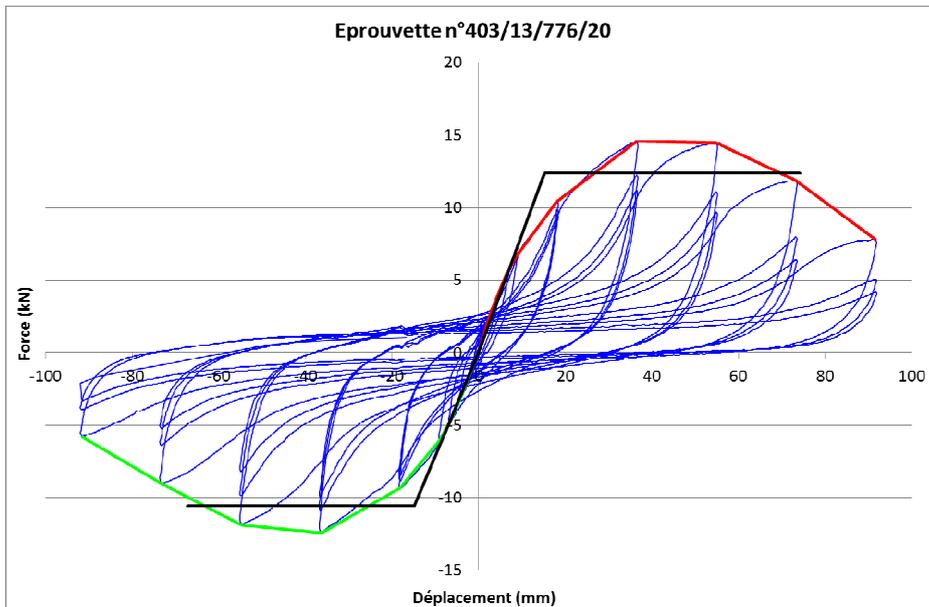
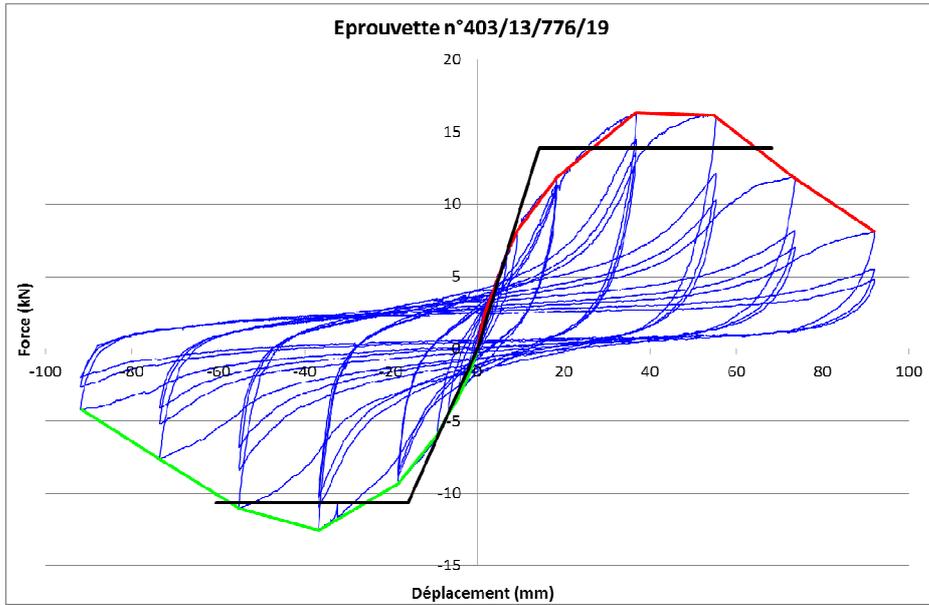


Figure 30 : Pour les murs 5, 6 et 7 (configuration 3 : murs avec panneaux OSB de 12 mm chargés à 0 T et menés à une vitesse de 60 mm/s): courbes Force=f(Déplacement) des essais cycliques en bleu, courbes enveloppes en rouge et vert, courbes élastoplastiques en noir équivalente en énergie.



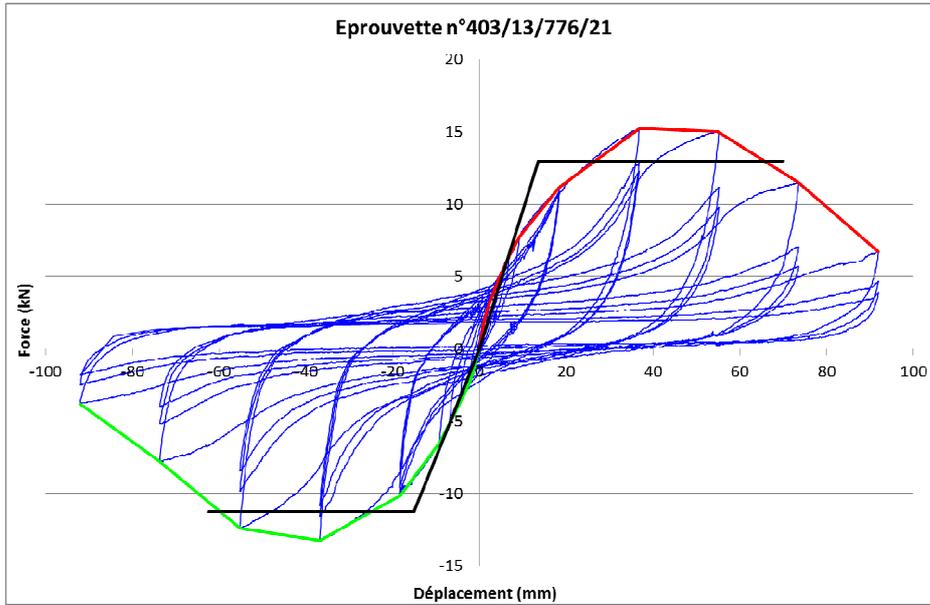


Figure 31 : Pour les murs 19, 20 et 21 (configuration 4 : murs avec panneaux OSB de 12 mm chargés à 1,5 T et menés à une vitesse de 0,2 mm/s): courbes force=f(Déplacement) des essais cycliques en bleu, courbes enveloppes en rouge et vert, courbes élastoplastiques en noir équivalente en énergie.

12. ANNEXE 5 : TESTS DE COMPARAISON DE MOYENNES APPLIQUE AUX ESSAIS CYCLIQUES

Comparaison des configurations 2 et 3		
F_{\max}	$V_{90\%F_{\max}}$	$D_{C,ASTM}$
t=0,602	t=2,165	t=3,1
Pas de différence significative au seuil de 5%	Pas de différence significative au seuil de 5%	Différence significative au seuil de 5%

Tableau 24 : Etude de l'influence de la charge verticale.

Comparaison des configurations 1 et 4		
F_{\max}	$V_{90\%F_{\max}}$	$D_{C,ASTM}$
t=1,58	t=1,27	t=1,24
Pas de différence significative au seuil de 5%	Pas de différence significative au seuil de 5%	Pas de différence significative au seuil de 5%

Tableau 25 : Etude de l'influence de la vitesse d'essai.