



HAL
open science

Courbes de fragilité de structures à ossatures bois sous sollicitation sismique et méthode performentielle

Yassine Verdret, Sidi Mohammed Elachachi, Carole Faye

► **To cite this version:**

Yassine Verdret, Sidi Mohammed Elachachi, Carole Faye. Courbes de fragilité de structures à ossatures bois sous sollicitation sismique et méthode performentielle. Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France. hal-01167610

HAL Id: hal-01167610

<https://hal.science/hal-01167610>

Submitted on 24 Jun 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Courbes de fragilité de structures à ossatures bois et méthode performencielle

Verdret Y.^{1,2}, Elachachi S.M.¹, Faye C.²

¹Université Bordeaux, I2M, département GCE, Bât. B18, Avenue des facultés, 33405 Talence (e-mail : yassine.verdret@u-bordeaux.fr).

²Institut technologique FCBA (Forêt, Cellulose, Bois-construction et Ameublement), Allée Boutaut, BP227, 33028 Bordeaux cedex.

RÉSUMÉ. Ces dernières années ont vu l'émergence de méthodes de dimensionnement basées sur la notion de performance des structures et notamment, la méthode dite capacitive. On se propose dans cette communication de construire des courbes de fragilité à l'aide de la méthode N2 pour deux configurations de murs à ossature en bois. Elles sont comparées à celles obtenues à l'aide d'une analyse dynamique temporelle non linéaire. Parmi les résultats obtenus, on montre que la méthode d'idéalisation bilinéaire du diagramme de capacité a une influence certaine. La comparaison avec l'analyse dynamique montre une surestimation des pics d'accélération menant au dépassement des états limites dans le cas des structures légères. La tendance semble s'inverser pour des structures pesantes.

ABSTRACT. Recent years have seen the emergence of design methods based on the performance of structures and in particular the so-called capacitive or N2 method. It is proposed in this paper to build fragility curves using N2 method for two vertical load configurations of wood light-frame wall. These are then compared with those obtained using a nonlinear dynamic analysis. It is shown that the bilinear method of idealization capacity diagram has a significant influence. Comparison with dynamical analysis shown an overestimation of the acceleration peaks leading to exceeding the limit states in the case of lightweight structures. The trend is reversed for heavier ones.

MOTS-CLÉS : Génie parasismique, Vulnérabilité, Construction bois

KEY WORDS : Earthquakes engineering, Vulnerability, timber construction

1. Introduction

L'analyse du comportement des structures bois soumises à des sollicitations sévères et aléatoires telles que les séismes fait face à de nombreuses sources d'incertitudes [JEO 07] [ELA 13] vis-à-vis de :

- la variabilité des actions sismiques en un lieu donné (incertitude aléatoire) ;
- la variabilité des propriétés des matériaux de construction utilisés : bois, assemblages, ... (incertitude aléatoire);
- l'incertitude sur les modèles de comportement (incertitude épistémique ou aléatoire).

Afin de prendre en compte les différentes sources d'incertitudes décrites précédemment, les objectifs de performances doivent être formulés dans un contexte probabiliste [KIM 05] en faisant appel aux courbes de vulnérabilité ou plus précisément aux courbes de fragilité.

Durant ces dernières années, un certain nombre d'études de vulnérabilité ont été conduites sur les structures à ossature bois. Parmi celles-ci, nous pouvons citer l'étude de Li et Ellingwood [LI 07] procédant à une analyse de vulnérabilité afin de prédire la réponse stochastique de structures à ossature bois soumises à plusieurs aléas sismiques. Pang et al. [PAN 09] ont évalué la vulnérabilité de structures à ossature en bois de un et deux étages. Leur étude considère trois mécanismes de ruine : déplacement inter-étage, soulèvement d'une paroi, séparation de la lisse d'assise. A partir de là, des stratégies de rénovation ont été proposées. Yin et Li [YIN 10] ont analysé le risque de ruine pour les constructions bois en considérant à la fois, des incertitudes aléatoires et épistémiques. L'effet de l'incertitude sur les mouvements de sol et l'effet du paramètre ε , permettant de quantifier la différence entre un spectre réglementaire et un spectre issu des séismes naturels pour une période fondamentale donnée de la structure, sont examinés. Les auteurs ont montré que la part prise par les incertitudes liées à la structure et à la modélisation ne peuvent être négligées.

D'un autre côté, ces dernières années ont vu l'émergence de méthodes de dimensionnement basées sur le concept de performance des structures et notamment, la méthode dite capacitive ou méthode N2 [FAJ 00] qui est une voie possible de dimensionnement de l'EN 1998-1 [NFE 05]. Ses avantages sont sa rapidité ainsi que sa facilité de mise en œuvre comparativement à une analyse dynamique temporelle non linéaire [VER 13]. Nous renvoyons à l'étude [VER 13] pour plus de détails sur l'application de la méthode N2 à proprement dit.

On se propose dans cette communication de construire des courbes de fragilité à partir de la méthode N2 pour un ensemble de murs à ossature en bois avec diaphragmes agrafés sous une masse de 1,5 T ou 3T. On comparera également les courbes de fragilité obtenues à celles déduites d'une analyse dynamique.

2. Obtention de la courbe en poussée progressive (ou Pushover)

2.1. Configuration des murs à ossature en bois

Les murs à ossature en bois permettent la reprise des efforts latéraux induits par les séismes. Les murs étudiés ci-après présentent les caractéristiques suivantes (voir figure 1 ci-dessous) :

- les dimensions globales des murs sont de 2400 x 2400 mm² ;
- l'ossature est composée de montants espacés de 600 mm en sapin / épicéa, de section de 45 x 145 mm², et les assemblages montants / traverses sont réalisés par 4 pointes annelées de Ø3,2 mm x 90 mm ;
- les agrafes réalisant les assemblages panneaux / montants ont une longueur de 50 mm, un empattement de 11,2 mm et la section d'une patte d'agrafe est de 1,34 x 1,6 mm². On précise que les agrafes présentées sont en accord avec la norme EN 14 592 ;
- ces connecteurs panneaux / montants sont espacés de 150 mm en rive et de 300 mm au centre ;

La structure décrite précédemment est constituée de deux panneaux en OSB/3 d'épaisseur 12 mm et de dimensions 1200 x 2400 mm². Notons que chacun des échantillons à une masse de 120 kg et que le choix a été fait de décrire le système par à un système à un seul degré de liberté (SDOF) sollicité dans son plan.



Figure 1. Vue de face d'un mur à ossature bois (à gauche) et vue en perspective de l'ossature (à droite)

2.2. Variabilité du comportement cyclique des murs à ossature en bois

Afin de qualifier expérimentalement le comportement parasismique des murs à ossature en bois, l'institut technologique du bois et de l'ameublement (FCBA) a procédé à des campagnes d'essais statiques (monotones et cycliques). Ces essais ont été réalisés pour deux configurations : pour une masse de 300 kg par montant (M_{c300}) et pour une masse de 600 kg par montant (M_{c600}) représentant, respectivement, un chargement vertical total de 15 et 30 kN. Un essai monotone selon la norme NF EN 594 [NFE 96] et trois essais cycliques selon la norme ISO 21581 [ISO 10] ont été réalisés pour chacune de ces configurations (figure 2).

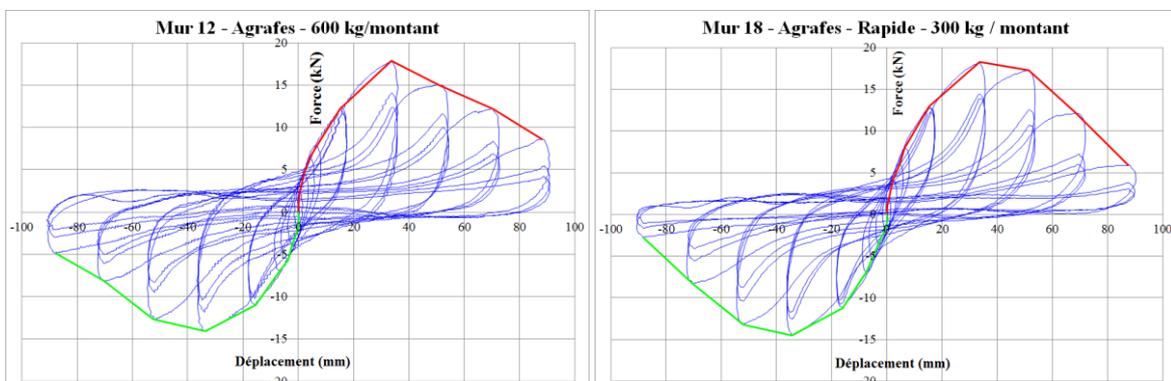


Figure 2. Exemple de courbe d'essais cycliques et leurs courbes enveloppes pour une masse de 600 kg par montant (à gauche) et de 300 kg par montant (à droite)

L'application de la méthode N2 aux éléments de murs se fait en utilisant les courbes enveloppes des essais cycliques du côté positif comme décrit dans [VER 13]. Cette dernière est privilégiée car il s'agit du premier sens de sollicitation durant l'essai cyclique et nous posons l'hypothèse qu'elle correspond à la courbe de poussée progressive permettant d'établir une relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement en tête. Ainsi afin d'introduire la variabilité aléatoire due au comportement des murs dans la méthode N2, nous considérerons la variabilité des courbes enveloppes pour chaque configuration au travers des paramètres descripteurs suivants (figure 3) :

- K_0 : raideur initiale ;
- K_1 : raideur pré-pic ;
- (U_{max}, F_{max}) : déplacement et effort correspondant à l'effort maximal atteint ;
- K_2 : raideur post-pic ;
- (U_2, F_2) : déplacement et effort post-pic ;
- (U_{dc}, F_{dc}) : Déplacement et effort correspondant au dernier cycle de l'essai ;
- K_3 : raideur entre les points (U_2, F_2) et (U_{dc}, F_{dc}) ;

Ces paramètres permettent de caler le modèle de loi de comportement cyclique d'Humbert [HUM 10]. Les tableaux 1 et 2 présentent les valeurs de ces paramètres (moyennes et coefficients de variation (COV)).

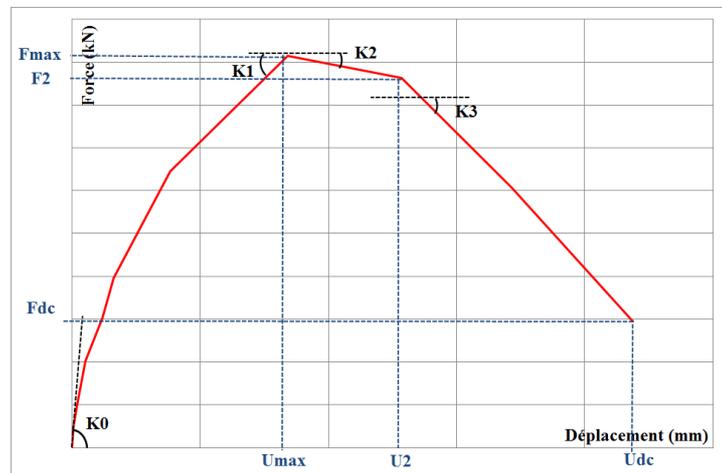


Figure 3. Paramètre de définition de la courbe enveloppe des essais cycliques

Trois échantillons sont disponibles pour chaque configuration d'essais et sur la base desquels les moyennes et les coefficients de variation (COV) sont estimés et devraient être représentatifs de la variabilité des propriétés mécaniques des murs à ossature en bois.

Tableau 1. Paramètres de construction des courbes enveloppes positives correspondant au Mur Mc_{600} (trois échantillons)

	$Mc_{600} 1$	$Mc_{600} 2$	$Mc_{600} 3$	Moyenne	COV (%)
K_0 (N/mm)	5451	6422	10067	7313	33,3
U_{max} (mm)	33,6	33,8	33,5	33,6	0,45
F_{max} (kN)	17,8	17,2	16,6	17,2	3,66
K_1 (N/mm)	371,4	280,5	264,3	305,4	18,9
K_2 (N/mm)	-164,9	-130,5	-137	-144	12,8
K_3 (N/mm)	-171,7	-182,8	-146	-166,8	11,3
U_2 (mm)	53,1	52,8	53,2	53	0,32
F_2 (kN)	14,6	14,7	13,9	14,4	3,08
U_{dc} (mm)	91,2	90,9	91,3	91,1	0,22
F_{dc} (kN)	6,58	6,09	7,06	6,57	3,65

Tableau 2. Paramètres de construction des courbes enveloppes positives correspondant au mur Mc_{300} (trois échantillons)

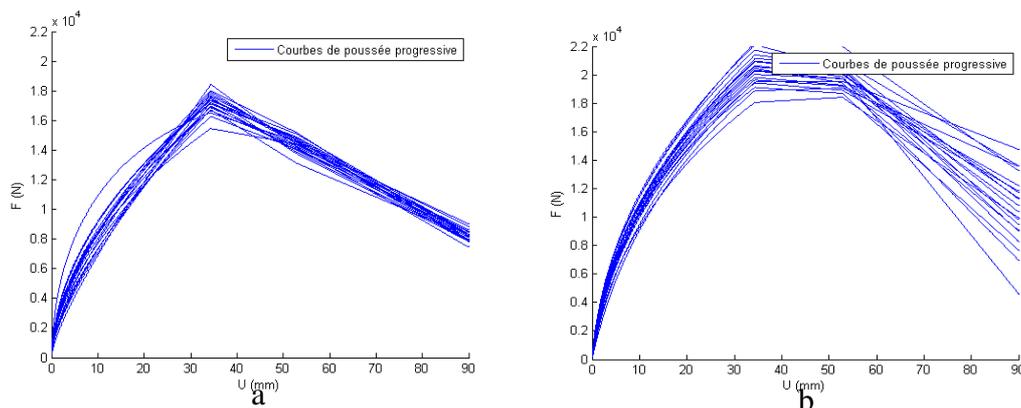
	$Mc_{300} 1$	$Mc_{300} 2$	$Mc_{300} 3$	Moyenne	COV (%)
K_0 (N/mm)	2233	3351	4032	3206	28,3
U_{max} (mm)	33,9	35,6	33,6	34,4	3,12
F_{max} (kN)	17,3	19,1	18,3	18,2	4,97
K_1 (N/mm)	271,9	317,4	294,1	294,5	7,72
K_2 (N/mm)	-9,12	-25,5	-57,7	-30,8	80,3
K_3 (N/mm)	-214,2	-214,2	-314,6	-247,7	23,4
U_2 (mm)	52,5	54,7	51,4	52,9	3,17
F_2 (kN)	18,9	18,6	17,2	17,7	4,70
U_{dc} (mm)	91,4	90,8	90,5	90,9	0,50
F_{dc} (kN)	8,75	8,94	1,97	5,96	36,7

Afin de générer une famille de courbes de poussée progressive par la méthode Monte Carlo correspondant aux deux configurations d'essais, nous considérons que les paramètres U_{max} , U_2 et U_{dc} sont déterministes, $COV < \sim 3\%$, (valeurs moyennes) tandis que les autres sont supposés suivre une loi de distribution de probabilité (tableau 3). Lors de simulations, une amélioration de la méthode de simulation de Monte Carlo est utilisée à savoir la méthode Latin Hypercube Sampling (LHS) [McK 79] permettant la réduction du nombre d'échantillons à générer et la diminution de la variance des résultats obtenus pour un niveau de précision identique [VAM 10].

Tableau 3. Loi de probabilité supposée pour les paramètres incertains

	Loi de probabilité supposée
K0	Log-Normale
F1	Log-Normale
K1	Log-Normale
K2	Log-Normale
K3	Log-Normale
F2	Log-Normale
FU	Log-Normale

La figure 4 présente, à titre illustratif, un échantillon de 20 courbes de poussée progressive pour les murs Mc_{600} (figure 4.a) et Mc_{300} (figure 4.b).

**Figure 4.** Courbe de poussée progressive pour les configurations Mc_{600} (a) et Mc_{300} (b)

3. Détermination des états limites (EL)

D'un point de vue réglementaire, les états limites (EL) pour les structures en acier, en béton et en bois sont définis par l'EN 1998-1, et sont au nombre de deux ([NFE 05], § 2.2.1) :

- les états limites ultimes correspondant aux états limites associés à l'effondrement ou à d'autres formes de ruptures de la structure et qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes ;
- les états limites de limitations de dommages caractérisant les états limites associés à l'apparition de dommages, au-delà desquelles certaines exigences d'utilisation ne sont plus satisfaites.

Dans le cas des états limites de limitations de dommages (que nous noterons EL1), une limitation des déplacements entre étages est prise en compte à partir des caractéristiques des éléments non structuraux [NFE 05]. Dans notre étude, nous supposons :

- $U_{EL1} = 0,01 * H$ où H représente la hauteur inter-étage de la structure étudiée ;

Concernant les murs à ossature en bois avec diaphragme agrafé de dimensions 2400 x 2400 mm², cela mène à un déplacement en tête de structure de 24 mm pour l'état limite de limitation de dommages.

Concernant l'état limite ultime (que nous noterons EL4), nous nous basons sur la définition donnée par l'ASTM E2126 [AST 08], et conforme à l'ISO 21581, qui stipule que le déplacement ultime est atteint lorsque le chargement est égal à 0,8F_{max}. On note U_{lim,ASTM} le déplacement correspondant au chargement F_{lim,ASTM} = 0,8F_{max}.

On complète les deux états limites mentionnés précédemment par deux autres états limites intermédiaires EL3 et EL4 inspirés de la réglementation FEMA 356 [FEM 00] afin de définir au total quatre classes de dommage :

- Etat limite de quasi-ruine (EL3) : la limite de déplacement inter-étage est fixé à 3% de la hauteur d'étage soit 72 mm de déplacement en tête de mur ;
- Etat limite relatif à l'intégrité Structurelle (EL2) : la limite de glissement inter-étage est fixée à 2% de la hauteur d'étage représentant 48 mm de déplacement en tête de mur ;

Dans le cadre de la méthode N2, afin de construire le diagramme de capacité, les courbes de poussée progressive sont idéalisées par une relation Force-Déformation bilinéaire plastique parfaite. Pour cela, on détermine une raideur initiale puis le palier plastique est ajusté par équivalence énergétique entre les deux systèmes. La raideur post-pic est supposée nulle. Deux expressions de calcul de la raideur initiale ont été utilisées :

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

$$K_{EN} = \frac{0,4F_m - 0,2F_m}{U_{0,4F_m} - U_{0,2F_m}} \quad [1]$$

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

$$K_{ASTM} = \frac{0,4F_m}{U_{0,4F_m}} \quad [2]$$

La figure 5 présente les courbes de poussée progressive idéalisées à partir de la méthode de l'ASTM E2126 (les courbes initiales étant montrées en figure 4).

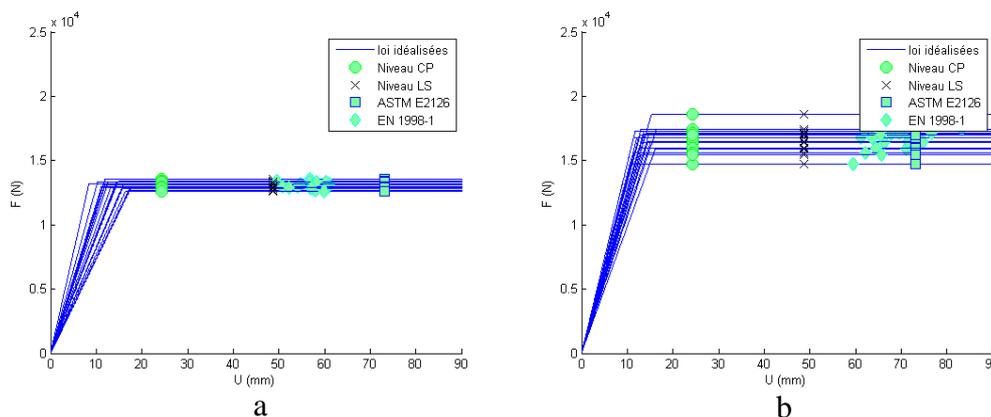


Figure 5. Idéalisations bilinéaires des courbes de poussée progressive pour les familles Mc₆₀₀ (a) et Mc₃₀₀ (b) par la méthode de l'ASTM E2126 et les états limites associés

4. Modélisation des mouvements du sol

L'application de la méthode N2 suppose l'établissement d'un spectre élastique à partir d'un ensemble de séismes. Pour cela, des séismes synthétiques conformes aux spectres élastiques de l'EN 1998-1 sont générés par classe de sol et niveau d'aléa. La génération des séismes synthétiques se base sur la méthode de Gasparini et Vanmarcke [GAS 76]. On présentera par la suite uniquement les résultats obtenus pour des séismes synthétiques générés sur la base du spectre élastique de l'EN 1998-1, aléa moyen et classe de sol B. Les spectres élastiques des séismes synthétiques générés sont construits pour un amortissement visqueux de 13% correspondant à l'amortissement moyen relevé durant une précédente campagne d'essais dynamiques sur murs à ossature bois avec diaphragme en OSB/3 de 12 mm d'épaisseur pointé [VER 13]. La figure 6 présente l'ensemble des spectres élastiques établis pour 50 séismes synthétiques.

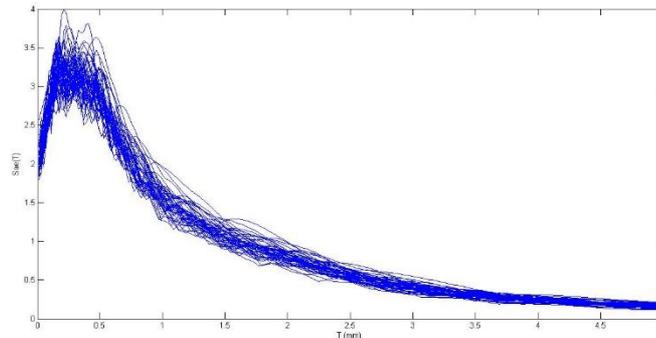


Figure 6. Spectre élastique établis pour 50 séismes synthétiques

Les accélérations à période nulle des spectres ainsi générés sont échelonnés sur l'intervalle [0,1 g ; 2 g] par pas de 0,05 g.

5. Courbes de fragilité

5.1 Construction par méthode N2

On présente ci-après les courbes de fragilité construites à partir de l'ensemble des courbes de poussée progressive générées par la méthode Monte Carlo pour les deux configurations de murs.

Les courbes de fragilité expriment la probabilité d'atteinte ou de dépassement d'un état limite donné connaissant un indicateur de mouvement de sol (s), ce qui s'exprime par [JEO 07] :

$$P(LS|s) = P[(d_{ls} \leq d_{max})|s] = 1 - \phi(r) \quad [3]$$

Où d_{ls} et d_{max} représentent respectivement le déplacement à l'état limite considéré et la demande en déplacement maximum pour un indicateur de mouvement de sol, s . Dans notre cas, l'indicateur de mouvement de sol, s , correspond à l'accélération maximale du sol (ou PGA) à partir duquel les signaux sont amplifiés.

En supposant que les courbes de fragilité suivent une distribution lognormale, le paramètre r de l'équation [3] s'exprime par :

$$r = \frac{\ln d_{ls} - \ln d_{max}}{\sqrt{\beta_{ls}^2 + \beta_D^2}} \quad [4]$$

Où β_{LS} représente l'écart-type par rapport à l'état limite considéré, tandis que d_{max} et β_D représentent, respectivement, le déplacement maximum obtenu durant la sollicitation et l'écart-type sur la sollicitation sismique. Ainsi à partir des expressions [3] et [4] on construit les courbes de fragilité associées à chacun des quatre états limites définis au § 3 et les deux méthodes d'idéalisation bilinéaire.

La figure 7 présente les courbes de fragilité construites à partir des expressions [3] et [4]. Pour montrer l'effet du choix de la méthode d'idéalisation, les courbes bleues correspondent à l'idéalisation par la méthode ASTM E2126 tandis que les courbes jaunes correspondent à l'idéalisation par la méthode de la norme NF EN 594.

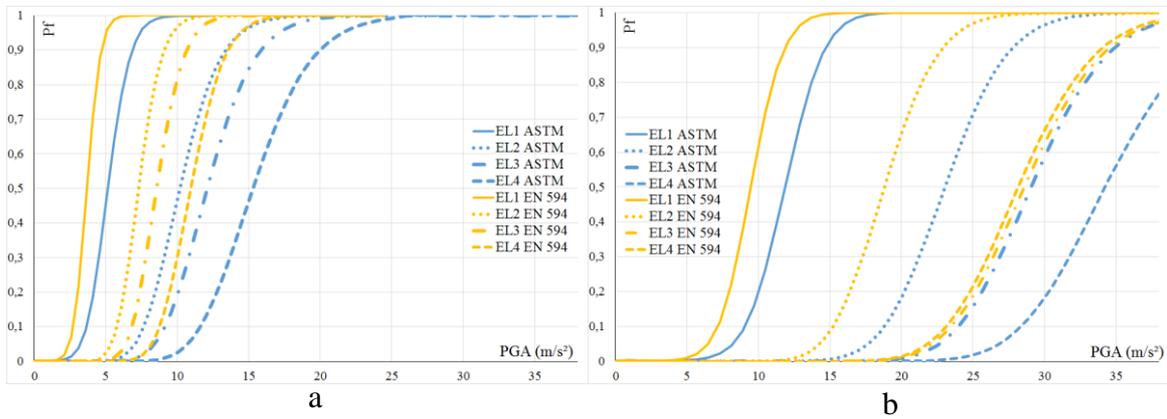


Figure 7. Courbes de fragilité construites par la méthode N2 pour les configurations Mc_{600} (a) et Mc_{300} (b)

Dans le cas de la configuration Mc_{600} , la probabilité de dépassement des quatre EL atteint la valeur de 0,95 pour des valeurs de PGA plus faibles que dans le cas de la configuration Mc_{300} (respectivement, 5,1 m/s² et 13,1 m/s² (EL1 – EN 594), 9,6m/s² et 24 m/s² (EL2 – EN 594), 11,1 et 35,2 (EL3 – EN 594), 14,5 m/s² et 36 m/s² (EL4 – EN 594)). Cela est dû au fait que l’augmentation de la masse réduit la capacité portante du mur (comme on peut également l’observer à partir de la figure 4).

On constate également que, pour un EL et une probabilité de dépassement donnés, la méthode d’idéalisaton de l’ASTM E2126 est moins conservatrice que l’EN 594 car menant à des accélérations plus importantes. Cette différence est plus marquée dans le cas de la configuration Mc_{300} . On constate également que dans le cas des configurations Mc_{300} , les courbes de probabilité de dépassement des EL 3 et 4 sont quasiment confondues ce qui n’est pas le cas pour la seconde configuration.

5.2 Comparaison

Les courbes de fragilité présentées précédemment sont comparées à celles obtenues par une analyse dynamique non linéaire en faisant appel au modèle d’Humbert [HUM 10]. La méthode LHS nous permet de la même manière que celle présentée en 5.1, la génération des courbes de fragilité pour les configurations Mc_{600} et Mc_{300} .

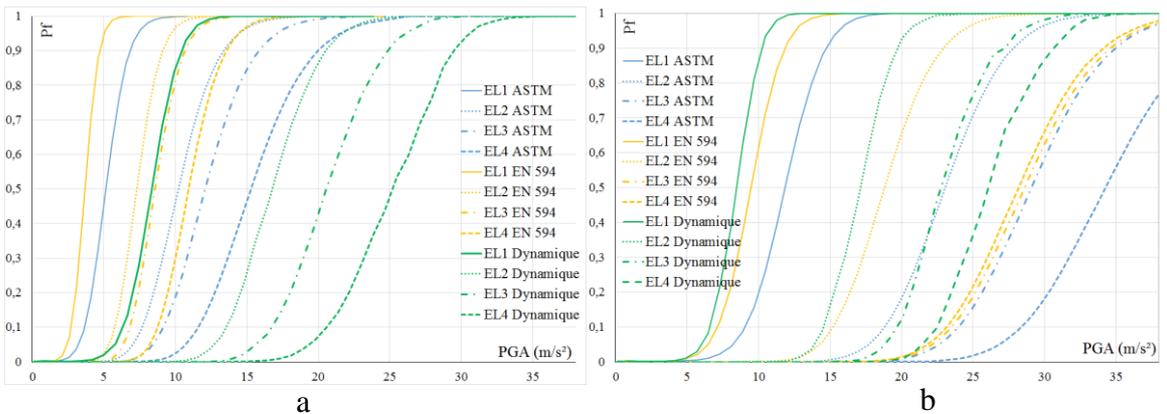


Figure 8. Comparaison entre la méthode N2 et l’analyse dynamique pour les configurations Mc_{600} (a) et Mc_{300} (b)

Dans le cas de la configuration Mc_{300} , l’analyse dynamique est plus proche des courbes issues de la méthode d’idéalisaton de la norme NF EN 594 et reste plus sécuritaire. Le décalage entre les courbes s’accroît pour les EL 2, 3 et 4.

Dans le cas de la configuration Mc_{600} , la méthode N2 semble sous-estimer les PGA pour lesquels la probabilité complète de dépassement des EL est constatée. On observe une tendance inverse pour la configuration Mc_{300} qui peut s’expliquer principalement par l’augmentation de la capacité portante comme observé à partir de la figure 4.

6. Conclusion

Nous présentons dans cette communication, l’établissement de courbes de fragilité pour des murs à ossature bois par la méthode N2 ainsi que leur comparaison à des courbes de fragilité obtenues par analyse dynamique.

Dans le cadre de la méthode N2, les courbes de fragilité ont été établies pour deux méthodes d'idéalisation bilinéaire de la courbe de poussée progressive. Les incertitudes aléatoires liées aux matériaux et aux chargements ont été pris en compte. On constate que la méthode d'idéalisation de la norme NF EN 594 mène à considérer des probabilités de dépassement d'un EL donné, pour des niveaux de PGA identiques, plus faibles que dans le cas de la méthode de l'ASTM E2126. La comparaison avec l'analyse dynamique montre une surestimation des PGA menant au dépassement des EL dans le cas des configurations Mc₃₀₀. Dans le cas des configurations Mc₆₀₀, cette tendance s'inverse.²

L'ensemble des courbes de fragilité sont construites à partir de modèles approchés faisant appel à des hypothèses et des simplifications sur le comportement des murs à ossature bois pouvant être appréhendées en prenant en compte les incertitudes aléatoires et épistémiques inhérentes.

Remerciements

Nous tenons à remercier le Conseil Régional d'Aquitaine, le CODIFAB et l'ANRT pour leur soutien à ces travaux.

Références

- [AST 08] ASTM E 2126. (2008). *Standard test method for cyclic load test for shear resistance of vertical elements of the lateral force resisting systems for buiding*. AFNOR.
- [ELA 13] ELACHACHI S.M., MEKKI M., BREYSSE D. (2013), Effects of soil-structure interaction and soil variability on RC structures within a performance-based earthquake engineering framework, ICOSSAR 16-20 June 2013, 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, New York.
- [FAJ 00] FAJFAR, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Sismic Design. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, 573-592
- [GAS 76] GASPARINI, D. A., & VANMARCKE, E. H. (1976). *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*. Cambridge, Mass.: MIT Civil Engineering.
- [HUM 10] HUMBERT, J. (2010). *Characterization of the behavior of timber structure with metal fasteners undergoing seismic loadings*. Grenoble: Ph.D. thesis, Grenoble University.
- [ISO 10] ISO 21581. (2010). *Timber structures - Static and cyclic lateral load test method for shear walls*. Draft international standard.
- [JEO 07] JEONG, S.-H., ELNASHAI, A. R. (2007). Probabilistic fragility analysis parametrized by fundamental response quantities. *Engineering Structures*, 1238-1251
- [LI 07] LI, Y., & ELLINGWOOD, B. R. (2007). Reliability of woodframe residential construction subjected to earthquakes. *Struct. Saf.*, 29(4), 294-307.
- [MCK 79] MCKAY, M. D., CONOVER, W. J., & BECKMAN, R. J. (1979). A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 239-245.
- [NFE 05] NF EN 1998-1. (2005). *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. AFNOR
- [NFE 96] NF EN 594. (1996). *Structures en bois - Méthodes d'essai - Essai de raideur et résistance au contreventement des murs à ossature en bois*.
- [PAN 09] PANG, W., ROSOWSKY, D., ELLINGWOOD, B. R., & WANG, Y. (2009). Seismic fragility analysis and retrofit of conventional residential wood-frame structures in the central United States. *J. Eng. Struct.*, 262-271.
- [VAM 10] VAMVATSIKOS, D., & FRAGIADAKIS, M. (2010). Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 141-163.
- [VER 13] VERDRET, Y., ELACHACHI, S., FAYE, C., & GARCIA, P. (2013). Modélisation du comportement d'un mur à ossature bois sous action sismique. *Rencontre Universitaire de Génie Civil*. Cachan.
- [YIN 10] YIN, J., & LI, Y. (2010). Seismic collapse risk of light-frame wood construction considering aleatoric and epistemic uncertainties. *Struct. Saf.*, 32(4), 250-261.