

Caractérisation de l'effet de la non-linéarité sur les accélérations et spectres de plancher horizontaux dans un bâtiment en béton armé avec des murs de refend ductiles

par

Amine ABOUDA

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE CONSTRUCTION
M. SC. A.

MONTRÉAL, LE 21 AVRIL 2022

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Amine Abouda, 2022



Cette licence [Creative Commons](#) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY
CE OU MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Rola Assi, directrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Jean-Claude Carret, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 13 AVRIL 2022
À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, c'est avec un grand plaisir que je remercie toutes les personnes qui m'ont soutenu et encouragé durant cette maîtrise.

Je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude à ma directrice de maîtrise, Mme Rola Assi pour ses conseils, ses encouragements, sa rigueur, et son soutien financier. La réalisation de ce travail n'aurait pas été possible sans sa participation et son aide.

Également, je désire exprimer mes sincères remerciements à l'École de technologie supérieure (ÉTS) et MITACS pour m'avoir soutenu avec une bourse prestigieuse.

Enfin, je tiens à remercier ma famille ainsi que la personne la plus proche de mon cœur, pour leur soutien indéfectible et leur aide, que ce soit de près ou de loin dans mes études supérieures.

CARACTÉRISATION DE L'EFFET DE LA NON-LINÉARITÉ SUR LES ACCÉLÉRATIONS ET SPECTRES DE PLANCHER HORIZONTAUX DANS UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ AVEC DES MURS DE REFEND DUCTILES

Amine ABOUDA

RÉSUMÉ

Ce projet vise à évaluer l'effet de la non-linéarité de la structure et des composants non structuraux (CNS), des modes supérieurs, du poids des CNS, de l'intensité des séismes et de l'emplacement de CNS sur la demande sismique des CNS dans un bâtiment ductile en béton armé avec des murs de refend, lorsque soumis à des séismes artificiels pour deux probabilités de dépassement de 2 et 10 % sur 50 ans. Ces séismes sont compatibles avec le spectre de l'aléa uniforme de Montréal spécifié dans l'édition 2015 du Code National du Bâtiment (CNB).

La conception sismique des CNS est généralement basée sur des équations empiriques pour estimer les forces statiques équivalentes, V_p . L'équation proposée dans le CNB ne tient pas compte des propriétés dynamiques des CNS et du bâtiment sur lequel ils sont montés ni la ductilité de la structure porteuse. À cette fin, les demandes sismiques ont été évaluées dans un bâtiment en béton armé avec des murs de refends de 12 étages situé à Montréal. L'amplification au niveau x pour tenir compte de la variation de réponse des CNS dans le bâtiment en fonction de la hauteur (A_x), le facteur d'amplification de réponse en termes d'accélération (A_r) et les spectres de réponse de planchers en termes d'accélération (SRP) sont générés en effectuant une analyse dynamique linéaire et non linéaire à l'aide des logiciels SAP2000® et Perform 3 D. L'effet de la non-linéarité de la structure porteuse et des CNS de même que l'emplacement des CNS sur A_x , A_r et SRP ont été évalués. Aussi les demandes sismiques sont comparées à celles proposées dans les codes (CNB 2015, ASCE-07-16, NIST GCR 18, Eurocode 8) et une méthode proposée par Vukobratović et Ruggieri (2021).

Il s'est avéré que le comportement non linéaire de la structure porteuse exerce une influence significative sur les réponses d'accélération du plancher. De plus, l'augmentation du taux d'amortissement, et donc une augmentation de la ductilité (la non-linéarité) des CNS mène généralement à une réduction dans les valeurs de SRP. Les accélération au niveau des CNS peuvent différer fortement des accélération du plancher. Les SRP n'augmentent pas progressivement avec la hauteur de la structure. Les accélération sont plus importantes près des modes supérieurs qu'aux alentours du mode fondamental. Les demandes sismiques en force sont augmentées relativement avec l'augmentation du poids des CNS. Le facteur A_x suggéré par le CNB 2015 est conservateur pour les modèles élastiques et inélastiques, sauf au toit du bâtiment lorsque des masses pourraient être concentrées, tandis que la valeur de A_r est sous-estimée. Généralement, l'Eurocode 8 sous-estime la demande d'accélération sur les CNS pour les périodes proches celles des périodes de modes supérieurs de la structure. La méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) appliquée a fourni une bonne estimation du SRP, surtout dans les étages supérieurs.

Mots-clés : Accélérations et spectres de réponse du plancher, composants non structuraux, analyse non-linéaire, béton armé avec murs de refends.

CHARACTERIZATION OF THE EFFECT OF NON-LINEARITY ON HORIZONTAL ACCELERATIONS AND FLOOR SPECTRA IN A REINFORCED CONCRETE BUILDING WITH DUCTILE SHEAR WALLS

Amine ABOUDA

ABSTRACT

This project aims to evaluate the effect of the structure and non-structural components (NSC) nonlinearity, higher modes, NSC weight, the earthquake intensity, and NSC location on the seismic acceleration demands of NSCs in a ductile reinforced concrete building with shear walls when subjected to artificial earthquakes for two probabilities of exceedance, 2% and 10% over 50 years. These earthquakes are consistent with the Uniform Hazard Spectrum (UHS) of Montreal specified in the 2015 edition of the National Building Code (NBC).

Seismic design of NSC is generally based on empirical equations to estimate the equivalent static forces, V_p . This equation does not take into account the dynamic properties of the NSC and the building on which they are mounted, nor the ductility of the building. For this purpose, the floor accelerations and spectra were evaluated in a 12-storey reinforced concrete building with shear walls located in Montreal. The amplification of accelerations at level x to account for the variation of NSC response in the building as a function of height (A_x), the response amplification factor (A_r) and the acceleration floor response spectra (FRS) are generated by performing linear and non-linear dynamic analysis using SAP2000® and Perform 3D softwares. The effect of the non-linearity of the supporting structure and the NSCs as well as the location of the NSCs on A_x , A_r and FRS were evaluated. Also, the seismic demands were compared with those proposed in the codes (NBC 2015, ASCE-07-16, NIST GCR 18, Eurocode 8) and a method proposed in the literature by Vukobratović et Ruggieri (2021).

It was found that the nonlinear behavior of the supporting structure has a significant influence on the seismic floor acceleration demands. Increasing the damping ratio, and thus increasing the ductility (nonlinearity) of the NSC generally leads to a reduction in the FRS values. Accelerations at the NSC center of mass can differ greatly from floor accelerations. The FRS does not increase gradually with the height of the structure. The accelerations are larger near the higher modes than around the fundamental mode. Seismic demands are increased relatively with increasing CNS weight. The A_x factor suggested by the NBC 2015 is conservative for both elastic and inelastic models, except at the roof of the building where additional loads could be concentrated, while the value of A_r is underestimated. Eurocode 8 underestimates the acceleration demand on the NSC whose periods are close to the periods of higher modes of the structure. The direct method of Vukobratović et Ruggieri (2021) provided a good estimate of the FRS generally, especially in the upper floors.

X

Keywords: Floor accelerations, floor acceleration spectra, non-structural components, non-linear analysis, reinforced concrete, shear walls

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE	6
1.1 Introduction.....	6
1.2 Facteurs importants dans la réponse sismique des CNS	8
1.2.1 La non-linéarité des structures porteuses.....	9
1.2.2 L'emplacement des CNS par rapport à la hauteur.....	9
1.2.3 L'interaction dynamique entre le CNS et la structure porteuse	10
1.2.4 Les taux d'amortissement visqueux des CNS.....	11
1.2.5 Le facteur de modification (réduction) de la réponse des composants.....	12
1.3 Modèles simplifiés pour le calcul des spectres et accélérations de planchers	12
1.3.1 Selon les codes.....	13
1.3.2 Revue des approches de détermination directe des accélérations de plancher.....	20
1.3.3 Approches de détermination directe du spectre de réponse de plancher ..	24
1.3.4 La méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021)	31
1.4 Conclusion	33
CHAPITRE 2 DESCRIPTION DES MODÈLES NUMÉRIQUES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ ET DES SÉISMES	35
2.1 Description du bâtiment sélectionné.....	35
2.2 Modélisation du bâtiment sélectionné	37
2.2.1 Description du modèle linéaire avec SAP 2000	37
2.2.2 Validation du modèle linéaire	39
2.3 Modélisation non linéaire avec Perform 3D	40
2.3.1 Lois de comportement.....	41
2.3.2 Coupe transversale	51
2.3.3 Validation du modèle non linéaire	55
2.4 Sélection et calibration des séismes	60
2.5 Vérification du niveau de performance du bâtiment.....	65
2.6 Conclusion	70
CHAPITRE 3 ÉVALUATION DES DEMANDES EN ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX RIGIDES	71
3.1 Accélérations maximales de plancher et coefficient de hauteur A_x	71
3.2 Application étape par étape de la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021)	74

3.3	Comparaison des résultats avec les codes et la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021).....	77
3.4	Conclusion	83
CHAPITRE 4 ÉVALUATION DES DEMANDES EN ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX FLEXIBLES 84		
4.1	Description des cas à étudier.....	84
4.2	Effet du poids sur les demandes sismiques des CNS.....	86
4.3	Évaluation des spectres de réponse de planchers à différentes élévations du bâtiment.....	88
4.4	Effet de l'emplacement des CNS sur leurs demandes sismiques	93
4.5	Comparaison des résultats de demandes sismiques des CNS avec celles des normes	94
4.5.1	Évaluation du facteur PCA/PFA	95
4.5.2	Évaluation du facteur R_p	98
4.5.3	Évaluation du facteur A_r	101
4.5.4	Évaluation du produit $A_x \cdot A_r / R_p$	104
4.6	Comparaison des résultats de demandes sismiques des CNS avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021)	110
4.7	Conclusion	112
CONCLUSION..... 114		
RECOMMANDATIONS 118		
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... 141		

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1. 1 Valeurs PCA/PFA Tirée de NIST GCR 18-917-43 (2018)	17
Tableau 1. 2 Facteurs de réduction de la ductilité du bâtiment, $R_{\mu bldg}$	17
Tableau 1. 3 Valeurs du paramètre α de Fathali et Lizundia (2011)	20
Tableau 1. 4 Valeurs du paramètre β de Fathali et Lizundia (2011).....	20
Tableau 1. 5 Les valeurs de a_i selon Saldana (2018)	21
Tableau 1. 6 Les valeurs des paramètres suggérés par Petrone et al. (2015).....	30
Tableau 1. 7 Les constantes évaluées pour l'équation de a_p Tirée de Kazantzi et al. (2018).....	31
Tableau 2. 1 Comparaison des périodes et des rapports des masses selon le Concrete Design Handbook (2015) et SAP 2000.....	39
Tableau 2. 2 Les paramètres d'entrée dans Perform 3D pour l'acier (Van der Linde, 2015).....	47
Tableau 2. 3 Les paramètres d'entrée pour le béton confiné et non confiné (Van der Linde, 2015).....	50
Tableau 2. 4 Comparaison des périodes et des rapports des masses entre Pelletier (2015) et Perform 3D.....	56
Tableau 2. 5 Facteurs de calibration des enregistrements de mouvements du sol en utilisant le spectre cible à une probabilité de dépassement de 2 % par 50 ans	62
Tableau 2. 6 Facteurs de calibration des enregistrements de mouvements du sol en utilisant le spectre cible à une probabilité de dépassement de 10 % par 50 ans.....	62

Tableau 2. 7 Paramètres de modélisation et critères d’acceptation numérique pour les structures non linéaires avec des murs en béton armé contrôlés par flexion (NIST GCR 18-917-43, 2018).....	65
Tableau 2. 8 Capacités de rotation en radian utilisées dans Perform 3D adaptée de ASCE 41-17 et FEMA 2000.....	66
Tableau 2. 9 La période T_e , Facteur de ductilité μ et R aux différents déplacements interétages	69
Tableau 3. 1 Périodes de vibration (T_{pi}), déformées modales (ϕ_{ij}) et facteurs de participation modaux (Γ_i).....	75
Tableau 3. 2 Valeurs du spectre d'accélération élastique ($S_{ep,i}$), facteurs de réduction (R_μ) pour chaque mode et valeurs individuelles et combinées des accélérations maximales du plancher (PFA) à chaque étage dans le modèle du bâtiment linéaire.....	76
Tableau 3. 3 Valeurs du spectre d'accélération élastique ($S_{ep,i}$), facteurs de réduction (R_μ) pour chaque mode et valeurs individuelles et combinées des accélérations maximales du plancher (PFA) à chaque étage dans le modèle du bâtiment non linéaire.....	76
Tableau 3. 4 Valeurs du facteur d'amplification selon NIST	80
Tableau 4. 1 Caractéristiques des CNS à étudier	85
Tableau 4. 2 Valeurs médianes du rapport des SRP au niveau du CNS par rapport à ceux au niveau du plancher.....	87
Tableau 4. 3 Valeurs de PCA/PFA pour les différents scénarios	95
Tableau 4. 4 Rapport des valeurs de (PCA/PFA) d'un modèle non linéaire par rapport un modèle linéaire.....	96
Tableau 4. 5 Ratio entre PCA des CNS élastique et PCA des CNS inélastique.....	99
Tableau 4. 6 Les valeurs obtenues de A_r en se basant sur les différents scénarios de ce projet.....	102

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1. 1 Composants non structuraux Tirée de CSA-S832 (2019)	7
Figure 1. 2 Investissements typiques dans la construction de bâtiments Tirée de Taghavi & Miranda (2003)	8
Figure 1. 3 Des exemples d'éléments (« <i>pipeline</i> ») sensibles à l'accélération dans des bâtiments où les demandes d'accélération seront généralement différentes de celles agissant sur le plancher Tirée de Miranda et al. (2018)	11
Figure 1. 4 La distribution de l'amplification de PGA le long de la hauteur relative selon CNB (2015), ASCE 7-16, Eurocode 8 et NZS 1170.5	19
Figure 1. 5 Le facteur d'amplification du composant A_r selon les codes considérés	19
Figure 1. 6 Fonction d'amplification de l'accélération spectrale Tirée de Wieser et al. (2013)	27
Figure 1. 7 Fonction d'amplification de l'accélération spectrale de Surana et al. (2018) (a) bâtiments de courte période fondamentale et (b) bâtiments de longue période	28
Figure 1. 8 Les spectres de forme du plancher proposés par Petrone et al. (2015)	30
Figure 2. 1 Plan et élévation du bâtiment de 12 étages Tirée de Concrete Design Handbook (2015)	36
Figure 2. 2 La disposition des armatures du mur couplé en béton armé Tirée de Concrete Design Handbook (2015)	37
Figure 2. 3 Modèle linéaire en 3D dans SAP2000	38
Figure 2. 4 Force de cisaillement dans la direction (a) EO et (b) NS	39
Figure 2. 5 (a) Moment de flexion du mur (direction NS) et (b) Force de cisaillement avec torsion accidentelle (direction NS)	40

Figure 2. 6 Techniques de modélisation non linéaire des murs de refend Tirée de Choinière et al. (2019)	42
Figure 2. 7 Exemple de section transversale de fibre en béton armé Tirée de Powell (2007).....	43
Figure 2. 8 Les paramètres d'entrée de cisaillement élastique pour le matériau dans Perform 3D.....	44
Figure 2. 9 Poutre de couplage élancée tirée de CSI (2006).....	44
Figure 2. 10 Propriétés de poutre élancée	45
Figure 2. 11 Modèle constitutif de l'acier tel que développé par Menegotto (1973)	46
Figure 2. 12 Les paramètres d'entrée pour l'acier dans Perform 3D.....	47
Figure 2. 13 Les courbes enveloppes utilisées dans le modèle en béton Tirée de Scott (1982)	49
Figure 2. 14 Les paramètres d'entrée pour le béton non confiné dans Perform 3D	50
Figure 2. 15 Les paramètres d'entrée pour le béton confiné dans Perform 3D	51
Figure 2. 16 L'emplacement des fibres en béton et en acier pour les ailes du mur dans la zone de rotule plastique.....	52
Figure 2. 17 L'emplacement des fibres en béton et en acier pour l'âme du mur dans Perform 3D	52
Figure 2. 18 L'emplacement des fibres en béton et en acier dans les ailes du mur dans Perform 3D.....	53
Figure 2. 19 Coupe transversale d'un mur de refend en forme de C	53
Figure 2. 20 Comparaison de la distribution de la force de cisaillement sur la hauteur pour les modèles « <i>Fiber Hinge</i> » et « <i>Fiber all</i> » Tirée de ATC 72-1 (2010).....	54
Figure 2. 21 Comparaison de la distribution des moments sur la hauteur pour les modèles « <i>Fiber Hinge</i> » et « <i>Fiber all</i> » Tirée de ATC 72-1 (2010)	55
Figure 2. 22 Forces de cisaillement sans torsion accidentelle dans les directions (a) EO et (b) NS	57
Figure 2. 23 (a) Moment de flexion du mur (direction NS) et (b) Force de cisaillement avec torsion accidentelle (direction NS)	57

Figure 2. 24 Moment de flexion du mur et Force de cisaillement (direction NS)	58
Figure 2. 25 Moment de flexion du mur et Force de cisaillement (direction EO).....	59
Figure 2. 26 Courbe de poussé dans la direction EO dans Boivin (2012) et Perform 3D	59
Figure 2. 27 Spectres de réponse pour 12 enregistrements de mouvements du sol artificial calibrés pour UHS-2% et une magnitude M=6 dans (a) M=7 dans (b).....	63
Figure 2. 28 Spectres de réponse pour 12 enregistrements de mouvements du sol artificiels calibrés pour UHS-10% et une magnitude M=6 dans (a) M=7 dans (b).....	64
Figure 2. 29 Enveloppe $\theta_{\text{demande}}/\theta_{\text{capacité}}$ pour 12 séismes dans la direction EO	67
Figure 2. 30 Analyse de poussée incrémentale dans la direction E-O.....	68
Figure 2. 31 Paramètres clés d'une courbe de déplacement cible Tirée de CSI (2019)	69
Figure 3. 1 Facteur Ax médiane, avec 16 et 84 percentiles, calculés le long de la hauteur du bâtiment étudié pour les différents cas étudiés dans la direction EO ...	72
Figure 3. 2 PFA élastique calculés avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) pour chaque mode de vibration dans la direction EO	77
Figure 3. 3 Valeurs de PFA/PGA élastique et inélastique comparées à celles de Vukobratović et Ruggieri (2021) dans la direction EO	79
Figure 3. 4 Valeurs de PFA/PGA élastique et inélastique comparées à celles de CNB (2015) et NIST GCR 18-917-43 dans la direction EO	80
Figure 3. 5 Valeurs de Ax, avec 16 et 84 percentiles, calculé le long de la hauteur du bâtiment étudié avec les profils proposés pour le modèle (a) élastique et (b) inélastique	82
Figure 4. 1 Méthode d'analyse sismique pour générer SRP pour les CNS Tirée de Jiang (2016)	84
Figure 4. 2 Effet du poids sur les demandes sismiques des CNS (5%) pour le 2 ^e étage d'un modèle de bâtiment (a) inélastique et (b) élastique	87

Figure 4. 3 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur le SRP de 2 ^e étage avec des taux d'amortissement des CNS de 5%, 10% et 20%.....	89
Figure 4. 4 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur le SRP de 6 ^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20%.....	89
Figure 4. 5 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur le SRP de 12 ^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20%.....	90
Figure 4. 6 Effet de l'intensité des séismes sur les demandes sismiques des CNS avec UHS-2% et UHS-10% pour le modèle (a) linéaire et (b) non linéaire	92
Figure 4. 7 Effet de l'emplacement des CNS par rapport de la hauteur du bâtiment pour P=91 KN	93
Figure 4. 8 Diagramme en radar de PCA/PFA	97
Figure 4. 9 Histogramme de PCA des CNS élastique sur les PCA des CNS inélastique.....	100
Figure 4. 10 Diagramme en radar de A _r	103
Figure 4. 11 Les valeurs de A _r .A _x dans les directions EO et NS pour P=91 KN.....	105
Figure 4. 12 SRP/PGA dans le 2 ^e étage avec UHS-2% et pour le modèle (a) non linéaire et (b) linéaire.....	106
Figure 4. 13 SRP/PGA pour le 2 ^e étage avec UHS-10% et pour le modèle (a) non linéaire et (b) linéaire.....	106
Figure 4. 14 SRP/PGA pour le 6 ^e étage avec UHS-2% et pour le modèle (a) non linéaire et (b) linéaire.....	107
Figure 4. 15 SRP/PGA pour le 6 ^e étage avec UHS-10% et pour le modèle (a) non linéaire et (b) linéaire.....	107
Figure 4. 16 SRP/PGA pour le 12 ^e étage avec UHS-2% et pour le modèle (a) non linéaire et (b) linéaire.....	108
Figure 4. 17 SRP/PGA pour le 12 ^e étage avec UHS-10% et pour le modèle (a) non linéaire et (b) linéaire.....	108
Figure 4. 18 Les valeurs de SRP pour différents amortissements des CNS dans le 2 ^e , 6 ^e et 12 ^e étage avec UHS-2%.....	110

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ASCE	American Society of Civil Engineering
CNB	Code national du bâtiment
CNS	Composants non structuraux
CQC	Complete Quadratic Combination
DDL	Degré de liberté
EC8	Eurocode 8
ENA	Eastern North America
ENA	Western North America
EO	Est-Ouest
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GRS	Ground Response Spectra
IO	Immediate Occupancy performance level
MDOF	Multi degree of freedom
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
NS	Nord-Sud
NTHA	Nonlinear Time History Analysis
PCA	Peak component acceleration
PDDL	Plusieurs degrés de libertés
PFA	Peak floor acceleration
PGA	Peak ground acceleration
SDOF	Single degree of freedom
SRP	Spectre de réponse de plancher
SSRS	Square Root of the Sum of the Squares
UHS	Uniform Hazard Sectrum
UHS-10%	Séismes compatibles avec le spectre de l'aléa uniforme avec une probabilité de dépassement de 10 % par 50 ans

UHS-2% Séismes compatibles avec le spectre de l'aléa uniforme avec une probabilité de dépassement de 2 % par 50 ans

LISTE DES SYMBOLES

a_{\max}	Accélération maximale au plancher
A_r	Amplification dynamique du composant en fonction de sa position de fixation
A_x	Amplification de l'accélération de la base de la structure du bâtiment
$C(0)$	Coefficient d'aléa du site à $T=0$
$C_h(0)$	Facteur de forme spectrale à $T=0$
C_{Hi}	Coefficient de hauteur du sol pour le niveau i
$C_i(T_p)$	Coefficient de forme spectrale du composant pour le niveau i
$C_p(T_p)$	Coefficient de calcul horizontal du composant et est donné par $C(0) C_{Hi} C_i(T_p)$
C_{ph}	Facteur de réponse horizontale du composant
DAF_{\max}	Facteur d'amplification dynamique maximal
F_a	Coefficient de site pour les accélérations
F_y	La limite d'élasticité latérale du système
g_a	Facteur d'importance du composant
h	Hauteur du bâtiment
I_p	Facteur d'importance des composants
K_i	La rigidité correspondante à période élastique de premier mode de la structure
P	Poids du CNS ou de l'équipement
P_{total}	Poids du bâtiment analysé
R	Facteur de période de retour (NZS 1170.5)
R	Le facteur de résistance global qui est équivalent à R_o dans le CNB 2015 (FEMA 440, 2005)
R_p	Facteur de modification de réponse du composant
$R_{p\text{comp}}$	Facteur de réserve de composant inhérent
$S(T_a)$	Accélération spectrale correspondant à la période naturelle T_a
S	Facteur d'amplification du sol
$S_a(0.2)$	Accélération spectrale pour les périodes courtes
$S_a(T)$	Accélération spectrale de réponse pour une période T

T, T_a	Période fondamentale du bâtiment en secondes
T_2	Période du deuxième mode de vibration
T_3	Période du troisième mode de vibration
$T_B = T_{Bldg1}$	Période fondamentale du bâtiment dans la direction EO en secondes
T_{Bi}	Période du bâtiment dans la direction EO en secondes près du mode i
T_{CNS}	Période du composant
T_{CNSi-L}	Période du composant au mode i pour le modèle linéaire
$T_{CNSi-NL}$	Période du composant au mode i pour le modèle non linéaire
T_e	Période effective du bâtiment
T_p	Période du composant
V_p	Force latérale appliquée au CNS
V_s	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement (m/s)
Z	Hauteur d'attache du composant
z/H	Hauteur structurelle relative à laquelle le composant est installé
γ_a	Facteur de comportement du composant
ξ	Taux d'amortissement
σ	Écart type standard
μ	Ductilité des composants non structuraux
α	Rapport entre l'accélération du sol et l'accélération de la pesanteur g

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Au Canada, de nombreuses régions sont sismiquement actives. Le plus important tremblement de terre dans l'est de l'Amérique du Nord au cours des 50 dernières années, appelé séisme du Saguenay, a frappé le Québec en 1988 avec une magnitude de 5.9. Dans ce cas, une grande majorité des blessures, des dommages matériels et des pertes économiques ont été causés par la défaillance des CNS dans les bâtiments alors que très peu de dommages structuraux ont été observés (Foo & Lau, 2004).

Au cours des 3 dernières décennies, des progrès significatifs ont été réalisés dans le domaine de l'ingénierie sismique qui ont abouti à l'amélioration de l'intégrité structurelle dans les régions sismiquement actives. L'amélioration des performances des systèmes structuraux, en particulier contre l'effondrement induit par les tremblements de terre, a déplacé l'intérêt des ingénieurs et de la communauté vers la performance sismique des composants non structuraux, qui sont susceptibles d'être endommagés même à des intensités sismiques bien inférieures à celles requises pour déclencher des dommages structuraux. Plus intéressant encore, comme l'ont prouvé plusieurs tremblements de terre passés, les pertes sismiques associées aux dommages non structuraux sont susceptibles de dépasser celles associées aux dommages structuraux de plusieurs ordres de grandeur, puisque les premiers représentent généralement une grande partie du coût total de construction du bâtiment (Filiatrault & Sullivan, 2014; Miranda & Taghavi, 2003).

La réponse sismique des CNS est un problème difficile qui a attiré l'attention de nombreux chercheurs au cours des quatre dernières décennies (Adams & Atkinson, 2003; H. Anajafi & R. A. Medina, 2018; Anajafimarzijarani, 2018; Asgarian & McClure, 2020; Association, 2001; Chaudhuri & Villaverde, 2008; Fathali & Lizundia, 2011; Filiatrault & Sullivan, 2014; Medina, 2013; Merino et al., 2020; Miranda et al., 2018; Miranda & Taghavi, 2003; Sullivan et al., 2013). Cette difficulté provient des caractéristiques dynamiques des CNS qui augmentent

la complexité de détermination de leurs demandes sismique comme la présence d'un amortissement non classique dans les systèmes combinés, les fréquences naturelles des CNS peuvent être proches de celles du système primaire qui peut provoquer une résonance, la structure du bâtiment est conçue pour subir des déformations inélastiques lors d'un tremblement de terre, les CNS eux-mêmes peuvent également montrer un comportement inélastique dans leur réponse, qui doit également être pris en compte. En d'autres termes, deux filtres principaux, le bâtiment de support et le CNS lui-même peuvent influencer de manière significative les demandes sismiques du CNS. L'excitation du sol à la base d'un bâtiment est d'abord filtrée par la structure porteuse de telle sorte que les caractéristiques des mouvements induits (c'est-à-dire les mouvements d'accélération du plancher) à la base des CNS sont sensiblement différentes de celles des séismes. Le deuxième filtre est le CNS lui-même dont les caractéristiques peuvent amplifier ou diminuer les accélérations du plancher.

La conception sismique des CNS a été incluse pour la première fois dans le rapport (ATC-3-06, 1978). Depuis lors, de plus en plus de codes de conception sismique ont suggéré des méthodes de conception sismique pour les CNS. Actuellement, le CNB (2015), l'Eurocode 8 (2004) et le GB 50011 (2010) chinois supposent une distribution linéaire de la demande de l'accélération maximale de plancher (« *Peak Floor Acceleration – PFA* ») le long de la hauteur du bâtiment et des valeurs de PFA/PGA au toit égales à 3, 2.5 et 2, respectivement (« *Peak Ground Acceleration – PGA* »). En Nouvelle-Zélande le code NZS 1170.5 (2004), le ratio PFA/PGA le long de la hauteur du bâtiment est calculé par le coefficient de hauteur du plancher, C_{H_i} , qui est basé sur la hauteur du bâtiment, h . Si h est inférieur à 12 m, PFA/PGA est linéaire avec une valeur de 1 au sol et une valeur de $1+h/6$ au toit. Pour les bâtiments d'une hauteur totale supérieure à 12 m, le PFA/PGA est bilinéaire avec une valeur constante de 3 pour les étages supérieurs à 12 m (ou supérieur à 0.2 h lorsque $h>60$ m). La définition de PFA/PGA dans NEHPR (2009) est la même que dans le CNB (2015) et ASCE 7-16 (2016). Les approches de codes considèrent l'interaction dynamique entre le CNS et le bâtiment au moyen d'un facteur d'amplification de composant, A_r (CNB, 2015). Une valeur de $A_r=1$ est donnée pour un CNS rigide ($T_{CNS} < 0.06$ s) tandis qu'une valeur de $A_r=2.5$ est donnée pour un CNS flexible ($T_{CNS} > 0.06$ s) dans le CNB (2015) et ASCE 7-16 (2016).

Dans les dispositions actuelles de CNB (2015), la conception des CNS est basée sur l'approche de conception basée sur la force. Dans ces dispositions, les demandes de force sismique présentées dans l'équation V_p ne tiennent pas compte de l'effet de la non-linéarité des bâtiments, mais ils prennent en considération la non-linéarité des CNS dans un facteur de modification de réponse du composant, R_p . Par conséquent, pour évaluer de manière satisfaisante les demandes sismiques globales d'un bâtiment et du cout les pertes associées, il est important de bien prendre en compte différents facteurs influant le comportement des CNS (non-linéarité de la structure, non-linéarité des CNS, modes supérieurs, poids des CNS, intensité des séismes et emplacement de CNS par rapport à la hauteur) dans l'équation V_p de CNB (2015).

L'étude actuelle vise à étudier l'influence de la non-linéarité de la structure porteuse et des CNS, des modes supérieurs, du poids des CNS, de l'intensité des séismes et du positionnement des CNS par rapport à la hauteur du bâtiment sur les demandes sismiques exprimées en termes d'accélérations de plancher et spectres d'accélération de plancher. L'étude de ces paramètres est faite en évaluant les facteurs de hauteur A_x , l'amplification de la force A_r , le spectre de réponse du plancher SRP et le coefficient de modification de réponse du composant R_p .

Objectifs

L'objectif général de ce projet de recherche vise à évaluer l'effet de différents paramètres sur la demande sismique des CNS, en particulier les accélérations de plancher et spectres d'accélération de plancher, dans un bâtiment ductile en béton armé avec des murs de refend lorsque soumis à des séismes artificiels pour deux probabilités de dépassement de 2 et 10% sur 50 ans. Ces séismes sont compatibles avec le spectre cible de l'aléa sismique uniforme de Montréal spécifié dans l'édition 2015 du CNB.

Les objectifs spécifiques consistent à :

1. Étudier l'effet de la non-linéarité de la structure porteuse sur A_x , A_r et SRP à différentes élévations.
2. Évaluer l'effet de la non-linéarité des CNS sur A_r et SRP.
3. Comparer les demandes sismiques avec les normes et codes en vigueur (CNB 2015, ASCE-07-16, NIST GCR 18, Eurocode 8) et une méthode proposée dans la littérature de Vukobratović et Ruggieri (2021).

Méthodologie

La méthodologie utilisée pour atteindre l'objectif général et les objectifs spécifiques comprend les étapes suivantes :

1. Recenser les écrits sur la contribution des CNS à la réponse dynamique des structures et l'effet de la non-linéarité sur les demandes sismiques des CNS.
2. Modéliser le bâtiment choisi en 2D à l'aide du logiciel d'analyse structurale SAP 2000 et développer des modèles non linéaires du bâtiment à l'aide du logiciel Perform 3 D.
3. Sélectionner et calibrer 24 séismes artificiels d'entrée avec une probabilité de dépassement de 2 et 10% tous les 50 ans. Des feuilles Excel ont été créées pour sélectionner et mettre à l'échelle les mouvements du sol selon la méthode A proposée dans CNB (2015). Les séismes considérés sont extraits de la base de données fournie par Atkinson (2009) pour l'est du Canada.
4. Appliquer les étapes de la méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) pour les comparer avec les résultats de ce projet.
5. Discuter les résultats des analyses effectuées et les comparer à ceux prédicts par CNB 2015, ASCE-07-16, NIST GCR 18-917-43 et Eurocode 8 afin d'atteindre les objectifs actuels du projet.
6. Discuter l'influence de la non-linéarité de la structure et des CNS, des modes supérieurs, du poids des CNS, de l'intensité des séismes et de l'emplacement CNS par rapport à la hauteur sur les demandes en accélération du CNS.

Plan du mémoire

Ce mémoire se compose de quatre chapitres en plus de cette introduction et des conclusions. Le premier chapitre présente une revue de la littérature existante sur l'état de l'art et les approches de détermination des demandes d'accélération sismique sur les CNS. Le deuxième chapitre décrit le bâtiment sélectionné (géométrie, charges et propriétés des matériaux) et le processus de modélisation linéaire et non linéaire dans SAP 2000 et Perform 3 D. Aussi, la modélisation des CNS et la sélection et la calibration des séismes sont données dans le deuxième chapitre. Les analyses des modèles de bâtiments linéaires et non linéaires pour les CNS (élastique et inélastique) rigides et flexibles sont présentées dans les chapitres trois et quatre, respectivement. Aussi une discussion des résultats obtenus dans chaque partie de l'étude et des comparaisons avec les normes et codes en vigueur (CNB 2015, ASCE-07-16, NIST GCR 18, Eurocode 8) et une méthode proposée dans la littérature de Vukobratović et Ruggieri (2021) sont présentées dans ces deux chapitres. Enfin, les conclusions des travaux en cours et les recommandations pour les travaux futurs sont présentées.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre donne une brève information sur la classification des CNS et leur performance sismique lors de séismes récents, suivie d'une revue détaillée de la littérature sur l'influence de la non-linéarité de la structure, la non-linéarité des CNS, les modes supérieurs, le poids des CNS, et leur emplacement par rapport à la hauteur sur la réponse sismique des CNS. Finalement, des méthodes proposées dans les codes et les études antérieures pour des bâtiments sans et avec des murs de refends pour le calcul des demandes sismiques des CNS seront présentées dans ce chapitre.

1.1 Introduction

Un bâtiment est composé de deux principaux types de composants : les composants structuraux et les composants non structuraux (CNS) également appelés composants opérationnels et fonctionnels (Figure 1. 1), respectivement. Les CNS montés dans les bâtiments ne font pas partie du système de résistance aux forces sismiques. Par conséquent, la structure du bâtiment est fréquemment appelée structure primaire ou structure porteuse et les CNS sont également connus sous des noms alternatifs tels qu'éléments non structuraux, accessoires de construction, systèmes secondaires et éléments structuraux secondaires (CSA-S832, 2019).

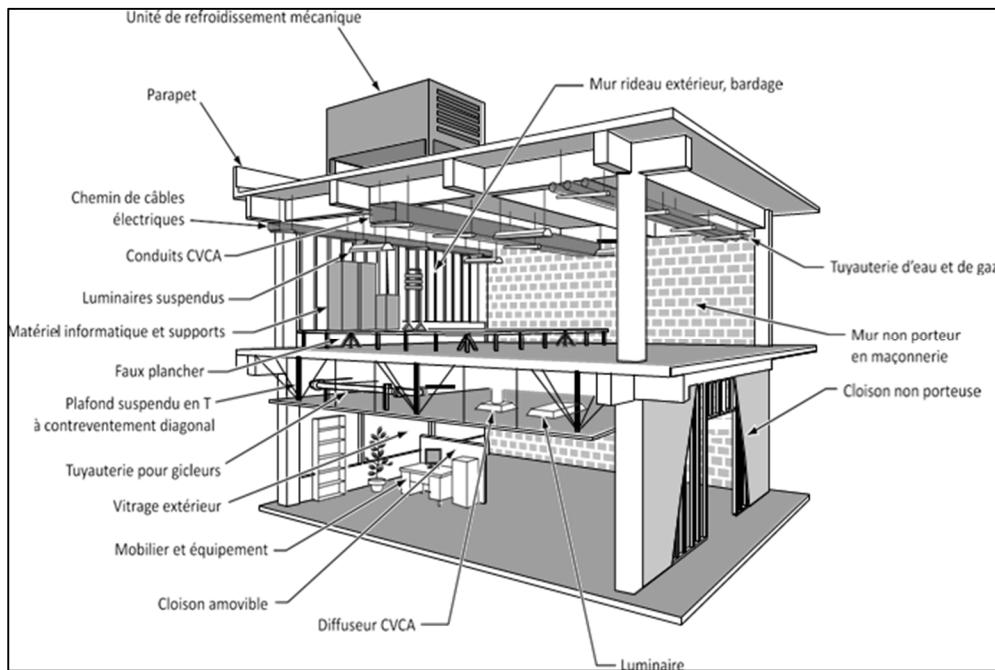


Figure 1. 1 Composants non structuraux
Tirée de CSA-S832 (2019)

Selon la norme CSA S832 (2019), les CNS peuvent être classés en trois sous-groupes en fonction de leur rôle : les composants architecturaux (externes ou internes), les composants techniques (mécanique, plomberie, électricité et télécommunication) et les composants liés au contenu du bâtiment (général et spécialisé). Ils peuvent également être classés en trois catégories selon la nature de leur sensibilité à la réponse sismique : 1) les composants sensibles au déplacement interétages, 2) les composants sensibles à l'accélération du plancher, et 3) les composants sensibles au déplacement interétages et à l'accélération du plancher (FEMA 74, 2005). Sur la base de leur rigidité intrinsèque et de la rigidité de leur système d'ancrage à la structure porteuse, ils peuvent être regroupés en composants de type rigides et flexibles. Un composant est défini comme rigide si sa période de vibration est inférieure ou égale à 0.06 s (FEMA P-750, 2009).

Les CNS sont loin d'être secondaires en termes de fonctionnalité et de valeur économique. Leur fonctionnalité et leur performance pendant et après un tremblement de terre sont d'une

grande importance, en particulier dans les bâtiments de protection civile comme les hôpitaux, les abris d'urgence, les centrales électriques (CNB, 2015).

Les CNS représentent une grande partie du coût total du bâtiment (par exemple 65% à 85% du coût total selon leur utilisation et leur occupation), leurs dommages peuvent entraîner des pertes économiques importantes comme indiqué dans la Figure 1. 2 (Taghavi & Miranda, 2003). L'impact financier résultant des dommages causés par les CNS peut être divisé en pertes économiques directes et indirectes ; les pertes directes sont les coûts associés au remplacement ou à la réparation des CNS défaillants, tandis que les pertes indirectes résultent d'une interruption d'activité.

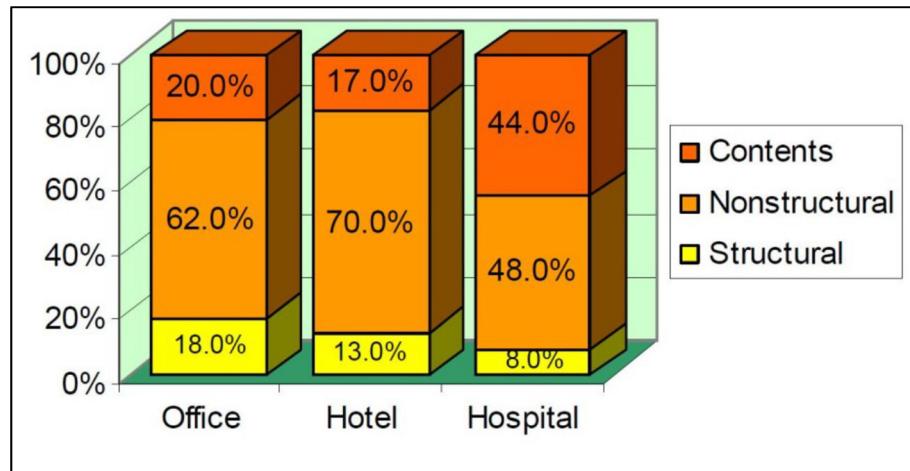


Figure 1. 2 Investissements typiques dans la construction de bâtiments
Tirée de Taghavi & Miranda (2003)

1.2 Facteurs importants dans la réponse sismique des CNS

La première étape de l'étude de la performance sismique des CNS sensibles à l'accélération consiste à déterminer les accélérations de plancher et les spectres de réponse du plancher à l'endroit où le composant est attaché au bâtiment. Les SRP sont générés à partir de la réponse d'accélération absolue d'un étage dans un bâtiment qui est excité par le séisme d'entrée. De

nombreuses études ont démontré que les SRP étaient fortement dépendants de différents paramètres liés aux caractéristiques du bâtiment et des caractéristiques des CNS.

1.2.1 La non-linéarité des structures porteuses

Ce comportement exerce une influence significative sur les réponses d'accélération du plancher. Cet effet doit être pris en compte dans la conception sismique des CNS dans la plupart des cas, étant donné que les exigences d'accélération ou de force sur les CNS sont généralement inférieures à celles induites dans les structures porteuses linéaires lorsqu'elles sont soumises à un séisme de même intensité (Toro et al., 1989). Cependant, les valeurs SRP peuvent être augmentées parfois, en particulier pour les CNS, avec une période proche des périodes modales du bâtiment (Anajafimarzijarani, 2018; Chaudhuri & Villaverde, 2008; Lin & Mahin, 1985; Politopoulos, 2010; Sankaranarayanan & Medina, 2008a; Wieser et al., 2013).

1.2.2 L'emplacement des CNS par rapport à la hauteur

Le facteur A_x représente l'amplification de l'accélération maximale du sol le long de la hauteur du bâtiment, il est égal au rapport PFA/PGA, et est utilisé pour la conception sismique des CNS rigides. En raison des réponses d'étage différentes, la demande sismique de deux composants identiques positionnés à deux étages différents dans le bâtiment n'est pas similaire. Les dispositions du CNB 2015 utilisent une fonction donnée par $1+2h_x/h_n$ pour prendre en compte l'effet de hauteur. Cependant, cette distribution linéaire de la demande de PFA dans la direction verticale de la structure est trop conservatrice et ne tient pas compte des propriétés dynamiques du bâtiment, en particulier pour les bâtiments de grande hauteur. Une augmentation de la PFA dans les étages supérieurs a été signalée dans des études récentes en raison de la forte contribution des modes supérieurs aux accélérations de plancher (Miranda & Taghavi, 2005; Petrone et al., 2015; Rodriguez et al., 2002). De plus, le comportement non linéaire des structures porteuses n'est pas pris en compte dans cette approche (H. Anajafi & R. Medina, 2018; Anajafi et al., 2020; Villaverde, 2006).

1.2.3 L'interaction dynamique entre le CNS et la structure porteuse

Les effets d'interaction sont très importants lorsque le rapport entre la masse des CNS et la masse de la structure porteuse est significatif. Pour les CNS avec des rapports de masse ne dépassant pas 1 % par rapport à la masse totale du bâtiment et 10% par rapport à la masse du plancher, l'effet d'interaction dynamique est relativement faible. Lorsque le poids d'un CNS est supérieur ou égal à 25 % du poids sismique effectif de la structure, l'élément doit être classé comme autres structures (« *non-building* ») (Ahmed et al., 2015; Anajafimarzijarani, 2018; FEMA P-750, 2009; Pürgstaller et al., 2020; Sankaranarayanan, 2007; Sankaranarayanan & Medina, 2008a). Pour les CNS avec une plus grande masse, l'effet de l'interaction peut être très important pour les CNS accordés à la structure porteuse. Cependant, dans de nombreux cas, la structure porteuse et les CNS sont découplés et analysés individuellement. Plusieurs études ont démontré que l'interaction entre la structure porteuse et les CNS peut avoir une influence significative sur le SRP (Adam & Furtmüller, 2008; Adam et al., 2013; Lim & Chouw, 2014; Taghavi & Miranda, 2008). L'effet de l'interaction dynamique est plus importante pour les CNS avec des périodes de vibration près des modes supérieurs que près du mode fondamental (Miranda et al., 2018). À moins que le CNS ne soit rigide et qu'il soit fixé de manière rigide à la structure, sa demande d'accélération, PCA (« *Peak Component Acceleration* »), sera différente de celle du plancher, PFA, sur lequel il sont monté ou suspendu (Figure 1. 3).

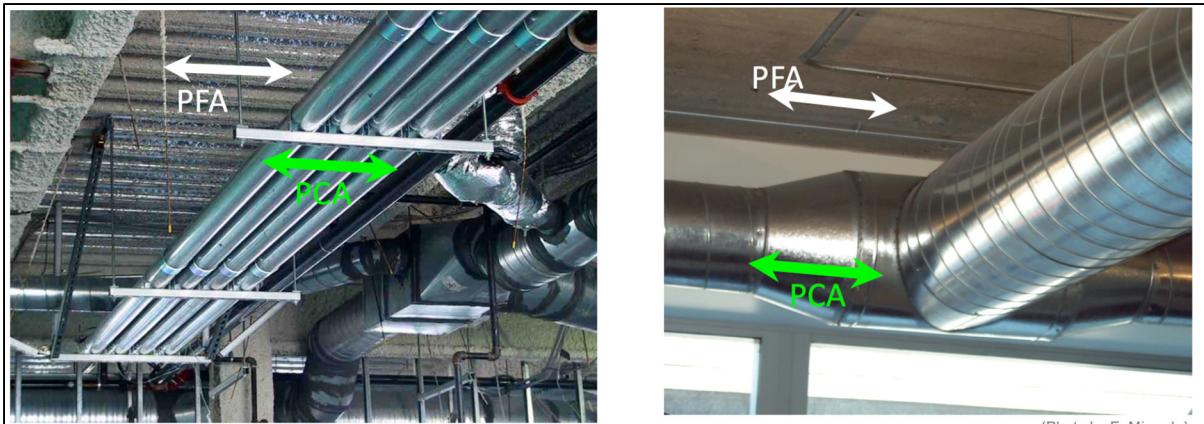


Figure 1.3 Des exemples d'éléments (« *pipeline* ») sensibles à l'accélération dans des bâtiments où les demandes d'accélération seront généralement différentes de celles agissant sur le plancher
Tirée de Miranda et al. (2018).

1.2.4 Les taux d'amortissement visqueux des CNS

Les taux d'amortissement équivalents des CNS se sont avérés aller de 1 % à 30 % et le SRP calculé doit tenir compte du niveau d'amortissement le plus probable (Aragaw & Calvi, 2018). En effet, une valeur fixe du taux d'amortissement des CNS égale à 5% a été considérée dans la plupart des codes, comme le CNB (2015). Cependant, seulement quelques recherches ont étudié les effets de l'amortissement des CNS sur le SRP (Anajafi & Medina, 2019; Anajafi et al., 2020; Calvi & Sullivan, 2014; Kazantzi et al., 2020; Vukobratović & Fajfar, 2017). Aragaw et Calvi (2018) ont souligné que les effets de l'amortissement des CNS sur le SRP peuvent être négligés si les périodes des CNS sont très petites ou très grandes par rapport à la structure porteuse. Également, la différence dans les rapports d'amortissement des systèmes primaire et secondaire fait que le système combiné a un amortissement non classique. Vukobratović et Fajfar (2017) ont indiqué que les spectres d'accélération du plancher pour les CNS élastiques calculés avec un amortissement de 10% et 20% correspondent approximativement au spectre pour les CNS inélastiques dans le cas d'une demande de ductilité μ égale à 1.5 et 2, respectivement.

1.2.5 Le facteur de modification (réduction) de la réponse des composants

Ce facteur est généralement utilisé dans les codes de conception sismiques des CNS pour tenir compte du comportement non linéaire des CNS. Par exemple, un facteur R_p qui varie de 1 à 5 est utilisé dans le CNB (2015) pour tenir compte des caractéristiques d'un CNS (y compris l'amortissement visqueux, le comportement non linéaire, la sur-résistance inhérente). Un facteur de comportement similaire des CNS q_a a été adopté dans l'Eurocode 8. Cependant, les valeurs de R_p ou q_a pour différents CNS ont été établies sur la base d'une expertise théorique plutôt que sur des tests expérimentaux ou une analyse numérique. Quelques recherches ont étudié les effets comportementaux non linéaires des CNS sur le SRP (Anajafimarzijarani, 2018; Miranda et al., 2018; NIST). Ces recherches ont prouvé que permettre différents niveaux de non-linéarité dans la modélisation des composants peut conduire à des réductions importantes des forces de conception des CNS.

1.3 Modèles simplifiés pour le calcul des spectres et accélérations de planchers

Pour la détermination des demandes sismiques sur les CNS, il existe différentes approches, de complexités croissantes (Cunha et al., 2014) :

- 1- Formules simplifiées suggérées par les dispositions des codes actuels.
- 2- Formules simplifiées des accélérations maximales du plancher au moyen de méthodes de superposition modale.
- 3- Analyses temporelles découplées (méthode du spectre de réponse du plancher).
- 4- Analyses temporelles couplées.

La méthode 1, la plus simple, est utilisée le plus souvent pour la conception des structures ordinaires et industrielles. L'approche 1 est un moyen pratique lorsque l'on de très peu d'informations sur le composant et la structure porteuse. En revanche, les propriétés dynamiques du bâtiment doivent être connues pour la méthode 2. Ces deux approches nécessitent un spectre de conception comme entrée. Les calculs qui doivent être exécutés sont de nature quasi statique. La prise en compte du comportement inélastique dans les méthodes 1

et 2 est limitée à une approximation au moyen de facteurs de modification proposés. La méthode 3 est plus sophistiquée, généralement appliquée lorsqu'il s'agit d'installations critiques comme les structures industrielles à haut risque ou les centrales nucléaires. Les méthodes 3 et 4 utilisent des analyses dynamiques temporelles et nécessitent donc des historiques d'accélération. Par conséquent, les propriétés dynamiques détaillées de la structure porteuse et de la structure secondaire doivent être connues. Par rapport aux deux premières méthodes, l'effort est considérablement accru. Le comportement inélastique peut être explicitement pris en compte dans les deux dernières méthodes 3 et 4.

1.3.1 Selon les codes

Dans les codes et normes de construction, comme le CNB 2015 et l'Eurocode 8, des formules simplifiées pour la détermination des spectres de plancher sont fournies, qui n'incluent ni l'amortissement des éléments secondaires ni la distinction entre le comportement élastique et inélastique de la structure porteuse.

1.3.1.1 CNB 2015 (Partie 4) et ASCE-07-16 (Chapitre 13)

Le CNB 2015 (clause 4.1.8.17) recommande une procédure de force statique équivalente pour la conception sismique des composants non structuraux. Le CNS doivent être conçus pour résister à une force latérale V_p , appliquée au son centre de masse, qui est égale à :

$$V_p = 0.3F_aS_a (0.2) I_E S_p W_p \quad (1.1)$$

ASCE7-16 adopte une approche très similaire de celle utilisée dans le CNB 2015. L'équation principale actuelle de force latérale des CNS dans le code américain est écrite sous la forme suivante :

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS}}{(R_p / I_p)} \times (1 + 2\frac{Z}{H}) \times W_p \quad (1.2)$$

F_a = un paramètre qui dépend du type de sol (=F(0.2), valeur du coefficient ou facteur de site pour une période de 0.2 s)

$S_a(0.2)$ = valeur de la réponse spectrale de l'accélération à 0.2 s

S_{DS} = accélération spectrale à courte période

I_E = coefficient de risque parasismique du bâtiment

I_p = facteur d'importance des composants (1 ou 1.5)

$S_p = C_p A_r A_x / R_p$ est le coefficient de force horizontale d'une partie d'un bâtiment et de son ancrage ($0.7 < S_p < 4$)

C_p = coefficient de risque sismique de l'élément ou du composant

$A_r = a_p$ = coefficient d'amplification de la force du composant qui varie de 1 ($T_{CNS} < 0.06$ s) à 2.5 pour les éléments rigides et flexibles, respectivement (Figure 1. 5). T_{CNS} est la période fondamentale du composant

A_x = coefficient de l'amplification de la hauteur égal à $1 + 2h_x/h_n$ et $1 + 2z/h$ dans le CNB (2015) et ASCE -07 (2016), respectivement (Figure 1. 4)

R_p = coefficient de modification de réponse de l'élément ou du composant qui tient compte de leurs ductilités et qui varie de 1 à 5 dans le CNB (2015) et de 1 à 12 dans ASCE 07 (2016) pour différents types de CNS

W_p = poids du CNS

$z = h_x$ = hauteur de la structure au point d'attache du CNS par rapport à la base

$h = h_n$ = hauteur de toit moyenne de la structure par rapport à la base

Les termes $0.3F_aS_a(0.2)I_E$ et $0.4S_{DS}$ représentent essentiellement l'accélération maximale du sol (PGA) à la base du bâtiment de support dans le CNB (2015) et ASCE -07 (2016), respectivement. Le rapport a_p/R_p est essentiellement l'accélération maximale des composants (PCA) par rapport au PFA.

1.3.1.2 Eurocode 8 (Partie 4.3.5)

Selon l'Eurocode 8, la force horizontale statique équivalente à appliquer au centre de masse du composant est donnée par :

$$F_a = \frac{S_a W_a \gamma_a}{q_a} \quad (1.3)$$

L'Eurocode 8 prévoit que l'accélération spectrale du plancher, c'est-à-dire l'accélération maximale sur un CNS, est évaluée comme suit :

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (1.4)$$

Avec :

W_a = poids du composant

g_a = facteur d'importance du composant

γ_a = facteur de comportement du composant qui varie de 1 à 2.

α = rapport entre l'accélération du sol et l'accélération de la pesanteur g

S = facteur de site

αS = accélération au sol

Z/H = hauteur structurelle relative à laquelle le composant est installé

q_a = facteur de comportement du CNS

T_a = période du CNS

T_1 = période fondamentale de la structure primaire

Contrairement à d'autres normes, le facteur d'amplification du composant, proposé par l'Eurocode 8, dépend du ratio de la période du composant sur la période fondamentale de la structure porteuse (T_a/T_1). Le facteur d'importance est normalement de 1, mais il est considéré comme égal à 1.5 pour les éléments d'ancrage des machines, pour les équipements requis pour les systèmes de sécurité des personnes et pour les réservoirs contenant des substances toxiques ou explosives.

1.3.1.3 NIST GCR 18-917-43 (2018)

L'équation de conception des CNS proposée par le NIST (2018) est :

$$F_p = PGA \left[\frac{PFA}{R_{\mu Bldg}} \right] \times \left[\frac{PCA}{R_{pcomp}} \right] \times I_p \times W_p \quad (1.5)$$

Avec :

$$\left[\frac{PFA}{PGA} \right] = 1 + \alpha_1 \left[\frac{Z}{h} \right] + \alpha_2 \left[\frac{Z}{h} \right]^{10} \quad (1.6)$$

F_p = force de conception horizontale pour les CNS

W_p = poids du composant

PGA = accélération maximale du sol et considérée comme égale à $0.4S_a(0.2)$, où $S_a(0.2)$ est l'accélération spectrale à la période 0.2 s

$$\alpha_1 = \left(\frac{1}{T_{aBldg}} \right) \leq 2.5$$

$$\alpha_2 = \left(1 - \left(\frac{0.4}{T_{aBldg}} \right)^2 \right) > 0$$

T_{aBldg} = Période fondamentale empirique du bâtiment

$R_{\mu Bldg}$ = facteur de réduction pour tenir compte de la ductilité globale du bâtiment avec $R_{\mu Bldg} = (R_d)^{1/2} = (1.1 R/\Omega_0)^{1/2}$ où R et Ω_0 sont le coefficient de modification de réponse du bâtiment et le facteur de sur résistance d'ASCE/SEI 7-16 (Tableau 1. 2).

R_{pcomp} = facteur de résistance de composant inhérent égale à 1.3

I_p = coefficient d'importance sismique du composant. $I_p = 1.5$ pour les composants nécessitant une sécurité renforcée, et $I_p = 1$ pour tous les autres composants.

$\frac{PCA}{PFA}$ = facteur pour tenir compte de l'amplification au niveau des composants, en fonction de l'amortissement inhérent des composants et de la ductilité des composants. Les valeurs de

PCA/PFA indiquées dans le Tableau 1. 1 sont basées sur l'emplacement des CNS et la ductilité des composants en supposant que l'amortissement inhérent des composants est de 5 %.

Tableau 1. 1 Valeurs PCA/PFA Tirée de NIST GCR 18-917-43 (2018)

Location of Component	Possibility of Being in Resonance with Building	Component Ductility		
		Category ⁽¹⁾	Assumed Ductility	$\left(\frac{\text{PCA}}{\text{PFA}}\right)^{(2)}$
Ground	More Likely	Elastic	$\mu_{\text{comp}} = 1$	2.5
		Low	$\mu_{\text{comp}} = 1.25$	2.0
		Moderate	$\mu_{\text{comp}} = 1.5$	1.8
		High	$\mu_{\text{comp}} \geq 2$	1.4
Roof or Elevated Floor	More Likely	Any	--	1.0
		Elastic	$\mu_{\text{comp}} = 1$	4.0
		Low	$\mu_{\text{comp}} = 1.25$	2.8
		Moderate	$\mu_{\text{comp}} = 1.5$	2.2
		High	$\mu_{\text{comp}} \geq 2$	1.4
Roof or Elevated Floor	Less Likely	Any	--	1.0

Tableau 1. 2 Facteurs de réduction de la ductilité du bâtiment, R_{ubldg}

Seismic Force-Resisting System	Response Modification Coefficient, R	Overstrength Factor, Ω_0	Global Ductility Coefficient, R_D	R_{ubldg}
Steel special moment-resisting frame	8	3	2.93	1.71
Special reinforced concrete moment frame	8	3	2.93	1.71
Special reinforced concrete shear wall (building frame system)	6	2.5	2.64	1.62
Special reinforced concrete shear wall (bearing wall system)	5	2.5	2.20	1.48
Steel eccentrically braced frame	8	2	4.40	2.10
Steel buckling-restrained braced frame	8	2.5	3.52	1.88
Steel special concentrically braced frame	6	2	3.30	1.82
Steel ordinary concentrically braced frame	3.25	2	1.79	1.33
Steel ordinary moment-resisting frame	3.5	3	1.28	1.13

1.3.1.4 NZS 1170.5

Selon la norme Néozélandaise, NZS 1170.5, la force de conception sismique horizontale sur un composant est déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$F_{ph} = C_p(T_p)C_{ph}R_pW_p \quad (1.7)$$

Avec :

$C_p(T_p)$ = coefficient de calcul horizontal du composant et est donné par $C(0)C_{Hi}C_i(T_p)$

$C(0)$ = coefficient d'aléa du site à $T=0$ est égal à $C_h(0)ZRN(T_D)$

T_p = période du composant

DAF = facteur d'amplification dynamique

T_D = période du composant à DAF=1

C_{ph} = facteur de réponse horizontal du composant

R_p = facteur de risque du composant

W_p = poids du composant

C_{Hi} = coefficient de hauteur du sol pour le niveau i

$C_i(T_p)$ = coefficient de forme spectrale du composant pour le niveau i

$C_h(0)$ = facteur de forme spectrale à $T = 0.0s$

Z = facteur de risque

R = facteur de période de retour

N = facteur de quasi-défaut

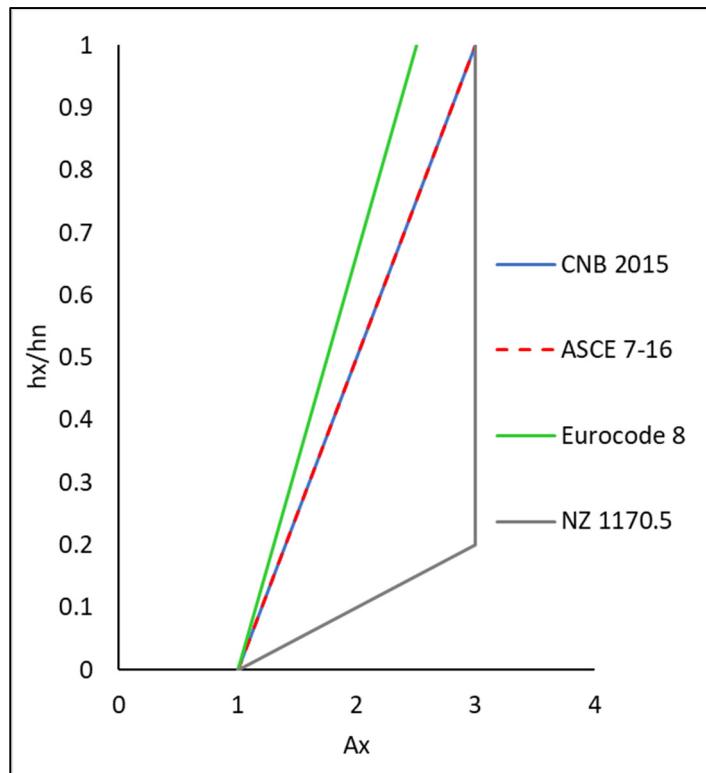


Figure 1.4 La distribution de l'amplification de PGA le long de la hauteur relative selon CNB (2015), ASCE 7-16, Eurocode 8 et NZS 1170.5

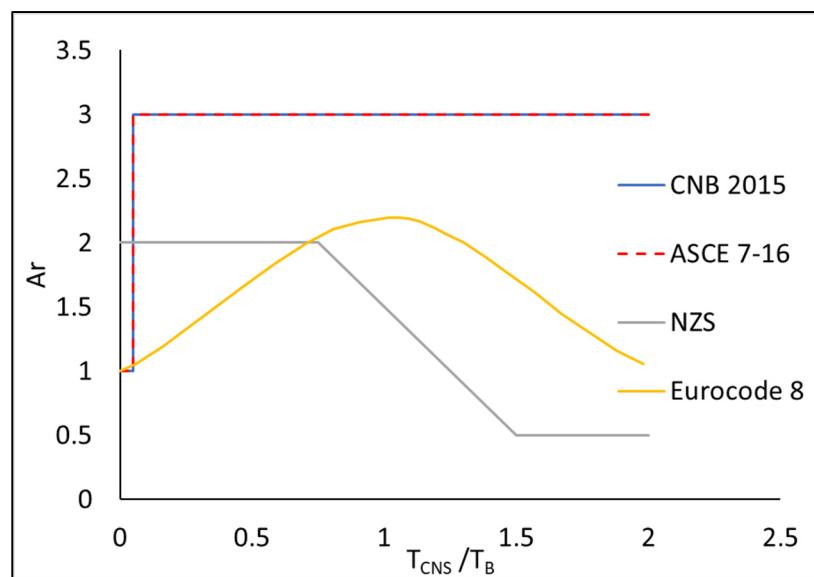


Figure 1.5 Le facteur d'amplification du composant A_r selon les codes considérés

1.3.2 Revue des approches de détermination directe des accélérations de plancher

Ces codes sont basés sur une variation empirique et linéaire des accélérations maximales au plancher sur toute la hauteur d'un bâtiment à travers le facteur A_x . Plusieurs chercheurs ont remis en question l'exactitude des formules du code et ont proposé diverses améliorations.

1.3.2.1 Approches de détermination de A_x

Fathali et Lizundia (2011) ont proposé un profil de distribution non linéaire basé sur une analyse de régression des données enregistrées des bâtiments instrumentés, présenté à l'Équation (1.8) :

$$A_x = 1 + \alpha \left(\frac{Z}{h}\right)^\beta \quad (1.8)$$

Les paramètres α et β sont déterminés en fonction du PGA et de la période fondamentale du bâtiment, T_{Bldg1} , comme indiqué dans les Tableau 1. 3 et Tableau 1. 4. Lorsque $\alpha = 2$ et $\beta = 1$, l'Équation (1.8) devient identique au profil suggéré dans le CNB (2015) et l'ASCE 7-16.

Tableau 1. 3 Valeurs du paramètre α de Fathali et Lizundia (2011)

	$0.4 S_{DS} = PGA < 0.067 g$	$0.067 < 0.4 S_{DS} = PGA < 0.2 g$	$0.4 S_{DS} = PGA > 0.2 g$
$T_{Bldg1} < 0.5 s$	1.26	1.04	0.99
$0.5 s < T_{Bldg1} < 1.5 s$	1.52	1.02	0.65
$T_{Bldg1} > 1.5 s$	0.9	0.72	0

Tableau 1. 4 Valeurs du paramètre β de Fathali et Lizundia (2011)

	$0.4 S_{DS} = PGA < 0.067 g$	$0.067 < 0.4 S_{DS} = PGA < 0.2 g$	$0.4 S_{DS} = PGA > 0.2 g$
$T_{Bldg1} < 0.5 s$	1.09	1.29	0.89
$0.5 s < T_{Bldg1} < 1.5 s$	1.57	1.63	1.55
$T_{Bldg1} > 1.5 s$	0.69	3	1

Saldana (2018) a mené une campagne d'analyses temporelles non linéaires de bâtiments en acier de 3, 6, 12 et 16 étages. Une expression polynomiale logarithmique de A_x a été

développée dans Équation (1.9) en tenant compte de la période fondamentale (T_1), du rapport de résistance du bâtiment ($S \geq 1$) et de la hauteur normalisée (z/h) d'un bâtiment.

$$A_x = e^{(a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{z}{h} + a_4 \left(\frac{z}{h}\right)^2 + a_5 \left(\frac{z}{h}\right)^3)} \quad (1.9)$$

Où a_i ($i = 0-5$) est le coefficient de A_x obtenu à partir de l'analyse de régression, comme indiqué dans le Tableau 1. 5. a_5 est fixé à 0 pour les bâtiments de 3 et 6 étages. $S = 1$ lorsque le bâtiment se comporte dans le domaine élastique. Les types des bâtiments 1 et 2 présentent les « *cadres à contreventement concentrique* » et « *cadres de contreventement à diagonales ductiles* », respectivement.

Tableau 1. 5 Les valeurs de a_i selon Saldana (2018)

Numéro d'étage	Type de bâtiment	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
3 et 6	1	1.152	-0.469	-0.0387	-0.043	0.473	0
	2	0.919	-0.295	-0.042	-0.247	0.426	0
12 et 16	1	0.628	-0.172	-0.046	3.517	-8.506	5.533
	2	0.929	-0.191	-0.057	1.667	-4.596	3.059

Dans l'ATC-120 (2017), une version simplifiée de l'Équation (1.9) a été recommandée en négligeant le rapport de résistance du bâtiment comme suit :

$$A_x = 1 + a_1 \frac{z}{h} + a_2 \left(\frac{z}{h}\right)^{10} \quad (1.10)$$

Où $a_1 = 1/T_1 \leq 2.5$, $a_2 = [1 - (0.4/T_1) 2] > 0$, et T_1 est la période fondamentale, qui pourrait être calculée conformément à l'ASCE 7-16 comme suit $T_1 = C_t H^x$. Où C_t est un coefficient lié au type de matériau de la structure porteuse. Les valeurs correspondantes de C_t pour les bâtiments en béton, en acier et en maçonnerie sont respectivement de 0.046, 0.072 et 0.048. Les valeurs x correspondantes sont respectivement de 0.90, 0.80 et 0.75.

1.3.2.2 Approches de détermination de PFA basés sur l'analyse modale

a) Dans les structures primaires élastiques

La combinaison quadratique complète (CQC) est une méthode bien connue pour estimer la réponse dynamique par analyse du spectre de réponse (Équation (1.11)). Elle est basée sur des notions fondamentales de la théorie des vibrations aléatoires stationnaires. Les travaux de Kiureghian (1981) et de Kiureghian et Nakamura (1993) présentent une introduction détaillée et une justification de la méthode.

$$PFA = \left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{p^2}{p_i p_j} a_{ki} a_{ki} a_{kj} \rho_{ij} A(\omega_i, \xi_i) A(\omega_j, \xi_j) + 2 \sum_{i=1}^n \frac{p^2}{p_i p_g} a_{ki} r_{nk} a_{kj} \rho_{ig} A(\omega_i, \xi_i) \ddot{u}_{g,max} + \frac{p^2}{p_i^2} r_{nk}^2 \ddot{u}_{g,max}^2 \right)^{1/2} \quad (1.11)$$

Où $a_{ki} = \phi_{ki} \Gamma_i$, ϕ_{ki} désigne le k ème élément de ϕ_i , r_{nk} est le k ème élément de r , $A(\omega_i, \xi_i)$ est l'ordonnée du spectre de réponse d'accélération totale pour la i ème fréquence modale, $\ddot{u}_{g,max}$ est le PGA, ρ_{ij} et ρ_{ig} sont les coefficients de corrélation intermodale et p , p_i et p_g sont les facteurs de pic modaux détaillés dans Kiureghian (1981).

Pour les structures à comportement élastique, la réponse peut être calculée avec superposition des réponses de tous les modes de vibrations. Dans la méthode proposée par Miranda et Taghavi (2005), les accélérations absolues du plancher à n'importe quelle hauteur sont approximées à l'aide d'une analyse modale classique en considérant la contribution des « m » premiers modes de vibration calculés comme suit :

$$\ddot{u}^t(x, t) = \ddot{u}_g(t) + \sum_{i=1}^m \Gamma_i \varphi_i(x) D''_i(t) \quad (1.12)$$

Où Γ_i est le facteur de participation modale du i ème mode de vibration, $\varphi_i(x)$ est l'amplitude de la i ème forme modale de vibration à une hauteur x , et $D_i(t)$ est la réponse de déformation d'un

système à un seul degré de liberté correspondant au $i^{\text{ème}}$ mode au mouvement du plancher et $D''_i(t)$ est l'accélération relative du système au $i^{\text{ème}}$ mode calculée comme suit :

$$D''_i(t) + 2\xi_i \omega_i D'_i(t) + \omega_i^2 D'_i(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (1.13)$$

Une autre règle de combinaison modale a été proposée par Kumari et Gupta (2007) pour estimer les valeurs maximales des accélérations absolues des planchers dans un bâtiment avec des murs de refends. Le bâtiment est un système à base fixe linéaire, à masse localisée, classiquement amorti, qui est excité à sa base par le mouvement du sol décrit par un spectre (« *PSA* »).

$$a_{i,\max} = \left[PGA^2 + \sum_{j=1}^n (\varphi_i^j)^2 \alpha_j^2 PRSA_j^2 \right]^{1/2} \quad (1.14)$$

Avec :

$$\begin{cases} PRSA(T) = \sqrt{PSA(T)^2 - PGA^2}; T < T_c \\ PRSA(T) = \sqrt{PSA(T)^2 + PGA^2}; T > T_c \end{cases} \quad (1.15)$$

RSA et PRSA sont les accélérations spectrales relative et pseudo-relative respectivement, T est la période fondamentale du bâtiment et T_c est la période moyenne du séisme sélectionné.

b) Dans les structures primaires inélastiques

Rodriguez et al. (2002) ont proposé une méthode de « *réduction du premier mode* » pour déterminer le PFA dans une structure inélastique comme suit :

$$PFA_n^q = \Gamma_q \varphi_n^q \frac{S_a(T_q \xi_q)}{R_q} \quad (1.16)$$

Où T_q est le facteur de participation pour le mode q , φ_n^q est l'amplitude du mode q au niveau n , S_a est l'accélération spectrale, T_q et q sont la période de vibration et le rapport

d'amortissement, respectivement, associés au mode q , et R_q est un facteur de réduction pour tenir compte de l'effet de la ductilité du système primaire.

Une étude paramétrique a été réalisée par Ray-Chaudhuri et Hutchinson (2011) en utilisant huit bâtiments représentatifs rigides et flexibles de hauteurs 4, 8, 12 et 16 étages. Une approximation de PFA pour le modèle non linéaire a été déterminée comme dans l'Équation (1.17) :

$$PFA = \sqrt{\sum_{r=1}^2 (k_r \alpha_r \varphi_i^r S A(T_r \varepsilon_r))^2 + \sum_{r=3}^n (\alpha_r \varphi_i^r S A(T_r \varepsilon_r))^2} \quad (1.17)$$

Où T_r , α_r et ε_r représentent la période, le facteur de participation modale et le taux d'amortissement pour le r ème mode, respectivement. φ_i^r est la forme modale pour le i ème étage. Ensuite, des facteurs de modification de réponse modale k_1 et k_2 , pour les deux premiers modes sont introduits dans le but de prédire le PFA d'un modèle non linéaire en termes de propriétés modales de modèle linéaire et de spectre de réponse au mouvement du sol.

1.3.3 Approches de détermination directe du spectre de réponse de plancher

1.3.3.1 SRP basé sur les modèles à un seul degré de liberté (1DDL)

Les premières méthodes traitaient généralement la structure porteuse et le CNS comme des systèmes 1DDL. Penzien et Chopra (1965) et Kapur et Shao (1973) ont été parmi les premiers à générer le SRP à partir de la réponse d'une structure porteuse en utilisant l'analyse spectrale. Yasui et al. (1993) ont dérivé une méthode de génération de SRP directe en utilisant le spectre de conception. La formule de génération de SRP obtenue est exprimée par l'Équation (1.18).

$$SRP(T_{NS}, \xi_{NS}) = \frac{\sqrt{((T_S/T_{NS})^2 S_a(T_S, \xi_S))^2 + S_a(T_{NS}, \xi_{NS})^2}}{\sqrt{(1-(T_S/T_{NS})^2)^2 + 4(\xi_S + \xi_{NS})^2 (T_S/T_{NS})^2}} \quad (1.18)$$

T_{NS} et ξ_{NS} sont la période et le taux d'amortissement des CNS, T_s et ξ_s sont la période et le taux d'amortissement de la structure porteuse, $S_a(T_s, \xi_s)$ et $S_a(T_{NS}, \xi_{NS})$ sont les valeurs du spectre d'accélération élastique du sol.

Sullivan et al. (2013) ont utilisé un facteur d'amplification dynamique (FAD) pour calculer le SRP dans les structures à 1DDL en utilisant l'Équation (1.19). Le FAD est le rapport de l'accélération maximale des CNS à l'accélération maximale du plancher sur lequel les CNS sont montés.

$$SRP(T_{NS}) = \begin{cases} T_{NS}/T_s [a_{max}(FAD_{max} - 1)] + a_{max}, & T_{NS} < T_s \\ a_{max}FAD_{max}, & T_s < T_{NS} < T_e \\ a_{max}FAD, & T_{NS} > T_s \end{cases} \quad (1.19)$$

Où SRP (T_{NS}) est la demande d'accélération spectrale d'un composant ayant une période de vibration T_{NS} et a_{max} est l'accélération maximale du plancher

1.3.3.2 SRP basé sur des modèles à plusieurs degrés de liberté (PDDL)

Les modèles de structure à 1DDL ne peuvent pas représenter avec précision la réponse des bâtiments à plusieurs étages. Différentes méthodes de génération du SRP basées sur des modèles structuraux PDDL ont été développées récemment en utilisant une méthode de superposition modale. Sullivan et al. (2014) ont étendu la procédure de Sullivan et al. (2013) aux structures à PDDL comme suit :

- 1- Déterminer la demande d'accélération $a_{max,m}$ à chaque étage pour chaque mode m en se basant sur l'analyse modale élastique et le spectre de réponse de conception.
- 2- Appliquer l'Équation (1.19) pour chaque mode de vibration en remplaçant a_{max} par $a_{max,m}$ pour obtenir $SRP_m(T)$ pour le mode m .
- 3- Pour les étages situés dans la moitié supérieure de la hauteur du bâtiment, les SRP sont calculés comme la somme des carrés des racines carrées (SRSS) des spectres calculés à l'étape 2.

- 4- Pour les étages inférieurs, le SRP est le maximum entre le spectre de réponse du sol et l'accélération spectrale obtenue à partir du SRSS des spectres modaux calculés à l'étape 2.

1.3.3.3 Méthodes proposées basées sur des fonctions d'amplification

Le facteur d'amplification est défini comme le rapport du FRS au GRS (« *Ground response spectrum* ») et est généralement utilisé pour générer le FRS directement à partir du GRS ou du spectre de réponse de conception.

Shooshtari et al. (2010) ont proposé un facteur d'amplification C qui est défini comme le rapport du SRP aux spectres de réponse du sol tel que mentionné dans l'Équation (1.20). Il est généralement utilisé pour générer le SRP directement à partir du GRS.

$$C = 5 - 0.5T_a \quad (1.20)$$

Où T_a est la période fondamentale du bâtiment. Le facteur d'amplification peut varier selon les conditions du sol. Les spectres du plancher établis par le facteur d'amplification spécifié dans l'Équation (1.20) ont surestimé la réponse dans la plage de courte période. Par conséquent, une valeur seuil a été dérivée dans l'Équation (1.21) :

$$S_f(T) = CS(T_a) \leq BS \quad (0.2) \text{ pour } T_s < T < 2 \text{ s} \quad (1.21)$$

Où T est la période du CNS, $S(T_a)$ est le spectre de sol spécifié dans CNB (2005) et B est un coefficient qui définit la valeur limite maximale. B = 1.5 pour les bâtiments avec des systèmes de résistance aux forces latérales constitués de cadres, et B = 2.5 pour les bâtiments avec murs de refend. T_s c'est la période caractéristique du séisme qui est égal à 0.04 s pour Ottawa, représentant l'est du Canada, et à 0.2 s pour Vancouver, représentant l'ouest du Canada.

Wieser et al. (2013) ont développé une fonction d'amplification d'accélération spectrale sur la base des résultats de NTHA (« *Nonlinear Time History Analysis* ») comme illustré dans la Figure 1. 6. Où $\psi_{PK} = 1 + ((T_{max} - T)/T)(z/h)$, $\psi_{HM} = 3 - T$, $\psi_{FM} = 1 + 6.5(z/h)$ et $\psi_{LF} = 2.5\sqrt{z/h}$. T est la période de la structure porteuse et T_{max} est la période pour laquelle l'accélération maximale du toit est supérieure ou égale à la PGA.

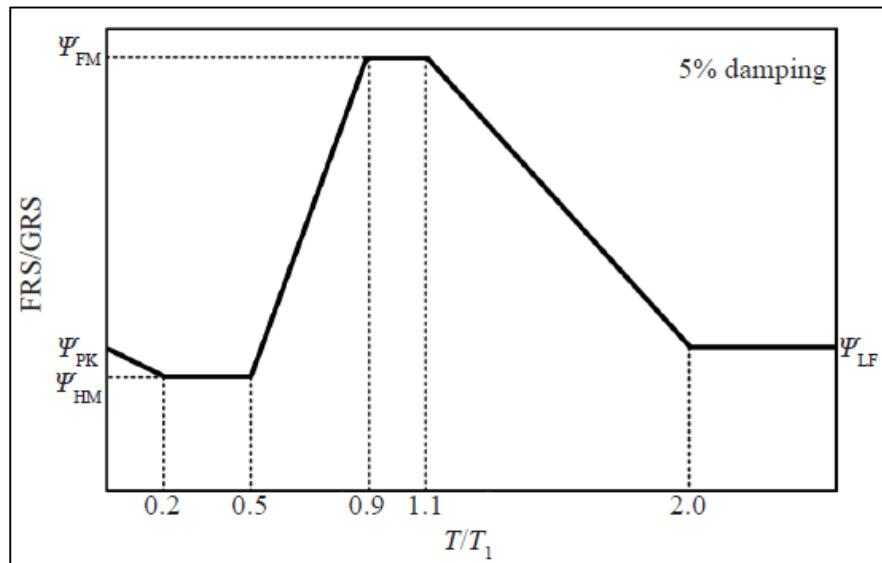


Figure 1. 6 Fonction d'amplification de l'accélération spectrale
Tirée de Wieser et al. (2013)

Cinq modèles de structures en béton armé basés sur les codes de conception indiens ont été utilisés par Surana, Singh, et Lang (2018) pour calculer le SRP en considérant le comportement inélastique de la structure porteuse (Figure 1. 7).

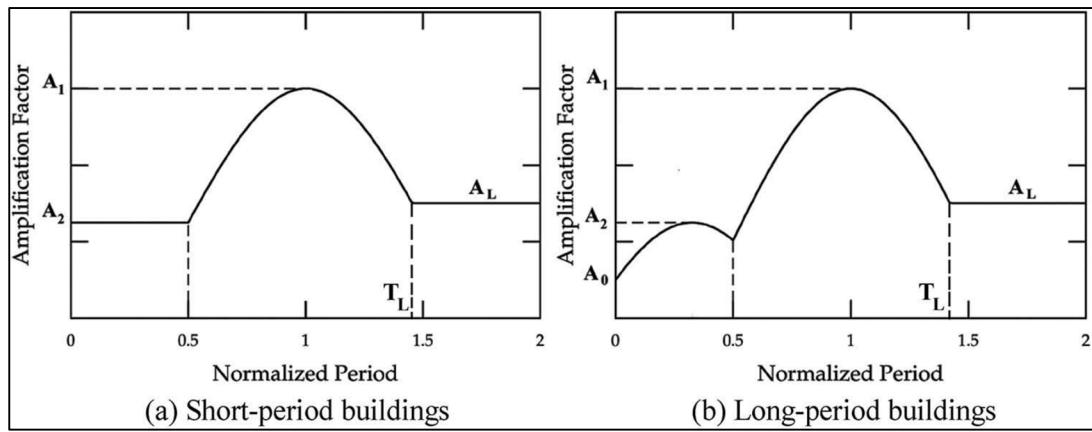


Figure 1.7 Fonction d'amplification de l'accélération spectrale de Surana et al. (2018) (a) bâtiments de courte période fondamentale et (b) bâtiments de longue période

La Figure 1.7 présente les fonctions d'amplification spectrale proposées pour les bâtiments à courte et longue période. Ces fonctions d'amplification peuvent être utilisées avec le spectre de réponse de conception ainsi qu'avec le spectre de réponse du sol spécifique au site. Ces fonctions d'amplification spectrale sont dérivées en fonction des zones d'impact des différents modes de vibration du bâtiment. La zone d'impact du second mode (y compris l'effet des modes supérieurs qui provoquent des pics locaux plus petits) a été considérée entre les périodes normalisées 0 et 0.5, tandis que la zone d'impact du mode fondamental commence à partir de la période normalisée 0.5 et se poursuit jusqu'à le point d'intersection avec le facteur d'amplification de longue période (A_L), qui est supposé constant, pour les bâtiments de courte et de longue durée.

Deux ensembles distincts d'équations (1.22) et (1.23) sont proposés par Asgarian et McClure (2020) pour les CNS dans des bâtiments en béton armé avec des cadres résistant au moment de faible et moyenne hauteur afin de générer des SRP dans trois régions spectrales en fonction du rapport de la période fondamentale des CNS, T_{CNS} , à la période fondamentale du bâtiment, T_{1-B} , à savoir la plage de courte période, la plage de période fondamentale (ou plage de résonance), et la plage de longue période où T_{CNS} est supérieure à T_{1-B} . S_{aCNS} et $S_{CNB} 2015$ sont le spectre de conception des composants et le spectre de l'aléa uniforme spécifié dans le CNB (2015).

Bâtiment de faible hauteur (1<étages<3) (1.22)

$$\frac{S_{a\ CNS}}{S_{CNB\ 2015}} = \begin{cases} 12.14 \left(\frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \right) + 2, & 0 \leq \frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \leq 0.7 \\ 10.5, & 0.7 \leq \frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \leq 1 \\ \frac{1.89}{\frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} - 0.82}, & 1 \leq \frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \leq 5 \end{cases}$$

(1.23)

Bâtiment de moyenne hauteur (3<étages<8)

$$\frac{S_{a\ CNS}}{S_{CNB\ 2015}} = \begin{cases} 12.88 \left(\frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \right) + 3, & 0 \leq \frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \leq 0.7 \\ 12, & 0.7 \leq \frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \leq 1 \\ \frac{1.68}{\frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} - 0.86}, & 1 \leq \frac{T_{CNS}}{T_{1-B}} \leq 5 \end{cases}$$

1.3.3.4 Formules de détermination de SRP/PGA et de a_p

Contrairement aux méthodes d'amplification, les SRP directement définis sont basés sur une fonction directement définie du facteur d'accélération du composant (SRP/PGA). Le SRP peut être calculé directement à l'aide du facteur d'accélération du composant pour un niveau PGA donné.

Petrone et al. (2015) ont proposé une nouvelle formulation pour la détermination du SRP, comme le montre le Tableau 1. 6 et la Figure 1. 8. Les paramètres « a », « b » et « a_p » ont été déterminés en fonction de la période fondamentale T_1 du bâtiment.

Tableau 1. 6 Les valeurs des paramètres suggérés par Petrone et al. (2015)

Période fondamentale	a	b	a_p
$T_1 < 0.5$ s	0.8	1.4	5
0.5 s $< T_1 < 1$ s	0.3	1.2	4
$T_1 > 1$ s	0.3	1	2.5

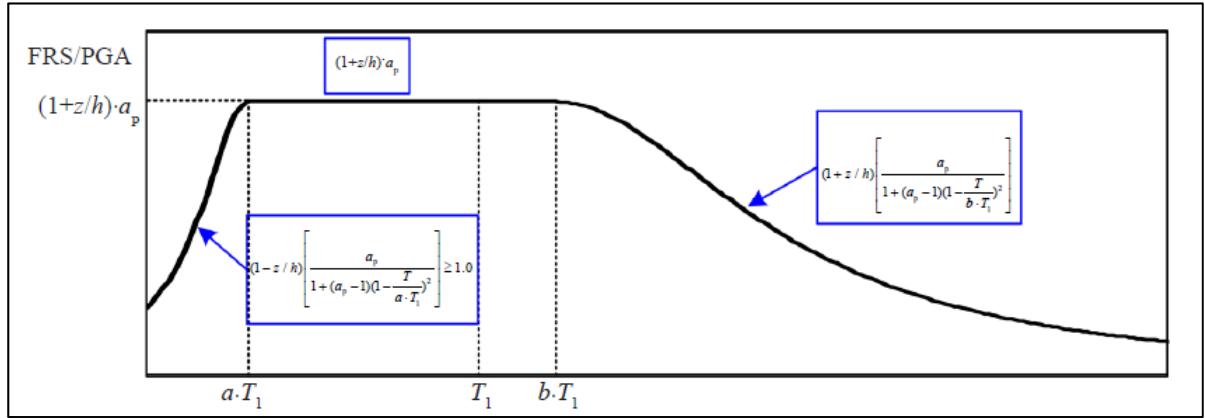


Figure 1. 8 Les spectres de forme du plancher proposés par Petrone et al. (2015)

Cette méthode prend en compte les effets de mode supérieurs et les FRS prédicts sont conservateurs pour une large gamme de périodes, en particulier pour les périodes proches de T_1 . Dans la Figure 1. 8 $FRS/PGA = (1+z/h)a_p$.

Pour une utilisation dans des applications pratiques, Kazantzi et al. (2018) ont développé une expression non linéaire pour relier la valeur moyenne a_p à la période du composant normalisée de T_{comp}/T_{1Dblg} , comme mentionné dans l'Équation (1.24)

$$a_p = a \cdot \left| \frac{T_{comp}}{T_{1Dblg}} + b \right|^c + d \cdot \ln\left(\frac{T_{comp}}{T_{1Dblg}} + \frac{\left(\frac{T_{comp}}{T_{1Dblg}}\right)}{\left(\left(\frac{T_{comp}}{T_{1Dblg}}\right)^e + f\right)}\right) + g \cdot \exp\left(\left(\frac{T_{comp}}{T_{1Dblg}}\right) \cdot h\right) \quad (1.24)$$

Tableau 1. 7 Les constantes évaluées pour l'équation de régression de a_p
Tirée de Kazantzi et al. (2018)

Constante	Groupe 1 $\beta_{comp}=2\%$	Groupe 1 $\beta_{comp}=5\%$	Groupe 2 $\beta_{comp}=2\%$	Groupe 2 $\beta_{comp}=5\%$
a	-12.584	-8.443	-8.193	-5.138
b	-1.004	-0.995	-0.996	-0.993
c	0.581	0.812	0.456	0.662
d	0.866	0.701	0.516	0.439
e	-4.934	-3.866	-4.138	-3.395
f	0.173	0.200	0.254	0.312
g	16.482	11.768	10.853	7.570
h	-0.792	-1.058	-0.597	-0.838

Dans cette étude, ils ont considéré des enregistrements qui sont dans la plage du mode fondamental du bâtiment (enregistrements du groupe 1), soit dans la plage des modes supérieurs (enregistrements du groupe 2).

1.3.4 La méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021)

La méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) a été déduite à partir des analyses faites sur un bâtiment de 12 étages avec des murs de refend ductile. De ce fait, cette méthode, qui est la plus récentes, sera utilisé dans ce projet pour l'analyse linéaire et non- linéaire des demandes sismiques des CNS.

Dans le cas de structures à PDDL, les SRP sont généralement obtenus par une combinaison des SRP calculées pour les modes de vibration individuels. Les déplacements horizontaux des planchers sont utilisés comme degrés de liberté. Une méthode de génération de SRP est proposée pour la région hors résonance et la région de résonance par Vukobratović et Ruggieri (2021). L'utilisation de la région de résonance est destinée à prendre en compte les incertitudes liées à la détermination des périodes de vibration naturelle de la structure. Pour le mode i à l'étage j , la valeur de SRP correspondant à la région hors résonance est déterminée comme

dans l'Équation (1.25), où i représente le mode de vibration et j le degré de liberté. Le plateau de SRP dans la région de résonance est déterminé à partir de l'Équation (1.25) comme le produit de l'accélération maximale du plancher PFA_{ij} donnée par l'Équation (1.28), et d'un facteur d'amplification empirique (AMP) pour le mode considéré donné par l'Équation (1.26) dans laquelle l'amortissement des CNS est exprimé en % d'amortissement critique.

$$SRP_{ij} = \frac{\Gamma_i \varphi_{ij}}{|(T_s/T_{p,i})^2 - 1|} \sqrt{\left(S_{ep,i}/R_\mu\right)^2 + \left((T_s/T_{p,i})^2 S_{es}\right)^2} \quad (1.25)$$

$$AMP_i = \begin{cases} 2.5\sqrt{10/(5 + \varepsilon_s)} & T_{p,i}/T_c = 0 \\ Linéaire & 0 \leq T_{p,i}/T_c \leq 0.2 \\ 10/\sqrt{\varepsilon_s} & T_{p,i}/T_c \geq 0.2 \end{cases} \quad (1.26)$$

Où, Γ_i est le facteur de participation modale du mode i défini comme dans l'Équation (1.27), φ_{ij} sont les déformées des modes propres pour le plancher j du mode i , T et ε_{CNS} sont la période et le taux d'amortissement des CNS et T_i et ε sont la période et le taux d'amortissement de la structure porteuse.

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T \cdot [M] \cdot \mathbf{1}}{\varphi_i^T \cdot [M] \cdot \varphi_i} \quad (1.27)$$

Où, φ_i est la déformée du mode i et $[M]$ est la matrice de masse. Dans la région de résonance, les spectres de réponse sont définis comme le produit de l'accélération maximale du plancher (PFA_{ij}) et d'un facteur d'amplification empirique AMP_i pour le mode i considéré. PFA_{ij} est calculé comme dans l'Équation (1.28) et représente un cas particulier de l'Équation (1.25) pour $T=0$.

$$PFA_{ij} = \Gamma_i \varphi_{ij} \frac{S_{ep,i}}{R_\mu} \quad (1.28)$$

$S_{ep,i} = S_e(T_{p,i}, \epsilon_{p,i})$ s'applique au $i^{\text{ème}}$ mode de la structure ($\epsilon_{p,i}$ désigne la valeur d'amortissement de la structure pour le $i^{\text{ème}}$ mode). À noter également que les équations de la méthode directe ne sont pas destinées à couvrir le rez-de-chaussée, où les déplacements relatifs sont nuls.

1.4 Conclusion

Ce chapitre a fourni un bref résumé de la classification, les propriétés physiques et les facteurs importants dans la réponse sismique des CNS, suivi d'un aperçu des équations des codes et des approches directes pour déterminer les demandes sismiques sur les CNS.

Les études antérieures sur les séismes montrent que les dommages causés aux CNS peuvent perturber la fonctionnalité des bâtiments et entraîner des pertes économiques, des blessures et des accidents importants. Dans un premier temps, de nombreux essais ont été faits pour étudier les demandes sismiques des CNS, en particulier le PFA, PCA et SRP, qui sont souvent utilisés pour déterminer les demandes en termes d'accélérations sismiques des CNS. Il est bien connu que les premières études sur les demandes sismiques sont faites dans l'industrie nucléaire par Hadjian (1981) et Kapur et Shao (1973). Depuis lors, de nombreuses théories et méthodes ont été développées, et des mises à jour des codes de conception sismique ont été effectuées.

Les équations dans la majorité des codes et normes, et plus spécifiquement dans le CNB (2015), ignorent l'influence de la non-linéarité de la structure porteuse et des CNS, l'effet des modes supérieurs, le poids des CNS, l'intensité des séismes et l'emplacement CNS par rapport à la hauteur sur les demandes sismiques exprimées en termes A_x , A_r , SRP et PFA des CNS.

Dans ce projet, les méthodes proposées par le CNB 2015, ASCE-07-16, Eurocode 8, NIST 18 et l'approche de Vukobratović et Ruggieri (2021) seront utilisés pour déterminer les demandes sismiques des CNS à différentes élévations dans un bâtiment en béton armé avec des murs de refend.

Le chapitre suivant présente une description complète de la modélisation d'un bâtiment de 12 étages en béton armé avec des murs de refends, premièrement avec un modèle linéaire sur SAP 2000 et deuxièmement dans Perform 3D avec un modèle non linéaire.

CHAPITRE 2

DESCRIPTION DES MODÈLES NUMÉRIQUES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ ET DES SÉISMES

Ce chapitre présente une description du bâtiment choisi et les détails de la modélisation linéaire et non linéaire à l'aide des logiciels d'analyse structurale SAP 2000 et Perform 3D. Aussi, la sélection et la calibration des séismes avec une vérification du niveau de performance du bâtiment sont présentées dans ce chapitre.

2.1 Description du bâtiment sélectionné

Le bâtiment de 12 étages choisi mesure 45 m de hauteur est fondé sur un sol consistant de classe D ($180 < V_s < 360$) à Montréal, Canada. La hauteur totale est de 48.65 m si le penthouse sur le toit est considéré. La Figure 2. 1 montre la vue en plan et l'élévation du bâtiment.

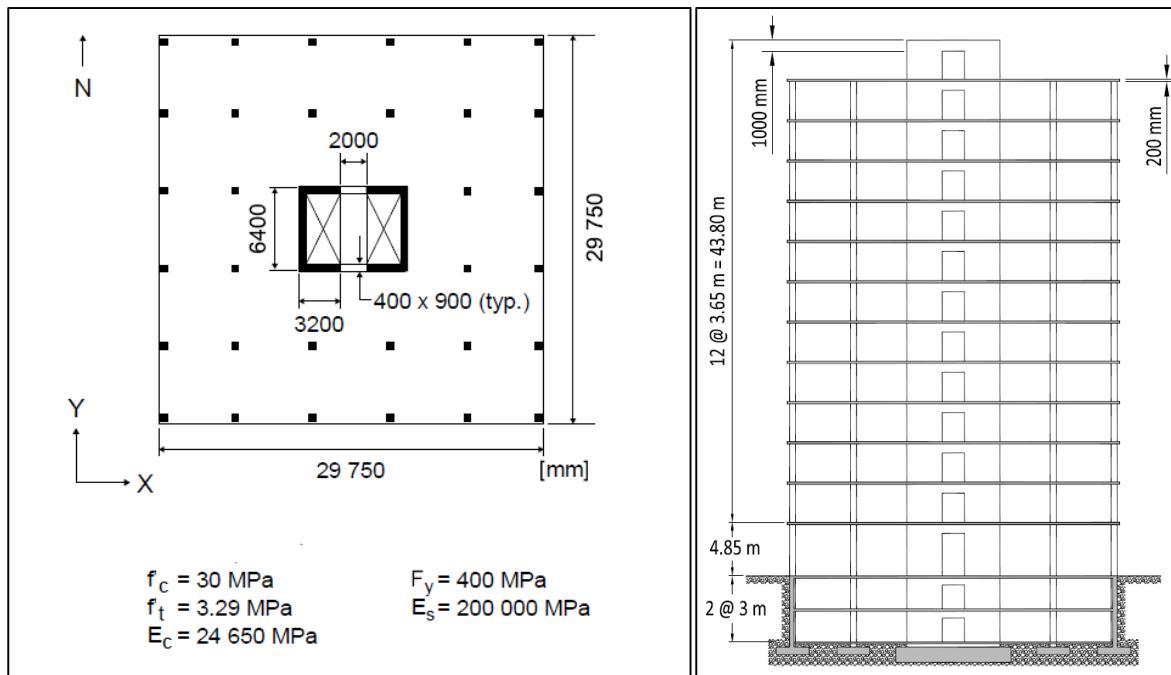


Figure 2.1 Plan et élévation du bâtiment de 12 étages
Tirée de Concrete Design Handbook (2015)

Le plancher est composé d'une dalle de 200 mm d'épaisseur supportée par des poteaux de 550x550 mm. Le système de résistance aux forces sismiques a été défini par deux murs de refends de 400 mm d'épaisseur avec des poutres de couplage de 1000 mm de profondeur. Ces murs sont situés au centre du bâtiment.

Des barres d'armature 4-25 M sont utilisés à l'extrémité des ailes et aux jonctions âme-aile, tandis que des barres verticales et horizontales de 10 M avec un espacement de 200 mm étaient considérées comme des armatures réparties. L'armature pour les poutres de couplage a été considérée comme des barres diagonales de 8-20M. Les détails géométriques et la disposition des armatures du mur couplé en béton armé sont illustrés dans la Figure 2. 2. Toutes les dimensions et les détails des armatures sont décrits de manière complète dans la partie 11.4 du Concrete Design Handbook (2015).

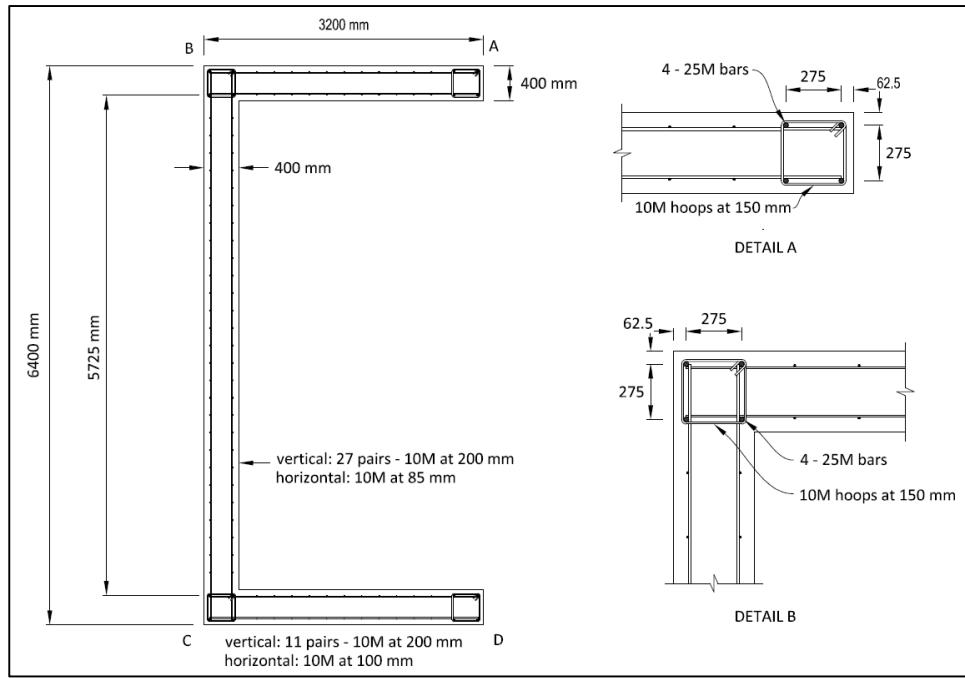


Figure 2. 2 La disposition des armatures du mur couplé en béton armé
Tirée de Concrete Design Handbook (2015)

Dans la direction NS, les murs de refends sont ductiles, et par conséquent, $R_d = 3.5$ et $R_o = 1.6$, qui sont respectivement les facteurs de modification de ductilité et de sur résistance. Dans la direction EO, $R_d = 4$ et $R_o = 1.7$ puisque le système de résistance aux forces sismiques (« SRFS ») est un mur couplé ductile.

2.2 Modélisation du bâtiment sélectionné

2.2.1 Description du modèle linéaire avec SAP 2000

Le modèle linéaire 3D du bâtiment illustré dans la Figure 2. 3 a été modélisé dans SAP 2000 (CSI, 2019). Chaque mur de refend en forme de C a été séparé en trois régions rectangulaires (deux ailes et l'âme). Il en résulte un modèle de mur en porte-à-faux pour la direction NS et un modèle de mur couplé pour la direction EO. Les régions d'extrémité des poutres de couplage ont été représentées avec des extensions rigides pour tenir compte des largeurs finies des murs adjacents. La déformation en cisaillement a été supposée être linéaire et élastique. Les

planchers des bâtiments ont été modélisés comme des diaphragmes rigides. Par conséquent, la masse de chaque étage a été regroupée à chaque niveau de plancher. La masse totale du penthouse a été regroupée au toit du bâtiment.

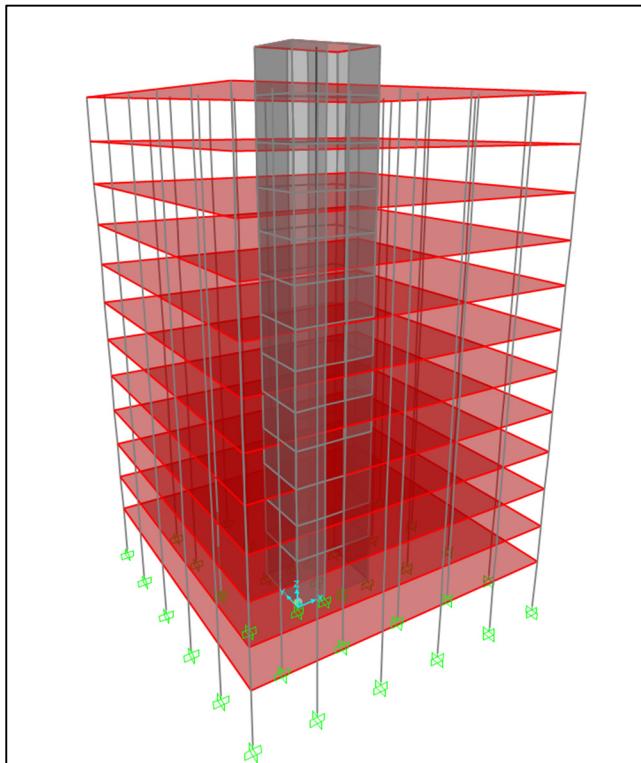


Figure 2. 3 Modèle linéaire en 3D dans SAP2000

Pour tenir compte de la fissuration, les rigidités des éléments étaient basées sur des propriétés effectives égales à $0.25 I_g$ pour le moment d'inertie et $0.45 A_g$ pour la zone de cisaillement pour toutes les poutres de couplage, comme l'exige l'article 21.2.5.2 de (Concrete Design Handbook, 2015). Les murs ont été modélisés avec une rigidité effective en flexion de $0.5EI_g$ et une rigidité axiale effective de $0.5EA_g$, déterminées en fonction de R_d , R_o et γ_w . Comme la valeur de γ_w (facteur de sur-résistance du mur) n'est pas connue à ce stade initial, elle a été supposée égale à R_o (Concrete Design Handbook, 2015).

2.2.2 Validation du modèle linéaire

Afin de valider le modèle linéaire, une comparaison détaillée a été élaborée avec les résultats trouvés dans la 4^e version du Concrete Design Handbook (Tableau 2. 1 et Figure 2. 4 et Figure 2. 5). Les directions nord-sud et est-ouest sont présentées par « *NS* » et « *EO* », respectivement

Tableau 2. 1 Comparaison des périodes et des rapports des masses selon le Concrete Design Handbook (2015) et SAP 2000

Modes	Concrete Design Handbook			SAP 2000			Différence %		
	T(s)	Ux (%)	Uy (%)	T(s)	Ux (%)	Uy (%)	T	Ux	Uy
1	2.169	0	0.67	2.186	0	0.67	0.78	0	0
2	1.935	0.71	0	1.9	0.71	0	1.81	0.00	0
3	0.485	0.18	0	0.473	0.181	0	2.47	-0.56	0
4	0.402	0	0.22	0.4	0	0.216	0.50	0	1.82
5	0.233	0.05	0	0.218	0.497	0	6.44	0.60	0
6	0.170	0	0.07	0.172	0	0.066	1.18	0	5.71

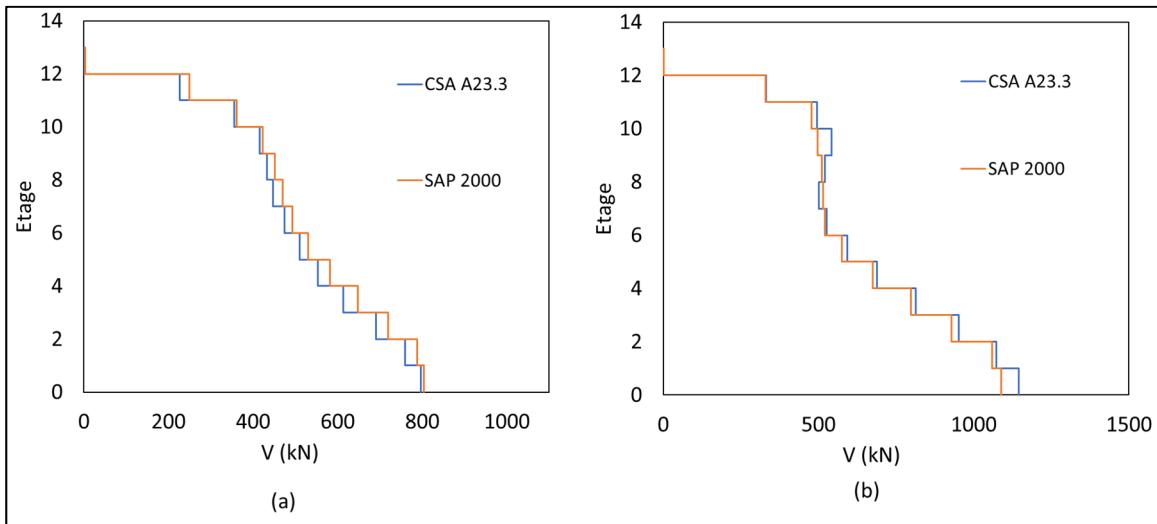


Figure 2. 4 Force de cisaillement dans la direction (a) EO et (b) NS

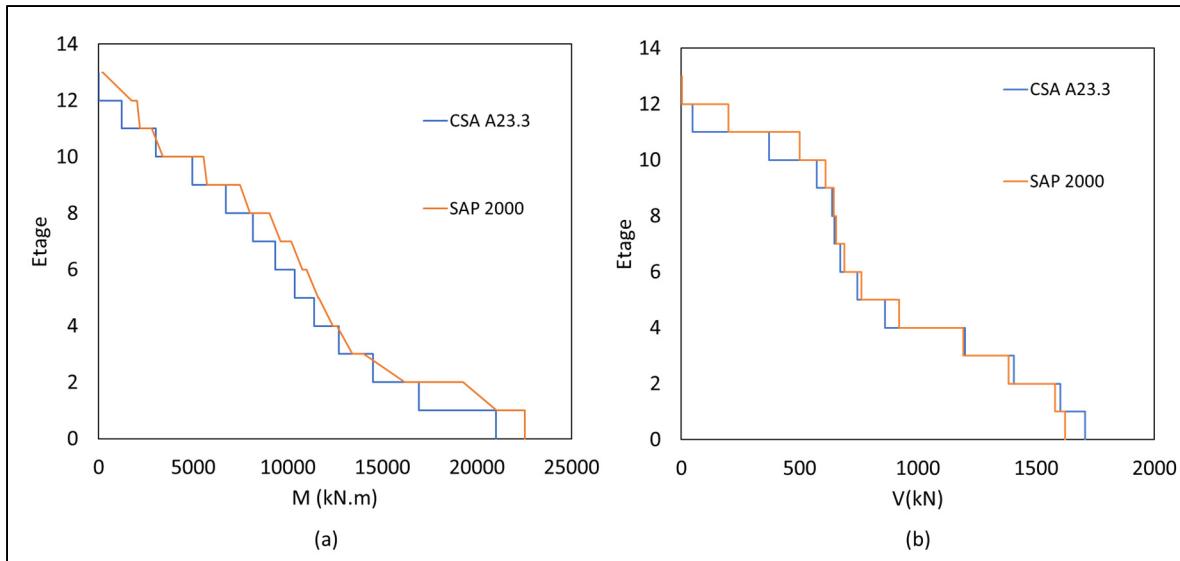


Figure 2.5 (a) Moment de flexion du mur (direction NS) et (b) Force de cisaillement avec torsion accidentelle (direction NS)

Le Tableau 2.1 montre un accord très raisonnable (la plupart des différences ne dépassent pas 5%) entre les périodes et les taux de participation de masse pour chaque mode. Les résultats obtenus de l'analyse numérique du modèle de SAP 2000 sont comparés aux résultats des travaux de recherche pour le cisaillement à la base, moment de flexion et force de cisaillement avec torsion accidentelle (Figure 2.4 et Figure 2.5). La comparaison montre une précision satisfaisante pour ces résultats. À noter que toutes les forces obtenues à partir de l'analyse dynamique doivent être multipliées par $V_e/V_d = R_d R_o/I_E = 0.211$ dans la direction NS. et $V_e/V_d = R_d R_o/I_E = 0.172$ dans la direction EO (CSA A23.3, 2015).

2.3 Modélisation non linéaire avec Perform 3D

Le logiciel perform 3D a été choisi pour effectuer une analyse dynamique non linéaire dans le cadre de ce projet. Perform-3D est un logiciel spécialisé dans l'évaluation des dommages, spécifiquement destiné à l'évaluation sismique des structures basée sur la performance. Le logiciel permet de contrôler le comportement inélastique de la structure porteuse avec différents niveaux de déformations.

2.3.1 Lois de comportement

Comportement non linéaire des murs de refend en béton armé

D'après la revue de littérature, il existe trois approches pour modéliser le comportement non linéaire des murs de refend en béton armé (Choinière et al., 2019; Dezhdar, 2012) :

- (a) Modélisation par éléments finis : Les modèles les plus complexes (Figure 2. 6-c) discrétisent la structure sur la longueur de l'élément et à travers les sections transversales en microéléments finis avec des propriétés constitutives hystéritiques non linéaires qui ont de nombreux paramètres d'entrée. Ce niveau fondamental de modélisation offre la plus grande polyvalence, mais il présente également le plus grand défi en termes de calibration des paramètres du modèle et de ressources de calcul (Deierlein et al., 2010).
- (b) Approche à plasticité concentrée basée sur des relations hystéritiques moment-courbure : Dans ce modèle, les déformations inélastiques sont concentrées à l'extrémité de l'élément, par le biais d'une rotule rigide plastique (Figure 2. 6-a) avec des propriétés hystéritiques. Cette approche ne peut être utilisée pour des murs de refends couplés puisque la charge axiale varie beaucoup durant l'analyse et la relation moment-courbure d'un mur de refend en béton armé dépend directement de cette charge axiale (Deierlein et al., 2010).
- (c) Modélisation par éléments fibres : La formulation des fibres (Figure 2. 6-b) modélise la plasticité distribuée par des intégrations numériques à travers les sections transversales de l'élément et sur la longueur de l'élément. Des modèles de matériaux uniaxiaux sont définis pour capturer les caractéristiques non linéaires de contrainte-déformation axiale hystéritique dans les sections transversales.

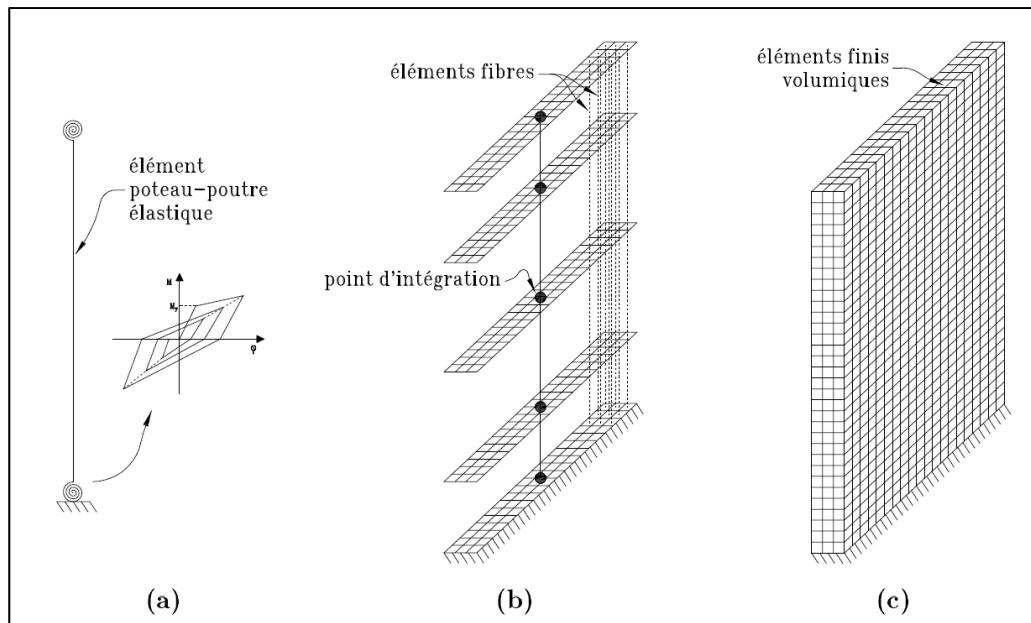


Figure 2.6 Techniques de modélisation non linéaire des murs de refend
Tirée de Choinière et al. (2019)

Powell (2007) fournit des recommandations pour l'analyse non linéaire des éléments de mur. Il explique qu'une interaction entre la charge axiale et le moment, ainsi que des quantités variables de fissuration et de déformation, provoque un déplacement de l'axe neutre. De plus, les surfaces d'interaction et la théorie de la plasticité ne s'appliquent pas aux sections en béton armé. Pour tenir compte de ces phénomènes, Powell (2007) suggère d'utiliser des éléments de section transversale de fibre pour les murs de refends. La Figure 2.7 donne une représentation graphique des fibres typiques d'acier et de béton et leurs relations contrainte-déformation généralisées correspondantes.

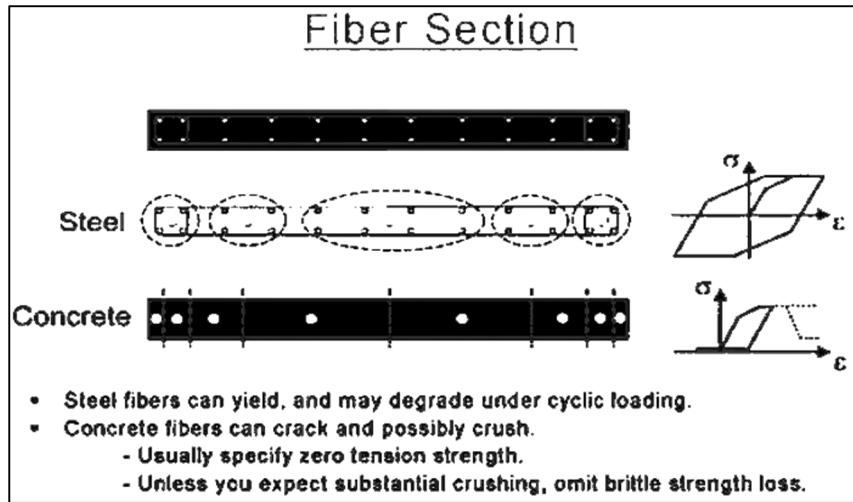


Figure 2. 7 Exemple de section transversale de fibre en béton armé
Tirée de Powell (2007)

Il convient de noter que les murs de refend de ce projet ont été conçus pour rester élastiques en cisaillement. Les contraintes de cisaillement sont surveillées tout au long les analyses pour s'assurer que les demandes de cisaillement ne dépassaient pas les capacités des murs de cisaillement. Le Module de cisaillement G_c est égal à $E_c/(2 \times (1+0.2)) = 10270$ Mpa (Figure 2. 8).

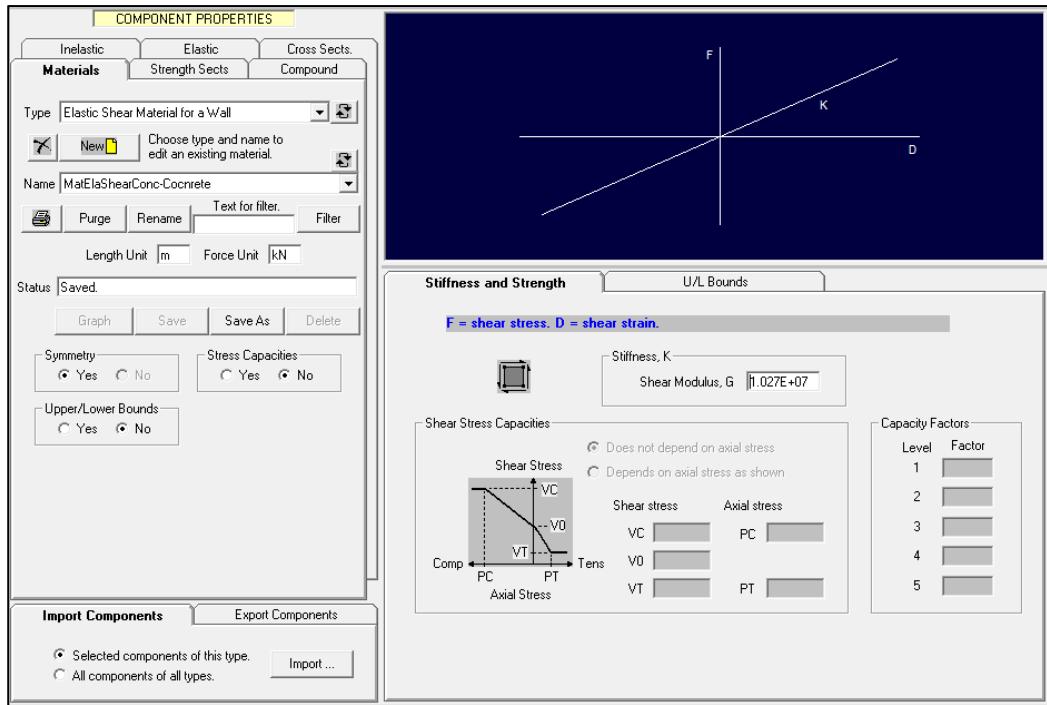


Figure 2. 8 Les paramètres d’entrée de cisaillement élastique pour le matériau dans Perform 3D

Les murs de refends sont reliés aux poteaux par des éléments de poutre de chaînage encastrés (Figure 2. 9). Lorsque des éléments de poutre sont connectés à des éléments de mur, des poutres encastrées supplémentaires doivent être utilisées pour connecter chaque poutre de couplage. Pour les poutres encastrées horizontales, la rigidité est basée sur une section rectangulaire qui est 20 fois plus rigide en flexion verticale que la section de poutre de couplage (CSI, 2019). Dans ce projet, la largeur de poutre élancée, B, est égale à $0.4 \times 20 = 8$ m (Figure 2. 10).

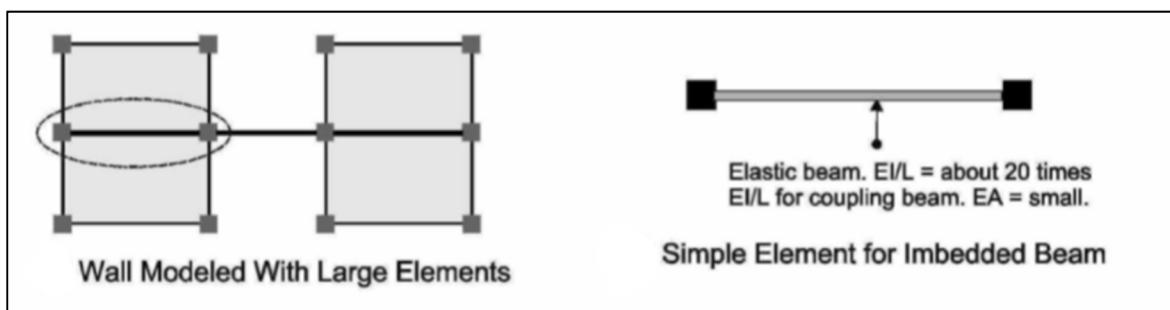


Figure 2. 9 Poutre de couplage élancée tirée de CSI (2006)

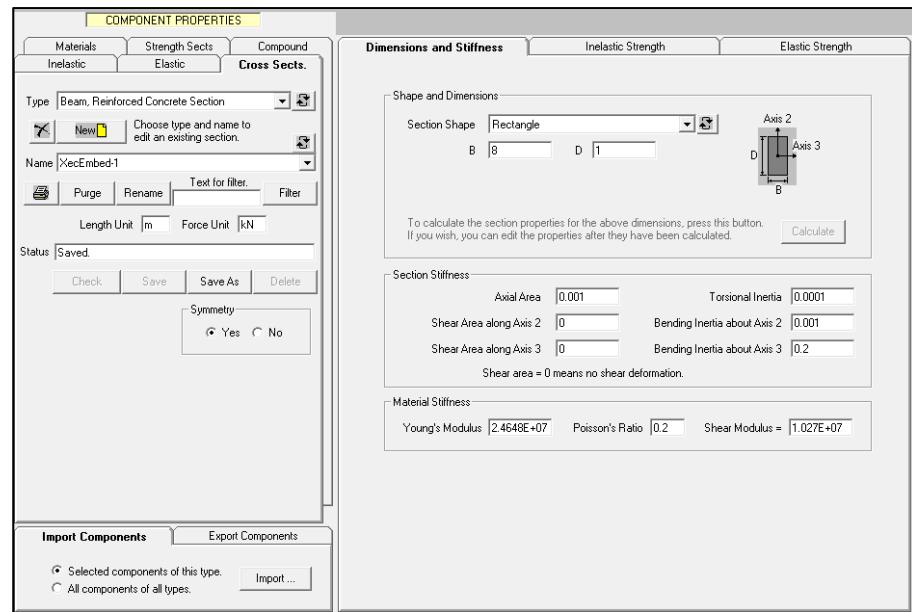


Figure 2. 10 Propriétés de poutre élancée

Relation contrainte-déformation de l'acier

Le modèle d'hystérésis de Filippou et al. (1983) a été adopté dans ce projet pour représenter la transition de l'étape élastique à l'étape inélastique (Figure 2. 11). Il est le développement du modèle proposé par Menegotto (1973) pour tenir compte de l'écrouissage isotrope.

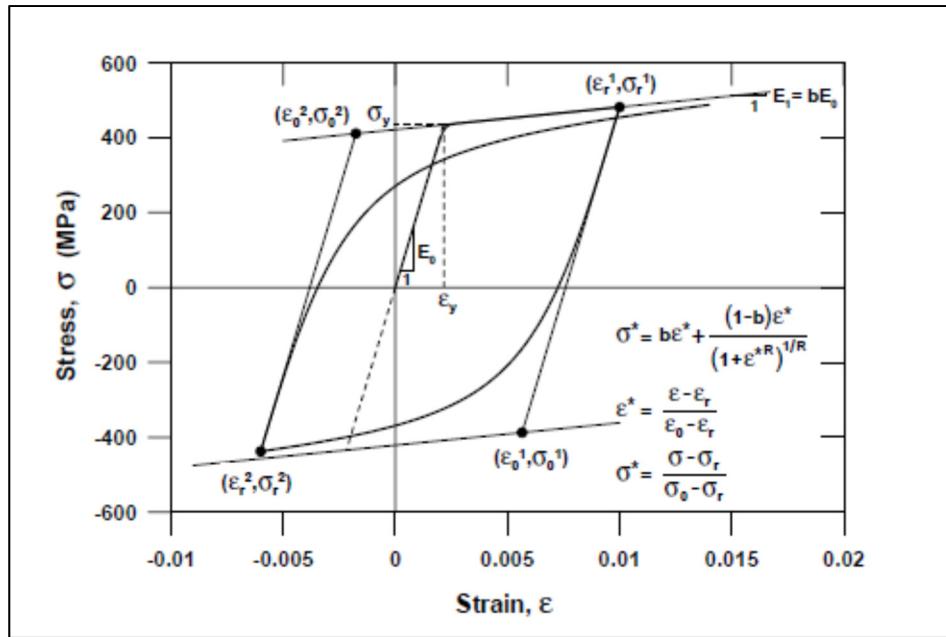


Figure 2. 11 Modèle constitutif de l'acier tel que développé par Menegotto (1973)

Les données d'entrée pour définir cette relation sont le module d'élasticité E_s , la limite d'élasticité f_y et le coefficient qui définit la relation entre le module d'élasticité et la pente de la tangente après avoir atteint la limite d'élasticité. Ces données sont regroupées dans le Tableau 2. 2 avec $\epsilon_u = \epsilon_y + \frac{f_y + f_u}{\alpha E_s}$ (Van der Linde, 2015). La déformation de rupture de l'acier d'armature $\epsilon_{\text{rupture}}$ est donnée dans l'équation A-3 dans ACI 318-11 (2011). La Figure 2. 12 présente les paramètres d'entrée pour l'acier dans Perform 3D.

Tableau 2. 2 Les paramètres d'entrée dans Perform 3D pour l'acier (Van der Linde, 2015)

Poids propre de l'acier (force/volume) = γ (kg/m ³)	7700.85
Coefficient de Poisson ν	0.3
Module élastique E_s (Mpa)	200000
Module de cisaillement (Mpa)	76923.08
Limite élastique F_y (Mpa)	400
Limite Ultime F_u (Mpa)	545
Déformation à la contrainte ultime $\epsilon_u = D_u$	0.038
Rapport de pente α (ACI 318-11, 2011)	0.005102
Déformation élastique ϵ_y	0.002
$\epsilon_{Rupture} = D_x$	0.2

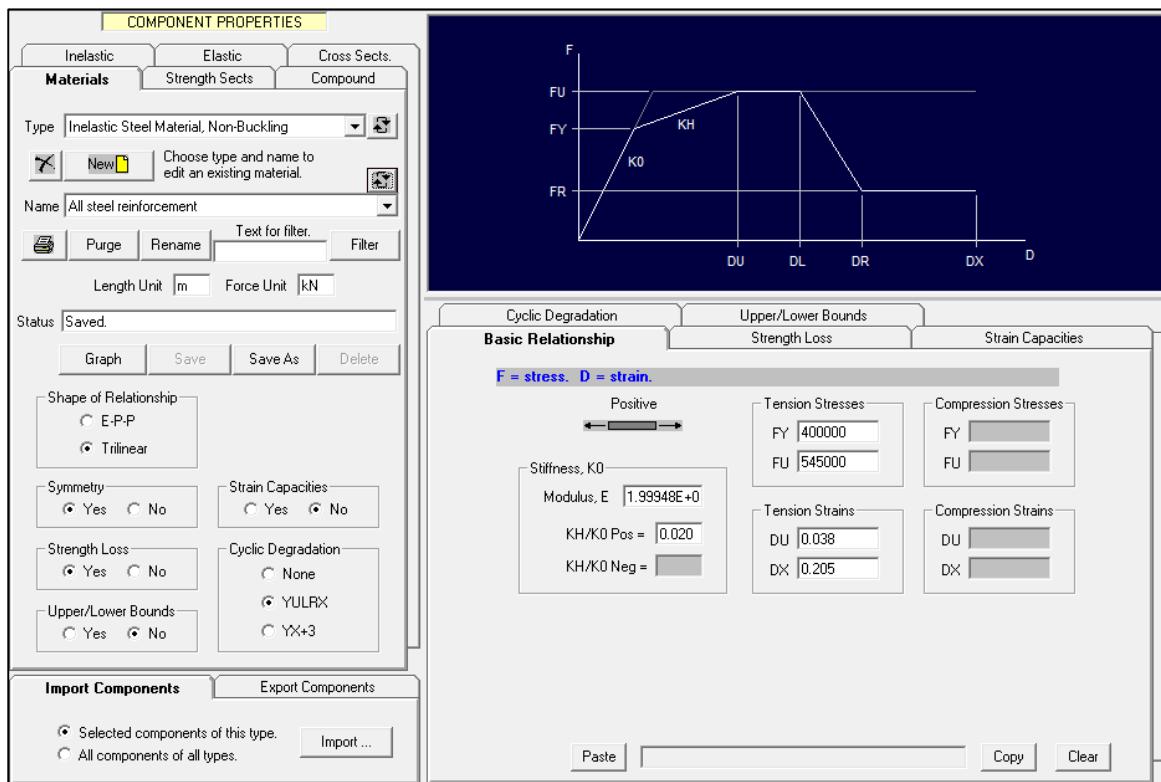


Figure 2. 12 Les paramètres d'entrée pour l'acier dans Perform 3D

Relation contrainte-déformation de béton

Le modèle de Chang et Mander (1994) a été utilisé dans ce projet pour décrire la relation entre la contrainte et la déformation cyclique du béton. Ce modèle simule avec succès la fermeture progressive des fissures.

Le modèle de Scott et al. (1982) a été utilisé pour définir les lois de comportement non linéaires des fibres de béton. Le modèle offre un niveau raisonnable de précision tout en conservant sa simplicité. Ce modèle est largement utilisé même si certains modèles développés par la suite se sont avérés plus précis et complets. Le module d'élasticité E_c peut être calculé par les expressions suivantes :

$$E_c = 4500\sqrt{(f'_c)} \text{ (MPa)} \quad (2.1)$$

La courbe contrainte-déformation mentionnée dans la Figure 2. 13 pour définir les règles de déchargement et de chargement hystéritiques pour le modèle de matériau en béton peut être décrite par trois régions comme suit :

$$\sigma_c = Kf'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.2)$$

$$\sigma_c = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)]; \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad (2.3)$$

$$\sigma_c = 0.2Kf'_c; \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad (2.4)$$

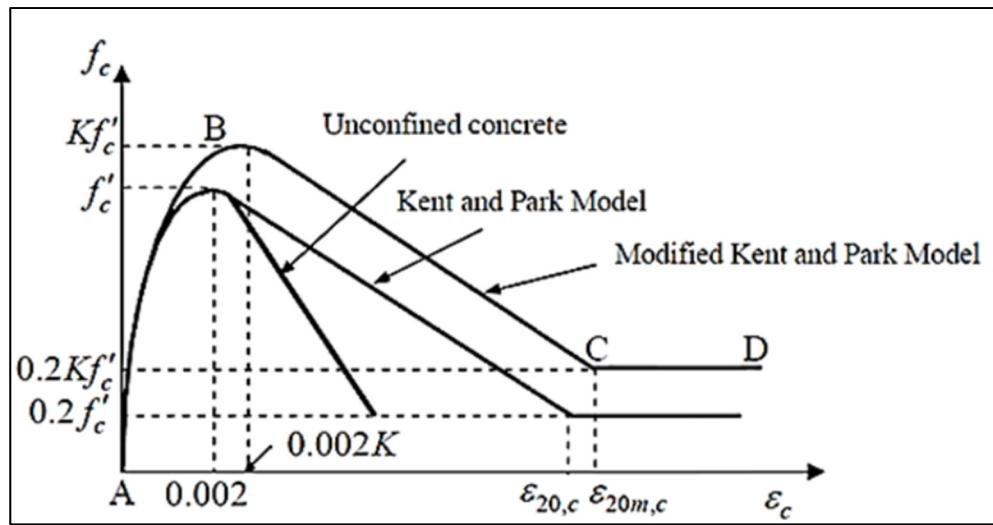


Figure 2. 13 Les courbes enveloppes utilisées dans le modèle en béton
Tirée de Scott (1982)

Dans les équations ci-dessus, ε_0 désigne la déformation correspondant à la contrainte maximale du béton sous compression et ε_{20} représente la déformation correspondant à 20 % de la contrainte de compression maximale. K est le facteur de modification du confinement qui est égale à 1.0404 d'après Arabzadeh (2018) qui a étudié ce bâtiment.

Les paramètres d'entrée dans Perform 3D pour le béton confiné et non confiné sont mentionnés dans le Tableau 2. 3, les Figure 2. 14 et Figure 2. 15.

Tableau 2. 3 Les paramètres d'entrée pour le béton confiné et non confiné (Van der Linde, 2015)

	Béton non confiné	Béton confiné
Module élastique E_c (Mpa)	24648	25324
Module de cisaillement G_c (Mpa)	10270	10552
Résistance à la compression f_c (Mpa)	30	31.2
Déformation à la résistance à la compression $\varepsilon_c = D_u$	0.0023	0.0024
Résistance à l'écrasement f_{cu} (Mpa)	6	6.334
Déformation à la résistance à l'écrasement $\varepsilon_{cu} = D_x$	0.0035	0.01
Résistance à la traction f_t (Mpa)	3.29	3.38
Déformation à la résistance à la traction ε_t	0.000133	0.000133
Poids propre du béton (force/volume) γ (kg/m ³)	2354.4	2354.4
Coefficient de Poisson ν	0.2	0.2

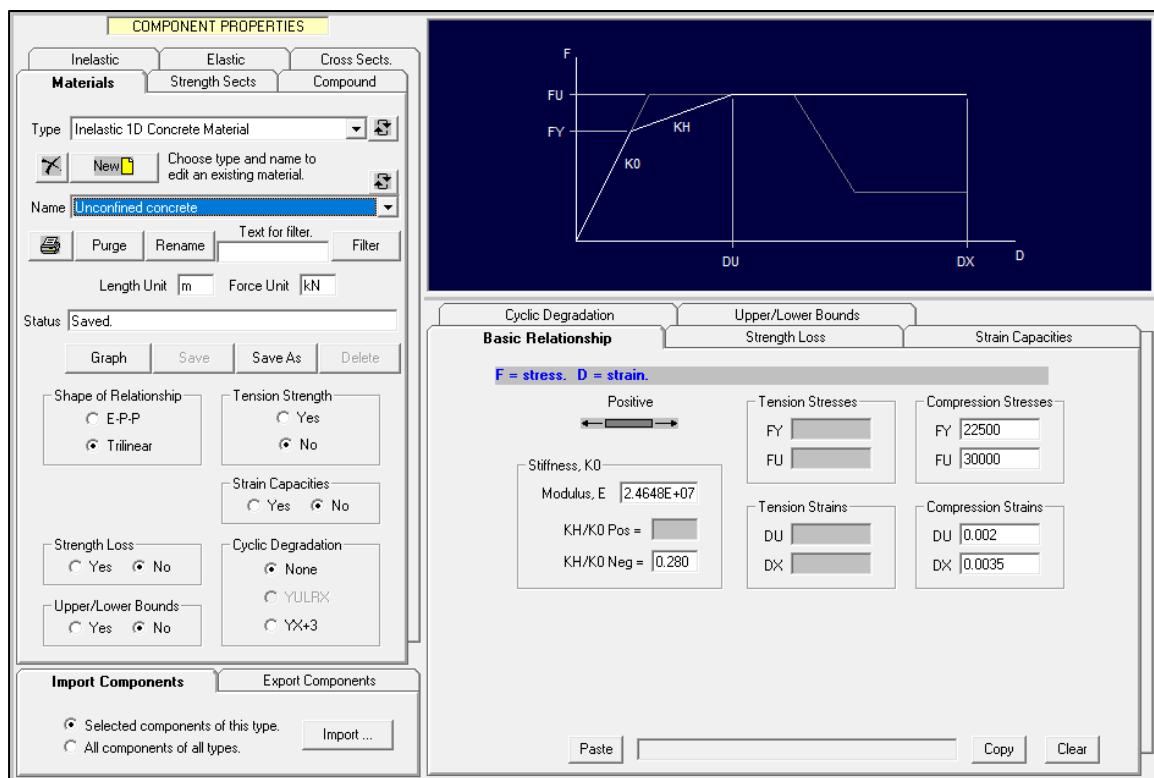


Figure 2. 14 Les paramètres d'entrée pour le béton non confiné dans Perform 3D

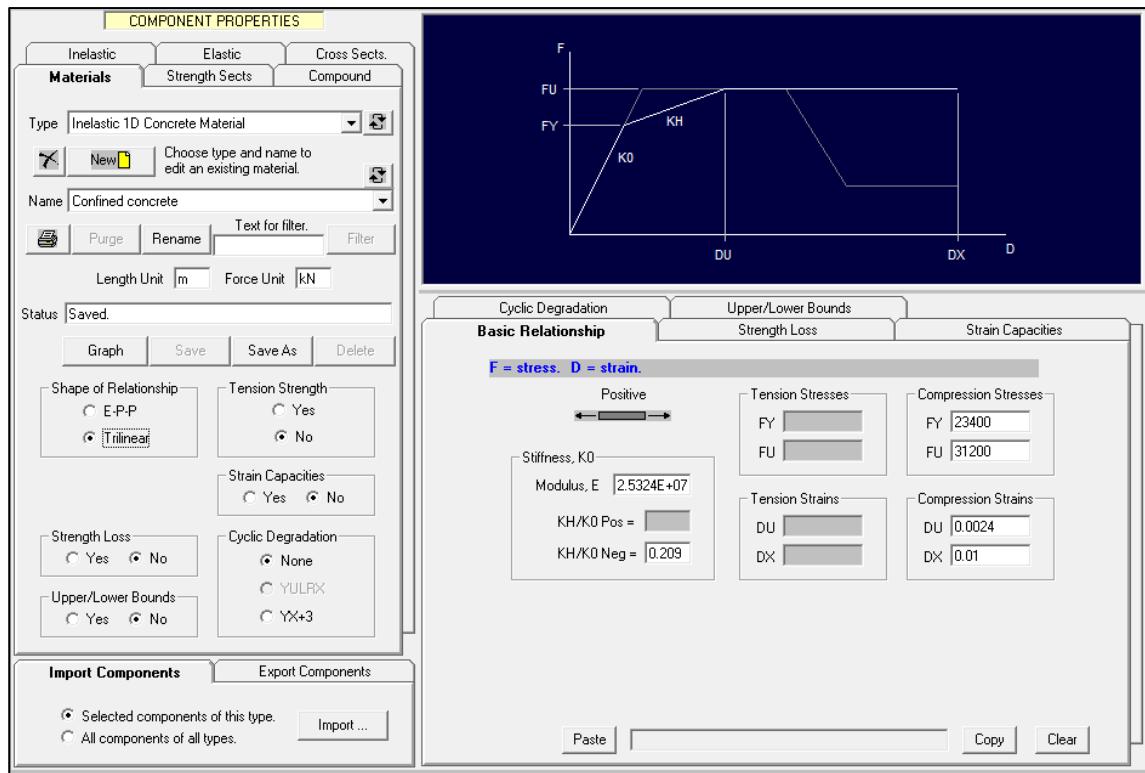


Figure 2. 15 Les paramètres d'entrée pour le béton confiné dans Perform 3D

2.3.2 Coupe transversale

Des sections transversales constituées de fibres d'acier et de béton qui s'étendent verticalement sur la hauteur du bâtiment sont définies dans Perform 3D. L'emplacement des fibres en béton et acier dans les ailes du mur dans Perform 3D dans les différentes parties du mur de refend est donné dans les Figure 2. 16 à Figure 2. 18.

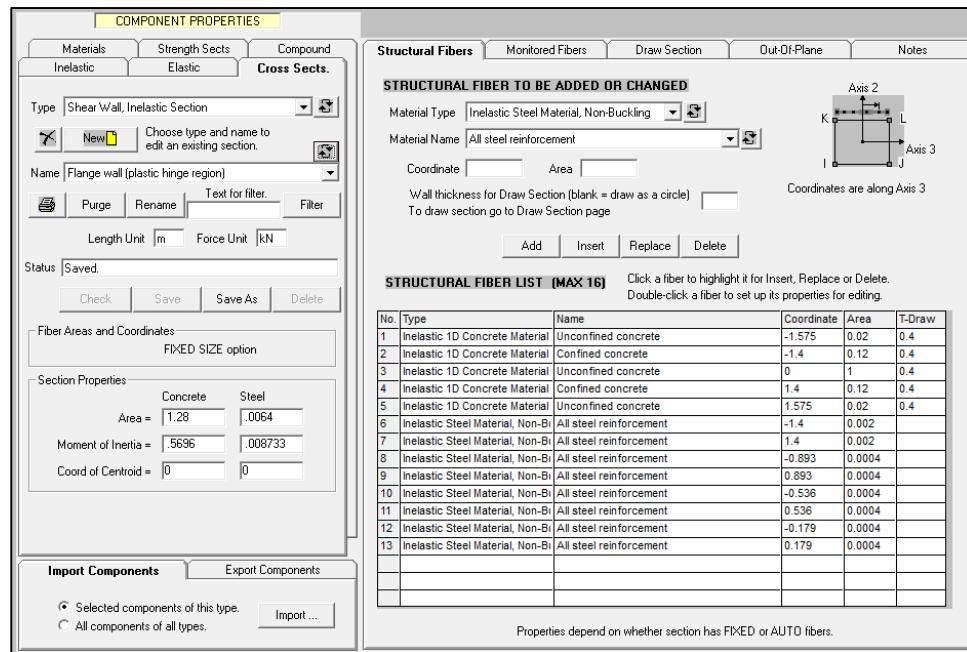


Figure 2. 16 L'emplacement des fibres en béton et en acier pour les ailes du mur dans la zone de rotule plastique

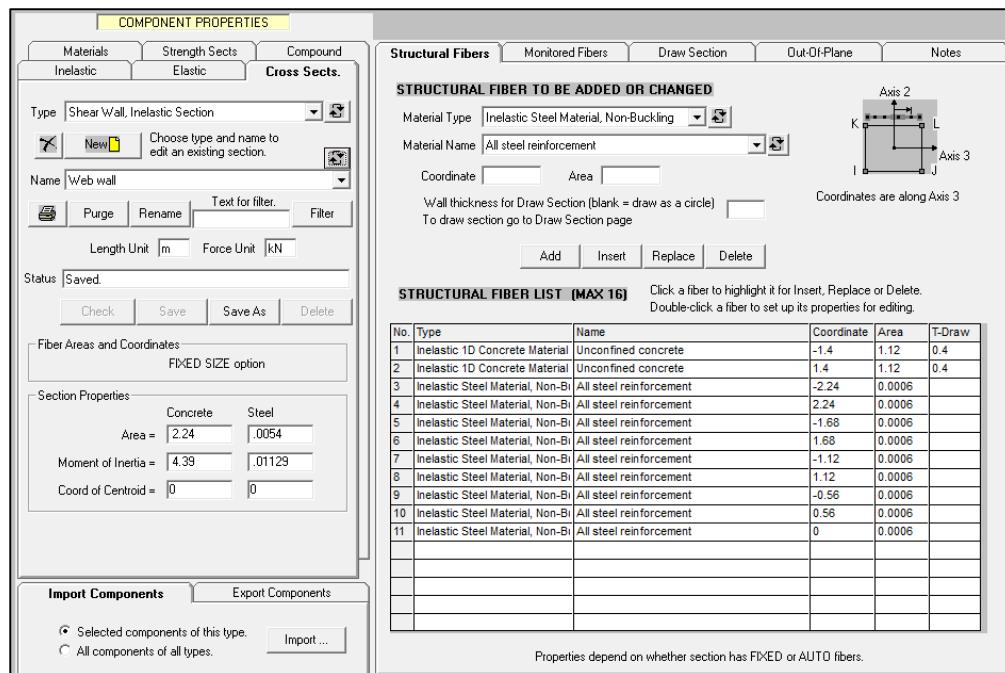


Figure 2. 17 L'emplacement des fibres en béton et en acier pour l'âme du mur dans Perform 3D

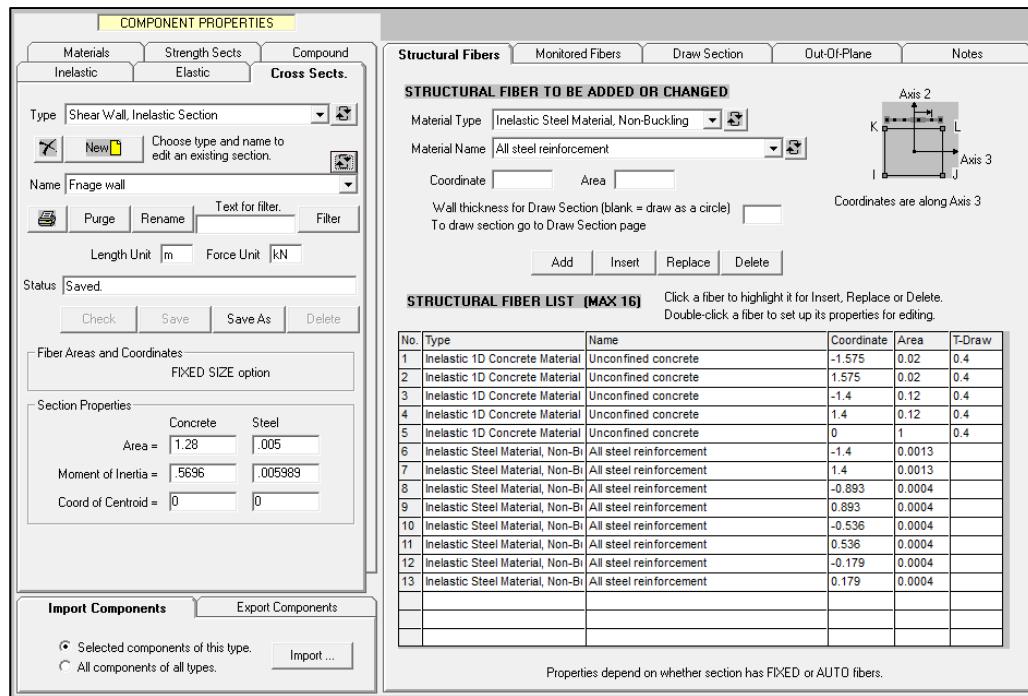


Figure 2. 18 L'emplacement des fibres en béton et en acier dans les ailes du mur dans Perform 3D

Chaque mur de refend en forme de C a été séparé en trois sections rectangulaires, deux ailes et l'âme comme le montre la Figure 2. 19.

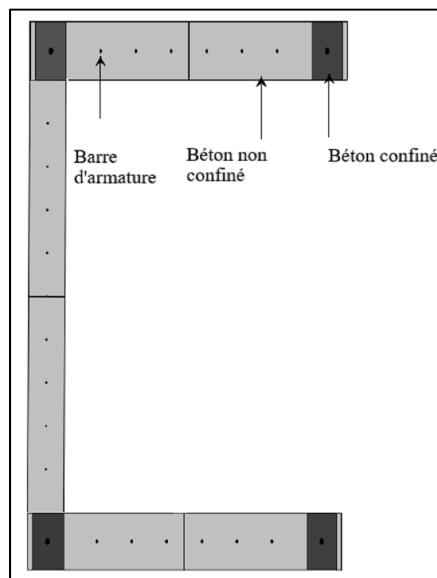


Figure 2. 19 Coupe transversale d'un mur de refend en forme de C

Afin d'éviter le problème des demandes de force artificiellement élevées, des sections transversales de fibres non linéaires ont été maintenues sur toute la hauteur du bâtiment, partout où des fissures étaient anticipées. L'ATC 72-1 (2010) montre que le fait d'avoir des éléments de fibre non linéaires modélisés dans la région de rotule plastique et des éléments élastiques modélisés au-dessus de la région de rotule plastique peut entraîner des demandes de cisaillement et de moment artificiellement élevées dans les niveaux supérieurs (Hagen, 2012). Ce phénomène se produit en raison d'effets de mode supérieurs sur les déformations maximales le long du mur, comme le montre les Figure 2. 20 et Figure 2. 21.

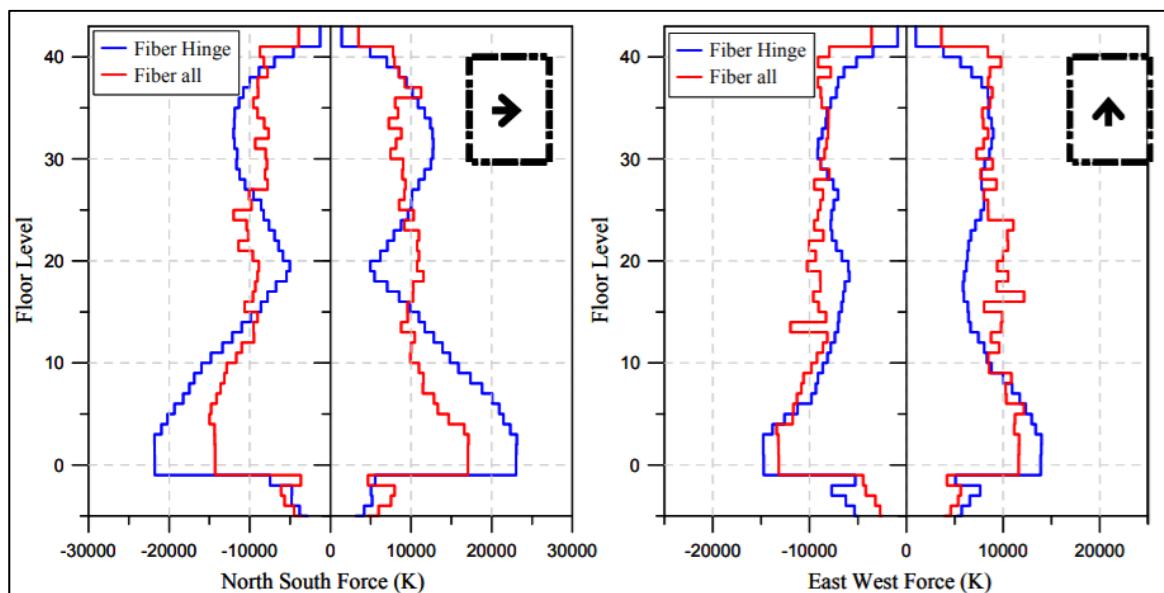


Figure 2. 20 Comparaison de la distribution de la force de cisaillement sur la hauteur pour les modèles « *Fiber Hinge* » et « *Fiber all* »
Tirée de ATC 72-1 (2010)

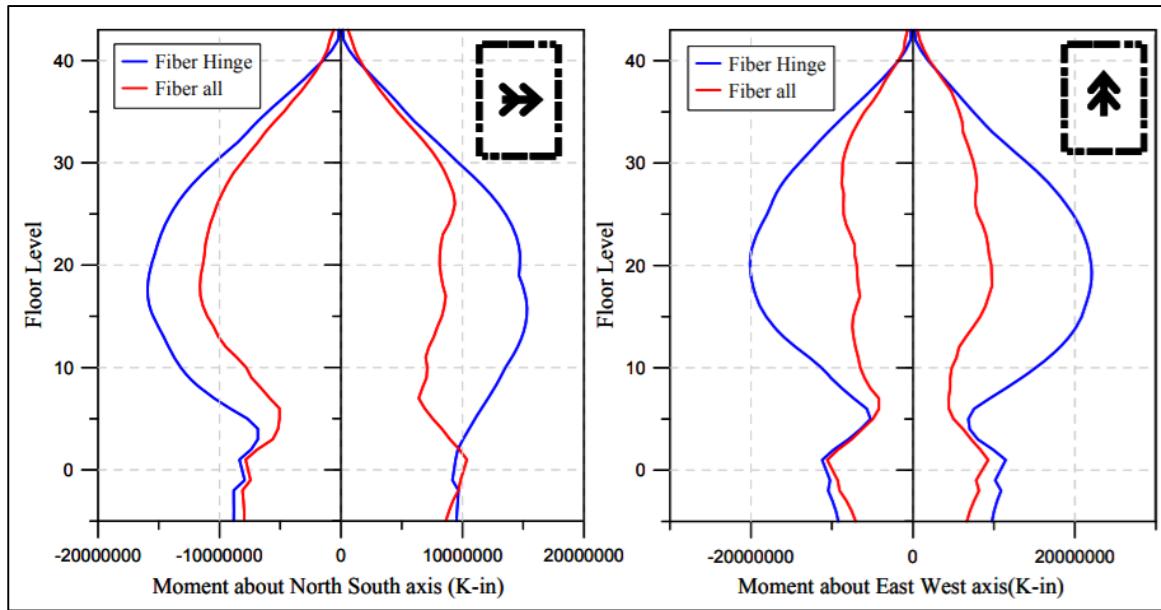


Figure 2.21 Comparaison de la distribution des moments sur la hauteur pour les modèles « *Fiber Hinge* » et « *Fiber all* »
Tirée de ATC 72-1 (2010)

2.3.3 Validation du modèle non linéaire

Afin de valider les hypothèses du modèle non linéaire, une comparaison détaillée a été élaborée à partir de plusieurs résultats trouvés dans la littérature. Une autre comparaison a été faite pour les périodes et les taux de participation de masse entre la modélisation non linéaire dans Perform 3D et Opensees de Pelletier (2015). Cette comparaison a été faite en se basant sur les données fournies de la 3^e version de Concrete Design Handbook (2006) (Tableau 2.4).

Tableau 2. 4 Comparaison des périodes et des rapports des masses entre Pelletier (2015) et Perform 3D

Perform 3D			Pelletier (2015)			Différence %		
T(s)	Ux (%)	Uy (%)	T(s)	Ux (%)	Uy (%)	T(s)	Ux (%)	Uy (%)
1.59	0	66.83	1.56	0	67	1.89	0	0.25
1.35	70.91	0	1.33	71	0	1.5	0.13	0
0.325	18.67	0	0.32	19	0	1.54	1.73	0
0.3	0	21.62	0.32	0	22	6.25	0	1.72

Afin de confirmer les résultats de Perform 3D, un modèle non linéaire repris à zéro a été créé à l'aide de SAP 2000. Dans le but d'avoir des lois de comportement similaires, des sections de mur de refend ont été présentées en utilisant différentes couches non linéaires d'acier, béton confiné et non confiné (Figure-A II- 1 à Figure-A II- 5).

Les Figure 2. 22 et Figure 2. 23 illustrent une comparaison en force de cisaillement, avec et sans torsion accidentelle, et en moment de flexion pour les différentes méthodes de modélisation de Perform 3D et SAP 2000 (non linéaire). Les modèles non linéaires de SAP 2000 et CSA A23.3 montrent un bon ordre de grandeur pour les résultats. Ces faibles différences dans les valeurs sont dues à la variation des propriétés inélastiques des matériaux et de la façon de répartition des fibres dans les sections pour les logiciels SAP 2000 et Perform 3 D. La direction EO présente également des différences dans les valeurs de cisaillement et moment avec le même ordre de grandeur que celles dans la direction NS.

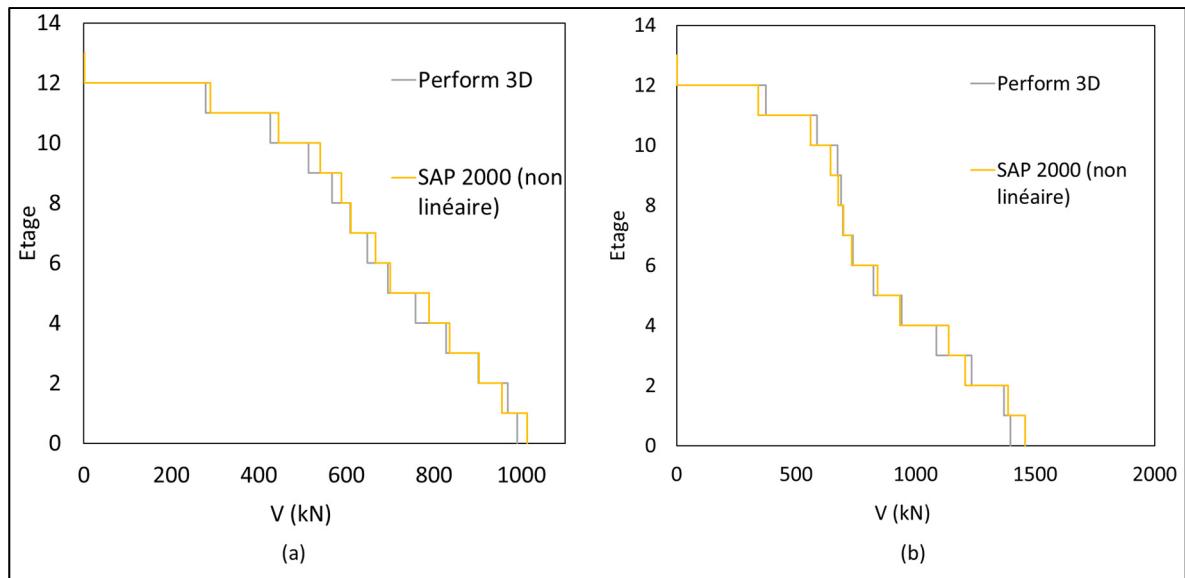


Figure 2.22 Forces de cisaillement sans torsion accidentelle dans les directions
(a) EO et (b) NS

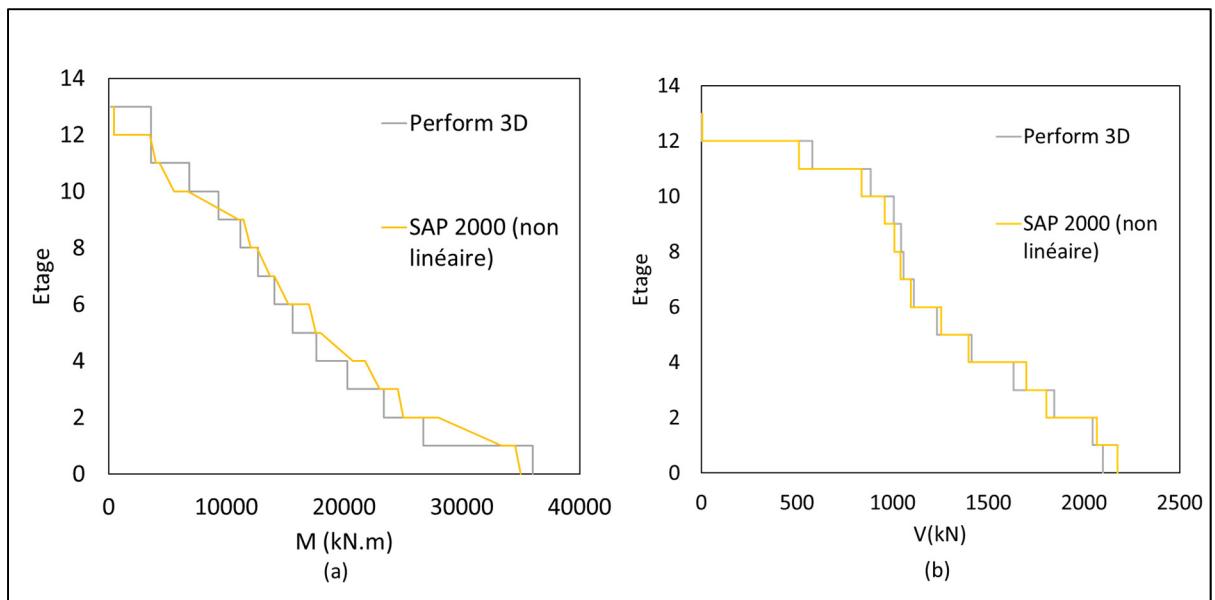


Figure 2.23 (a) Moment de flexion du mur (direction NS) et (b) Force de cisaillement avec torsion accidentelle (direction NS)

Aussi, les modèles non linéaires ont été validés avec ceux de Boivin (2012) dans lesquelles les performances sismiques du mur central ont été évaluées à partir d'analyses statiques inélastiques bidimensionnelles 2D, « *pushover* », et chronologiques à l'aide de deux programmes d'analyse structurale par éléments finis, à savoir RUAUMOKO (Carr et al., 2002) et EFiCoS (Legeron et al., 2005). Les Figure 2. 24 et Figure 2. 25 présentent les résultats de l'analyse dynamique temporelle inélastique pour les deux murs de refends couplés dans la direction NS. Alors que dans la Figure 2. 26 les résultats de la courbe de poussée d'un seul mur de refend en forme de C dans la direction EO sont présentés.

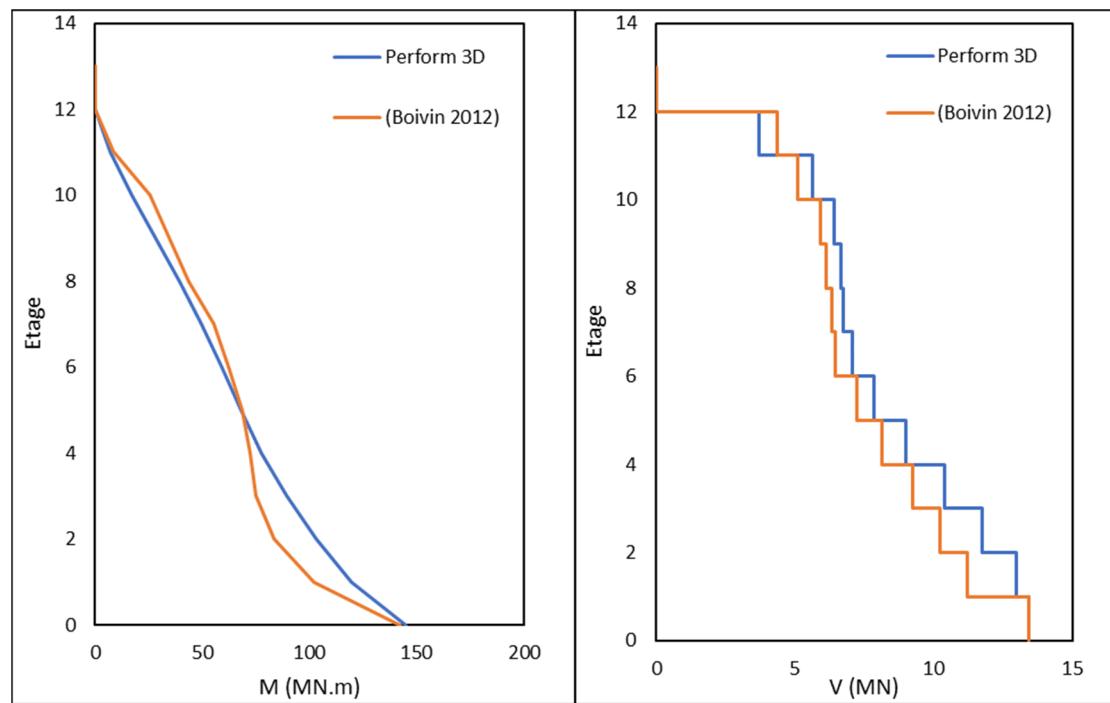


Figure 2. 24 Moment de flexion du mur et Force de cisaillement (direction NS)

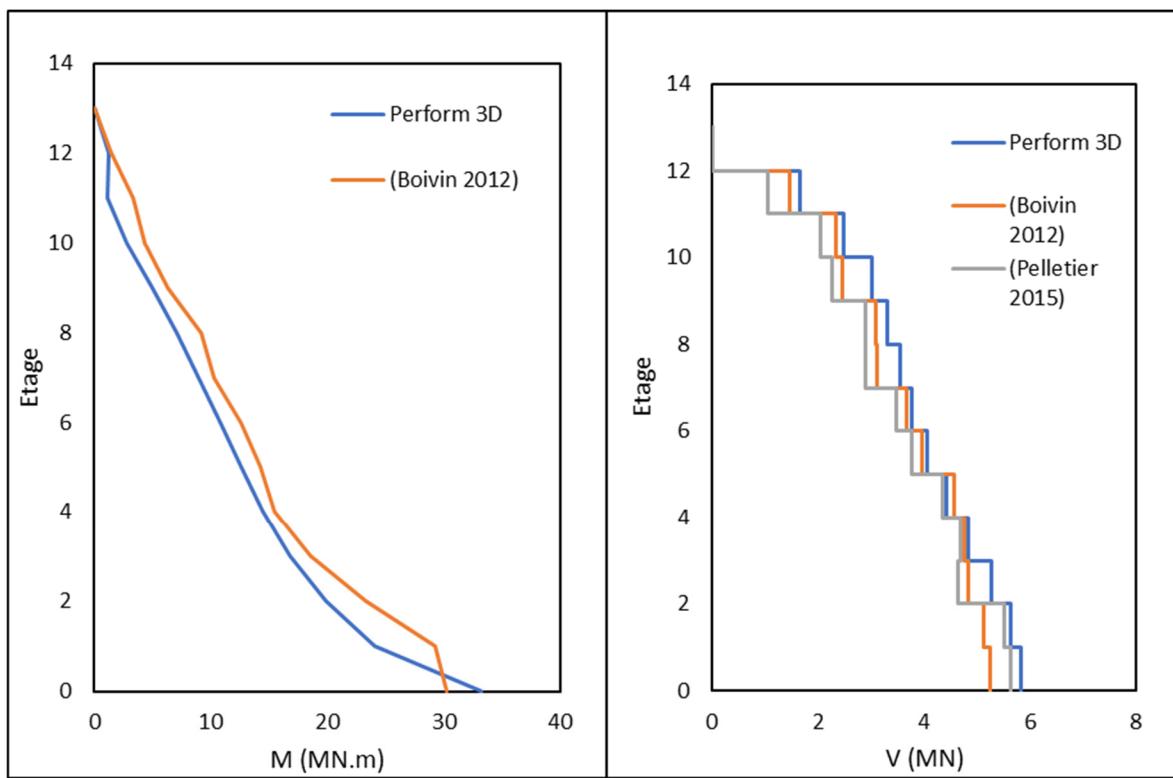


Figure 2.25 Moment de flexion du mur et Force de cisaillement (direction EO)

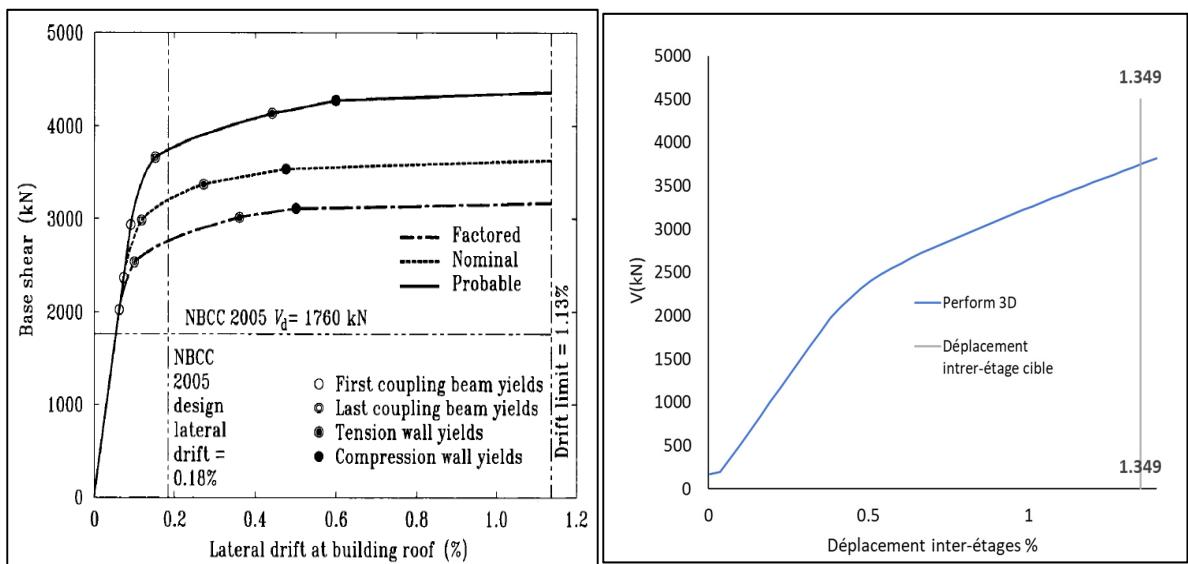


Figure 2.26 Courbe de poussé dans la direction EO dans Boivin (2012) et Perform 3D

Tous les résultats montrent de bons accords entre les modèles non linéaires de Perform 3D, Opensees et RUAUMOKO. Aussi, les valeurs probables de la courbe de poussée, Pushover, dans la Figure 2. 26, montre un excellent accord entre le modèle non linéaire de Boivin (2012) et le modèle Perform 3D en allure de la courbe, valeur maximale de V_d : 4350 KN et 4100 KN dans Boivin (2012) et Perform 3D, respectivement, et déplacement interétage limite : 1.3% et 1.35% dans Boivin (2012) et Perform 3D, respectivement. Ces faibles différences sont dues aux changements des caractéristiques des matériaux utilisés dans Perform 3D. En effet, dans ce logiciel les armatures sont modélisées selon une seule ligne.

2.4 Sélection et calibration des séismes

Parmi les nombreuses approches habituellement adoptées pour réaliser des enregistrements de séismes correspondant à un UHS cible, la méthode de calibration de l'amplitude est celle qui permet de préserver l'influence des caractéristiques physiques représentatives de la source géologique. Les paramètres des séismes, comme le contenu fréquentiel et la durée, ne changent pas lorsque l'amplitude spectrale est mise à l'échelle de façon linéaire. Les paramètres des séismes varient de manière significative à travers l'Amérique du Nord et c'est une des raisons principales pour lesquelles la méthode de calibration de l'amplitude a été adoptée pour étudier le comportement non linéaire des bâtiments et des ponts dans les zones ENA (« *Eastern North America* ») et WNA (« *Western North America* ») (Koval, 2015).

Les enregistrements synthétiques de séismes pour l'analyse dynamique sont sélectionnés et calibrés pour correspondre au spectre cible $S_T(T)$ donné dans le CNB 2015 par deux méthodes, A et B. Selon la méthode A, les accélérations spectrales correspondant à des périodes inférieures à 0.5 s sont obtenues par interpolation linéaire entre PGA, $S_a(0.05)$, $S_a(0,1)$, $S_a(0,2)$, $S_a(0,3)$ et $S_a(0,5)$ au lieu de définir un plateau à de courtes périodes.

La méthode A proposée dans le (« *Commentaire partie J 2017* ») du CNB (2015) a été suivie. En raison du faible nombre de mouvements du sol correspondant à des événements historiques survenus dans la région ENA, des ensembles de mouvements du sol artificiels d'Atkinson

(2009) ont été adoptés pour la région ENA. Selon la norme FEMA P58-1, (2018), un minimum de 7 enregistrements de mouvements du sol est recommandé en raison de la prédition extrêmement faible de la variabilité d'un seul enregistrement, quelle que soit l'efficacité de la méthode de calibration spectrale utilisée. Deux feuilles Excel ont été créées dans ce projet pour sélectionner et calibrer les séismes susmentionnés dans l'est du Canada pour correspondre aux spectres de l'aléa uniforme avec deux probabilités de dépassement de 2 % « *UHS-2%* » et 10% « *UHS-10%* » par 50 ans à Montréal. Les résultats des feuilles Excel sont présentés dans l'Annexe I.

12 enregistrements ont été divisés en deux groupes pour chaque probabilité de dépassement : a) le scénario, 1 comprend les mouvements du sol de magnitudes (M) égales à 6 avec la distance la plus proche de la faille, R_{fault} , de 15 km à 30 km ; b) scénario 2 comprend les mouvements du sol de magnitudes (M) égales à 7 avec R_{fault} de 25 km à 100 km. Tableau 2. 5, Figure 2. 27 et Tableau 2. 6, Figure 2. 28 illustrent les mouvements du sol sélectionnés dans chaque scénario (M-R), le pas de temps des enregistrements de mouvements du sol, et le facteur de calibration requis pour la correspondance avec le spectre cible à une probabilité de dépassement de 2% et 10% par 50 ans selon CNB 2015, respectivement.

Tableau 2. 5 Facteurs de calibration des enregistrements de mouvements du sol en utilisant le spectre cible à une probabilité de dépassement de 2 % par 50 ans

Scénario	M	R(Km)	Séismes	Durée (s)	Pas de temps (s)	Facteur de calibration	PGA (g)	
1	6.0	15.0	E6D1_04	43.598	0.002	0.587	0.379	
			E6D1_31			0.770	0.342	
			E6D1_42			0.912	0.387	
		30.0	E6D2_05	47.530		1.121	0.441	
			E6D2_10			0.948	0.287	
			E6D2_26			1.217	0.388	
	7.0	25.0	E7D1_28	51.126		0.640	0.380	
			E7D1_18			0.579	0.297	
			E7D1_42			0.719	0.317	
		100.0	E7D2_1	57.352		0.973	0.312	
			E7D2_11			1.361	0.248	
			E7D2_7			0.853	0.258	

Tableau 2. 6 Facteurs de calibration des enregistrements de mouvements du sol en utilisant le spectre cible à une probabilité de dépassement de 10 % par 50 ans

Scénario	M	R(Km)	Séismes	Durée (s)	Pas de temps (s)	Facteur de calibration	PGA (g)	
1	6.0	15.0	E6D1_43	43.598	0.002	0.551	0.239	
			E6D1_44			0.524	0.159	
			E6D1_39			0.548	0.217	
		30.0	E6D2_38	47.530		0.547	0.138	
			E6D2_41			0.787	0.149	
			E6D2_25			0.590	0.157	
	7.0	25.0	E7D1_41	51.126		0.436	0.138	
			E7D1_17			0.400	0.247	
			E7D1_20			0.400	0.199	
		100.0	E7D2_11	57.352		0.520	0.095	
			E7D2_44			0.588	0.121	
			E7D2_27			0.742	0.094	

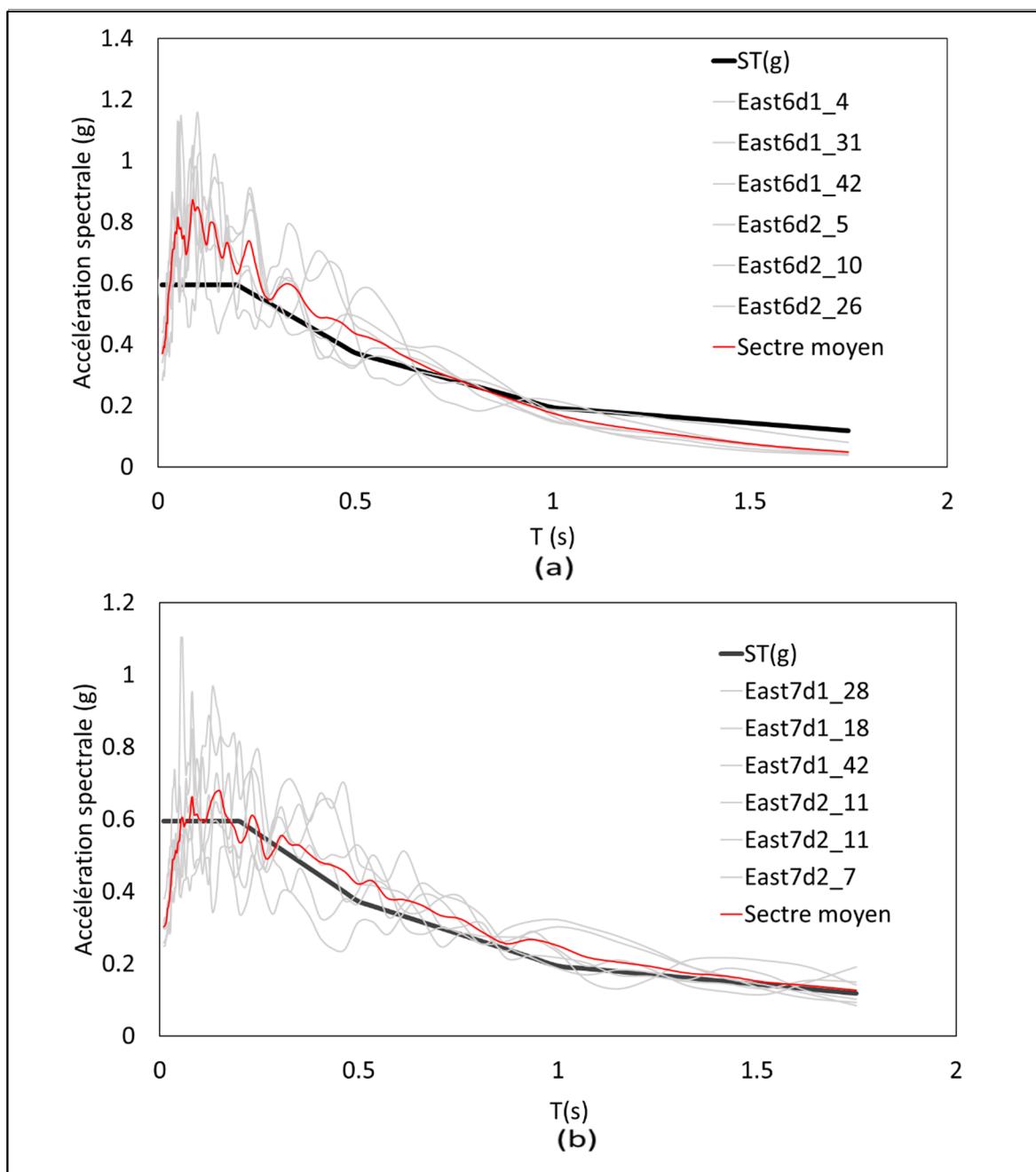


Figure 2.27 Spectres de réponse pour 12 enregistrements de mouvements du sol artificiel calibrés pour UHS-2% et une magnitude M=6 dans (a) M=7 dans (b)

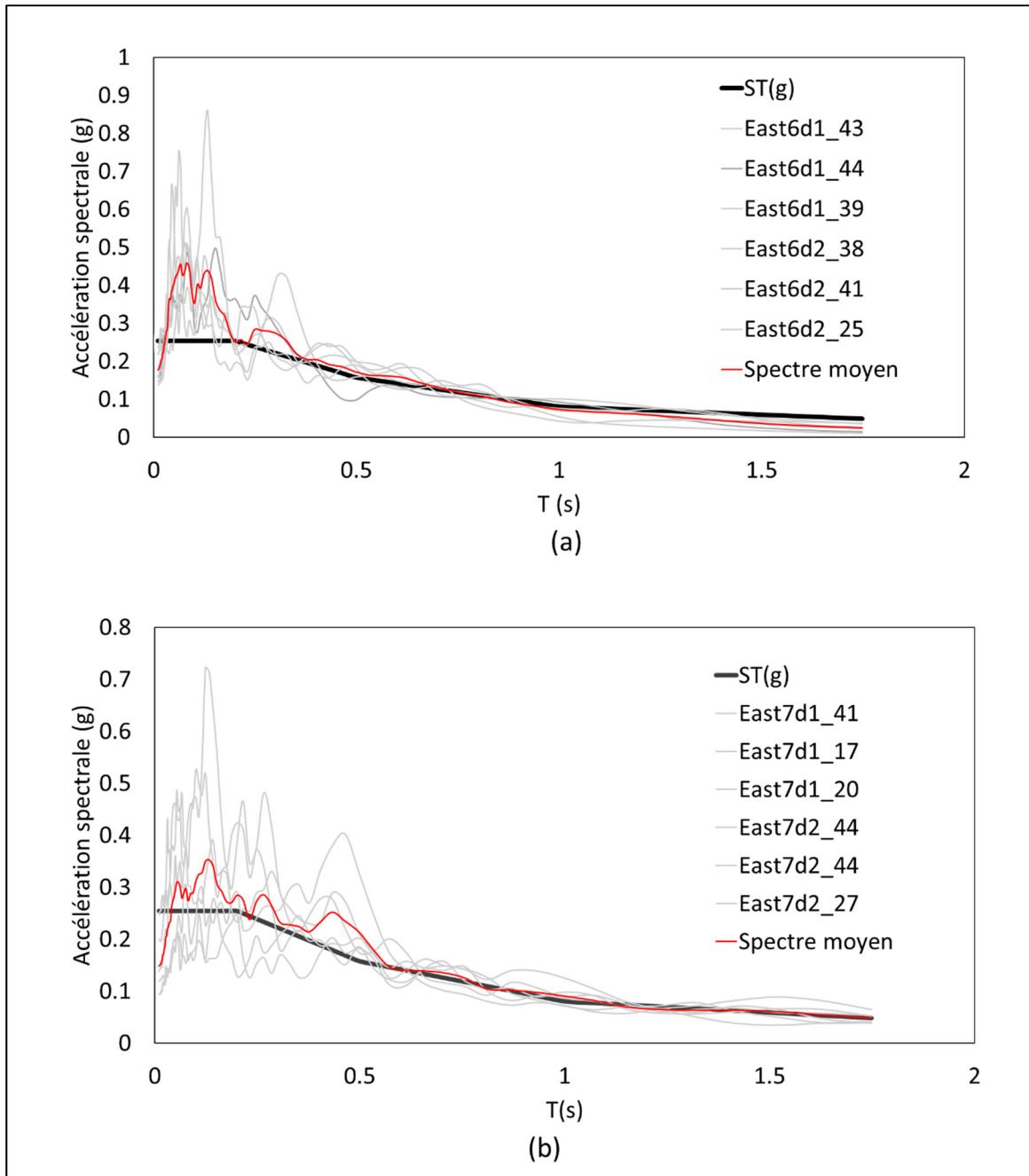


Figure 2.28 Spectres de réponse pour 12 enregistrements de mouvements du sol artificiels calibrés pour UHS-10% et une magnitude $M=6$ dans (a) $M=7$ dans (b)

2.5 Vérification du niveau de performance du bâtiment

Cette vérification donnera une idée sur la conception proposée par CSA A23.3-04 (2015) : Est-elle sous-dimensionnée, conforme aux demandes sismiques de cette étude ou surdimensionnées ?

Le modèle non linéaire défini dans Perform 3D a été choisi pour effectuer l'analyse Pushover du bâtiment à murs de refends. Le Tableau 2. 7 des directives FEMA-356 (2000) fournit les critères d'acceptation pour chaque niveau de performance. Les capacités de rotation, θ_{ic} , utilisées dans la modélisation non linéaire pour les niveaux de performances : Occupation immédiate (OI), Sécurité des occupants (SO) et Prévention de l'effondrement (PE) sont présentes dans le Tableau 2. 8. Pour les murs ductiles couplés, dans la direction E-O, la demande de rotation inélastique θ_{id} selon le CNB (2015) est prise comme : $\theta_{id} = \frac{0.0307 \times 1.7 \times 4}{45} = 0.0046$ rad qui correspond à un niveau de performance entre OI et SO d'après le Tableau 2. 8.

Tableau 2. 7 Paramètres de modélisation et critères d'acceptation numérique pour les structures non linéaires avec des murs en béton armé contrôlés par flexion (NIST GCR 18-917-43, 2018)

Conditions	$\frac{V}{(A_s - A_g)f_{yE} + P}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary ^b	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)			
				a	b		Performance Level			
							OI	LS	CP	
<i>i. Structural walls and wall segments</i>										
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$										
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020		
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015		
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012		
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010		
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015		
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010		
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005		
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004		
<i>ii. Structural wall coupling beams^c</i>										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$			a	b	c				
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050			
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6	0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040			
Diagonal reinforcement	NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050			

Tableau 2. 8 Capacités de rotation en radian utilisées dans Perform 3D adaptée de ASCE 41-17 et FEMA 2000

Niveaux de performance sismique	Déplacement interétages Δi	L'aile		L'âme	
		Rotation positive (mur en compression)	Rotation négative	Rotation positive (mur en compression)	Rotation négative
Occupation immédiate (OI)	<0.5%	0.0015	0.004	0.0018	0.0018
Sécurité des occupants (SO)	< 1%	0.005	0.01	0.0065	0.0065
Prévention de l'effondrement (PE)	< 2%	0.01	0.015	0.0111	0.0111

Les graphiques de taux d'utilisation, « *Usage ratio* », dans Perform 3D sont des outils précieux pour évaluer si une structure satisfait aux critères de performance. Le taux d'utilisation représente le rapport des rotations, θ_{id}/θ_{ic} , subi lors d'une analyse sur les rotations limites déjà définies dans le logiciel pour chaque niveau de performance. La Figure 2. 29 présente une enveloppe de rapport θ_{id}/θ_{ic} des rotations maximales pour les 3 niveaux de performances OI, SO et PE. OI 2%, SO 2%, PE 2% et OI 10%, SO 10%, PE 10% présentent les niveaux de performances pour UHS-2% et UHS-10%, respectivement.

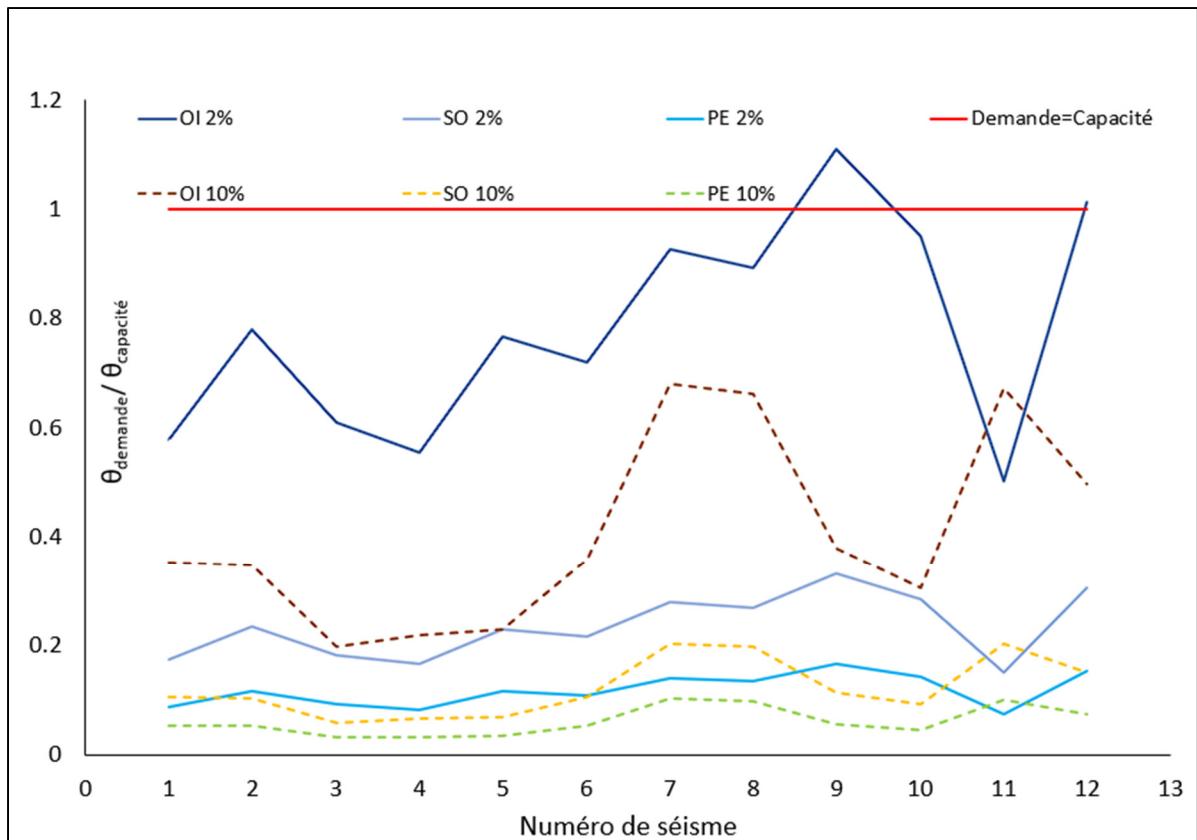
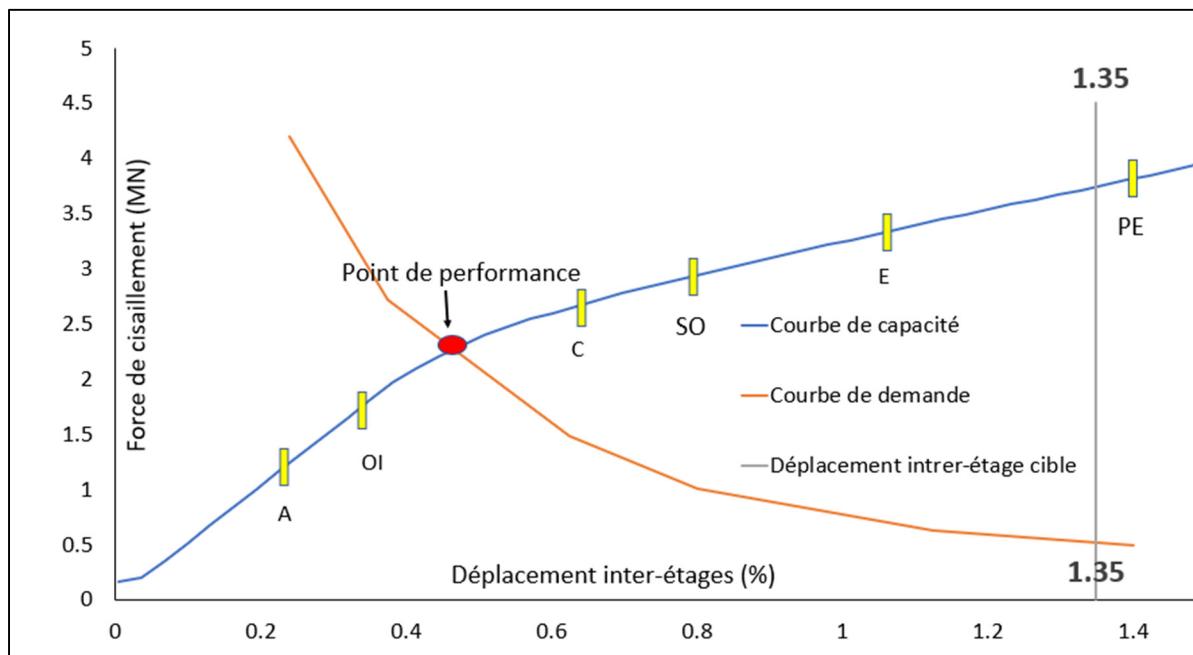


Figure 2.29 Enveloppe $\theta_{\text{demande}}/\theta_{\text{capacité}}$ pour 12 séismes dans la direction EO

Le taux d'utilisation maximal à la fin de l'analyse est inférieur à 1 pour les niveaux de performances OI 10%, SO 2%, SO 10%, PE 2% et PE 10%, indiquant que la structure satisfait aux critères de performance pour ces états limites. Cependant, il est supérieur à 1 pour le niveau de performance OI 2% correspondant aux séismes numéros 9 et 12, indiquant que la structure ne satisfait pas aux critères de performance pour ce cas et donc la possibilité d'avoir des dommages non structuraux.

Dans la Figure 2.30, une courbe de demande est tracée. Dans FEMA 356, la demande en déplacement est le déplacement cible. Alors que, dans l'ATC 40, la demande en déplacement est le point de performance où la courbe de demande croise la courbe de capacité (pushover). La Figure 2.30 montre des points limites sur la courbe de capacité. En règle générale, si tous les points limites pertinents se trouvent à droite du point de performance, la performance est

satisfaisante. Le point de performance et le déplacement interétages, qui est égal à 1.35%, montrent que le bâtiment satisfait un niveau de performance entre occupations immédiate et sécurité des occupants



Les résultats de la courbe pushover dans Perform 3D peuvent fournir des informations utiles sur la sensibilité de la demande en déplacement aux changements de résistance et de rigidité de la structure comme mentionnée dans la Figure 2.31 et le Tableau 2.9.

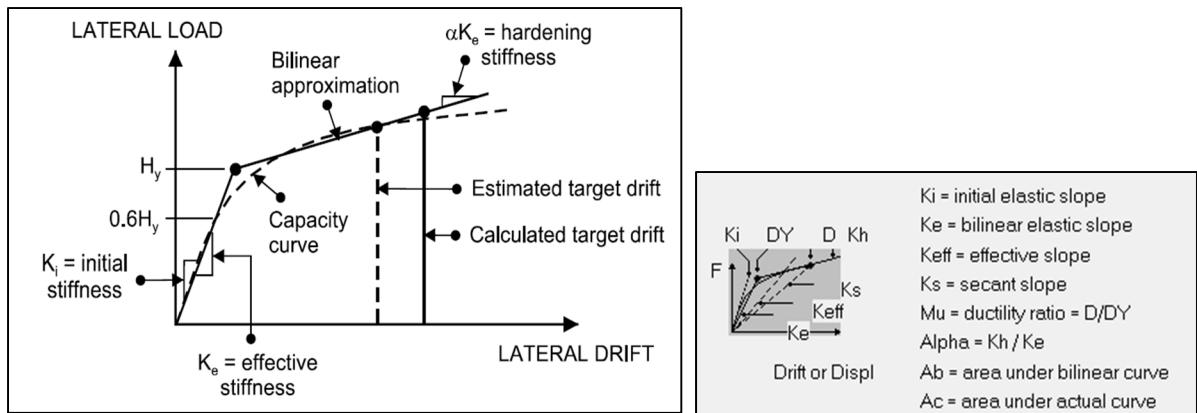


Figure 2.31 Paramètres clés d'une courbe de déplacement cible
Tirée de CSI (2019)

Tableau 2.9 La période T_e , Facteur de ductilité μ et R aux différents déplacements interétages

Point	Période T_e (s)	Facteur de ductilité μ	Facteur R	$\mu \times R$
A	4.128	1.4	2.6	3.8
B=OI	4.138	1.4	1.6	2.2
C	4.162	1.5	1.1	1.6
D=SO	4.164	1.8	1.0	1.8
E	4.165	2.3	1.0	2.3
F=PE	4.166	2.9	1.0	2.9

Avec :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{la période } T_i \text{ correspondant à la rigidité initiale}).$$

K_i = La rigidité correspondante à la période élastique de premier mode de la structure.

K_e = Rigidité effective.

$$\mu = \frac{\text{Déplacement en un point} = D}{\text{Déplacement en flexion} = D_y}.$$

$R = \frac{m S_a}{F_y}$, où m est la masse du système, S_a est l'ordonnée spectrale d'accélération correspondant

à la période initiale du système et F_y est la limite d'élasticité latérale du système.

R = Le facteur de résistance global qui est équivalent à R_o dans le CNB 2015 (FEMA 440, 2005).

Dans la direction E-O, toutes les valeurs du facteur $\mu \times R$ sont inférieurs à $R_d \times R_o = 4 \times 1.7 = 6.8$. Cette sur résistance importante est due à la quantité d'acier d'armature minimale requise. Donc, le CNB (2015), qui se base seulement sur des évènements rares, cause un surdimensionnement dans la ductilité des structures et ne tente pas de minimiser les dégâts causés par les séismes après des évènements sismiques plus courts qui devraient se produire plus fréquemment.

2.6 Conclusion

Ce chapitre a présenté les détails de la modélisation linéaire et non linéaire du bâtiment en utilisant SAP 2000 et Perform 3D, respectivement. De plus, une évaluation de la performance du bâtiment a été étudiée. Ce chapitre a également présenté les étapes de sélection et calibration des UHS-2% et UHS-10%. Ces séismes seront appliqués au bâtiment étudié pour effectuer les analyses dynamiques pour évaluer PFA A_x , A_r , SRP, PCA, et R_p comme cela sera illustré dans les chapitres 3 et 4.

CHAPITRE 3

ÉVALUATION DES DEMANDES EN ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX RIGIDES

Ce chapitre présente les résultats des analyses dynamiques linéaires et non linéaires afin d'aboutir au premier objectif de cette étude, qui évalue l'effet de la non-linéarité de la structure porteuse sur le coefficient de l'amplification de la hauteur, A_x , à différentes élévations. De plus, les résultats de l'application de la méthode simplifiée de Vukobratović et Ruggieri (2021), expliquée dans la section 1.3.4, et l'équation proposée par NIST GCR 18-917-43 (2018) pour déterminer les demandes d'accélération des CNS sont évaluées et discutées.

3.1 Accélérations maximales de plancher et coefficient de hauteur A_x

Afin d'évaluer les demandes sismiques en accélération sur les CNS, les valeurs de l'accélération maximale du plancher, PFA, ont été extraites de SAP 2000 et Perform 3D, à chaque étage, pour la structure linéaire et non linéaire, respectivement. Ces valeurs ont ensuite été divisées par PGA afin de définir A_x . Cette étape a été répétée pour chaque séisme sélectionné pour les deux probabilités de dépassements 2 % et 10 % dans 50 ans. Enfin, les valeurs médianes du facteur A_x , avec 16 et 84 percentiles, ont été calculées et présentées en fonction de la hauteur comme montré dans la Figure 3. 1. Tous les calculs sont faits dans la direction EO. Dans cette direction le système de résistance aux forces sismiques (« SRFS ») est un mur couplé plus ductile que le mur simple dans la direction NS.

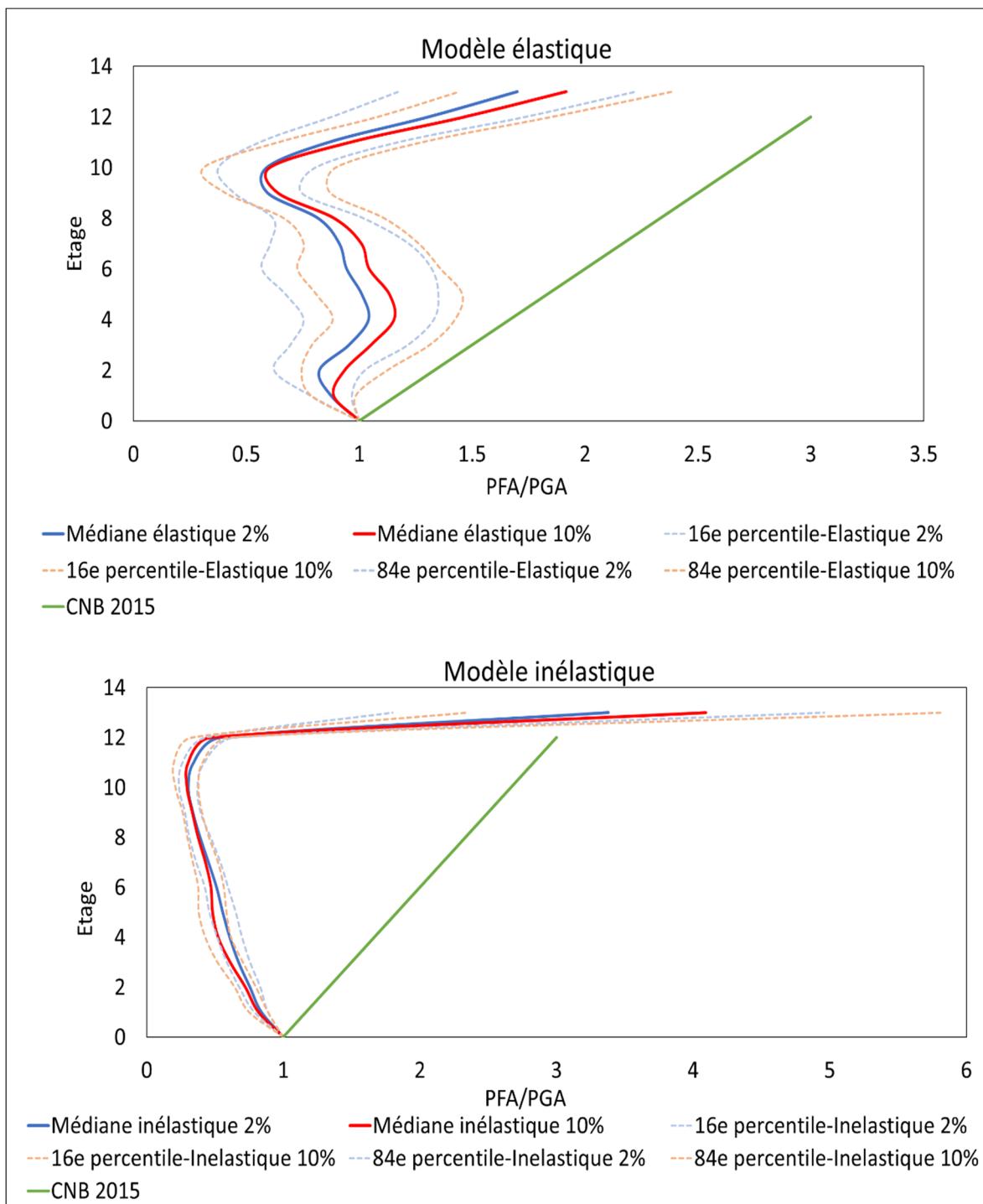


Figure 3.1 Facteur Ax médiane, avec 16 et 84 percentiles, calculés le long de la hauteur du bâtiment étudié pour les différents cas étudiés dans la direction EO

Dans le modèle linéaire, la variation médianes de PFA/PGA prend une forme en « S », où les modes supérieurs sont plus importants. Les valeurs A_x étaient toujours proches de 1 avec une valeur qui varie de 1.7 au 13^e étage et 0.6 au 10^e étage. La réduction du facteur A_x est plus importante lorsque les séismes avec une probabilité de dépassement de 2 % par 50 ans sont utilisés par rapport à ceux avec une probabilité de dépassement de 10 % par 50 ans. On remarque dans ce modèle que l'intervalle de A_x entre 16 et 84 percentiles n'est pas constant pour tous les étages. Pour les séismes avec une probabilité de dépassement de 2 % par 50 ans, cet intervalle commence avec une valeur moyenne de 0.34, dans les 4 premiers étages, passant vers 0.61, dans les étages 5 à 8 et se stabilise à 0.55 dans les 4 derniers étages. Des valeurs semblables ont été trouvées pour des séismes avec une probabilité de dépassement de 10 % par 50 ans.

Cependant, dans le modèle non linéaire, la variation médianes de PFA/PGA prend une forme bilinéaire. Les valeurs de A_x diminuent progressivement jusqu'à atteindre une valeur minimale égale à 0.3 au 10^e étage. Après cela, le facteur d'amplification commence à augmenter considérablement pour le reste des étages avec une valeur maximale égale à 3.4 au toit du bâtiment. La même allure de courbe a été trouvée dans les travaux de Flores et al. (2015) pour un bâtiment inélastique de 8 étages. Les valeurs des facteurs d'amplification pour le modèle non linéaire avec les deux probabilités de dépassements 2 % et 10 % sont semblables. La Figure 3. 1 montre que les valeurs de A_x calculés à l'aide des modèles inélastiques se sont avérées significativement inférieurs à ceux calculés à l'aide des modèles élastiques lorsqu'ils sont soumis à un séisme de même intensité. Le comportement non linéaire des structures porteuses exerce une influence significative sur les réponses d'accélération du plancher. Cet effet doit être pris en compte dans la conception sismique des CNS dans la plupart des cas. On remarque dans ce modèle que l'intervalle de A_x entre 16 et 84 percentiles est constant dans tous les étages avec une valeur moyenne de 0.15 pour UHS-2% et UHS-10%.

Il est intéressant de noter que dans le modèle non linéaire, les PFA sont généralement inférieurs au PGA à presque tous les étages, sauf au toit du bâtiment. Selon Lizundia (2019), un « *penthouse* » peut concentrer et amplifier largement les PFA. Les résultats présentés dans la

Figure 3. 1 pour le modèle inélastique confirment ce fait. En effet, A_x est déplacé au 12^e étage vers le 13^e étage d'une valeur de 0.46 à 4.1, pour UHS-2 % par 50 ans, c'est le seul cas où la valeur de PFA/PGA est supérieure de celui de CNB (2015) qui est égale à 3. Bien qu'il existe des exigences de conception pour traiter les irrégularités du système structural du bâtiment, l'influence de l'irrégularités de la structure, dans ce projet l'irrégularité du poids, n'est pas incluse dans l'équation de conception des CNS dans ASCE 7 (2016) et CNB (2015).

3.2 Application étape par étape de la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021)

Cette section présente une application détaillée de la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) pour UHS-2%. Les résultats démontrés ici seront comparés après avec ceux trouvés dans la section 3.1 et les codes CNB (2015) et NIST GCR 18-917-43 (2018).

Les périodes naturelles (T_p, i), les modes propres (ϕ_{ij}) et les facteurs de participation modale (Γ_i) pour les trois premiers modes sont présentés dans le Tableau 3. 1, dans lequel les modes propres ont été normalisées à 1 par rapport au dernier étage.

Tableau 3. 1 Périodes de vibration ($T_{p,i}$), déformées modales (ϕ_{ij}) et facteurs de participation modaux (Γ_i).

Déformées modales	Étages	Mode 1 $T_{p,i} = 1.92$	Mode 2 $T_{p,i} = 0.49$	Mode 3 $T_{p,i} = 0.23$
ϕ_1	1	0.05	-0.26	0.51
ϕ_2	2	0.12	-0.58	0.96
ϕ_3	3	0.21	-0.87	1.14
ϕ_4	4	0.31	-1.08	0.93
ϕ_5	5	0.42	-1.18	0.40
ϕ_6	6	0.53	-1.15	-0.26
ϕ_7	7	0.64	-0.98	-0.81
ϕ_8	8	0.75	-0.71	-1.07
ϕ_9	9	0.86	-0.36	-0.93
ϕ_{10}	10	0.96	0.02	-0.45
ϕ_{11}	11	1.05	0.40	0.20
ϕ_{12}	12	1.14	0.73	0.82
ϕ_{13}	13	1.00	1.00	1.00
Γ_i		1.24	-0.81	0.21

Vukobratović et Ruggieri (2021) recommandent l'utilisation de trois modes de vibration puisque plus de 90 % de la masse totale est engagée pour estimer correctement la réponse des PFA des bâtiments. Il convient de noter que les PFA ont été déterminés aux centres de masse du plancher. Les valeurs des accélérations maximales du plancher pour les modes considérés ont été obtenues à partir de l'Équation (1.28) et sont fournies dans les Tableau 3. 2 et Tableau 3. 3 avec les valeurs de $S_{ep,i}$ et R_μ pour chaque mode. Le comportement non linéaire du bâtiment est pris en compte par un facteur de réduction maximale dépendant de la ductilité $R_\mu = 2.86$ qui est déterminé selon les résultats de l'essai de poussée de l'analyse non linéaire dans Perform 3D (point F dans le Tableau 2. 9).

Tableau 3. 2 Valeurs du spectre d'accélération élastique ($S_{ep,i}$), facteurs de réduction (R_μ) pour chaque mode et valeurs individuelles et combinées des accélérations maximales du plancher (PFA) à chaque étage dans le modèle du bâtiment linéaire

Mode (i)	1	2	3		
S_{epi} (g)	0.11	0.28	0.57	PFA (SRSS)	PFA/PGA
R_μ	1	1	1		
PFA i_1 (g)	0.007	0.059	0.062	0.086	0.324
PFA i_2 (g)	0.017	0.130	0.118	0.177	0.664
PFA i_3 (g)	0.029	0.196	0.139	0.242	0.910
PFA i_4 (g)	0.043	0.245	0.114	0.273	1.026
PFA i_5 (g)	0.057	0.267	0.049	0.277	1.042
PFA i_6 (g)	0.072	0.259	-0.031	0.271	1.017
PFA i_7 (g)	0.088	0.222	-0.099	0.258	0.971
PFA i_8 (g)	0.103	0.160	-0.131	0.230	0.866
PFA i_9 (g)	0.117	0.081	-0.114	0.182	0.684
PFA i_{10} (g)	0.131	-0.006	-0.055	0.142	0.533
PFA i_{11} (g)	0.143	-0.090	0.024	0.171	0.742
PFA i_{12} (g)	0.155	-0.165	0.100	0.247	1.137

Tableau 3. 3 Valeurs du spectre d'accélération élastique ($S_{ep,i}$), facteurs de réduction (R_μ) pour chaque mode et valeurs individuelles et combinées des accélérations maximales du plancher (PFA) à chaque étage dans le modèle du bâtiment non linéaire

Mode (i)	1	2	3		
S_{epi} (g)	0.11	0.28	0.57	PFA (SRSS)	PFA/PGA
R_μ	2.86	2.86	2.86		
PFA i_1 (g)	0.002	0.021	0.022	0.030	0.213
PFA i_2 (g)	0.006	0.046	0.041	0.062	0.332
PFA i_3 (g)	0.010	0.069	0.049	0.085	0.418
PFA i_4 (g)	0.015	0.086	0.040	0.095	0.459
PFA i_5 (g)	0.020	0.093	0.017	0.097	0.464
PFA i_6 (g)	0.025	0.091	-0.011	0.095	0.456
PFA i_7 (g)	0.031	0.078	-0.035	0.090	0.440
PFA i_8 (g)	0.036	0.056	-0.046	0.081	0.403
PFA i_9 (g)	0.041	0.028	-0.040	0.064	0.339
PFA i_{10} (g)	0.046	-0.002	-0.019	0.050	0.286
PFA i_{11} (g)	0.050	-0.031	0.008	0.060	0.324
PFA i_{12} (g)	0.054	-0.058	0.035	0.086	0.425

Afin d'avoir des résultats plus précis, il est important de noter que les PFA ont été normalisés au PGA des spectres moyens plutôt qu'aux spectres de conception. De même les valeurs de S_{epi} ont été prises à partir de spectres moyens avec une probabilité de dépassement de 2% sur 50 ans. De plus, Vukobratović et Ruggieri (2021) ont proposé d'utiliser le facteur de réduction R_{μ} uniquement pour le premier mode élastique (mode fondamental), mais dans ce projet, le facteur de réduction a été appliqué aux trois modes afin de réduire l'effet des modes supérieurs dans le modèle inélastique (Figure-A III-1).

3.3 Comparaison des résultats avec les codes et la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021)

Les PFA obtenus avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) définies dans les Tableau 3. 2 et Tableau 3. 3, à la fois individuelles (notées Mode 1, Mode 2 et Mode 3) et combinées par la règle SRSS sont présentées dans la Figure 3. 2.

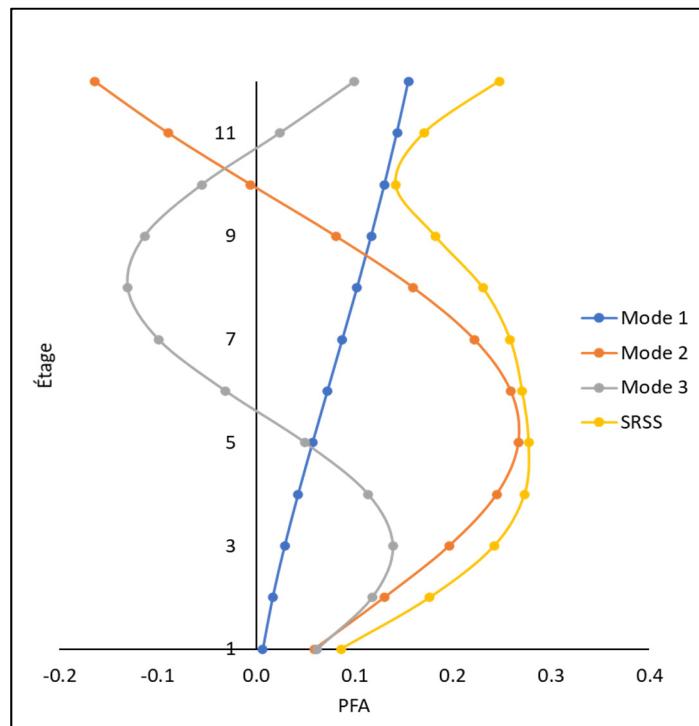


Figure 3. 2 PFA élastique calculés avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) pour chaque mode de vibration dans la direction EO

Même si les PFA déterminés par Vukobratović et Ruggieri (2021) sont approximatifs, ils présentent des résultats assez précis de l'influence des modes supérieurs considérés le long de la hauteur. En observant l'amplitude des PFA, il est évident que le deuxième mode domine la réponse le long de la hauteur du bâtiment. Parmi les modes considérés dans la Figure 3. 2, du 2^e à 7^e étages les plus grandes valeurs de PFA proviennent du deuxième mode, au 8^e étage le premier et deuxième mode produisent des PFA similaires, alors qu'au 10^e étage le mode fondamental domine la réponse. Les résultats de la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) présentés ici confirment le fait que les modes supérieurs ont fortement influencé les PFA le long de la hauteur.

Les valeurs médianes du facteur A_x , avec 16 et 84 percentiles, pour le modèle élastique et inélastique ont été présentées et comparées avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) en fonction de la hauteur dans la Figure 3. 3. La Figure 3. 4 affiche les PFA normalisés par le PGA des modèles inélastique et élastique pour UHS-2%, ainsi que les valeurs de A_x selon CNB (2015) et NIST GCR 18-917-43 (sections 1.3.1.1 et 1.3.1.3). Le Tableau 3. 4 présente les valeurs PFA/PGA et PFA/ $(R_{\mu bldg} \times PGA)$, selon NIST GCR 18-917-43, pour les modèles élastiques et inélastiques, respectivement. En prenant, $T_a = 2 \times (0.05 \times h_n^{3/4}) = 1.74$ s (T_a est la période fondamentale empirique selon CSA A23.3, (2019)), $\alpha_1 = \left(\frac{1}{T_a}\right) = 0.57$, $\alpha_2 = \left(1 - \left(\frac{0.4}{T_a}\right)^2\right) = 0.95$ et $R_{\mu bldg} = \sqrt{(1.1 R / \Omega_0)} = \sqrt{(1.1 \times 4/2.5)} = 1.62$ (Tableau 1. 2). Les valeurs inélastiques de PFA/PGA commence à partir du 2^e étage (*N/D* : valeurs non disponibles).

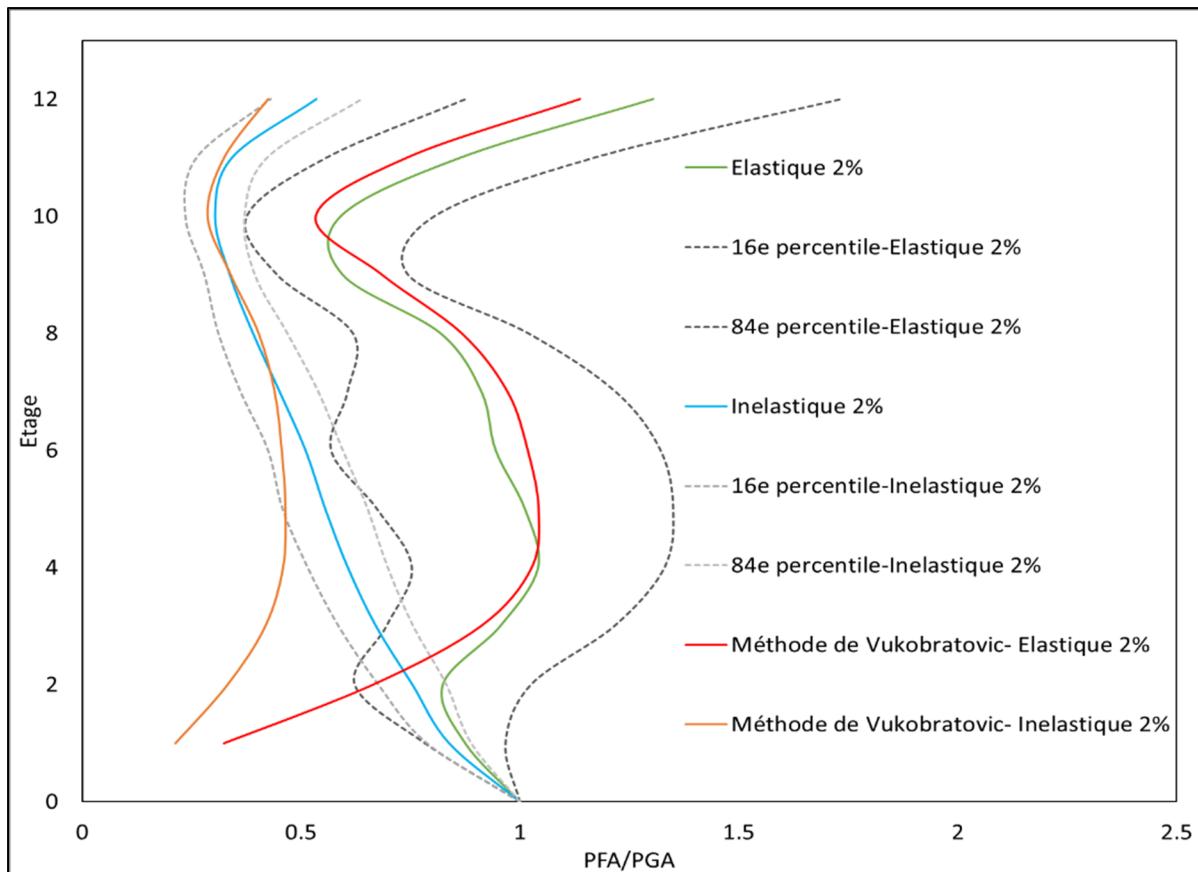


Figure 3. 3 Valeurs de PFA/PGA élastique et inélastique comparées à celles de Vukobratović et Ruggieri (2021) dans la direction EO

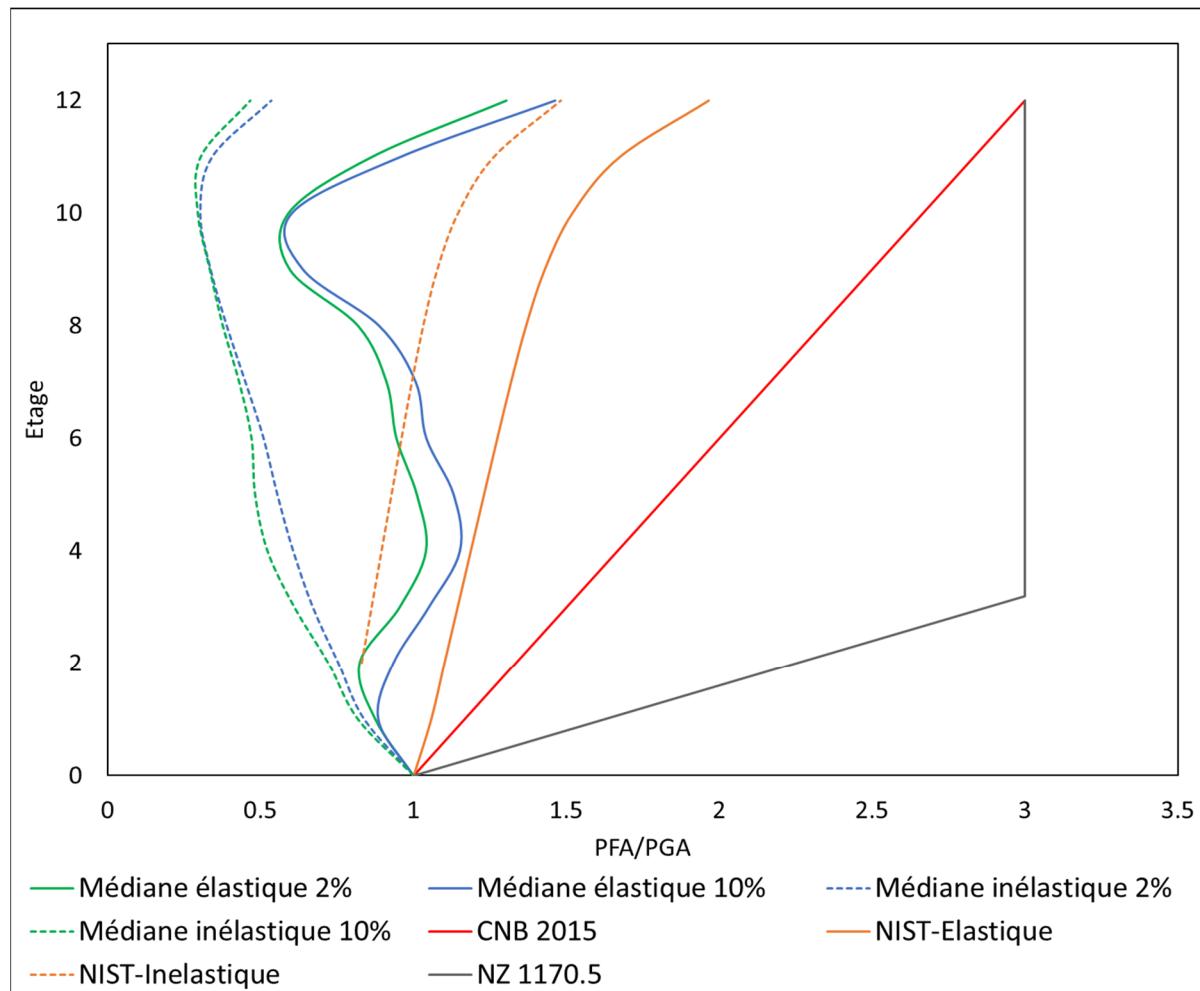


Figure 3.4 Valeurs de PFA/PGA élastique et inélastique comparées à celles de CNB (2015) et NIST GCR 18-917-43 dans la direction EO

Tableau 3.4 Valeurs du facteur d'amplification selon NIST

Étage	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PFA/PGA	1	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.3	1.3	1.4	1.4	1.5	1.8	2.0
PFA/R_{μbldg*} PGA	N/D	N/D	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.2

Les demandes d'accélération sur les CNS rigides présentées sous la forme de A_x dans la Figure 3.4 indiquent que l'approche CNB (2015) est très conservatrice pour les modèles linéaires et non linéaires dans tous les étages. De même, le profil proposé par le NIST a surestimé

l'amplification de PGA avec la hauteur de la structure élastique et inélastique pour les étages supérieurs (à partir du 5^e étage).

Une comparaison des résultats de SAP 2000 et Perform 3D et ceux déterminé par Vukobratović et Ruggieri (2021), illustrés à la Figure 3. 3, indique généralement un très bon accord entre les valeurs de PFA/PGA obtenues par les deux approches appliquées du 3^e au 12^e étage et du 6^e au 12^e étage respectivement pour le modèle linéaire et non linéaire. Il est également à noter que les équations de la méthode directe ne sont pas destinées à couvrir le rez-de-chaussée, où les déplacements sont égaux à zéro. Aux trois étages inférieurs, la méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) a conduit à des résultats non conservateurs, surtout lorsque la limite inférieure des PFA égale au PGA n'a pas été appliquée. Depuis un certain temps, il est bien connu que lorsqu'il s'agit d'accélérations absolues, la règle de combinaison SRSS peut produire des résultats irréalistes lorsqu'elle est appliquée aux modes supérieurs aux étages inférieurs (Hadjian, 1981). Les résultats présentés confirment qu'aux étages inférieurs des structures, la règle SRSS peut conduire à des PFA plus petits que le PGA, ce qui est un résultat inattendu en raison du fait que l'accélération de base doit être égale au PGA.

Afin de tenir compte des valeurs de A_x dans tous étages, deux profils sont proposés dans la Figure 3. 5 pour le modèle élastique et inélastique. Le profil du modèle inélastique est linéaire avec une valeurs limite de A_x égale à 1. Cependant, le modèle non linéaire suit un profil bilinéaire semblable à celui de NZS 1170.5 (section 1.3.1.4) avec une valeur de 1 au sol et une valeur constante de 1.5 pour les étages supérieurs à 1/3 de la hauteur du bâtiment.

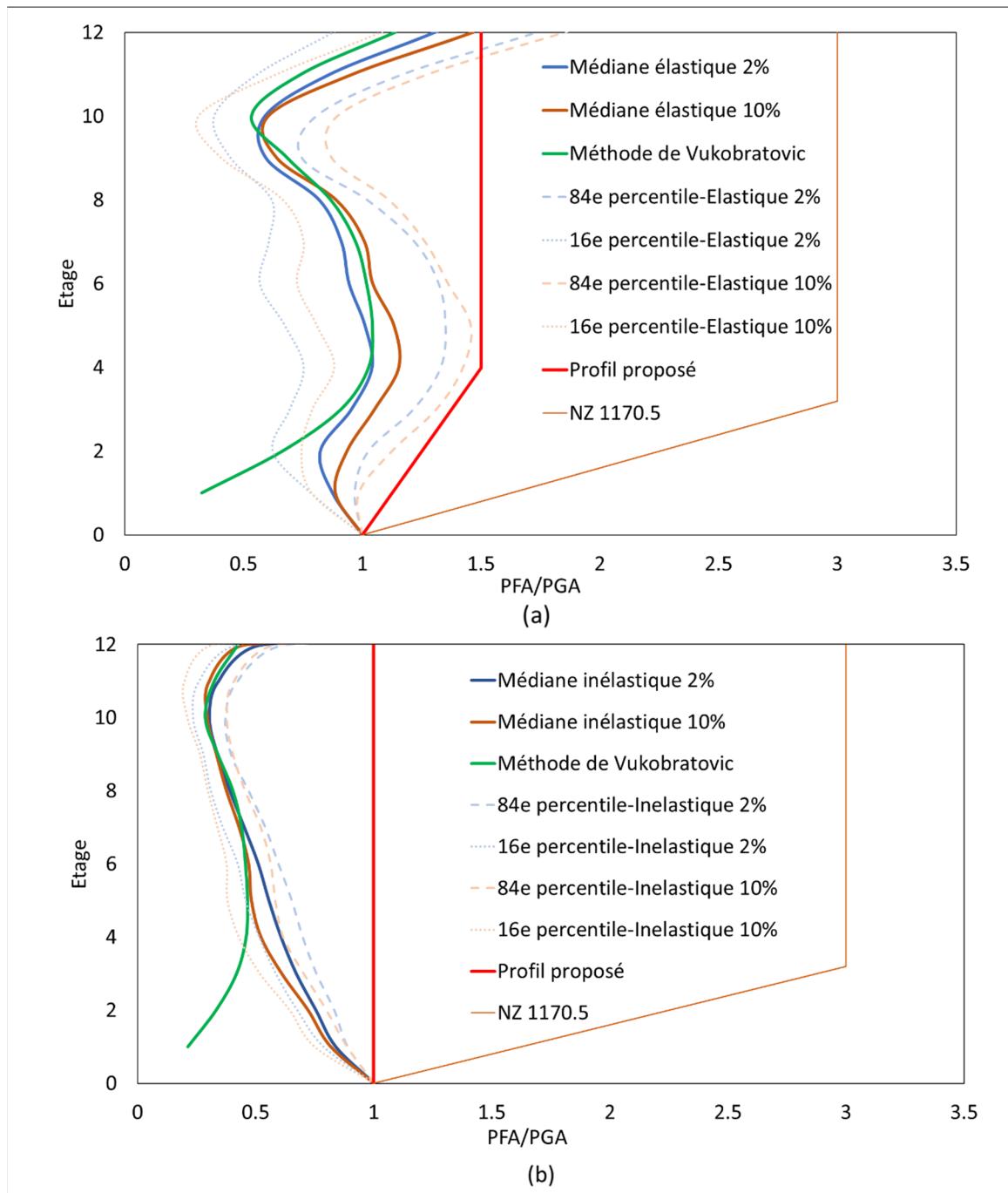


Figure 3.5 Valeurs de A_x , avec 16 et 84 percentiles, calculé le long de la hauteur du bâtiment étudié avec les profils proposés pour le modèle (a) élastique et (b) inélastique

3.4 Conclusion

Ce chapitre a présenté les demandes sismiques des CNS en termes de A_x résultant des analyses élastiques et inélastiques pour le bâtiment étudié en considérant des séismes avec des probabilités de dépassement de 2% et 10% par 50 ans. De plus, les résultats de l'application de la méthode simplifiée de Vukobratović et Ruggieri (2021) ont été présentés et discutés. Les résultats susmentionnés ont été comparés aux dispositions de CNB (2015) et NIST.GCR.18-917-43 (2018). En général, ces codes surestiment le facteur A_x . Même si les PFA déterminés par Vukobratović et Ruggieri (2021) sont approximatifs, ils démontrent l'influence des modes supérieurs considérés le long de la hauteur. Les équations de cette méthode directe ne sont pas destinées à couvrir le rez-de-chaussée, où les déplacements sont égaux à zéro. Aux trois étages inférieurs, la méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) a conduit à des résultats non conservateurs, surtout lorsque la limite inférieure des PFA égale au PGA n'a pas été appliquée. Ainsi, deux profils décrivant la relation de PFA/PGA et la hauteur du bâtiment sont proposés pour couvrir tous les étages du bâtiment.

CHAPITRE 4

ÉVALUATION DES DEMANDES EN ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX FLEXIBLES

Ce chapitre présente les demandes d'accélération horizontale du plancher pour les CNS flexibles afin d'évaluer l'effet de la non-linéarité de la structure et des CNS, des modes supérieurs, du poids des CNS, de l'intensité des séismes et de l'emplacement des CNS par rapport à la hauteur. De plus, les résultats de l'application de la méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) et les équations proposées par le CNB (2015) et Eurocode 8 pour déterminer les demandes d'accélération des CNS sont évalués et discutés.

4.1 Description des cas à étudier

L'approche du système primaire-secondaire découplé est utilisée dans ce projet afin de déterminer les demandes sismiques des CNS, en particulier les SRP, A_r et R_p et $A_r \cdot A_x / R_p$. Les CNS sont assumés en porte-à-faux avec à 1DLL le centre de masse situé à 1 m du plancher (Figure 4. 1). La rigidité du support en acier est égale à 39.42 KN/m.

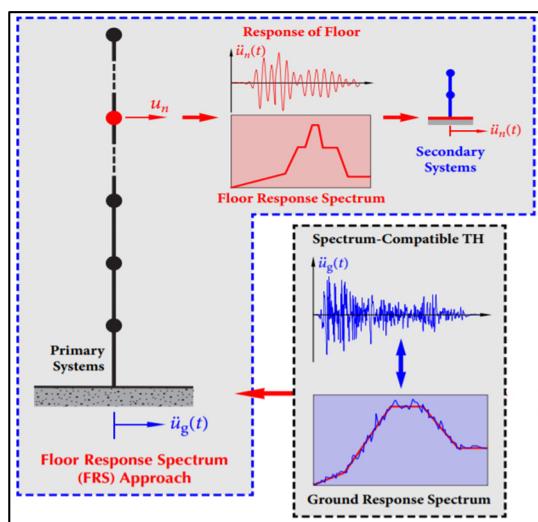


Figure 4. 1 Méthode d'analyse sismique pour générer SRP pour les CNS
Tirée de Jiang (2016)

Selon le FEMA P-750 (2009), 1% et 10% présentent les rapports de poids des CNS par rapport au poids total du bâtiment et du plancher, respectivement.

Dans ce projet, on vérifie l'effet de poids du composant secondaire, « P » sur les demandes sismiques des CNS avec différents rapports de poids pour des ratios de 0.01% 0.1% et 1% du poids total du bâtiment (Tableau 4. 1). À noter également que le poids total du bâtiment, « P_{total} », le poids du plancher de 1^{er} au 11^e étage, « $P_{plancher}$ », et le poids du plancher de 12^e étage, « $P_{plancher-12}$ », sont égaux à 90975 KN, 7489 KN et 8264 KN, respectivement.

Tableau 4. 1 Caractéristiques des CNS à étudier

P (KN)	P/P _{total} (%)	P/P _{plancher} (%)	P/P _{plancher-12} (%)	T _{CNS} (s)
9.1	0.01	0.12	0.11	0.034
90.1	0.1	1.2	1.1	0.108
909.1	1	12	11	0.34

Selon le Tableau 4. 1, le CNS rigide ($T_{CNS} < 0.06$) est présenté par un poids égal à 9.1 KN. Alors que les CNS flexibles ($T_{CNS} > 0.06$) sont présentés par des poids égaux à 91 KN et 910 KN.

Dans ce projet, des taux d'amortissements pour les CNS de 5%, 10% et 20% ont été étudiés afin de déterminer l'effet de la non-linéarité des composants sur les demandes sismiques en accélération. 5% présente le cas élastique recommandé par le CNB (2015). Selon Vukobratović et Fajfar (2017), 10% et 20% correspondent approximativement au spectre d'accélérations pour les CNS inélastiques dans le cas d'une demande de ductilité μ égale à 1.5 et 2, respectivement. 3 étages seront présentés dans cette partie qui sont le 2^e étage, 6^e étage et

12^e étage qui représentent respectivement les étages inférieurs, mi-hauteur et au toit du bâtiment.

24 séismes sectionnés et calibrés dans la partie 2.4 pour deux probabilités de dépassement, 2% et 10%, dans 50 ans présentent les paramètres d'entrées du logiciel SAP 2000 et Perform 3D pour les modèles du bâtiment linéaires et non linéaires, respectivement. Les accélérations des planchers présentent les paramètres d'entrées de détermination d'accélérations maximales des CNS découplés pour 3 poids différents soit 9.1 KN, 91 KN, 910 KN et 3 taux d'amortissement soit 5%, 10% et 20%. Le poids 910 KN et l'amortissement 20% des CNS présentent dans ce projet des cas limites qui ne seront pas généralement appliqués dans la pratique.

4.2 Effet du poids sur les demandes sismiques des CNS

La Figure 4. 2 montre l'effet de la période fondamentale des CNS, en changeant les poids des CNS, sur leurs demandes sismiques avec un taux d'amortissement de 5% dans le 2^e étage des modèles de bâtiment inélastique et élastique. Le Tableau 4. 2 montre les valeurs médianes du rapport des SRP au niveau du CNS par rapport à ceux au niveau du plancher.

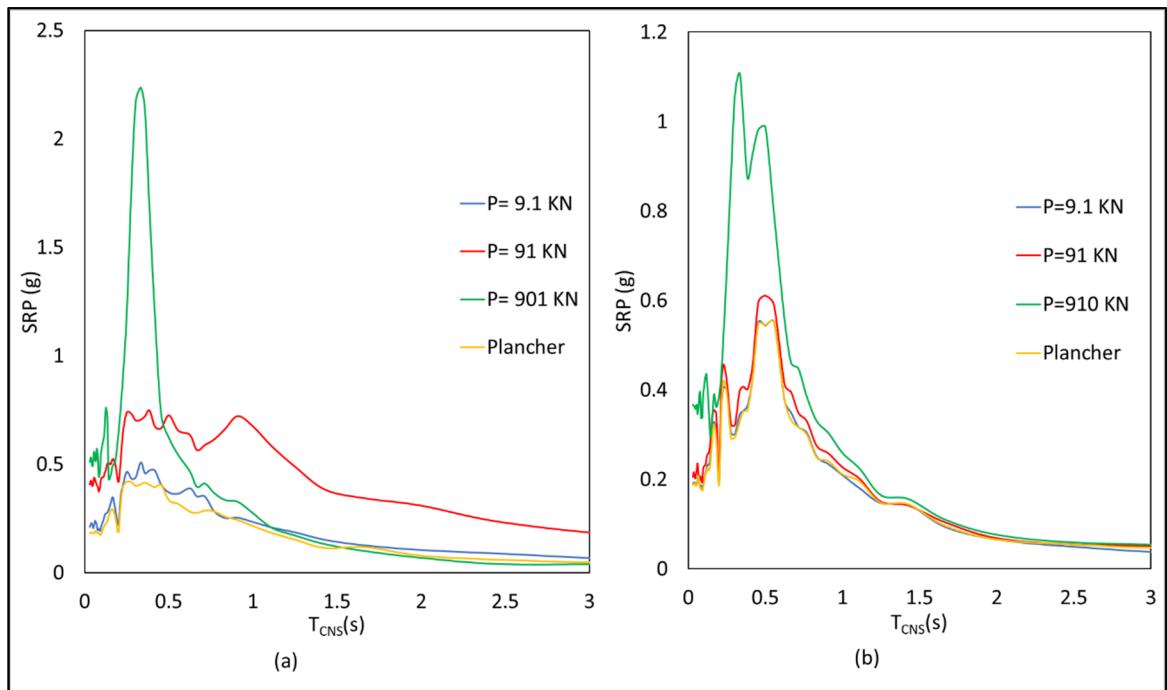


Figure 4.2 Effet du poids sur les demandes sismiques des CNS (5%) pour le 2^e étage d'un modèle de bâtiment (a) inélastique et (b) élastique

Tableau 4.2 Valeurs médianes du rapport des SRP au niveau du CNS par rapport à ceux au niveau du plancher

	Structure inélastique-CNS élastique 5%			Structure élastique-CNS élastique 5%		
	9.1	91	910	9.1	91	910
Poids (KN)	9.1	91	910	9.1	91	910
Valeurs médianes du rapport des SRP	1.16	2.19	2.56	1.01	1.10	1.76

Pour le modèle inélastique la forme des SRP pour chaque poids est différente ; pour $P = 9.1\text{ KN}$ la forme et les valeurs de SRP sont presque similaires à ceux du plancher, pour $P = 91\text{ KN}$ la forme et les pics de SRP sont semblables à ceux du plancher et de $P = 9.1\text{ KN}$, mais les valeurs sont amplifiées, pour $P = 910\text{ KN}$ la forme et les valeurs de SRP sont totalement différentes aux autres poids. Cependant, dans le modèle élastique la forme et les valeurs sont similaires pour les poids $P = 9.1\text{ KN}$, $P = 91\text{ KN}$ et le plancher. Toutefois, les valeurs sont largement amplifiées pour le cas $P = 910\text{ KN}$ par rapport au plancher.

Pour un rapport de poids égal à 0.01%, la valeur médiane de la différence des SRP pour le modèle élastique est proche de 1 car le composant est rigide (Tableau 4. 2 et Figure 4. 2). Le Tableau 4. 2 montre une différence remarquable de la réponse sismique par rapport au plancher pour le modèle non linéaire pour les rapports de poids de 0.1% et 1% qui correspondent respectivement à des $T_{CNS} = 0.108$ s, 0.34s. Pour le deuxième étage, la valeur médiane du rapport des SRP de la réponse sismique par rapport au plancher est important pour un rapport de poids de 1% : 1.76 et 2.56 pour le modèle de structure élastique et inélastique, respectivement (Tableau 4. 2).

De ce fait, il n'y pas d'amplification pour les CNS rigides. Alors que les accélérations au niveau des CNS flexibles peuvent différer grandement des accélérations du plancher non seulement en amplitude, mais aussi en contenu fréquentiel. Ainsi, le CNS avec un poids = 91 KN sera présenté dans les sections 4.3, 4.4 et 4.5 afin d'étudier les composants flexibles. Les résultats des autres poids seront présentés dans l'Annexe III.

4.3 Évaluation des spectres de réponse de planchers à différentes élévations du bâtiment

Les Figure 4. 3, à Figure 4. 5 présentent les SRP élastiques et inélastiques médianes générées pour le modèle étudié au niveau du 2^e, 6^e et 12^e étage, respectivement. Dans ces figures UHS-2% et P= 91 KN sont exposés. Les résultats pour les autres poids (9.1 KN et 910 KN) et pour UHS-10% sont présentés dans l'Annexe III. L'axe des abscisses de ces figures représente le ratio entre la période du composant et la période fondamentale du bâtiment dans la direction EO en ajoutant l'indication du 1^{er} (fondamentale) 2^e et 3^e modes. T_{CNSi-L} et $T_{CNSi-NL}$ présentent les périodes des CNS près des modes i (i=1,2 et 3) pour les modèles linéaire et non linéaire du bâtiment, respectivement. T_{Bi} est définie comme la période du bâtiment dans la direction EO en secondes près du mode de vibration i.

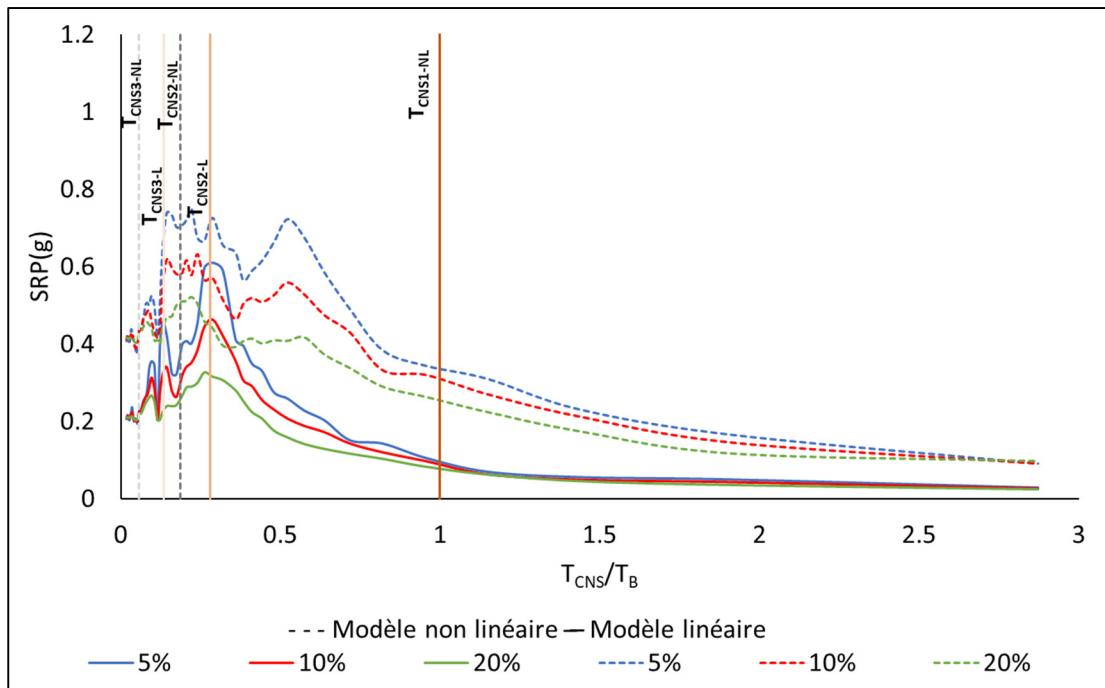


Figure 4.3 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur le SRP de 2^e étage avec des taux d'amortissement des CNS de 5%, 10% et 20%

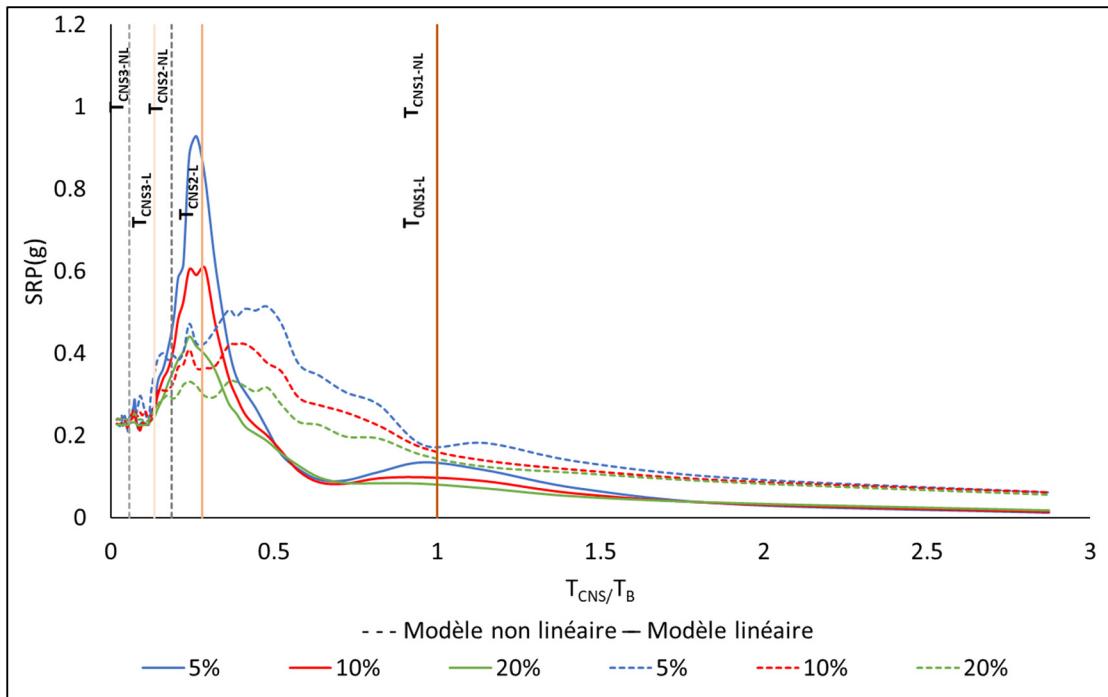


Figure 4.4 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur le SRP de 6^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20%

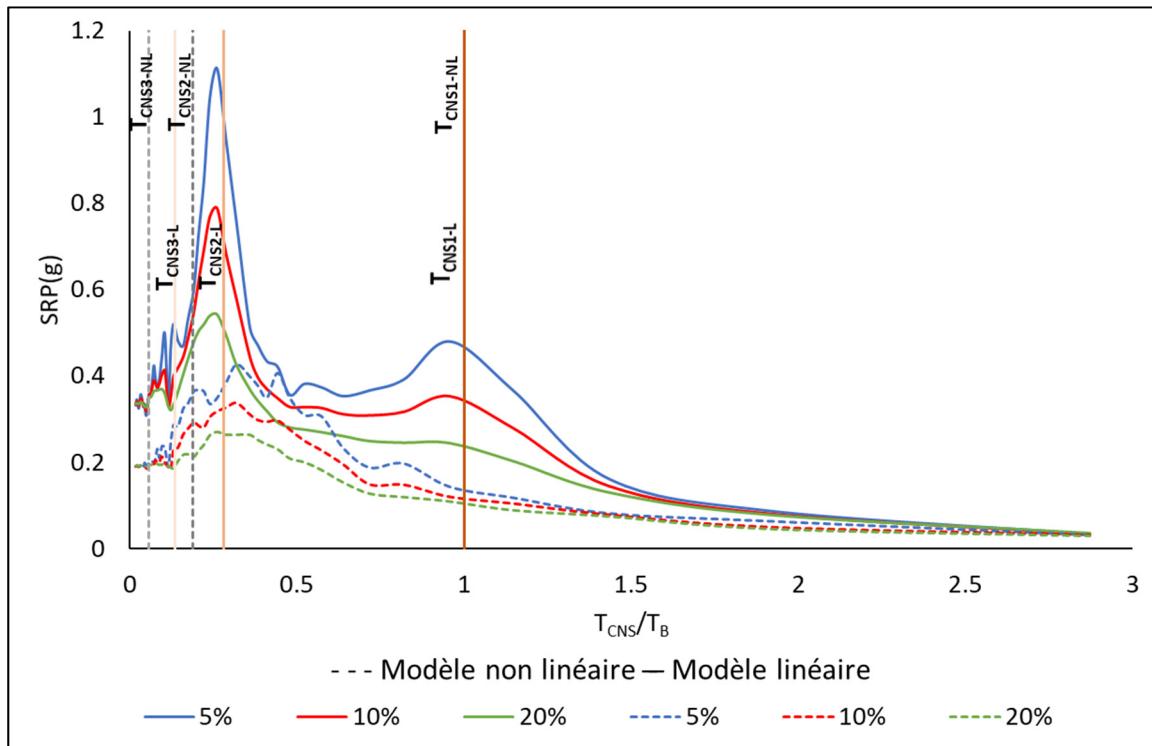


Figure 4. 5 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur le SRP de 12^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20%

On observe que les SRP médianes élastiques et inélastiques de chaque modèle n'ont pas forcément la même forme. Dans la Figure 4. 3, les SRP possèdent plusieurs pics de résonance dans le modèle inélastique, près de T_{B2} , par rapport au modèle élastique. Aussi, les pics des modèles inélastiques prennent plus de temps à se former qui peut causer un élargissement des spectres dans la région de résonance.

Au deuxième mode de vibration du bâtiment et pour 5 % d'amortissement dans le plancher de 12^e et 6^e étages, un bâtiment non linéaire réduit le SRP d'un facteur d'environ 3 et 2.3, respectivement. Cette réduction des valeurs des SRP s'est produite en raison de la non-linéarité de la structure lorsque la période des CNS était proche des périodes modales du bâtiment. Particulièrement, une réduction plus importante a été observée près de la seconde période de

vibration qu'aux alentours de la période fondamentale. Le fait d'avoir deux ou plusieurs pics montre l'effet des modes supérieures. Ces résultats sont conformes à ceux de Vukobratović et Ruggieri (2021) qui a étudié un bâtiment similaire avec des murs de refends. Cependant, les SRP d'une structure linéaire peuvent être inférieures à ceux d'une structure non linéaire. Ces cas particuliers sont remarquables souvent dans les étages inférieurs comme dans le 2^e étage de la Figure 4. 3. Ces observations sont encore plus applicables pour le modèle inélastique avec un poids de 910 KN (Annexe III). Ces résultats ont été prouvés aussi par Anajafimarzijarani (2018); Sankaranarayanan et al., (2008b) et Wang et al., (2021).

Les résultats présentés dans les Figure 4. 3 à Figure 4. 5, démontrent qu'à tous les étages, il est clair que l'augmentation du taux d'amortissement, et donc l'élévation dans la ductilité (la non-linéarité) des CNS mènent généralement à une réduction dans les valeurs de SRP. Par exemple, dans le modèle inélastique du 12^e étage, les valeurs de SRP maximales sont réduites de 10% et 16% en passant de CNS 5% vers CNS 10% et CNS 5% vers CNS 20%, respectivement. Aussi, dans le modèle élastique du 12^e étage, les valeurs de SRP maximales sont réduites de 32% et 61% en passant de CNS 5% vers CNS 10% et CNS 5% vers CNS 20%, respectivement. Pour les systèmes dont les périodes sont égales ou proches des périodes modales de la structure porteuse, si on autorise de petits niveaux de non-linéarité tels qu'une ductilité de 1.5 ou 2, on peut conduire à des réductions très importantes dans les valeurs de SRP et donc dans les forces de conception des CNS. Des résultats similaires ont été trouvés dans les études de Vukobratović et Ruggieri (2021) et Miranda et al. (2018).

Le comportement non linéaire des structures porteuses et des CNS exerce une influence significative sur les réponses d'accélération du plancher. Cet effet doit être pris en compte dans la conception sismique des CNS inélastiques dans la plupart des cas, étant donné que les exigences d'accélération ou de force sur les CNS dans la structure inélastique sont généralement inférieures à celles induites dans les structures porteuses linéaires lorsqu'elles sont soumises à un séisme de même intensité.

La Figure 4. 6 présente le SRP du modèle élastique et inélastique pour UHS-2% et UHS-10% dans le 2^e étage. Le poids et le taux d'amortissement du CNS étudié dans cette figure sont égaux à 91 KN et 5%, respectivement.

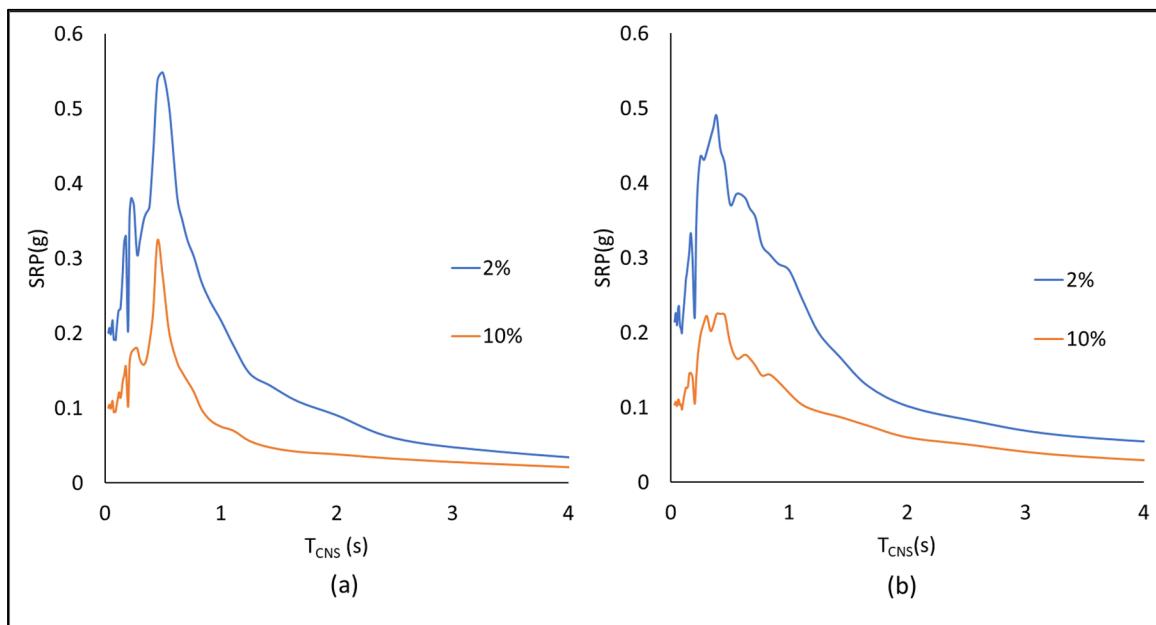


Figure 4. 6 Effet de l'intensité des séismes sur les demandes sismiques des CNS avec UHS-2% et UHS-10% pour le modèle (a) linéaire et (b) non linéaire

La Figure 4. 6 montre que les valeurs maximales des SRP déterminés à partir de 2% de probabilités de dépassement divisés par ceux de 10% sont égales à 1.78 et 2.27 respectivement pour le modèle élastique et inélastique. Ainsi, l'augmentation du niveau d'intensité des séismes exerce une influence importante sur les SRP inélastiques que élastiques. Ce résultat est attendu puisque le SRP est fortement influencé par l'élasticité de la structure porteuse.

Pour tous les cas étudiés dans ce projet (Annexe III), les valeurs d'accélération du cas 2% sont toujours supérieures à ceux de 10%. Ces résultats sont confirmés par plusieurs recherches comme ceux de Anajafimarzijarani (2018) et Sheikh Alard (2020).

4.4 Effet de l'emplacement des CNS sur leurs demandes sismiques

La Figure 4. 7 présente une comparaison du spectre de réponse des 2^e, 4^e, 6^e, 9^e et 12^e étages. Le poids et le taux d'amortissement des CNS dans cette figure sont 91 KN et 5% respectivement. Le modèle du bâtiment est linéaire et les séismes sélectionnés sont de 2% de probabilité de dépassement dans 50 ans. L'ajout des étages 4 et 9 dans cette partie est utilisé seulement pour mieux comprendre le comportement des CNS à différents niveaux.

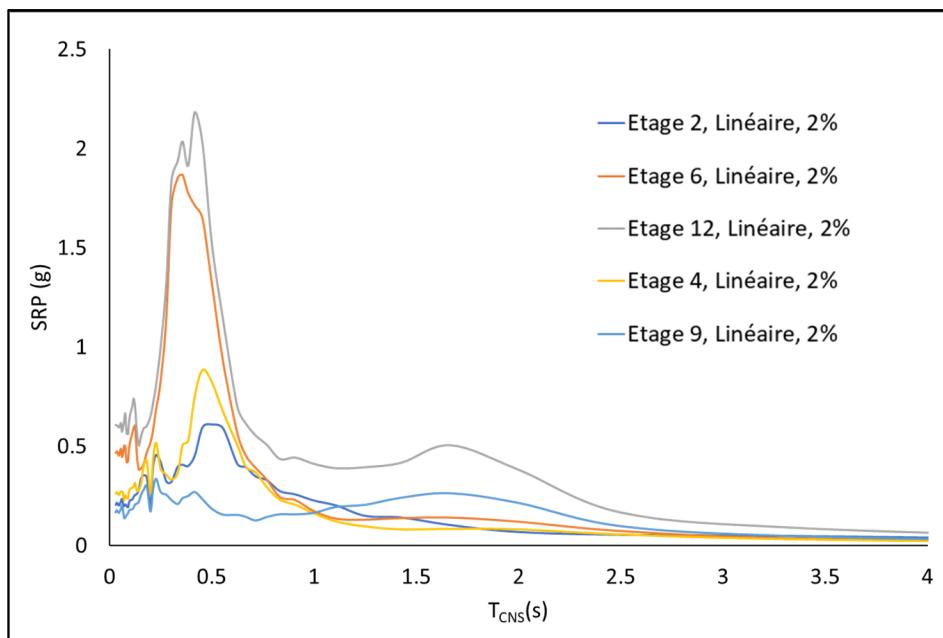


Figure 4. 7 Effet de l'emplacement des CNS par rapport de la hauteur du bâtiment pour P=91 KN

Aux 2^e, 4^e, 6^e et 12^e étages, les pics liés aux modes supérieurs étaient clairement visibles. Le 4^e étage présente une transition entre les 2^e et 6^e étages. Au contraire, les pics obtenus dans le cas du 9^e étage indiquent que tous les modes exercent une influence similaire. En effet, au 9^e étage l'influence du premier mode commence à faire son effet, et les influences des modes supérieurs commencent à diminuer. En jugeant la taille des pics des SRP au 12^e étage, il est évident que le deuxième mode est le plus important, et que les influences des premiers et troisièmes modes sont similaires. Ces résultats sont attendus puisque les accélérations d'entrée pour déterminer le SRP sont les PFA. La Figure 3. 2 confirme le fait que les modes supérieurs

ont fortement influencé les PFA le long de la hauteur et c'est pourquoi les pics des SRP auront les mêmes tendances.

Dans les recherches de Kazantzi et al. (2018); Sheikh Alard (2020) et Surana et al. (2018) et des normes, comme Eurocode 8, qui étudient les cadres symétriques réguliers en béton armé résistant aux moments, les valeurs SRP augmentent progressivement avec la hauteur de la structure. Cependant, très peu de chercheurs étudient l'effet de l'emplacement des CNS par rapport à la hauteur d'un bâtiment avec des murs de refends. Vukobratović et Ruggieri (2021) ont étudiés récemment un bâtiment similaire et ils ont trouvés des résultats conformes de ceux de ce projet. En fait, ils ont prouvé aussi que les valeurs de SRP pour le 6^e et 12^e étages sont semblables, les pics dans le 9^e étage pour le mode fondamental et le 2^e mode sont presque égaux et la forme des SRP dépend de l'effet des modes supérieurs.

4.5 Comparaison des résultats de demandes sismiques des CNS avec celles des normes

Selon le CNB (2015), la force statique équivalente pour la conception sismique des composants non structuraux est :

$$V_P = 0.3F_aS_a (0.2) I_E S_P W_P \quad (4.1)$$

Avec :

$$PGA = 0.3F_aS_a (0.2) I_E \quad (4.2)$$

$$S_p = C_p A_r A_x / R_p \quad (4.3)$$

$$PCA = \max_{T_{CNS}} (SRP) \quad (4.4)$$

En conséquence, $\frac{PCA}{PGA} = S_p = \frac{PFA}{PGA} \times \frac{PCA}{PFA} = (1 + 2h_x/h_n) \times \frac{A_r}{R_p} \times C_p$ avec $C_p = 1$. On sait que $\frac{PFA}{PGA} = A_x = (1 + \frac{2h_x}{h_n})$ et donc $A_r = \frac{PCA}{PFA} \times R_p$.

4.5.1 Évaluation du facteur PCA/PFA

Le Tableau 4. 3 et la Figure 4. 8 résume toutes les valeurs de PCA/PFA étudiées dans ce projet. La structure linéaire et non linéaire sont présentés par « L » et « NL », respectivement. Le Tableau 4. 4 montre le rapport des valeurs (PCA/PFA) d'un modèle non linéaire par rapport à un modèle linéaire.

Tableau 4. 3 Valeurs de PCA/PFA pour les différents scénarios

		NL (UHS-2%)			NL (UHS-10%)			L (UHS-2%)			L (UHS-10%)		
Étage	P (KN)	Taux d'amortissement des CNS (%)											
		5	10	20	5	10	20	5	10	20	5	10	20
2	9.1	2.0	1.5	1.2	2.1	1.5	1.2	2.7	2.0	1.4	3.1	2.1	1.3
	91	3.0	2.5	2.1	3.5	2.9	2.3	2.9	2.2	1.6	3.4	2.3	1.5
	910	8.9	6.0	3.6	7.4	4.9	3.0	5.3	3.6	2.6	5.6	3.7	2.4
6	9.1	2.1	1.7	1.3	5.1	3.6	2.4	3.7	2.4	1.8	4.8	3.1	1.8
	91	3.1	2.5	2.0	3.1	2.3	2.0	4.0	2.6	1.9	5.2	3.3	1.9
	910	5.7	3.9	2.5	5.1	3.6	2.4	8.0	5.6	3.8	9.0	6.1	4.0
12	9.1	2.1	1.7	1.3	2.1	1.6	1.2	3.2	2.3	1.6	4.2	2.7	1.7
	91	2.5	2.0	1.6	2.5	2.0	1.6	3.4	2.4	1.7	4.5	2.8	1.8
	910	7.6	5.1	3.3	7.3	4.9	3.2	6.7	4.7	3.2	8.0	5.2	3.5

Tableau 4. 4 Rapport des valeurs de (PCA/PFA) d'un modèle non linéaire par rapport un modèle linéaire

		NL/L (UHS-2%)			NL/L (UHS-10%)					
Étage	P (KN)	Taux d'amortissement des CNS (%)						m ₂	σ ₂	m ₂ + σ ₂
		5	10	20	5	10	20			
2	9.1	0.76	0.75	0.82	0.65	0.72	0.92	0.77	0.09	0.86
	91	1.01	1.14	1.33	1.02	1.26	1.49	1.21	0.19	1.40
	910	1.67	1.64	1.39	1.31	1.33	1.25	1.43	0.18	1.61
6	9.1	0.58	0.70	0.74	1.06	1.17	1.33	0.93	0.30	1.23
	91	0.77	0.97	1.05	0.59	0.71	1.03	0.85	0.19	1.04
	910	0.71	0.69	0.66	0.56	0.59	0.59	0.63	0.06	0.70
12	9.1	0.67	0.76	0.81	0.50	0.60	0.72	0.68	0.11	0.79
	91	0.73	0.81	0.95	0.55	0.71	0.90	0.77	0.15	0.92
	910	1.15	1.09	1.04	0.90	0.95	0.92	1.01	0.10	1.11
m ₁		0.89	0.95	0.98	0.79	0.89	1.02			
σ ₁		0.34	0.31	0.25	0.29	0.29	0.29			
m ₁ + σ ₁		1.24	1.26	1.23	1.08	1.19	1.31			

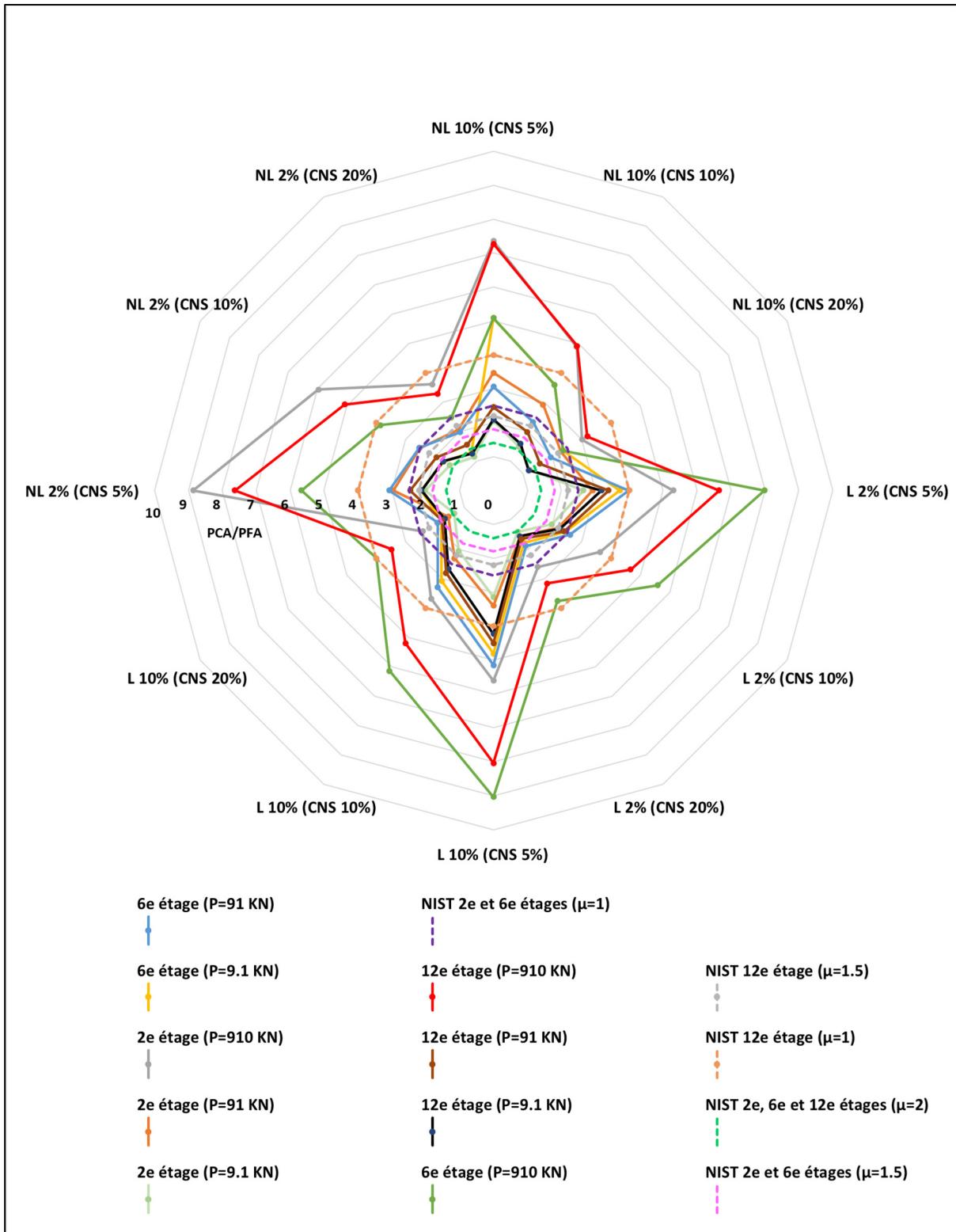


Figure 4. 8 Diagramme en radar de PCA/PFA

Les valeurs de PCA/PFA proposées par NIST GCR 18-917-43 (2018) dans le Tableau 1. 1 pour les CNS avec une ductilité égale à 1, 1.5 et 2 sont 4, 2.2 et 1.4, respectivement. La Figure 4. 8 montre que ces valeurs présentent une bonne approximation de PCA/PFA avec une probabilité de dépassement des séismes de 2% sur 50 ans pour P=9.1 KN et 91 KN. Cependant, les autres scénarios sont sous-estimés par le NIST GCR 18-917-43 (2018).

Dans le Tableau 4. 3 et la Figure 4. 8 les valeurs de PCA/PFA varient entre 1.15 et 9.04. Il est clair qu'une augmentation du poids des CNS, et donc une augmentation des T_{CNS} , mène automatiquement à une augmentation importante dans les valeurs de PCA/PFA. Les valeurs de PCA/PFA sont variables en fonction de l'emplacement des CNS. Cependant, ils n'augmenteront pas progressivement avec la hauteur du bâtiment, car le PCA et le PFA sont tous les deux affectés par l'effet de modes supérieurs et leur comportement le long de la hauteur du bâtiment sera toujours tel qu'il a été mentionné dans la Figure 3. 2.

Le Figure 4. 4 montre l'effet de la non-linéarité de la structure porteuse sur le facteur PCA/PFA. « m_1 » et « m_2 » présentent les valeurs moyenne de PCA/PFA d'un modèle non linéaire par rapport à un modèle linéaire en fixant la ductilité des composants et la hauteur du bâtiment, respectivement. Les valeurs de « m_1 » varient entre 0.89 et 1.02, alors que « m_2 » sont entre 0.63 et 1.43. La plupart des valeurs moyennes sont inférieures à 1, sauf ceux du 2e étage avec des poids égaux à 91 KN et 910 KN. Ces résultats montrent que généralement les bâtiments modélisés non linéairement réduisent le facteur PCA/PFA.

4.5.2 Évaluation du facteur R_p

Le Tableau 4. 5 et la Figure 4. 8 présentent une des propriétés dynamiques des CNS prises en compte dans le facteur R_p qui est le facteur de la non-linéarité des composants. 5%, 10% et 20% présentent les taux d'amortissements des CNS. Les CNS 5% présentent le composant élastique, alors que CNS 10% et CNS 20% présentent le composant inélastique correspondant à des ductilités de 1.5 et 2 respectivement.

Tableau 4. 5 Ratio entre PCA des CNS élastique et PCA des CNS inélastique

		NL (UHS-2%)		NL (UHS-10%)		L (UHS-2%)		L (UHS-10%)	
Étage	Poids (KN)	5% /	5% /	5% /	5% /	5% /	5% /	5% /	5% /
		10%	20%	10%	20%	10%	20%	10%	20%
2	9.1	1.36	1.75	1.38	1.66	1.33	1.88	1.53	2.34
	91	1.36	1.75	1.19	1.51	1.32	1.87	1.47	2.20
	910	1.49	2.45	1.51	2.44	1.46	2.04	1.52	2.33
6	9.1	1.25	1.63	1.41	2.16	1.53	2.09	1.56	2.71
	91	1.22	1.55	1.31	1.57	1.53	2.11	1.56	2.72
	910	1.47	2.27	1.41	2.16	1.43	2.13	1.47	2.26
12	9.1	1.24	1.69	1.32	1.77	1.41	2.04	1.59	2.55
	91	1.26	1.58	1.24	1.56	1.41	2.05	1.60	2.56
	910	1.51	2.31	1.48	2.28	1.43	2.11	1.55	2.32
Moyenne		1.35	1.89	1.36	1.90	1.43	2.04	1.54	2.44
Ecart-type		0.11	0.35	0.10	0.36	0.07	0.10	0.05	0.19

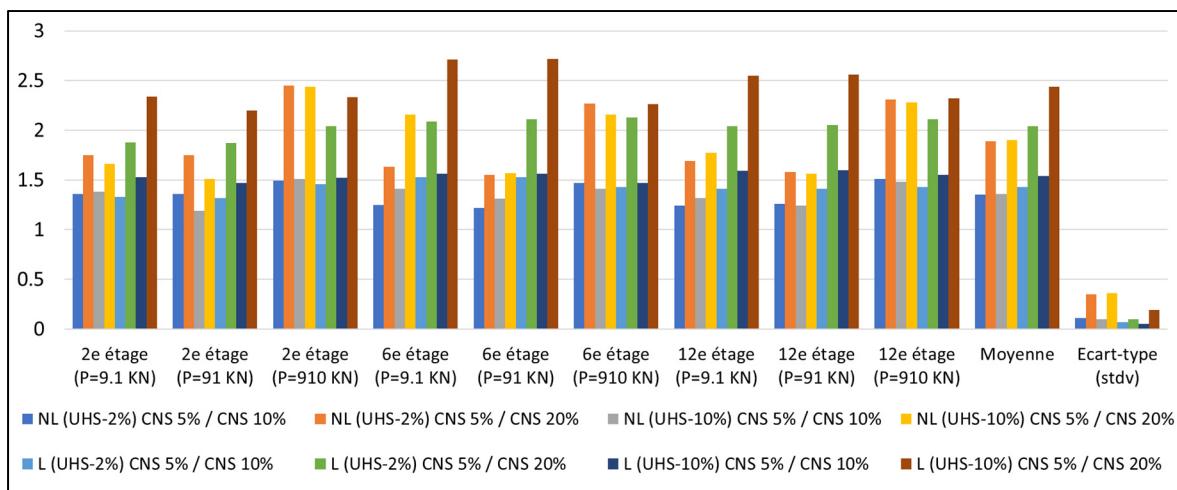


Figure 4.9 Histogramme de PCA des CNS élastique sur les PCA des CNS inélastique

Dans le Tableau 4.5 et la Figure 4.9, les valeurs moyennes de PCA des CNS élastique sur les PCA des CNS inélastique pour un bâtiment modélisé linéairement et soumis à un séisme avec 2% de probabilité de dépassement sur 50 ans sont égales à 1.43 et 2.04 pour PCA de CNS 5%/CNS 10% et PCA de CNS 5%/CNS 20%, respectivement. Les valeurs moyennes du rapport de PCA élastique/inélastique confirme l'hypothèse proposée par Vukobratović et Ruggieri (2021) et utilisée dans ce projet. En effet, ils ont indiqué que les spectres d'accélération du plancher pour les CNS élastiques avec un amortissement de 10% et 20% correspondent approximativement au spectre pour les CNS inélastiques dans le cas d'une demande de ductilité μ égale à 1.5 et 2, respectivement.

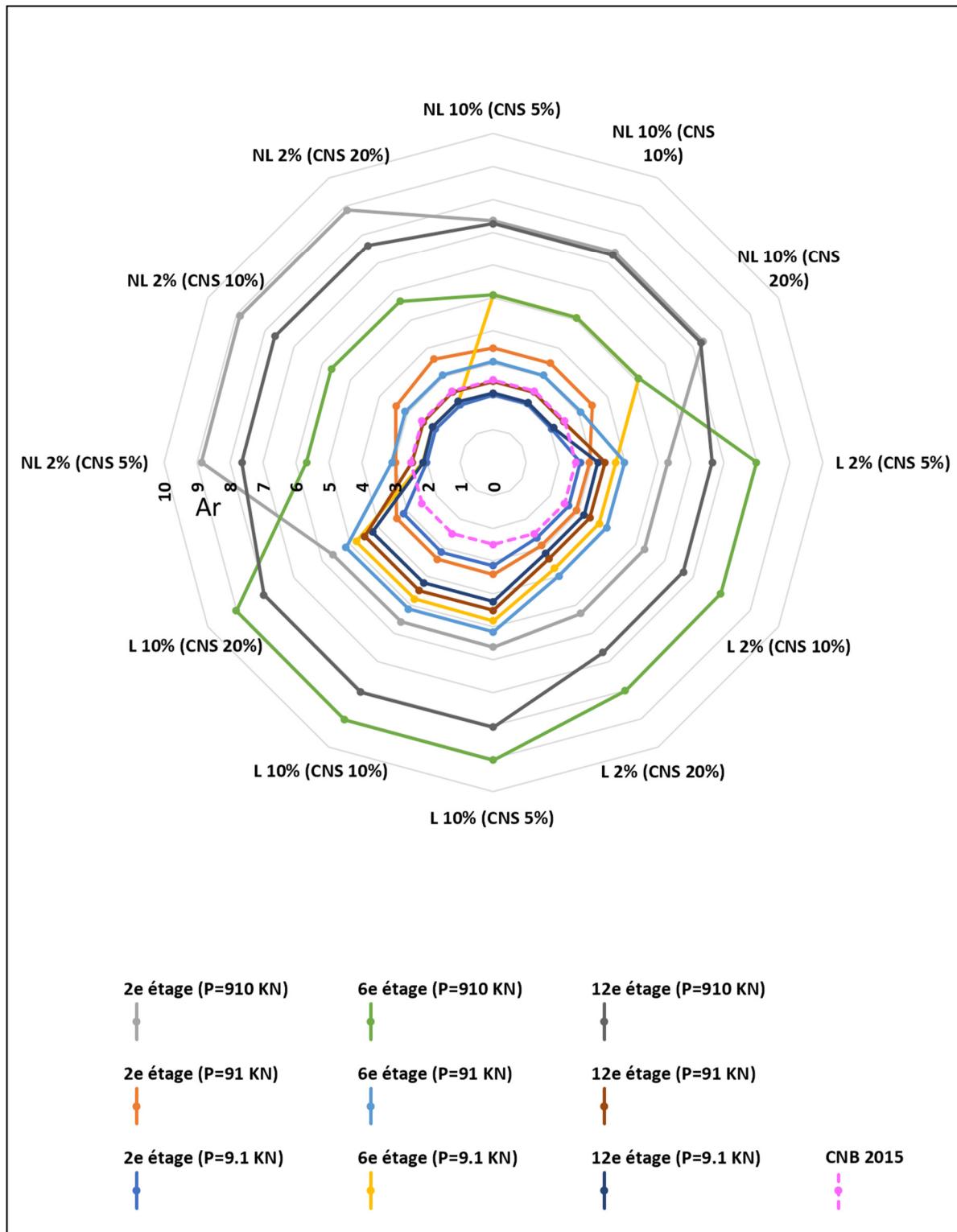
Le but d'utiliser le facteur R_p est de tenir compte de la capacité de dissipation de l'énergie du composant à travers les mécanismes inélastiques tels que le comportement hystéritique des matériaux. Selon le CNB (2015), ce facteur remplit la même fonction que le coefficient de réduction, $R_d R_o$. Dans le code, les types les plus proches des CNS élastique ($\mu=1$) et inélastique ($\mu=2$) utilisés dans ce projet sont « *composants souples avec matériaux ou assemblage non ductile, $R_p=1$* » et « *composants rigides avec matériaux et assemblage ductile, $R_p=2.5$* », respectivement. Ceci montre que les valeurs moyennes trouvées dans le Tableau 4.5 sont conformes à celles de CNB (2015). Cela n'empêche que les valeurs de R_p pour différents CNS ont été établies sur la base d'une expertise théorique plutôt que sur des tests expérimentaux.

4.5.3 Évaluation du facteur A_r

La Figure 4. 10 et le Tableau 4. 6 présentent les valeurs de A_r qui sont égales à PCA/PFA du Tableau 4. 3 multipliés par les valeurs de R_p du Tableau 4. 5.

Tableau 4. 6 Les valeurs obtenues de A_r en se basant sur les différents scénarios de ce projet

		NL (UHS-2%)			NL (UHS-10%)			L (UHS-2%)			L (UHS-10%)		
Étage	P (kN)	Taux d'amortissement des CNS (%)											
		5	10	20	5	10	20	5	10	20	5	10	20
2	9.1	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.0	2.7	2.6	2.7	3.1	3.2	3.1
	91	3.0	3.4	3.6	3.5	3.5	3.5	2.9	2.9	2.9	3.4	3.4	3.4
	910	8.9	8.9	8.9	7.4	7.4	7.3	5.3	5.3	5.3	5.6	5.6	5.6
6	9.1	2.1	2.1	2.1	5.1	5.1	5.1	3.7	3.7	3.7	4.8	4.8	4.8
	91	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	4.0	4.0	4.0	5.2	5.1	5.2
	910	5.7	5.7	5.7	5.1	5.1	5.1	8.0	8.0	8.0	9.0	9.0	9.0
12	9.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	3.2	3.2	3.2	4.2	4.2	4.2
	91	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	3.4	3.4	3.4	4.5	4.5	4.5
	910	7.6	7.7	7.6	7.3	7.3	7.3	6.7	6.7	6.7	8.0	8.1	8.1

Figure 4.10 Diagramme en radar de A_r

La Figure 4. 10 montre que les valeurs de A_r sont égales pour les CNS avec un taux d'amortissement de 5%, 10% et 20% dans chaque cas d'étude. Cela montre l'importance et la cohésion des résultats lors de l'utilisation du facteur de la non-linéarité des composants dans ce projet. Le diagramme de la Figure 4. 1 prouve que dans tous les cas étudiés les valeurs de A_r sont supérieures à 2.5, qui présente la valeur limite proposée par CNB (2015), sauf pour le modèle non linéaire de la structure porteuse dans le 2^e et 12^e étage pour $P=9.1$ KN. Généralement, les valeurs de A_r proposées par le CNB (2015) sous-estiment les demandes sismiques des CNS pour les modèle et composant linéaires. Également le cas pour le modèle inélastique, mais dans une moindre mesure. La variation des valeurs de A_r par rapport à l'étage dépend de l'effet des modes supérieurs. Ils ont les mêmes tendances de variation que dans la Figure 3. 2. De même, les valeurs de A_r augmentent moyennement d'un rapport de 1.2 et 2.6 si on passe d'un poids de CNS égal à 9.1 KN vers 91 KN et de à 9.1 KN vers 910 KN, respectivement.

Il est nécessaire donc de bien expliquer et d'ajouter d'autres facteurs dans R_p pour tenir compte du poids des composants (périodes propres des CNS), l'emplacement des CNS et la non-linéarité de la structure porteuse. Les valeurs de A_r dans le Tableau 4. 6 présentent les cas d'études de ce projet. Par exemple, pour un CNS flexible (poids égal à 91 KN) et pour des séismes avec une probabilité de dépassement de 2% par 50 ans, les valeurs de A_r dans une hauteur moyenne (6^e étage) d'un bâtiment modélisé linéairement et non linéairement sont égales à 4 et 3.1, respectivement.

4.5.4 Évaluation du produit $A_x \cdot A_r / R_p$

La Figure 4. 11 définit les valeurs de SRP/PGA dans les directions EO et NS pour les étages 2, 6 et 12 avec UHS-2%.

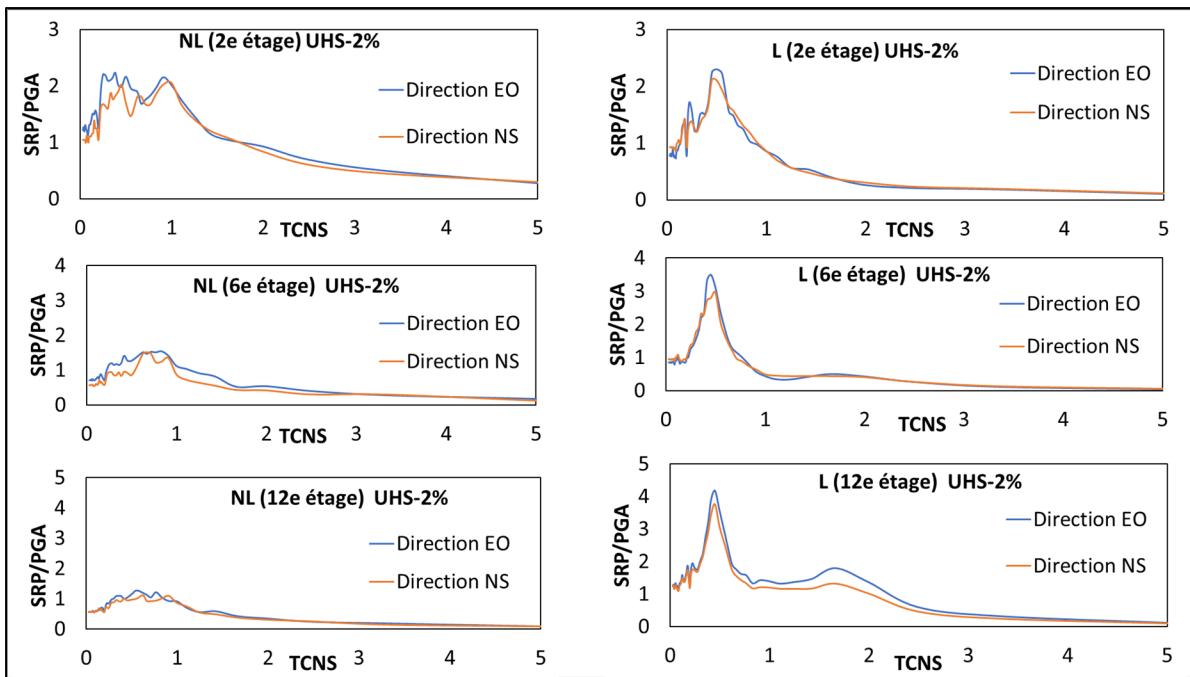


Figure 4. 11 Les valeurs de $A_r A_x$ dans les directions EO et NS pour $P=91$ KN

La comparaison des résultats avec le CNB (2015) et l'Eurocode 8 sera présentée seulement dans la direction EO puisque les valeurs de $A_r A_x / R_p$ dans cette direction sont légèrement supérieurs à celles dans la direction NS (Figure 4. 11). Cette différence négligeable est due à la façon de la modélisation des murs de refend dans chaque direction. Cependant, la configuration du reste du bâtiment est symétrique.

Les Figure 4. 12 à Figure 4. 17 présentent les $SRP/PGA = A_r A_x / R_p$ pour le 2^e, 6^e et 12^e étage avec une probabilité de dépassement de 2% et 10% pour $P=91$ KN. D'après le CNB (2015), $0.7 < S_p = C_p A_r A_x / R_p < 4$. Les différentes valeurs de SRP/PGA pour des CNS avec un taux d'amortissement de 5%, 10% et 20% ont été comparées avec les provisions du CNB (2015) et de l'Eurocode 8. T_B définie la période fondamentale du bâtiment dans la direction EO du modèle linéaire et non linéaire selon le cas étudié.

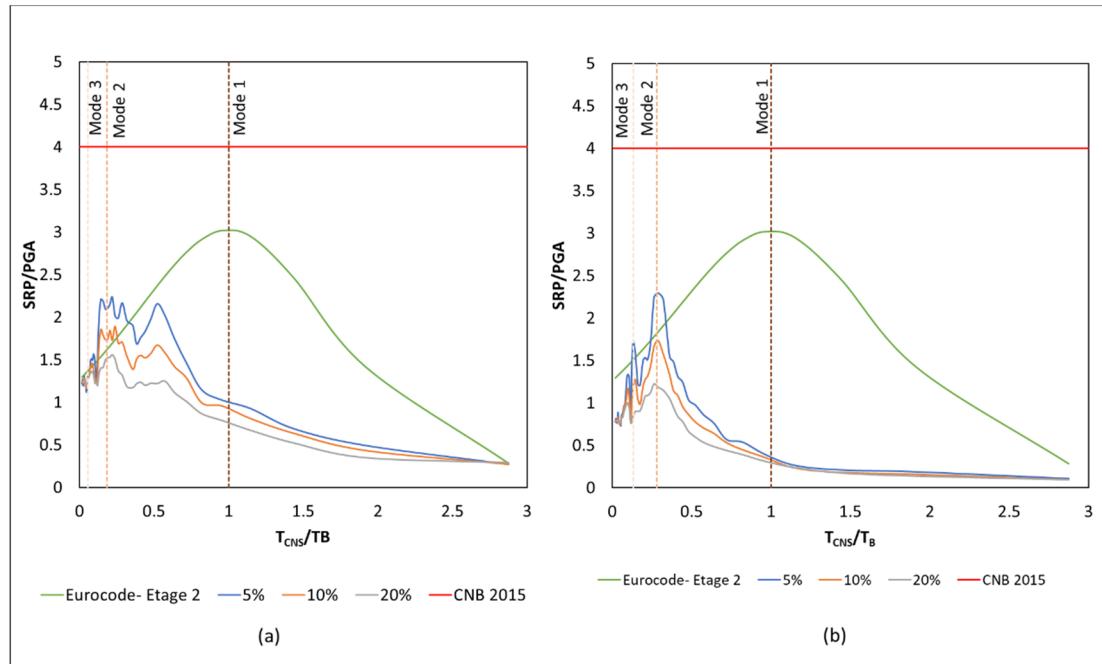


Figure 4. 12 SRP/PGA dans le 2^e étage avec UHS-2% et pour le modèle
(a) non linéaire et (b) linéaire

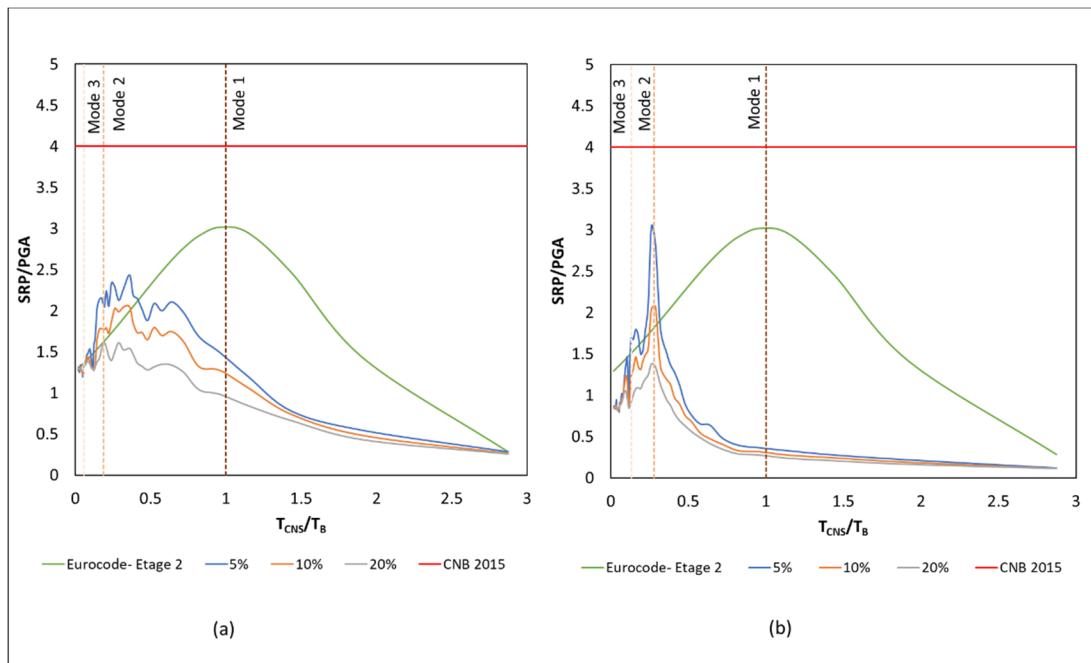


Figure 4. 13 SRP/PGA pour le 2^e étage avec UHS-10% et pour le modèle
(a) non linéaire et (b) linéaire

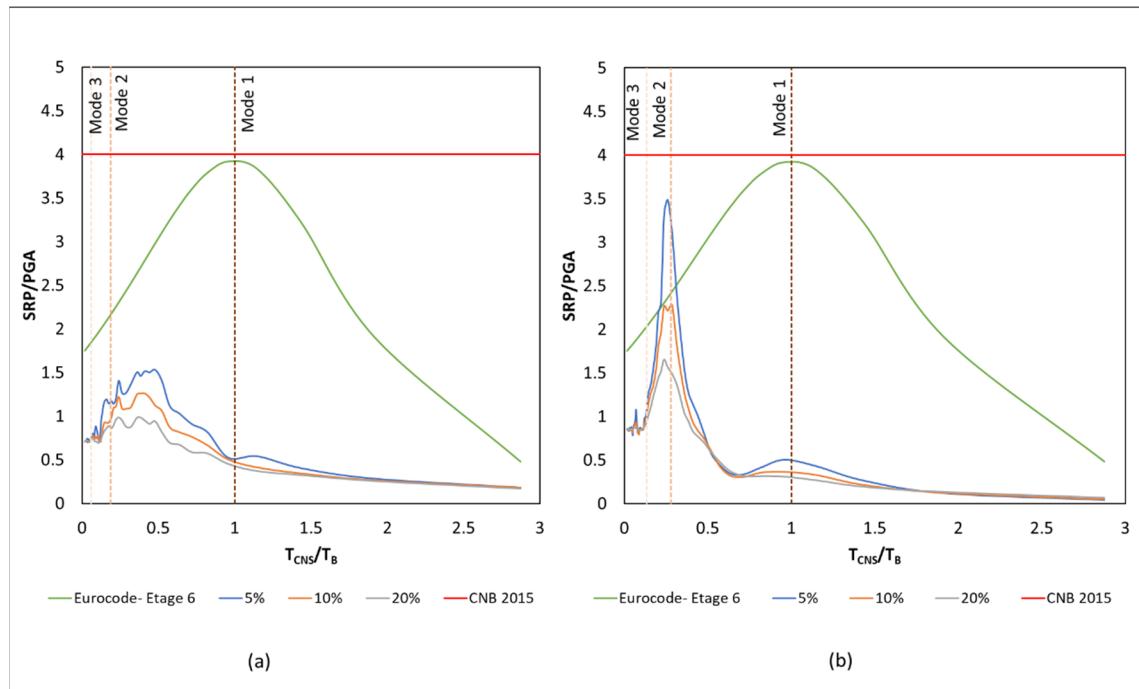


Figure 4. 14 SRP/PGA pour le 6^e étage avec UHS-2% et pour le modèle
(a) non linéaire et (b) linéaire

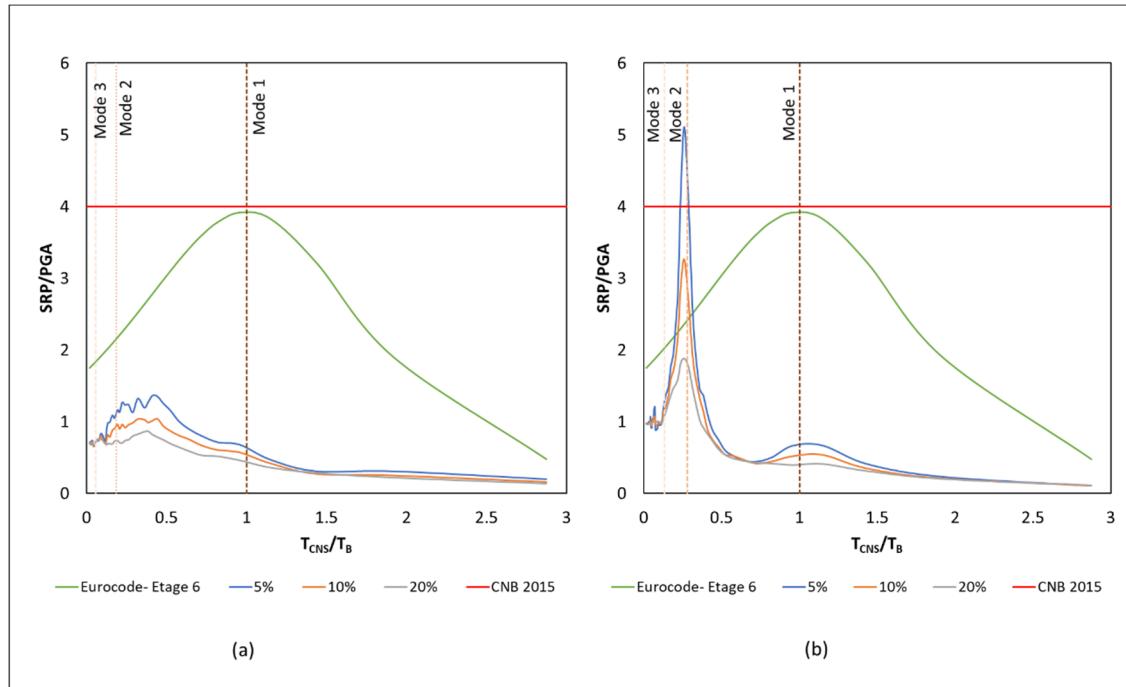


Figure 4. 15 SRP/PGA pour le 6^e étage avec UHS-10% et pour le modèle
(a) non linéaire et (b) linéaire

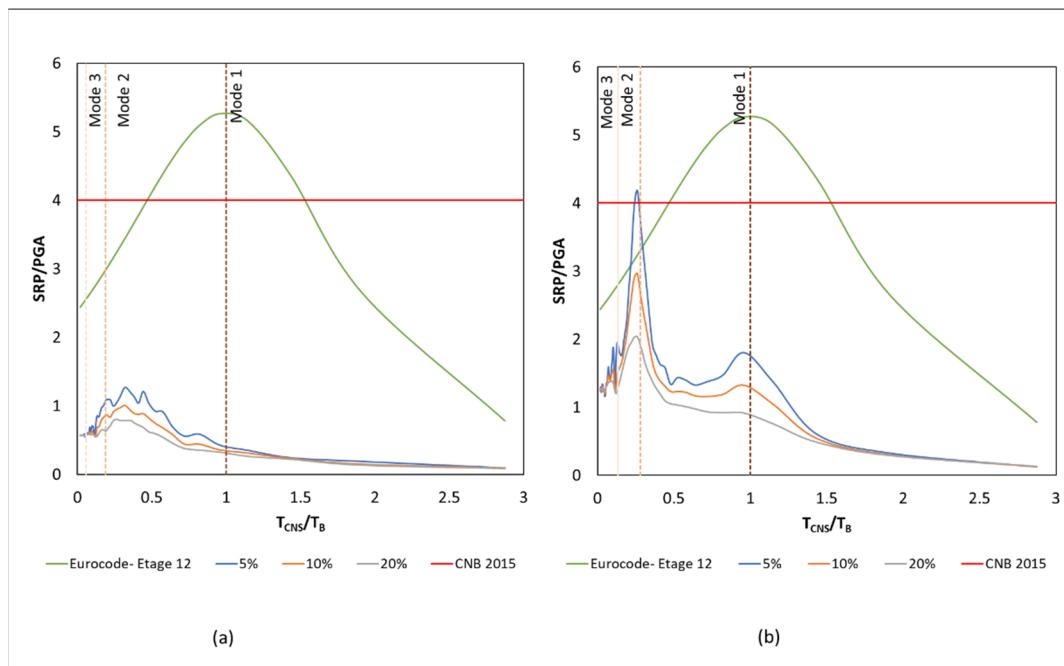


Figure 4. 16 SRP/PGA pour le 12^e étage avec UHS-2% et pour le modèle
(a) non linéaire et (b) linéaire

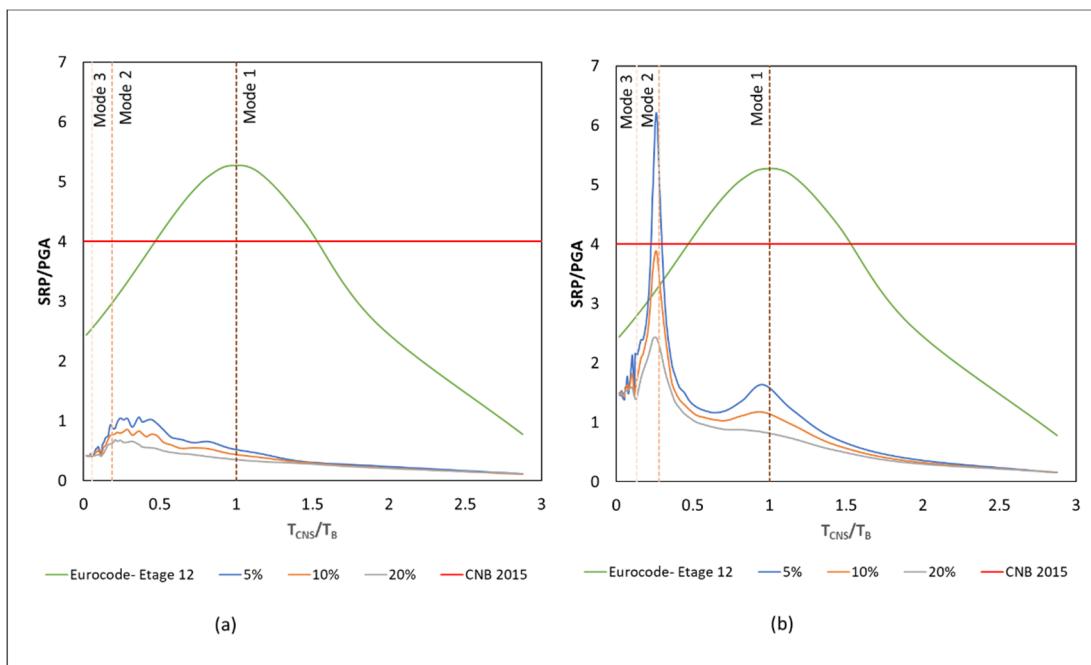


Figure 4. 17 SRP/PGA pour le 12^e étage avec UHS-10% et pour le modèle
(a) non linéaire et (b) linéaire

La comparaison des résultats avec l'Eurocode 8 est faite avec les CNS élastiques seulement en tenant un facteur de comportement du composant, q_a , égale à 1 (Tableau 4.4 dans l'Eurocode 8, (2004). Les valeurs maximales des spectres de l'Eurocode 8 pour chaque étage sont obtenues quand la valeur de la période T_{CNS} est égale à la valeur de la période T_B . La forme des spectres de l'Eurocode 8 est typique pour tous les étages et la valeur maximale des SRP/PGA est évaluée à 3, 4 et 5.2 respectivement dans le 2^e, 6^e, et 12^e étage lorsque le rapport T_{CNS}/T_B est égal à 1.

Les valeurs de $A_r \cdot A_x$ selon l'Eurocode 8 donnent une bonne approximation pour une période suffisamment supérieure à la période fondamentale de la structure. L'accélération effective du spectre du plancher divisé par le PGA peut être considérablement sous-estimée, en particulier pour les bâtiments de grande hauteur, selon Petrone et al. (2015) ceux qui sont supérieurs à 10 étages, dont les modes supérieurs sont prédominants. Ainsi, le besoin d'inclure l'effet des modes supérieur dans la formulation de l'Eurocode 8 est clairement mis en évidence. Il convient de mentionner que les valeurs de $A_r \cdot A_x / R_p$ calculées varient d'un étage à un autre et ne sont pas constants le long de la hauteur du bâtiment comme cela est supposé dans NIST GCR 18-917-43 (2018), CNB (2015) et le ASCE 7-16. La seule norme qui prend en compte cet effet est l'Eurocode 8.

Comme indiqué dans les sections précédentes, les CNB (2015) surestime en général le facteur A_x et sous-estime le facteur A_r . La valeur limite du produit $A_r \cdot A_x / R_p$ selon le CNB (2015) est égale à 4, puisque $0.7 < S_p = C_p A_r A_x / R_p < 4$ et $C_p = 1$. Dans les Figure 4. 12 à Figure 4. 17, l'effet de la non-linéarité des CNS est prise en compte indirectement dans les valeurs de SRP/PGA en changeant la ductilité des composants. Il est clair que ce produit est surestimé par les dispositions précitées pour les modèles élastiques et inélastiques étudiés pour $P=9.1$ KN, $P=91$ KN et $P=910$ pour des T_{CNS} près du mode fondamental. Cependant, pour des cas particuliers dans le 6^e et 12^e étages avec $P=91$ KN et $P=910$ (Annexe III) ce produit tend à sous-estimer les réponses SRP/PGA calculées aux alentours des modes supérieurs spécifiquement pour le modèle du bâtiment et CNS linéaires.

4.6 Comparaison des résultats de demandes sismiques des CNS avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021)

Dans cette partie, une comparaison entre les résultats de SRP du modèle linéaire et les résultats de Vukobratović et Ruggieri (2021) sera présentée dans la Figure 4. 18.

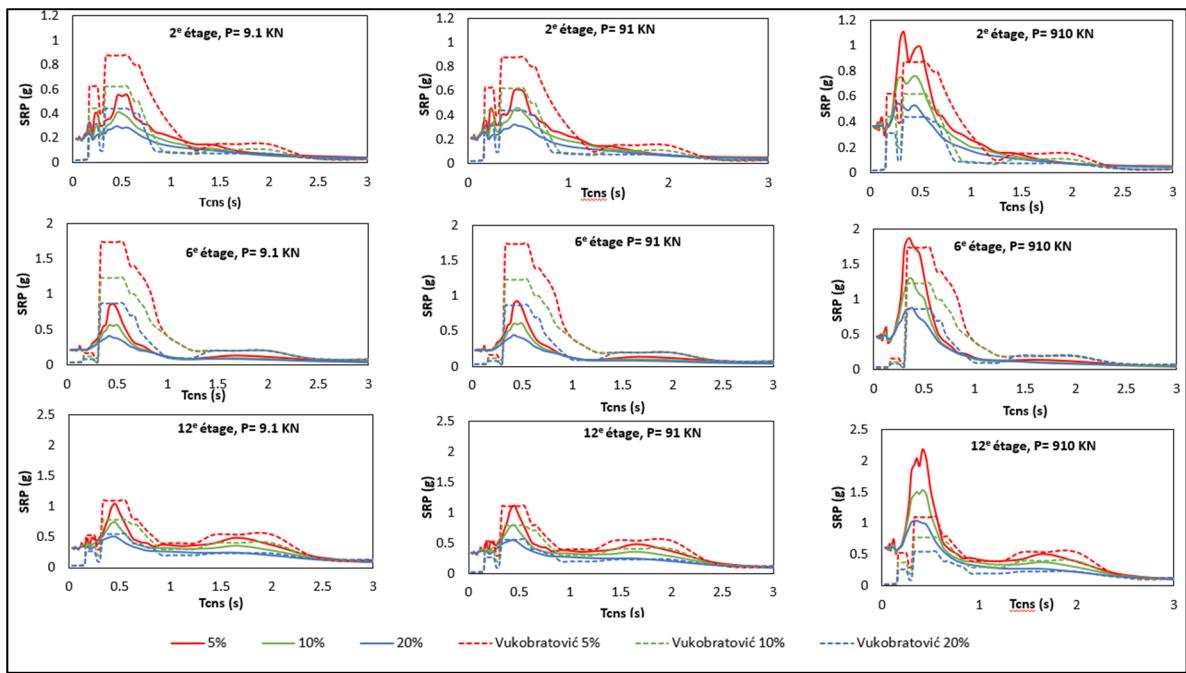


Figure 4. 18 Les valeurs de SRP pour différents amortissements des CNS dans le 2^e, 6^e et 12^e étage avec UHS-2%

Le modèle étudié ici est linéaire avec une probabilité de dépassement des séismes de 2% dans les 50 ans pour des poids de CNS égale à 9.1 KN, 91 KN et 910 KN. Les résultats obtenus à partir du modèle linéaire sont notés « *Linéaire, CNS 5%* », « *Linéaire, CNS 10%* » et « *Linéaire, CNS 20%* » et les résultats correspondants obtenus à partir de la méthode directe sont notés « *Vukobratović, CNS 5%* », « *Vukobratović, CNS 10%* » et « *Vukobratović, CNS 20%* ». « *CNS 5%* » représente les composants élastiques linéaires, alors que « *CNS 10%* » et « *CNS 20%* » représentent les composants inélastiques (section 1.3.4).

Afin d'évaluer la précision de la méthode directe, les spectres moyens des séismes sélectionnés et calibrés ont été utilisés pour la structure et les CNS au lieu des spectres de CNB (2015). En effet, Vukobratović et Ruggieri (2021) ont remarqué que l'application des spectres de l'Eurocode 8 pour l'entrée de la méthode directe a introduit une certaine erreur dans ses résultats du fait qu'il existe une différence entre le spectre moyen des séismes sélectionnés et le spectre de l'Eurocode 8 utilisé comme cible.

Il est clair que cette méthode prend en compte les effets de mode supérieurs dans tous les étages. On remarque que le deuxième mode est le plus dominant spécialement dans les étages inférieurs. Dans l'étage 12, on constate l'apparition d'un pic aux alentours du mode fondamental du bâtiment. Les résultats obtenus pour les planchers étudiés avec la méthode directe confirment les constats et observations de la section précédente dans laquelle les PFA ont été étudiés. À l'exception de valeurs très faibles de T_{CNS} , la réduction de la SRP obtenue pour les CNS non linéaires (par rapport aux CNS linéaires élastiques) est assez évidente, en particulier dans les régions de résonance.

Dans la Figure 4. 18, la méthode directe appliquée a fourni une bonne estimation du SRP dans certains cas. Au 2^e étage, la méthode directe donne des valeurs surestimées de SRP par rapport aux résultats du modèle linéaire avec $P = 9.1$ KN et 91 KN, cependant pour $P=910$ KN les valeurs sont sous-estimées. Les principales raisons de cette différence entre la méthode directe et les résultats du modèle linéaire au 2^e étage sont les problèmes liés à l'application de la règle SRSS aux étages inférieurs. Il a été montré que l'application de la règle de combinaison de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) peut conduire à une mauvaise estimation des accélérations aux étages inférieurs en raison des effets des modes supérieurs Rodriguez et al. (2002). Au 6^e étage, la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021) donne des valeurs surestimées de SRP par rapport aux résultats du modèle linéaire avec $P = 9.1$ KN et 91 KN, mais pour $P=910$ KN les SRP maximales sont acceptables. Dans le 12^e étage la méthode directe donne des résultats acceptables avec les résultats du modèle linéaire pour $m = 9.1$ KN et 91 KN, cependant pour $m=910$ KN les valeurs sont sous-estimées.

En général, on peut conclure que l'application de la méthode simplifiée de Vukobratović et Ruggieri (2021) considère tous les CNS flexibles comme semblables. En d'autres termes, la précision de la méthode directe serait meilleure si elle prenait en considération le poids du CNS dans la formule de détermination des SRP. Il faut aussi ajouter une autre formule de prédiction de SRP spécifique pour les étages inférieurs.

4.7 Conclusion

Ce chapitre a présenté les demandes sismiques des CNS flexibles en termes de SRP, PCA/PFA, R_p , A_r et $A_r A_x / R_p$ résultant des analyses élastiques et inélastiques pour le bâtiment étudié avec murs de refends en considérant des séismes avec des probabilités de dépassement de 2% et 10% par 50 ans. Les résultats susmentionnés ont été comparés aux dispositions CNB (2015), et Eurocode 8. De plus, les résultats de l'application de la méthode simplifiée de Vukobratović et Ruggieri (2021) aux modèles étudiés ont été présentés et discutés.

En général, le comportement non linéaire des structures porteuses exerce une influence significative sur les réponses d'accélération du plancher. Aussi, l'augmentation du taux d'amortissement, et donc la ductilité (la non-linéarité) des CNS mènent généralement à une réduction dans les valeurs de SRP. Également, les accélérations au niveau des CNS peuvent différer fortement des accélérations du plancher.

On en conclut que l'Eurocode 8 sous-estime généralement la demande d'accélération sur les CNS pour un large intervalle de périodes, en particulier pour les périodes proches des périodes de modes supérieurs de la structure. Cependant, il surestime les valeurs de SRP près du mode fondamental. Les effets de mode supérieurs ne sont pas pris en compte dans la formulation de l'Eurocode 8. Enfin, les valeurs recommandées de A_r par le CNB (2015) sont sous-estimées lorsque les bâtiments étudiés sont élastiques ou inélastiques.

CONCLUSION

L'objectif principal de ce projet est d'évaluer l'effet de paramètres qui peuvent affecter la force sismique V_p subie par les composants non structuraux (CNS). Pour cela, les accélérations et spectres de planchers ont été évaluées dans un bâtiment en béton armé de 12 étages avec des murs de refend ductiles pour un niveau de performance entre occupation immédiate et sécurité des occupants pour deux probabilités de dépassement des séismes, soit 2% et 10% en 50 ans.

Les conclusions de cette étude se résument comme suit :

I. Composants non structuraux rigides et flexibles

1. Effet de la période fondamentale (poids) des CNS sur leurs demandes sismiques
 - Les accélérations au niveau des CNS flexibles peuvent différer fortement des accélérations du plancher. Cependant, il n'y a pas d'amplification pour les CNS rigides. Dans le deuxième étage, la différence du spectre de réponse du plancher, SRP, par rapport au plancher est importante pour un rapport de poids de 1% : 50% et 81% pour le modèle de structure élastique et inélastique, respectivement. Pour un rapport de poids égal à 0.1%, la différence pour le modèle élastique est négligeable.
 - Une différence remarquable de SRP par rapport au plancher pour le modèle non linéaire du bâtiment pour tous les rapports de poids de 0.01%, 0.1% et 1%.
2. Effet de la non-linéarité de la structure porteuse et de CNS sur SRP
 - Les exigences d'accélération ou de force sur les CNS sont généralement inférieures à celles induites dans les structures porteuses linéaires lorsqu'elles sont soumises à un séisme de même intensité.

- Les SRP d'une structure linéaire peuvent être inférieures à ceux d'une structure non linéaire. Ces cas particuliers sont remarquables souvent dans les étages inférieurs comme dans le 2^e étage dans ce projet.
- La réduction des valeurs des SRP s'est produite en raison de la non-linéarité de la structure lorsque la période des CNS était proche des périodes modales du bâtiment, et une réduction plus importante a été observée près de la seconde période de vibration que dans la période fondamentale. L'augmentation du taux d'amortissement, et donc la ductilité (la non-linéarité) des CNS mènent généralement à une réduction dans les valeurs de SRP.

3. Effet de l'emplacement des CNS sur leurs demandes sismiques

- Dans les modèles non linéaires, les accélérations maximales de plancher, PFA, sont généralement inférieures à l'accélération maximale du sol, PGA, à presque tous les étages, sauf au toit du bâtiment.
- Afin de tenir compte des valeurs de A_x dans tous étages, deux profils sont proposés pour le modèle élastique et inélastique. Le profil du modèle inélastique est linéaire avec une valeur limite de A_x égale à 1. Cependant, le modèle non linéaire suit un profil bilinéaire semblable à celui de NZS 1170.5 avec une valeur de 1 au sol et une valeur constante de 1.5 pour les étages supérieurs à 1/3 de la hauteur du bâtiment.
- Au 2^e, 4^e, 6^e et 12^e étage, les pics dans les courbes de SRP liés aux modes supérieurs étaient clairement visibles.
- Les pics de SRP obtenus dans le cas du 9^e étage indiquent que tous les modes exercent une influence similaire.
- Les SRP n'augmentent pas progressivement avec la hauteur de la structure. Ces résultats sont attendus puisque les accélérations d'entrée pour déterminer le SRP sont les PFA.

4. Comparaison des résultats de demandes sismiques des CNS avec celles des normes

- Le profil proposé par le NIST GCR 18-917-43 (2018) et le CNB (2015) a surestimé l'amplification de PGA avec la hauteur de la structure élastique et inélastique.
- Les valeurs du facteur d'amplification de réponse, A_r , calculées varient d'un étage à l'autre et ne sont pas constantes le long de la hauteur du bâtiment.
- L'Eurocode 8 sous-estime généralement la demande d'accélération sur les CNS pour un large intervalle de périodes, en particulier pour les périodes proches des périodes de modes supérieurs de la structure. Cependant, il surestime les valeurs de SRP près du mode fondamental. Les effets de mode supérieurs ne sont pas pris en compte dans la formulation de l'Eurocode 8. Les valeurs recommandées de A_r par le CNB (2015) sont sous-estimées lorsque les bâtiments étudiés sont élastiques ou inélastiques.
- Les valeurs limites de $A_r \cdot A_x / R_p$ du CNB (2015) tendent à sous-estimer les réponses SRP/PGA calculées aux alentours des modes supérieurs spécifiquement pour le modèle du bâtiment et CNS linéaires.

5. Comparaison des résultats de demandes sismiques des CNS avec la méthode de Vukobratović et Ruggieri (2021)

- Une comparaison des résultats de SAP 2000 et Perform 3D et ceux déterminés par Vukobratović et Ruggieri (2021) indique généralement un très bon accord entre les valeurs du coefficient de l'amplification de la hauteur, A_x , obtenues dans le 3^e au 12^e étage et dans le 6^e au 12^e étage respectivement pour le modèle linéaire et non linéaire. Aux trois étages inférieurs, la méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) a conduit à des résultats non conservateurs, surtout lorsque la limite inférieure des PFA égale au PGA n'a pas été appliquée.
- Cette méthode prend en compte les effets des modes supérieurs dans tous les étages.
- La méthode directe appliquée a fourni une bonne estimation du SRP dans certains cas généralement dans les étages supérieurs. Au 12^e étage, la méthode directe donne une

concordance acceptable avec les résultats du modèle linéaire pour $P = 9.1 \text{ kN}$ et $P=91 \text{ KN}$.

II. Évaluation de l'effet de la performance du bâtiment

- L'enveloppe de rapport $\theta_{\text{demande}}/\theta_{\text{capacité}}$ pour UHS-2% et le déplacement interétages = 1.35% montrent que le bâtiment satisfait un niveau de performance entre occupation immédiate et la sécurité des occupants.
- Les valeurs du facteur $\mu \times R < R_d \times R_o = 4 \times 1.7 = 6.8$. Le CNB (2015) propose l'utilisation des facteurs de ductilités surestimées dans la conception des bâtiments.

RECOMMANDATIONS

Alors que le projet actuel a examiné plusieurs points concernant les demandes sismiques des CNS pour un bâtiment en béton armé avec des murs de refend, d'autres investigations sont recommandées pour les travaux futurs comme suit :

- Étudier l'effet des irrégularités du bâtiment sur les demandes sismiques des CNS.
- Modéliser les CNS flexibles avec la structure porteuse et prendre les résultats d'analyse directement au niveau des CNS flexibles et non pas à partir des accélérations maximales du plancher.
- Modéliser les CNS inélastiques dans le cas d'une demande de ductilité μ égale à 1.5 et 2, respectivement.
- La précision de la méthode directe de Vukobratović et Ruggieri (2021) serait meilleure si elle prenait en considération l'effet des T_{CNS} dans la formule de détermination des SRP. Il faut aussi ajouter une autre formule de prédiction de SRP spécifique pour les étages inférieurs.
- Il est nécessaire de bien expliquer et d'ajouter d'autres facteurs dans R_p pour tenir compte du poids des composants (périodes propres des CNS), l'emplacement des CNS.
- Afin de généraliser l'utilisation de facteurs A_r trouvés dans ce projet, il faut les confirmer avec d'autres études en changeant le type de bâtiment (irrégularité, hauteur, en cadre ou avec des murs de refends, emplacement dans l'est ou l'ouest du Canada).
- Évaluer des demandes sismiques liées à la vitesse et au déplacement autres que l'accélération.
- Évaluer le comportement sismique des composants non structuraux dans les bâtiments en béton soumis à des séismes dans la direction verticale.
- Une étude similaire peut être réalisée sur des bâtiments avec d'autres niveaux de ductilité.
- Modéliser un bâtiment en béton armé selon une conception basée sur la performance plutôt que sur une conception basée sur la force.

ANNEXE I

SÉLECTION ET CALIBRATION DES MOUVEMENTS SISMIQUES

Tableau-A I- 1 Calibration de l'accélération de la réponse spectrale de conception

T(sec)	Sol C		Sol D	
	S (T) 2%/50 ans	S (T) 10%/50 ans	S (T) 2%/50 ans	S (T) 10%/50 ans
0	0.377	0.131		
0.05	0.631	0.201		
0.1	0.722	0.245		
0.2	0.595	0.205	0.595	0.2542
0.3	0.446	0.155		
0.5	0.31	0.107	0.372	0.15729
1	0.148	0.052	0.19388	0.0806
2	0.068	0.024	0.09248	0.03768
5	0.018	0.005	0.02538	0.0079
10	0.006	0.002	0.00822	0.00298
PGA (g)	0.377	0.131		
PGV (m/s)	0.255	0.083		

Tableau-A I- 2 Les valeurs F (T) pour
un sol de classe D

T(s)	2%/50 ans	10%/50 ans
0.2	1	1.24
0.5	1.2	1.47
1	1.31	1.55
2	1.36	1.57
5	1.41	1.58
10	1.37	1.49

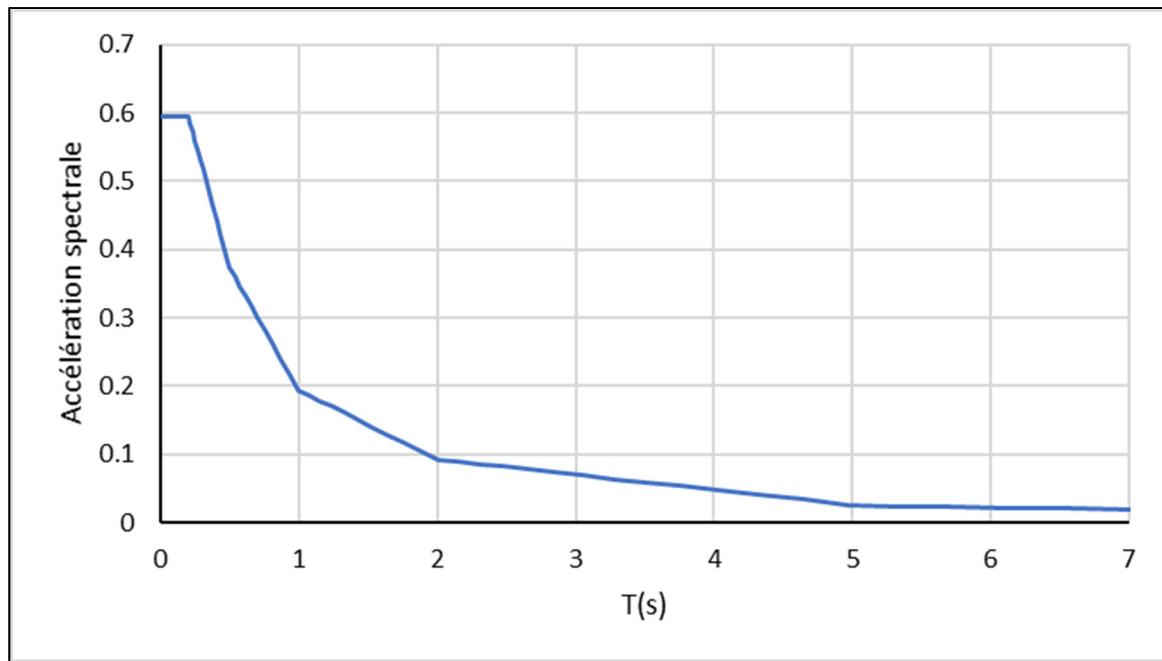


Figure-A I- 1 Spectre de réponse du CNB 2015 pour un sol de classe D

Tableau-A I- 3 Feuille Excel créée pour sélectionner et calibrer les séismes avec UHS-2 % par 50 ans à Montréal

		Séismes sélectionnés	F1	F2	F=F1F2
Scenario 1					
East 6d1 M=6 R (KM)= 15	East6d1_4	0.517	1.067	0.551	
	East6d1_31	0.722	1.067	0.770	
	East6d1_42	0.855	1.067	0.912	
East 6d2 M 6.0 R (KM) 30	East6d2_5	1.051	1.067	1.121	
	East6d2_10	0.889	1.067	0.948	
	East6d2_26	1.141	1.067	1.217	
Scenario 2					
East 7d1 M=7 R (KM)=25	East7d1_28	0.587	1.091	0.640	
	East7d1_18	0.531	1.091	0.579	
	East7d1_42	0.659	1.091	0.719	
East 7d2 M=7 R (KM)=100	East7d2_1	0.892	1.091	0.973	
	East7d2_11	1.247	1.091	1.361	
	East7d2_7	0.781	1.091	0.853	

Tableau-A I- 4 Feuille Excel créée pour sélectionner et calibrer les séismes avec UHS-10 % par 50 ans à Montréal

		Séismes sélectionnés	F1	F2	F=F1F2
Scenario 1					
East 6d1 M=6 R (KM)= 15	East6d1_43	0.575	1.020	0.587	
	East6d1_44	0.513	1.020	0.524	
	East6d1_39	0.537	1.020	0.548	
East 6d2 M 6.0 R (KM) 30	East6d2_38	0.536	1.020	0.547	
	East6d2_41	0.772	1.020	0.787	
	East6d2_25	0.578	1.020	0.590	
Scenario 2					
East 7d1 M=7 R (KM)=25	East7d1_41	0.436	1.000	0.436	
	East7d1_17	0.400	1.000	0.400	
	East7d1_20	0.400	1.000	0.400	
East 7d2 M=7 R (KM)=100	East7d2_11	0.520	1.000	0.520	
	East7d2_44	0.588	1.000	0.588	
	East7d2_27	0.742	1.000	0.742	

Tableau-A I- 5 PFA inélastiques pour chaque étage

Séismes/Étage	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
E6d1-4 2%	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.8
E6d1-31 2%	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.2	0.6
E7d1-18 2%	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	1.2
E7d1-28 2%	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	1.9
E6d1-42 2%	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.6
E6d2-10 2%	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.2	1.1
E6d2-26 2%	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.9
E6d2-5 2%	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.9
E7d1-42 2%	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.8
E7d2-1 2%	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	1.0
E7d2-11 2%	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	1.1
E7d2-7 2%	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	1.7
E6d1-39 10%	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.7
E6d1-43 10%	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.7
E6d1-44 10%	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.8
E6d2-25 10%	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5
E6d2-38 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.4
E6d2-41 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4
E7d1-17 10%	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.9
E7d1-20 10%	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.6
E7d1-41 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	1.2

Tableau-A I- 6 PFA inélastiques pour chaque étage (suite)

Séismes/Étage	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
E7d2-11 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.6
E7d2-27 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3
E7d2-44 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.4

Tableau-A I- 7 PFA élastiques pour chaque étage

Séismes/ Étage	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
East6d1-31 2%	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4
East6d1-4 2%	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3
East6d1-14 2%	0.4	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4
East6d2-10 2%	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.1	0.1	0.2	0.3	0.5
East6d2-5 2%	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4
East6d2-26 2%	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2	0.3
East7d1-18 2%	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5
East7d1-28 2%	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3	0.5	0.7
East7d1-42 2%	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4
East7d2-1 2%	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4
East7d2-11 2%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3
East7d2-7 2%	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.4	0.5
East6d1-39 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.2
East6d1-43 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2
East6d1-44 10%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.2

Tableau-A I- 8 PFA élastiques pour chaque étage (suite)

ANNEXE II

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE NON LINÉAIRE DANS SAP 2000

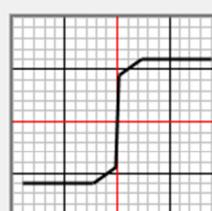
Material Name	Steel	Material Type	Steel																																
Hysteresis Type	Kinematic	Drucker-Prager Parameters	Friction Angle Dilatational Angle																																
Units																																			
Stress-Strain Curve Definition Options		KN, m, C																																	
<input type="radio"/> Parametric		<input type="radio"/> Convert To User Defined																																	
<input checked="" type="radio"/> User Defined																																			
User Stress-Strain Curve Data																																			
Number of Points in Stress-Strain Curve		7																																	
<table border="1"><thead><tr><th></th><th>Strain</th><th>Stress</th><th>Point ID</th></tr></thead><tbody><tr><td>1</td><td>-0.2</td><td>-545000.</td><td></td></tr><tr><td>2</td><td>-0.05</td><td>-545000.</td><td></td></tr><tr><td>3</td><td>-2.000E-03</td><td>-400000.</td><td></td></tr><tr><td>4</td><td>0.</td><td>0.</td><td>A</td></tr><tr><td>5</td><td>2.000E-03</td><td>400000.</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td>0.05</td><td>545000.</td><td></td></tr><tr><td>7</td><td>0.2</td><td>545000.</td><td></td></tr></tbody></table>					Strain	Stress	Point ID	1	-0.2	-545000.		2	-0.05	-545000.		3	-2.000E-03	-400000.		4	0.	0.	A	5	2.000E-03	400000.		6	0.05	545000.		7	0.2	545000.	
	Strain	Stress	Point ID																																
1	-0.2	-545000.																																	
2	-0.05	-545000.																																	
3	-2.000E-03	-400000.																																	
4	0.	0.	A																																
5	2.000E-03	400000.																																	
6	0.05	545000.																																	
7	0.2	545000.																																	
																																			
<input type="button" value="Order Rows"/>																																			
<input type="button" value="Show Plot..."/>																																			

Figure-A II- 1 Les paramètres d'entrée pour l'acier dans SAP 2000

Material Name	Material Type																									
Confined Concrete	Concrete																									
Hysteresis Type	Drucker-Prager Parameters	Units																								
Takeda	Friction Angle Dilatational Angle	KN, m, C																								
Stress-Strain Curve Definition Options																										
<input type="radio"/> Parametric	<input type="radio"/> User Defined	Convert To User Defined																								
User Stress-Strain Curve Data																										
Number of Points in Stress-Strain Curve		5																								
<table border="1"><thead><tr><th></th><th>Strain</th><th>Stress</th><th>Point ID</th></tr></thead><tbody><tr><td>1</td><td>-5.000E-03</td><td>-31200.</td><td></td></tr><tr><td>2</td><td>-4.000E-03</td><td>-31200.</td><td></td></tr><tr><td>3</td><td>-9.000E-04</td><td>-23400.</td><td></td></tr><tr><td>4</td><td>0.</td><td>0.</td><td></td></tr><tr><td>5</td><td>1.000E-03</td><td>0.</td><td></td></tr></tbody></table>				Strain	Stress	Point ID	1	-5.000E-03	-31200.		2	-4.000E-03	-31200.		3	-9.000E-04	-23400.		4	0.	0.		5	1.000E-03	0.	
	Strain	Stress	Point ID																							
1	-5.000E-03	-31200.																								
2	-4.000E-03	-31200.																								
3	-9.000E-04	-23400.																								
4	0.	0.																								
5	1.000E-03	0.																								
																										
<input type="button" value="Order Rows"/> <input type="button" value="Show Plot..."/>																										

Figure-A II- 2 Les paramètres d'entrée pour le béton confiné dans SAP 2000

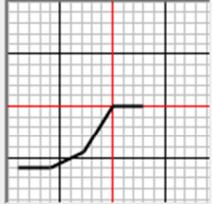
Material Name	Material Type																									
Concrete Unconfined	Concrete																									
Hysteresis Type	Drucker-Prager Parameters	Units																								
Takeda	Friction Angle 0.	KN, m, C																								
	Dilatational Angle 0.																									
Stress-Strain Curve Definition Options																										
<input type="radio"/> Parametric	<input type="text"/>	Convert To User Defined																								
<input checked="" type="radio"/> User Defined																										
User Stress-Strain Curve Data																										
Number of Points in Stress-Strain Curve		5																								
<table border="1"><thead><tr><th></th><th>Strain</th><th>Stress</th><th>Point ID</th></tr></thead><tbody><tr><td>1</td><td>-3.000E-03</td><td>-30000.</td><td></td></tr><tr><td>2</td><td>-2.000E-03</td><td>-30000.</td><td></td></tr><tr><td>3</td><td>-9.000E-04</td><td>-22500.</td><td></td></tr><tr><td>4</td><td>0.</td><td>0.</td><td></td></tr><tr><td>5</td><td>1.000E-03</td><td>0.</td><td></td></tr></tbody></table>				Strain	Stress	Point ID	1	-3.000E-03	-30000.		2	-2.000E-03	-30000.		3	-9.000E-04	-22500.		4	0.	0.		5	1.000E-03	0.	
	Strain	Stress	Point ID																							
1	-3.000E-03	-30000.																								
2	-2.000E-03	-30000.																								
3	-9.000E-04	-22500.																								
4	0.	0.																								
5	1.000E-03	0.																								
																										
<input type="button" value="Order Rows"/>																										
<input type="button" value="Show Plot..."/>																										

Figure-A II- 3 Les paramètres d'entrée pour le béton non confiné dans SAP 2000

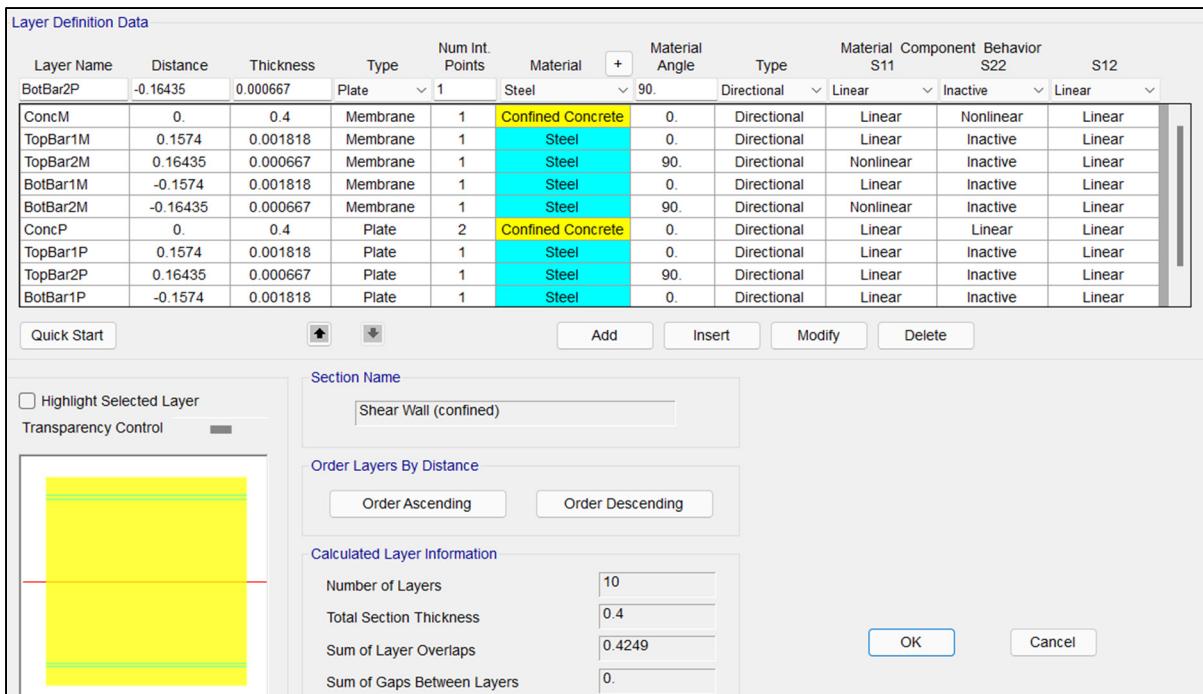


Figure-A II- 4 L'emplacement des fibres en béton et acier dans le mur de refend dans SAP 2000

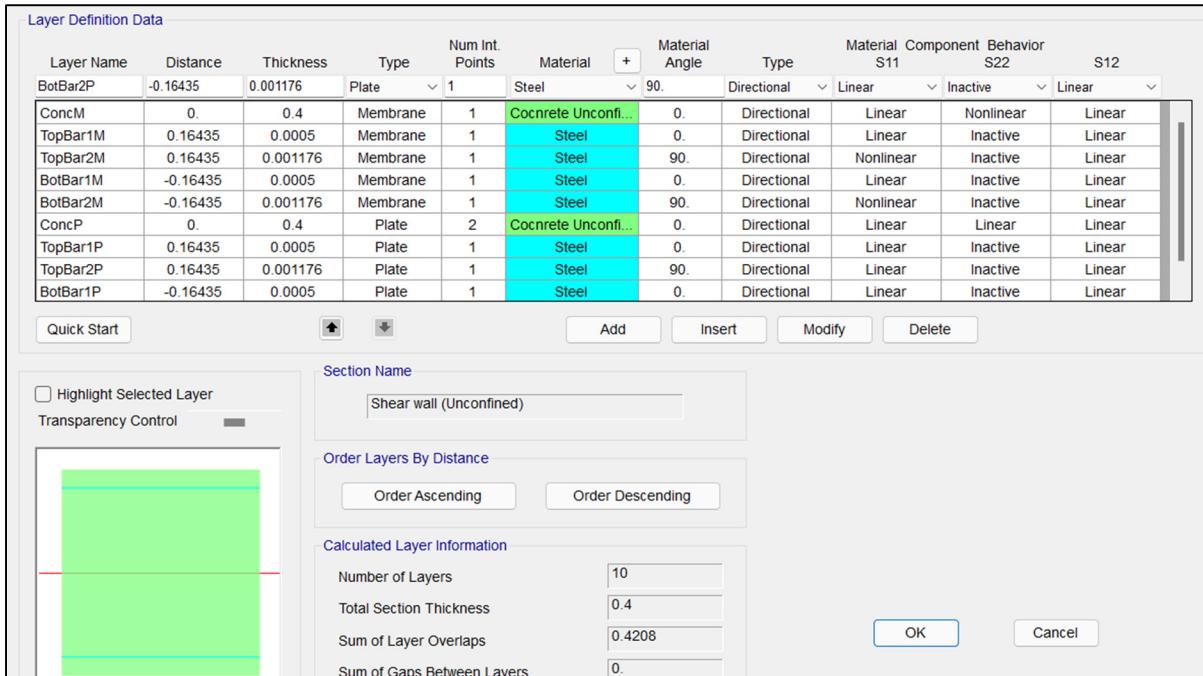


Figure-A II- 5 L'emplacement des fibres en béton non confiné et acier dans le mur de refend dans SAP 2000

ANNEXE III

ACCELERATION ET SPECTRES DE RÉPONSE DE PLANCHERS

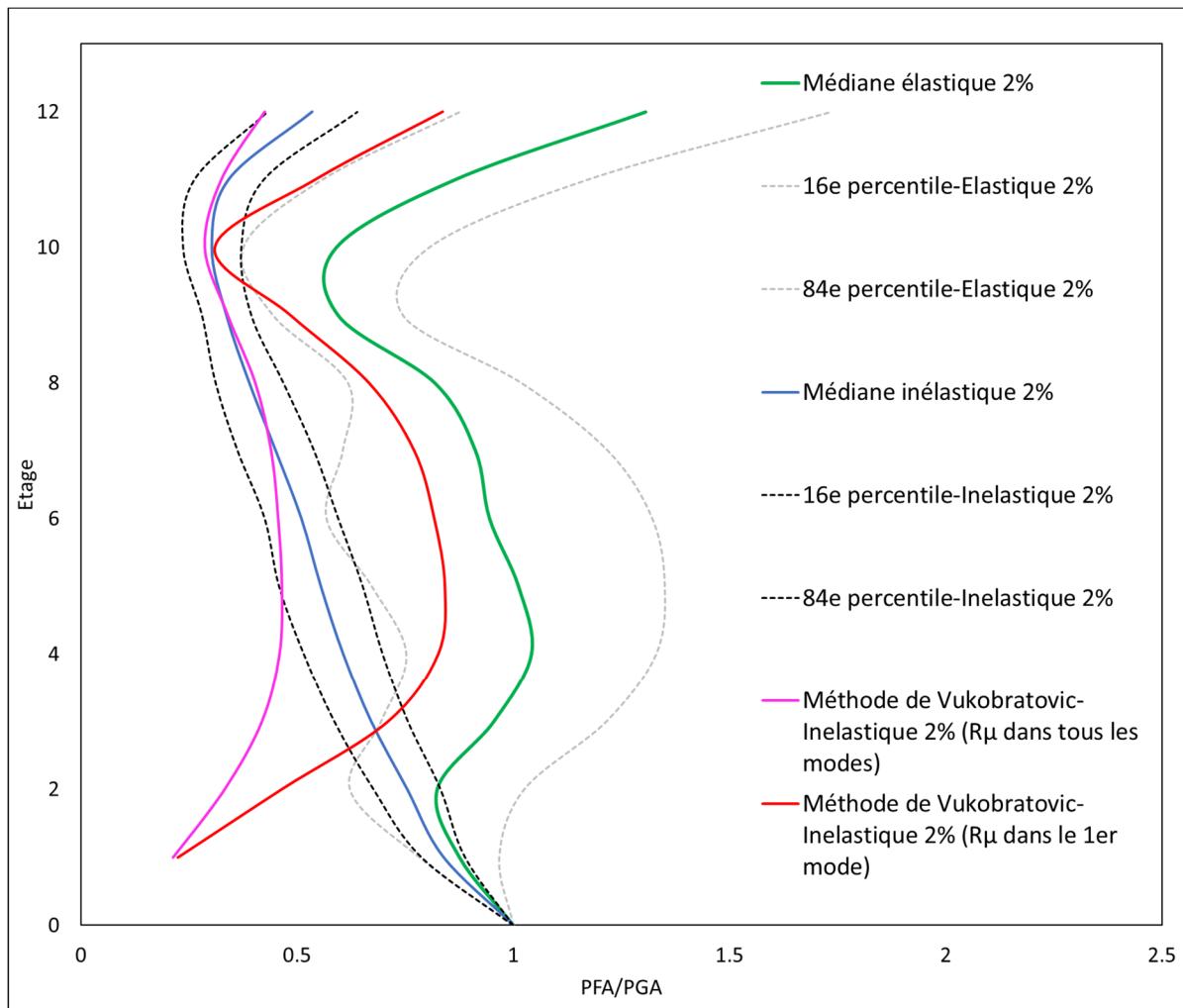


Figure-A III- 1 Comparaison des résultats de PFA/PGA de Vukobratović et Ruggieri (2021) avec un facteur de réduction R_μ uniquement pour le premier et trois mode élastiques

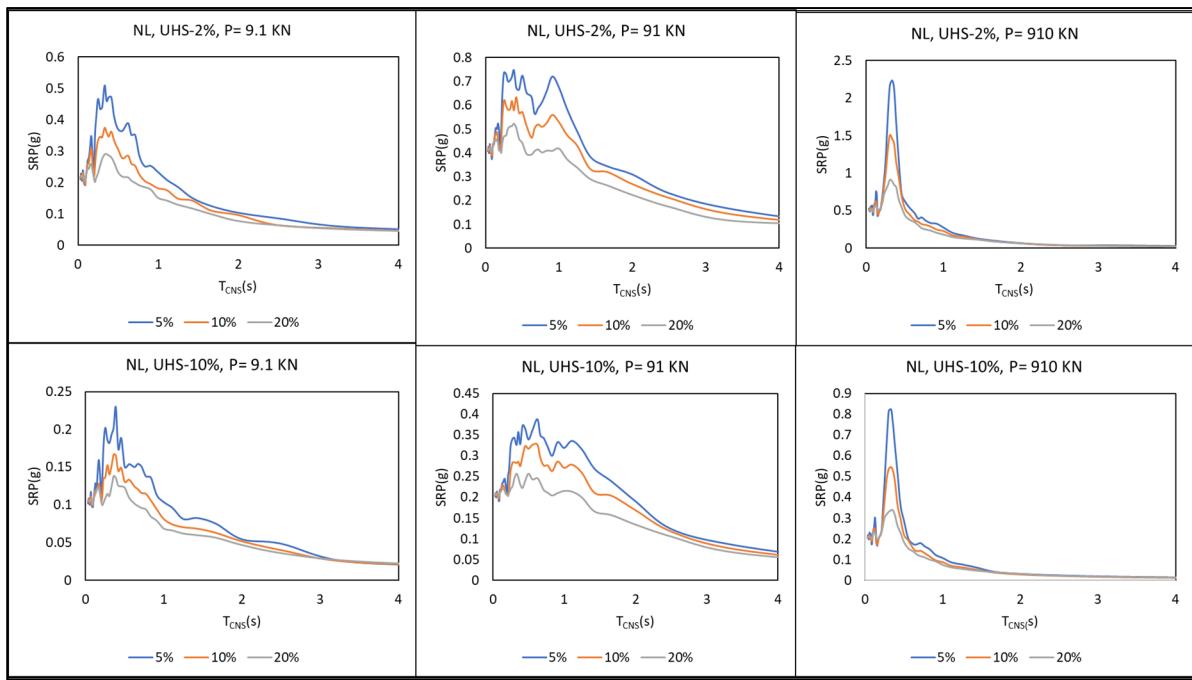


Figure-A III- 2 Effet de la non-linéarité de CNS sur le SRP de 2^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20% pour une structure non linéaire

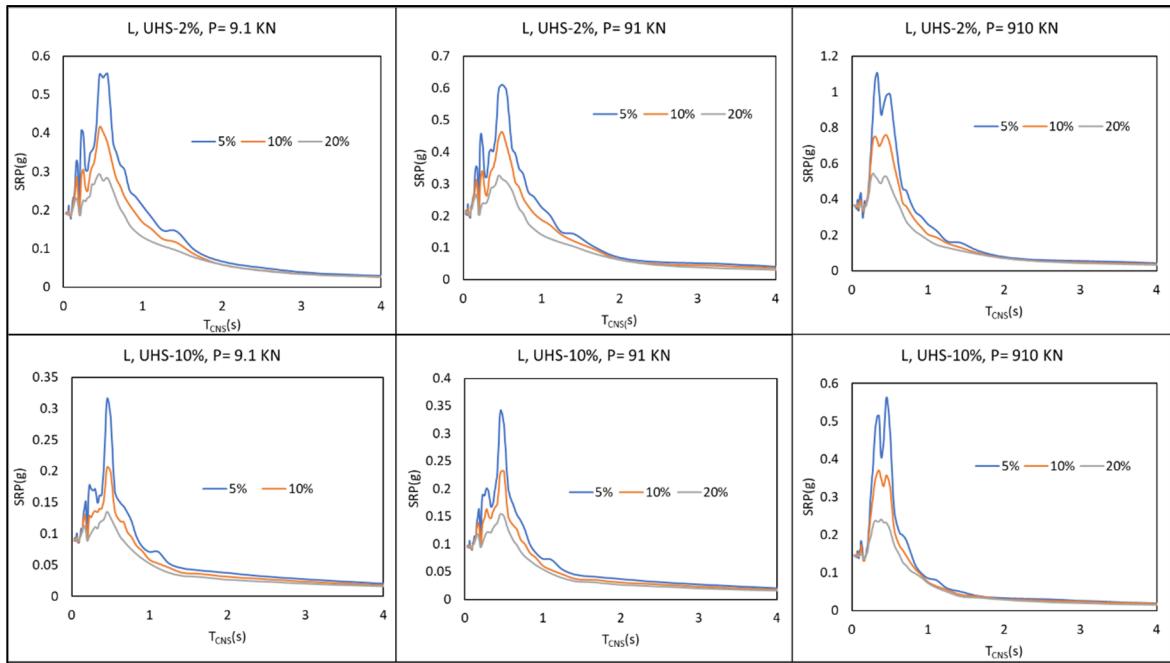


Figure-A III- 3 Effet de la non-linéarité de CNS sur le SRP de 2^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20% pour une structure linéaire

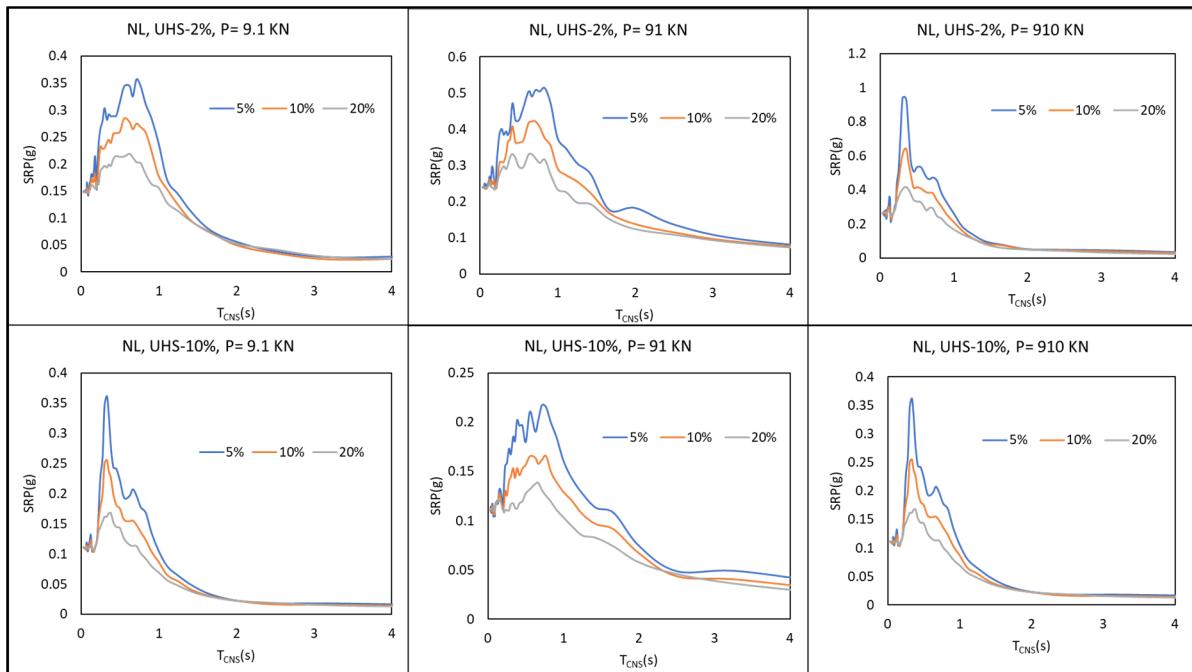


Figure-A III- 4 Effet de la non-linéarité de CNS sur le SRP de 6^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20% pour une structure non linéaire

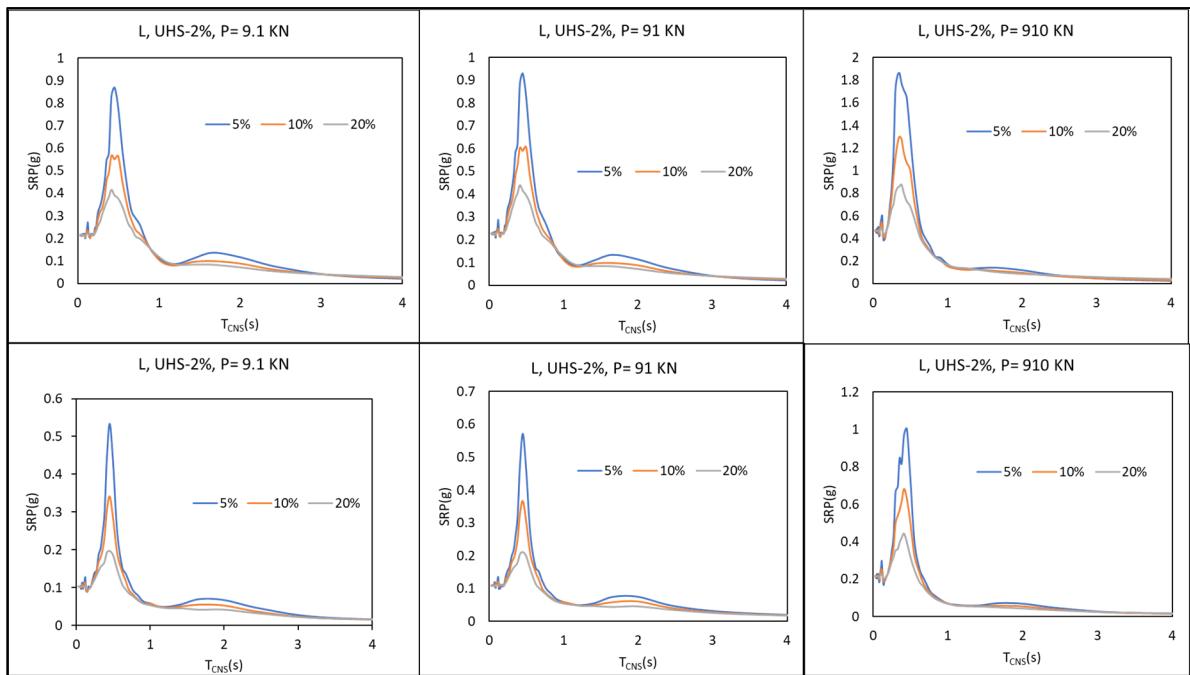


Figure-A III- 5 Effet de la non-linéarité de CNS sur le SRP de 6^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20% pour une structure linéaire

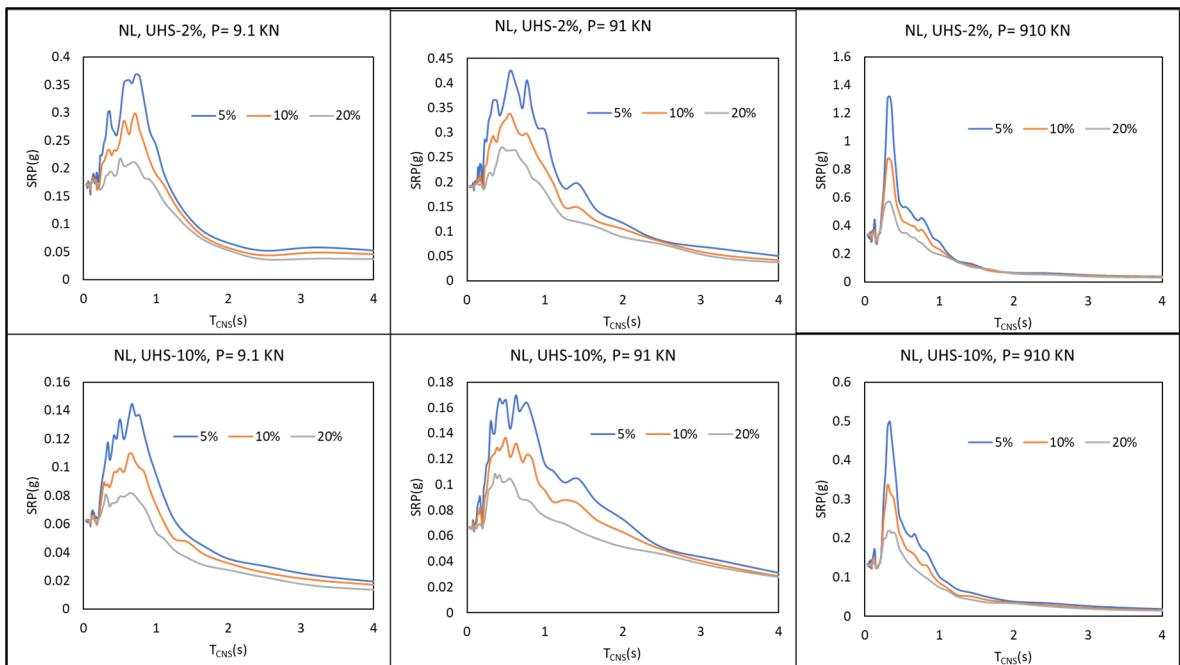


Figure-A III- 6 Effet de la non-linéarité de CNS sur le SRP de 12^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20% pour une structure non linéaire

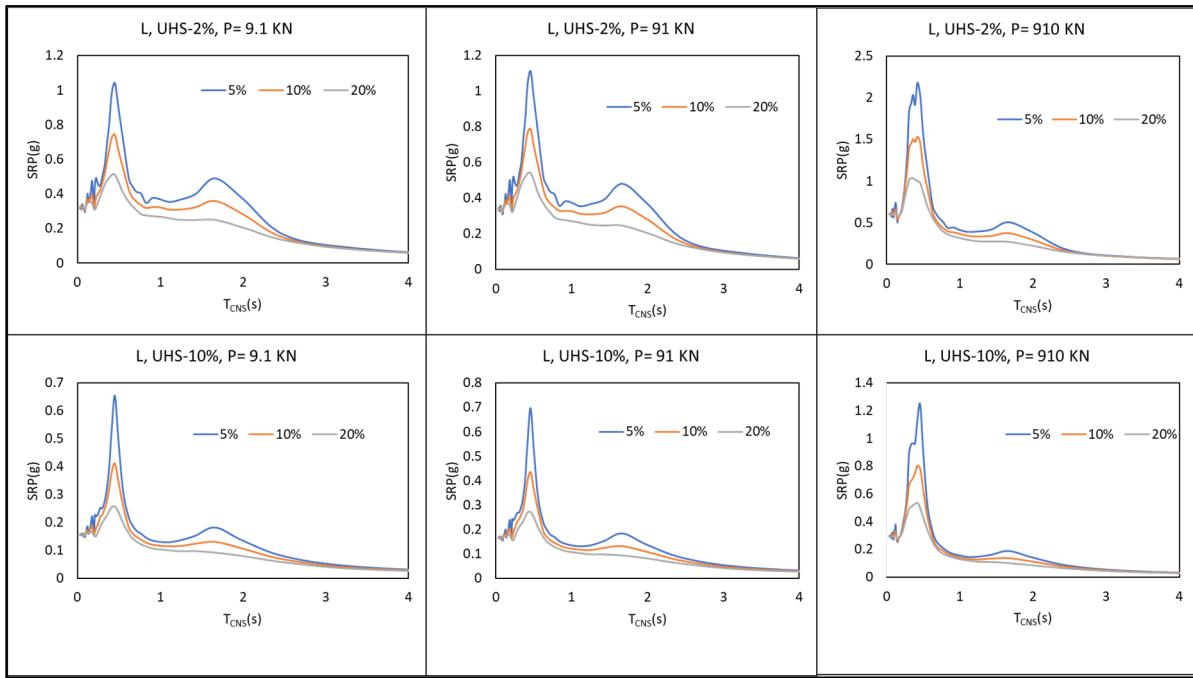


Figure-A III- 7 Effet de la non-linéarité de CNS sur le SRP de 12^e étage avec des taux d'amortissement des composants de 5%, 10% et 20% pour une structure linéaire

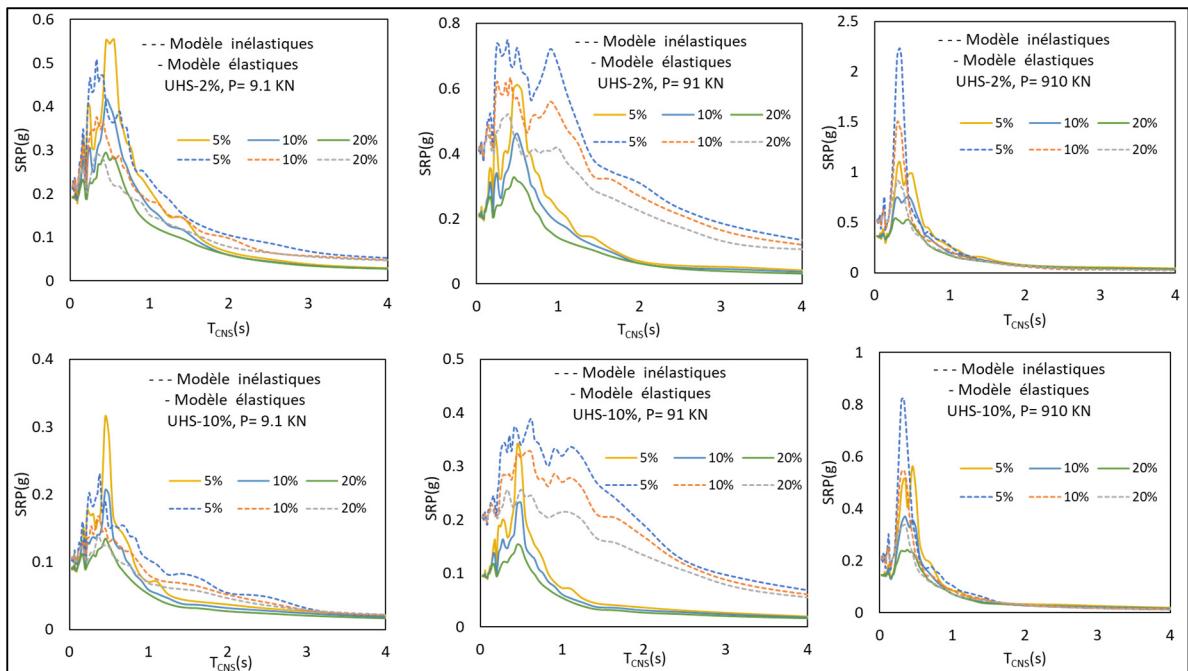


Figure-A III- 8 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur les SRP de 2^e étage avec des taux d'amortissement des CNS de 5%, 10% et 20%

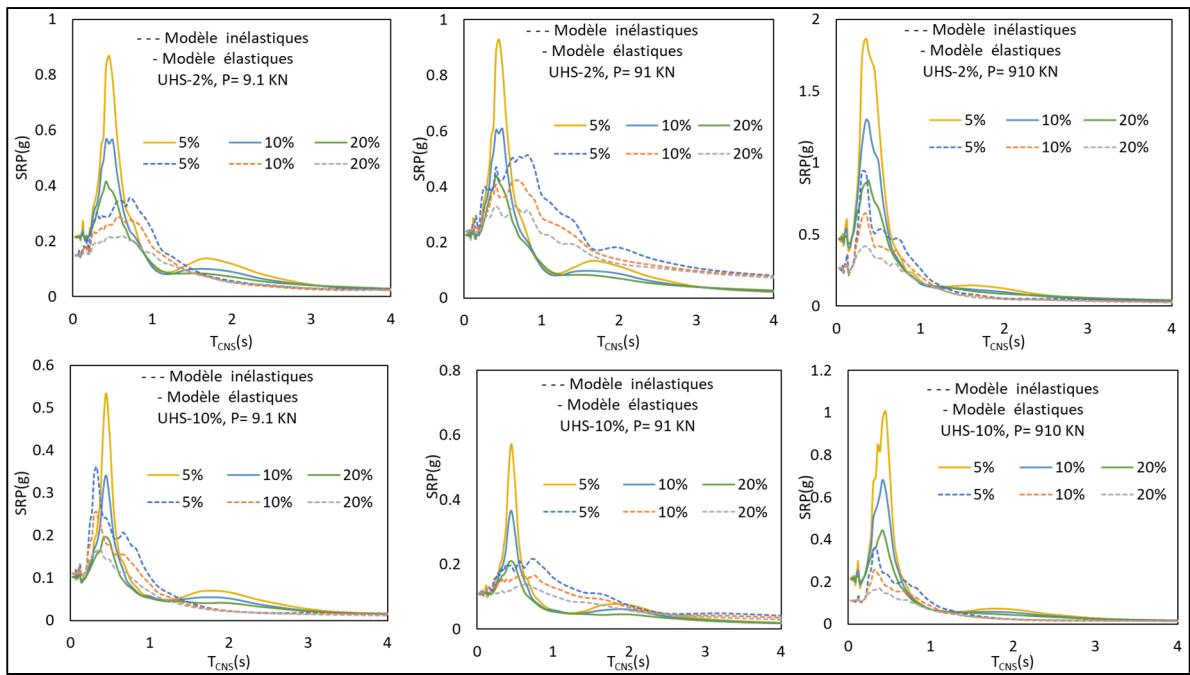


Figure-A III- 9 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur les SRP de 6e étage avec des taux d'amortissement des CNS de 5%, 10% et 20%

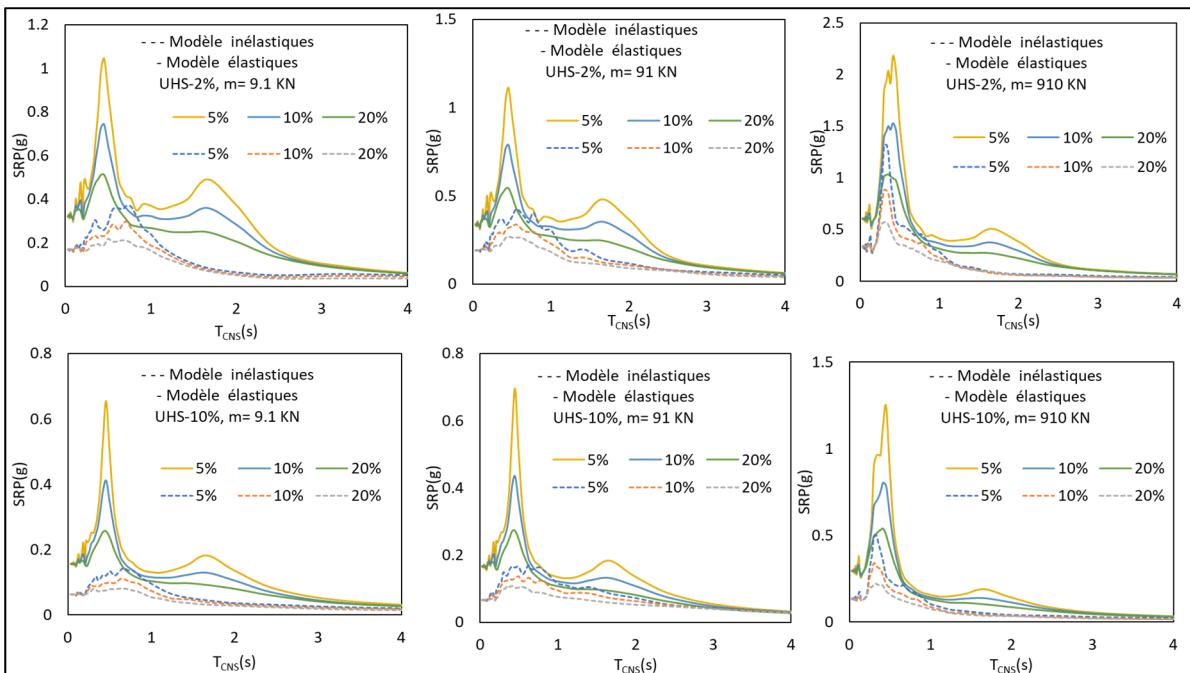
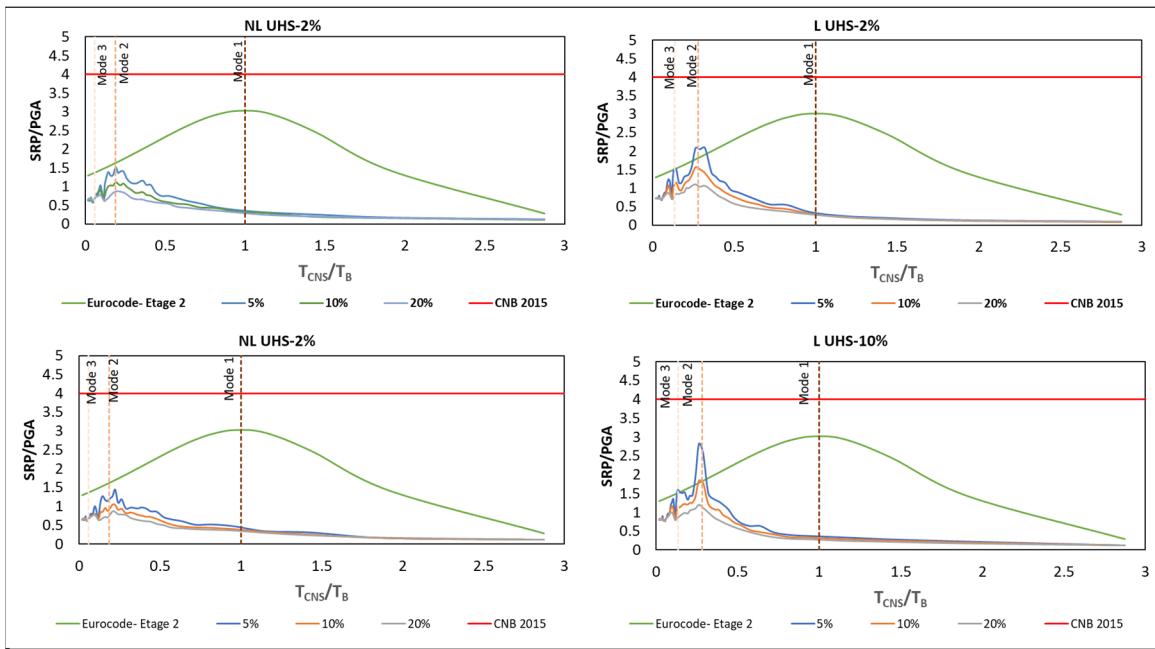
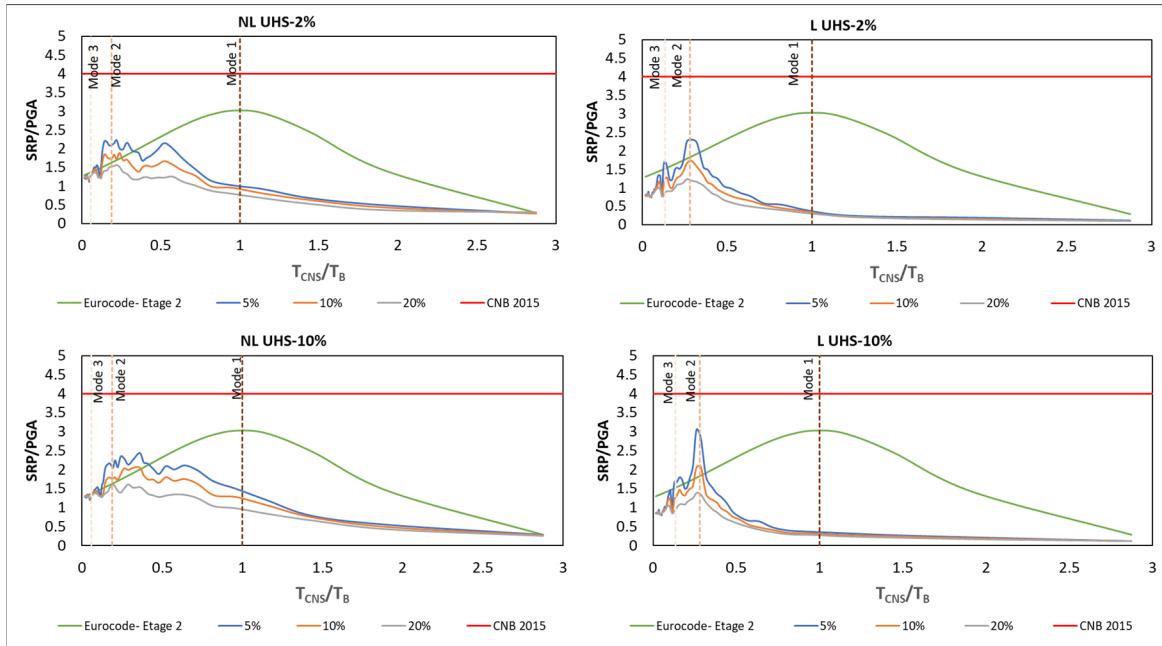
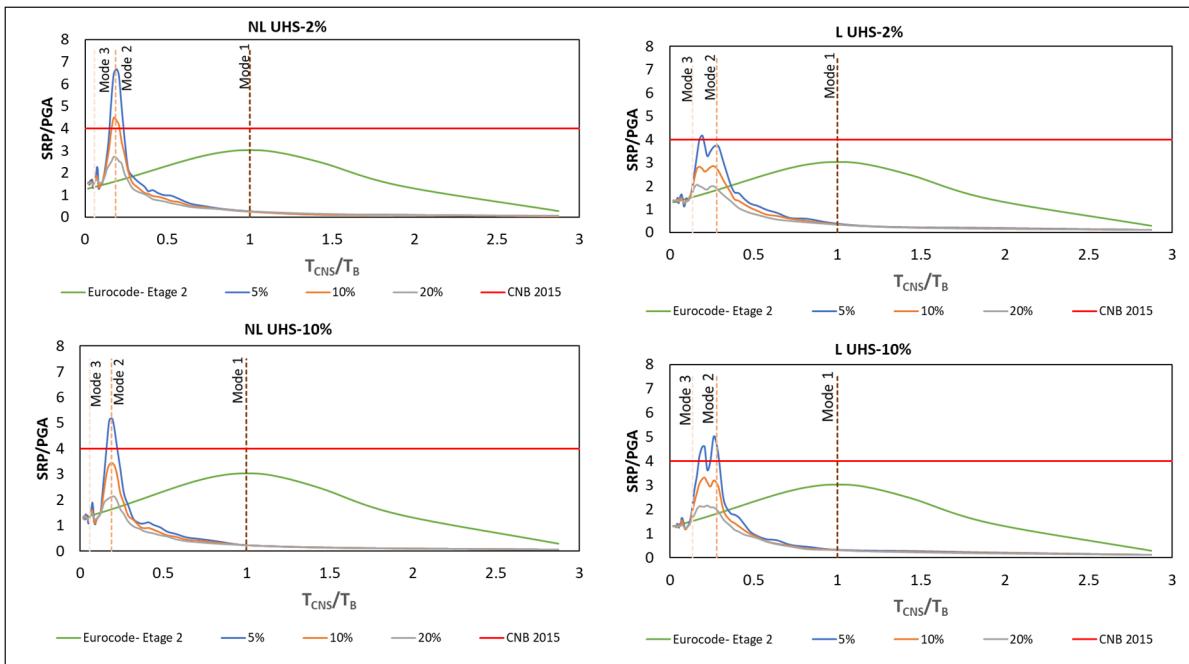
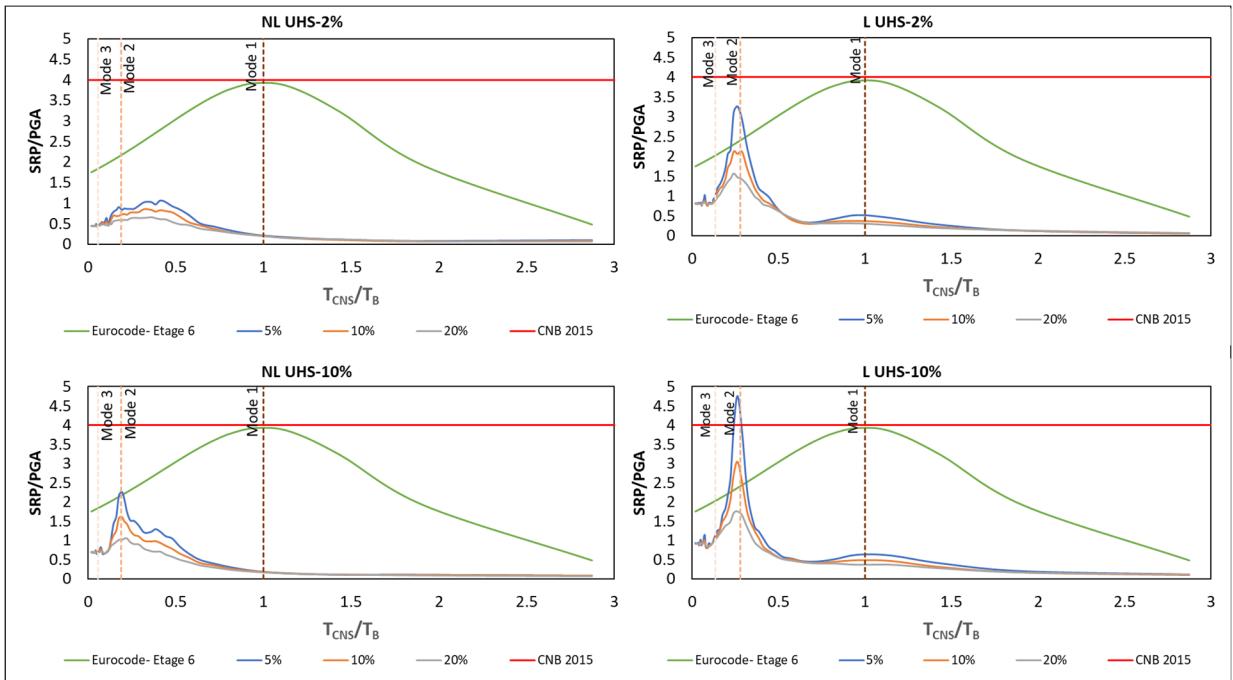
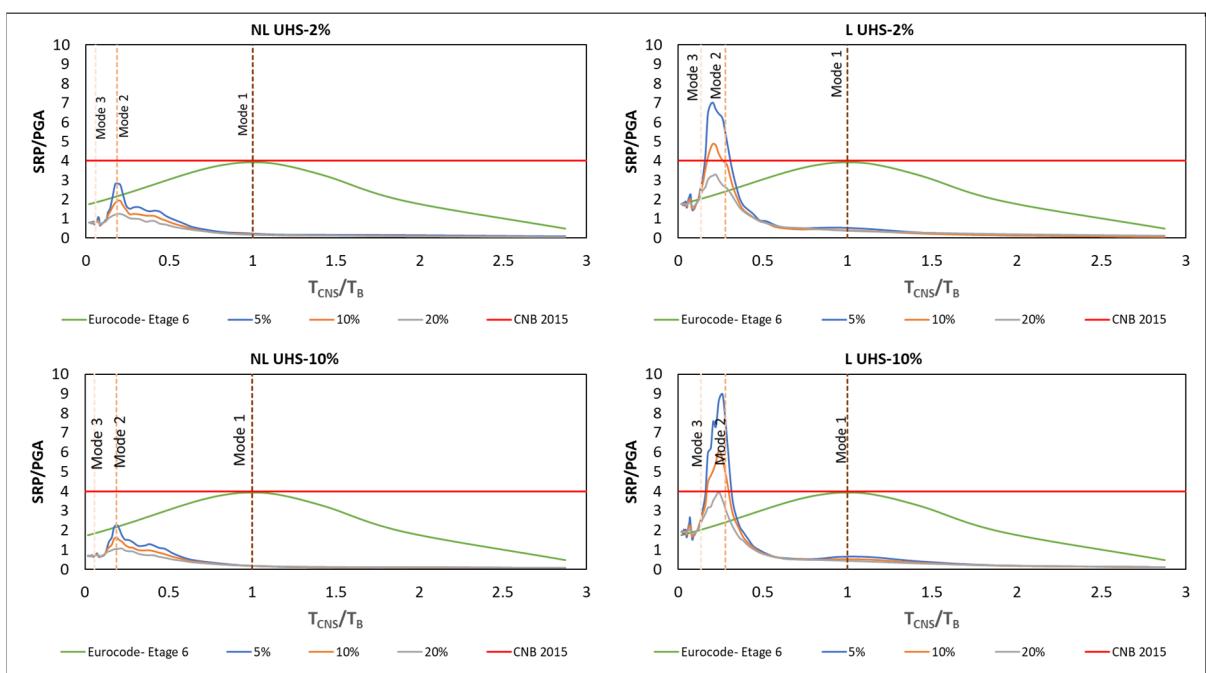
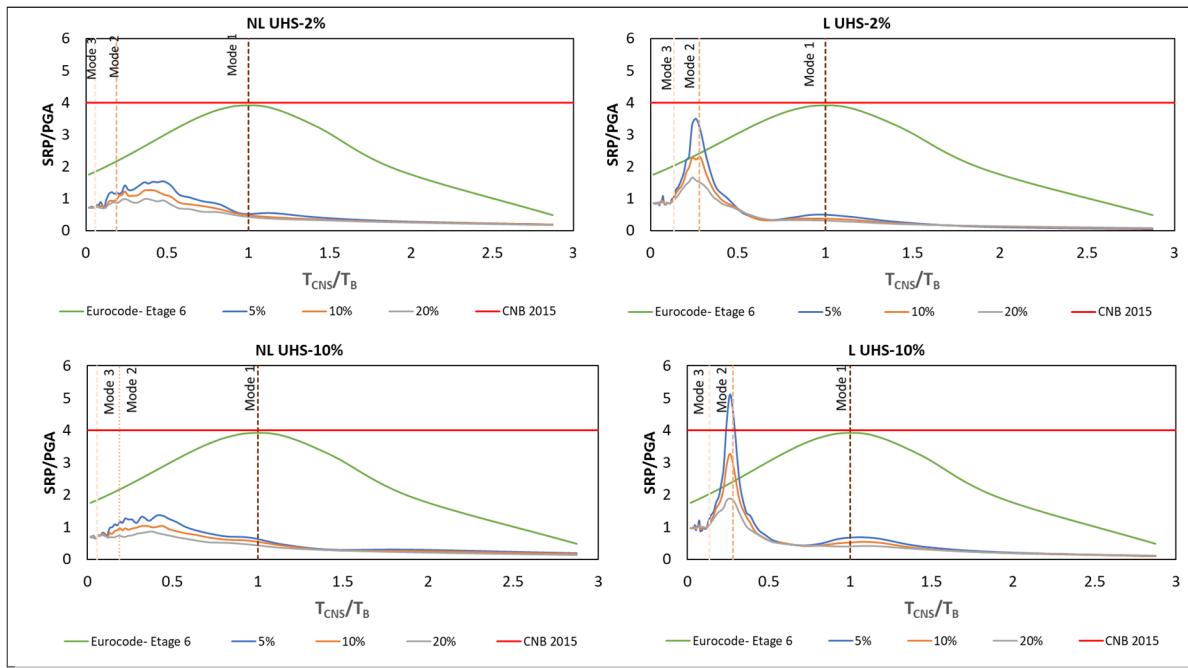
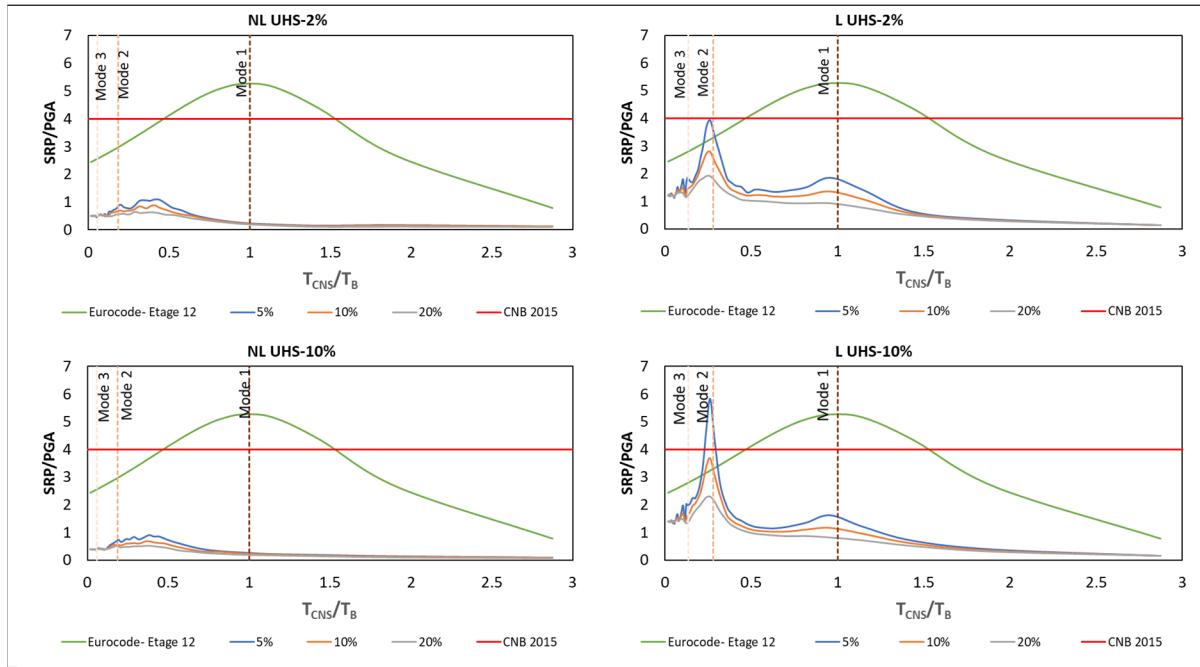
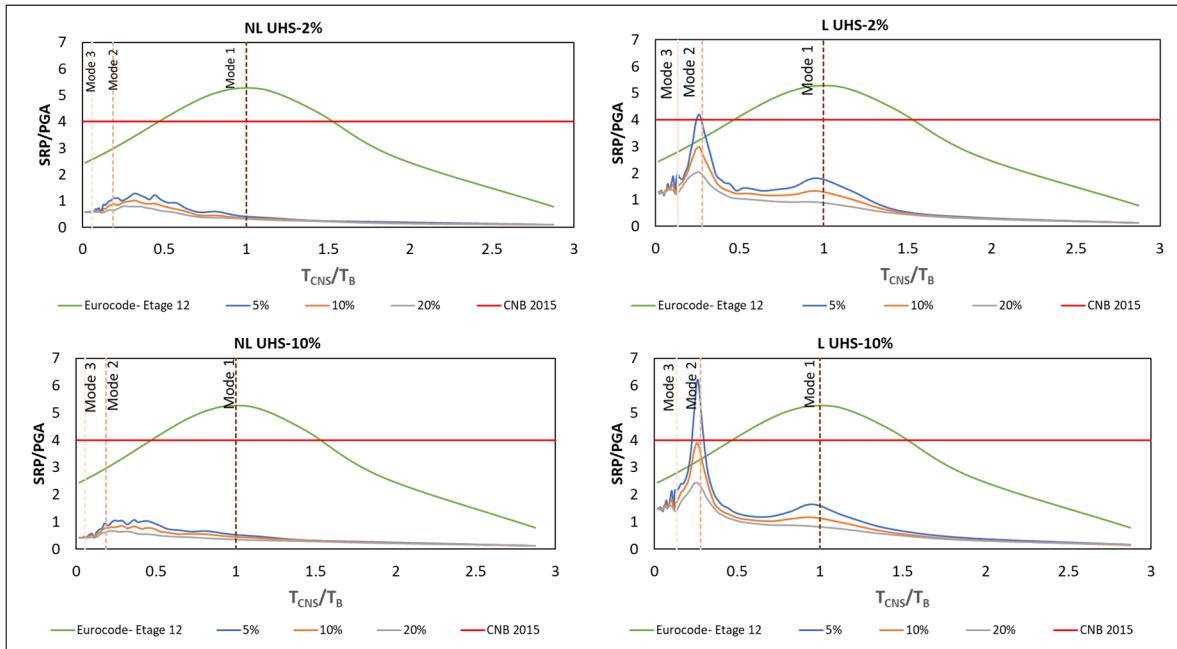


Figure-A III- 10 Effet de la non-linéarité du bâtiment sur les SRP de 12^e étage avec des taux d'amortissement des CNS de 5%, 10% et 20%

Figure-A III- 11 SRP/PGA pour le 2^e étage pour un CNS de P=9.1 KNFigure-A III- 12 SRP/PGA pour le 2^e étage pour un CNS de P=91 KN

Figure-A III- 13 SRP/PGA au 2^e étage pour un CNS de P=910 KNFigure-A III- 14 SRP/PGA pour le 6^e étage pour un CNS de P=9.1 KN



Figure-A III- 17 SRP/PGA pour le 12^e étage pour un CNS de P=9.1 KNFigure-A III- 18 SRP/PGA pour le 12^e étage pour un CNS de P=91 KN

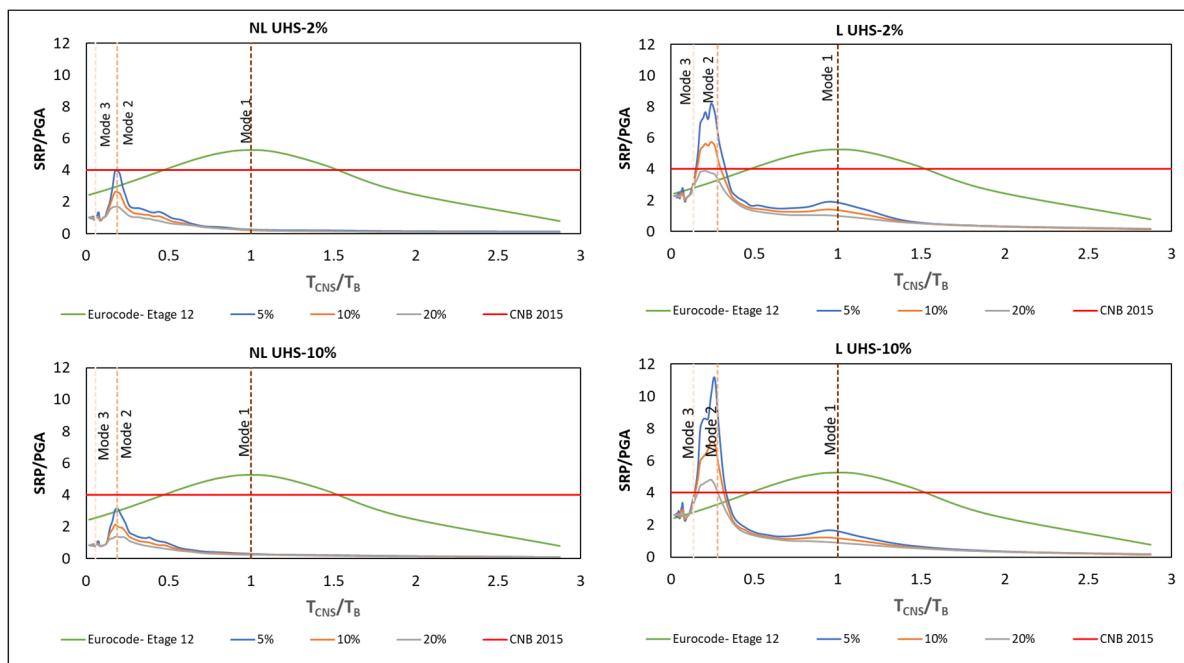


Figure-A III- 19 SRP/PGA pour le 12^e étage pour un CNS de $P=910$ KN

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACI 318-11. (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11). Dans *American Concrete Institute*.
- Adam, C., & Furtmüller, T. (2008). Response of nonstructural components in ductile load-bearing structures subjected to ordinary ground motions. Dans *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, paper* (pp. 0327).
- Adam, C., Furtmüller, T., & Moschen, L. (2013). Floor response spectra for moderately heavy nonstructural elements attached to ductile frame structures. Dans *Computational Methods in Earthquake Engineering* (pp. 69-89). Springer.
- Adams, J., & Atkinson, G. (2003). Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 255-271.
- Ahmed, N. Z., Mahmoud, E., & Abdel-Mooty, M. (2015). Seismic Analysis of Nonstructural Elements in Buildings Considering Different Codes. In Fourth International Conference On Advances in Civil and Structural Engineering (CSE 2015).
- Anajafi, H., & Medina, R. (2018). Effects of Supporting Building Characteristics on Nonstructural components Acceleration Demands. Dans *11th US National Conference on Earthquake Engineering*. Los Angeles, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Anajafi, H., & Medina, R. A. (2018). Evaluation of ASCE 7 equations for designing acceleration-sensitive nonstructural components using data from instrumented buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(4), 1075-1094.
- Anajafi, H., & Medina, R. A. (2019). Damping modification factor for elastic floor spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(11), 6079-6108.
- Anajafi, H., Medina, R. A., & Santini-Bell, E. (2020). Inelastic floor spectra for designing anchored acceleration-sensitive nonstructural components. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(5), 2115-2147.
- Anajafimarzijarani, H. (2018). *Improved seismic design of non-structural components (NSCs) and development of innovative control approaches to enhance the seismic performance of buildings and NSCs*. Phd thesis (niversity of New Hampshire).
- Arabzadeh, H. (2018). *Inelastic Structural Response and FRP Retrofitting of Reinforced Concrete Core Walls* (Doctoral dissertation, Concordia University).

- Aragaw, L., & Calvi, P. (2018). Earthquake-induced floor accelerations in base-rocking wall buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-29, vol. 25, no 5, p. 941-969.
- Asgarian, A., & McClure, G. (2020). Direct generation of floor design spectra (FDS) from uniform hazard spectra (UHS)—Part I: formulation of the method. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 47(12), 1372-1386.
- Association, C. S. (2001). *Guideline for seismic risk reduction of operational and functional components (OFCs) of buildings*. Canadian Standards Association.
- ATC-3-06. (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings: A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community* (Vol. 3). Department of Commerce, National Bureau of Standards.
- ATC-120. (2017). Seismic Analysis, Design, and Installation of Nonstructural Components and Systems – Background and Recommendations for Future Work.
- ATC 72-1. (2010). ATC 72-1: Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. *Atc 72, 1*.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Boivin, Y. (2012). *New capacity design methods for seismic design of ductile RC shear walls* (Vol. 73) Library and Archives Canada= Bibliothèque et Archives Canada, Ottawa, 2013.
- Calvi, P., & Sullivan, T. (2014). Improved estimation of floor spectra in RC wall buildings. Dans *Proceedings of the 10th US national conference on earthquake engineering, Anchorage, paper* (Vol. 1113).
- Carr, E. G., Dunlap, G., Horner, R. H., Koegel, R. L., Turnbull, A. P., Sailor, W., . . . Fox, L. (2002). Positive behavior support: Evolution of an applied science. *Journal of positive behavior interventions*, 4(1), 4-16.
- Chang, G., & Mander, J. B. (1994). *Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I-Evaluation of seismic capacity*. National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY.
- Chaudhuri, S. R., & Villaverde, R. (2008). Effect of building nonlinearity on seismic response of nonstructural components: a parametric study. *Journal of structural engineering*, 134(4), 661-670.

- Choinière, M., Paultre, P., & Léger, P. (2019). Influence of soil-structure interaction on seismic demands in shear wall building gravity load frames. *Engineering Structures*, 198, 109259.
- CSI. (2006). Perform 3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures User Guide, Version 4: Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA, USA.
- Cunha, A., Caetano, E., Ribeiro, P., & Müller, G. (2014). A critical review of current approaches on the determination of seismic force demands on nonstructural components.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1-36.
- Dezhdar, E. (2012). *Seismic response of cantilever shear wall buildings* (University of British Columbia).
- Fathali, S., & Lizundia, B. (2011). Evaluation of current seismic design equations for nonstructural components in tall buildings using strong motion records. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20, 30-46.
- FEMA 74. (2005). Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage: FEMA Washington, DC.
- FEMA 440. (2005). 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *FEMA-440, Redwood City*, 7(9), 11.
- FEMA P-750. (2009). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures (FEMA P-750). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- Filiatrault, A., & Sullivan, T. (2014). Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(1), 17-46.
- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints (1983): 137-147.
- Flores, F., Lopez-Garcia, D., & Charney, F. (2015). Acceleration demands on nonstructural components in special steel moment frames. Dans *XI Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering ACHISINA* (Vol. 212, pp. 12).
- Foo, S., & Lau, D. (2004). Seismic risk reduction of operational and functional components of buildings: research perspective. Dans *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Citeseer.

- Hadjian, A. (1981). Seismic response of structures by the response spectrum method. *Nuclear Engineering and Design*, 66(2), 179-201.
- Hagen, G. R. (2012). Performance-based analysis of a reinforced concrete shear wall building. PhD thesis at Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo.
- Jiang, W. (2016). Direct method of generating floor response spectra. PhD thesis at university of waterloo Ontario.
- Kapur, K. K., & Shao, L. C. (1973). Generation of seismic floor response spectra for equipment design. Dans *Structural Design of Nuclear Plant Facilities 1973* (pp. 29). ASCE.
- Kazantzi, A., Vamvatsikos, D., & Miranda, E. (2018). Effect of yielding on the seismic demands of nonstructural elements. Dans *Proceedings of 16th European conference on earthquake engineering, Thessaloniki, Greece*.
- Kazantzi, A., Vamvatsikos, D., & Miranda, E. (2020). Evaluation of seismic acceleration demands on building nonstructural elements. *Journal of structural engineering*, 146(7), 04020118.
- Kiureghian, A. D. (1981). A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(5), 419-435.
- Kiureghian, A. D., & Nakamura, Y. (1993). CQC modal combination rule for high-frequency modes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(11), 943-956.
- Koval, V. (2015). *Improved Simplified Methods for Effective Seismic Analysis and Design of Isolated and Damped Bridges in Western and Eastern North America*. University of Toronto (Canada).
- Kumari, R., & Gupta, V. K. (2007). A modal combination rule for peak floor accelerations in multistoried buildings. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 44(1), 213-231.
- Lim, E., & Chouw, N. (2014). Consequence of main-secondary structures interaction for seismic response of secondary structures. In *Annual New Zealand Society of Earthquake Engineering Conference* (pp. 21-23).
- Lin, J., & Mahin, S. A. (1985). *Effect of inelastic behavior on the analysis and design of earthquake resistant structures*. University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- Lizundia, B. (2019). Proposed nonstructural seismic design force equations. *Proceedings Structural Engineers Association of California (SEAOC)*.

- Medina, R. (2013). Seismic design horizontal accelerations for non-structural components. Dans *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics (VEESD)*. Vienna, Austria.
- Menegotto, M. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Dans *Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads* (pp. 15-22).
- Merino, R. J., Perrone, D., & Filiatrault, A. (2020). Consistent floor response spectra for performance-based seismic design of nonstructural elements. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(3), 261-284.
- Miranda, E., Kazantzi, A. K., & Vamvatsikos, D. (2018). New approach to the design of acceleration-sensitive non-structural elements in buildings. Dans *16th European conference on earthquake engineering* (pp. 18-21).
- Miranda, E., & Taghavi, S. (2003). Estimation of seismic demands on acceleration-sensitive nonstructural components in critical facilities. Dans *Proceedings of the seminar on seismic design, performance, and retrofit of nonstructural components in critical facilities, ATC* (Vol. 292).
- Miranda, E., & Taghavi, S. (2005). Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation. *Journal of structural engineering*, 131(2), 203-211.
- NEHPR. (2009). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures (FEMA P-750). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- NIST, G. GCR 18-917-43 (2018). *Recommendations for improved seismic design and installation of nonstructural components*. Applied Technology Council, Redwood, CA.
- Pelletier, K. (2015). *Considération de la torsion pour l'analyse sismique non-linéaire de noyaux en béton armé* (École Polytechnique de Montréal).
- Penzien, J., & Chopra, A. K. (1965). Earthquake response of appendage on a multi-story building. *Proc. of III WCEE*, 2.
- Petrone, C., Magliulo, G., & Manfredi, G. (2015). Seismic demand on light acceleration-sensitive nonstructural components in European reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1203-1217.
- Politopoulos, I. (2010). Floor spectra of MDOF nonlinear structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(5), 726-742.

- Pürgstaller, A., Quintana Gallo, P., Pampanin, S., & Bergmeister, K. (2020). Seismic demands on nonstructural components anchored to concrete accounting for structure-fastener-nonstructural interaction (SFNI). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(6), 589-606.
- Ray-Chaudhuri, S., & Hutchinson, T. C. (2011). Effect of nonlinearity of frame buildings on peak horizontal floor acceleration. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(1), 124-142.
- Rodriguez, M., Restrepo, J., & Carr, A. (2002). Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 693-718.
- Saldana, D. (2018). *Simplified Analysis Response Models for SCBF and SCBF Compliant with FEMA P-58 Simplified Procedures*. California State University, Long Beach.
- Sankaranarayanan, R. (2007). *Seismic response of acceleration-sensitive nonstructural components mounted on moment-resisting frame structures*. University of Maryland, College Park.
- Sankaranarayanan, R., & Medina, R. A. (2008a). Statistical models for a proposed acceleration-response modification factor for nonstructural components attached to inelastic structures. Dans *Proceedings of 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China*.
- Sankaranarayanan, R., & Medina, R. A. (2008b). Statistical models for a proposed acceleration-response modification factor for nonstructural components attached to inelastic structures. *14th WCEE, October*, 12-17.
- Scott, B. (1982). Park. R and Priestley. *MJN_Street—strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at and High Strain Rates*. *Journal of The American Concrete Institute*, 79, 13-27.
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. Dans *Journal Proceedings* (Vol. 79, pp. 13-27).
- Sheikh Alard, R. (2020). *Evaluation of floor accelerations and spectra in linear and nonlinear regular RC frame buildings*. Master thesis at École de technologie supérieure.
- Shooshtari, M., Saatcioglu, M., Naumoski, N., & Foo, S. (2010). Floor response spectra for seismic design of operational and functional components of concrete buildings in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(12), 1590-1599.
- Sullivan, T. J., Calvi, P. M., & Nascimbene, R. (2013). Towards improved floor spectra estimates for seismic design. *Earthquakes and Structures*, 4(1), 109-132.

- Sullivan, T. J., Welch, D. P., & Calvi, G. M. (2014). Simplified seismic performance assessment and implications for seismic design. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(1), 95-122.
- Surana, M., Singh, Y., & Lang, D. H. (2018). Floor spectra of inelastic RC frame buildings considering ground motion characteristics. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(3), 488-519.
- Taghavi, S., & Miranda, E. (2003). Study of floor acceleration demands in moment frame structures. Dans *Computational Fluid and Solid Mechanics* (pp. 2378-2382). Elsevier.
- Taghavi, S., & Miranda, E. (2008). Effect of interaction between primary and secondary systems on floor response spectra. Dans *14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12-17).
- Toro, G. R., McGuire, R. K., Cornell, C. A., & Sewell, R. T. (1989). *Linear and nonlinear response of structures and equipment to California and Eastern United States earthquakes*. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Risk Engineering, Inc
- Van der Linde, W. (2015). Structural Reliability of Seismic Design Methodologies for Shear Walls and Distributors in Reinforced Concrete Buildings.
- Villaverde, R. (2006). Simple method to estimate the seismic nonlinear response of nonstructural components in buildings. *Engineering Structures*, 28(8), 1209-1221.
- Vukobratović, V., & Fajfar, P. (2017). Code-oriented floor acceleration spectra for building structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(7), 3013-3026.
- Vukobratović, V., & Ruggieri, S. (2021). Floor Acceleration Demands in a Twelve-Storey RC Shear Wall Building. *Buildings*, 11(2), 38.
- Wang, T., Shang, Q., & Li, J. (2021). Seismic force demands on acceleration-sensitive nonstructural components: a state-of-the-art review. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 20(1), 39-62.
- Wieser, J., Pekcan, G., Zaghi, A. E., Itani, A., & Maragakis, M. (2013). Floor accelerations in yielding special moment resisting frame structures. *Earthquake Spectra*, 29(3), 987-1002.
- Yasui, Y., Yoshihara, J., Takeda, T., & Miyamoto, A. (1993). Direct generation method for floor response spectra.

