

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

PAR
Guillaume ANTUNEZ

VULNERABILITÉ SISMIQUE HORS-PLAN DES MURS DE
MAÇONNERIE EN PIERRE NON ARMÉE

MONTREAL, LE 17 AVRIL 2014



Guillaume Antunez, 2014



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) 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 MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. François Duhaime, 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

M. René Tinawi, examinateur externe
Département des génies civil, géologique et des mines à l'École Polytechnique de Montréal

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

LE 14 AVRIL 2014

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de maîtrise, Mme Marie-José Nollet, pour ses conseils avisés, sa grande disponibilité et son soutien financier qui m'ont permis de me consacrer pleinement et sereinement à mes travaux de recherche.

Je souhaite aussi remercier vivement mon codirecteur de maîtrise, M. Amar Khaled, pour son aide précieuse tout au long de mon parcours en maîtrise.

De même, je tiens aussi à remercier tout particulièrement Ahmad Abo-El-Ezz, qui m'a grandement aidé et m'a fait profiter de ses conseils et de ses connaissances approfondies sur le sujet de recherche.

Enfin, je tenais à remercier mes parents, Philippe et Dominique, mon frère Julien et Clémence pour leur écoute et leur soutien permanent, qui m'ont grandement aidé pour entreprendre et achever ce mémoire.

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE HORS-PLAN DES MURS DE MAÇONNERIE EN PIERRE NON ARMÉE

Guillaume ANTUNEZ

RÉSUMÉ

De nombreux bâtiments des quartiers historiques des villes de l'Est Canadien sont construits en maçonnerie de pierre non armée (MNA) et sont considérés, à ce titre, comme très vulnérables aux tremblements de terre. Afin de pouvoir préserver ces bâtiments patrimoniaux, il est nécessaire de développer des outils scientifiques permettant une estimation de leur vulnérabilité sismique.

Les courbes de fragilité analytiques se révèlent être un outil performant et ont déjà été utilisées pour ce type de bâtiment lors d'études précédentes. Cependant, ces dernières ne prenaient en compte que l'excitation sismique des murs dans la direction du plan et négligeaient le cas d'un effondrement hors-plan. Or, ce mode de rupture peut s'avérer critique pour des éléments tels que les cheminées, les murs coupe-feu ou les murs de façades.

Afin d'évaluer la vulnérabilité de ces éléments, une méthodologie permettant de générer des courbes de fragilité dans la direction hors-plan a été développée. Des prototypes de bâtiments typiques ont été élaborés à partir d'un inventaire détaillé de plusieurs constructions caractérisant les quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal. Le comportement dynamique hors-plan des murs de maçonnerie non armée a été caractérisé par un modèle de capacité faisant apparaître des degrés de dommage en termes de déplacements. Trois modes de rupture hors-plan et leurs éléments critiques structuraux associés ont été identifiés. De plus, une méthode de calcul des déplacements dans la direction hors-plan, tenant compte de l'effet de filtre des parties du bâtiment sollicitées dans le plan, a été établie. Les courbes de fragilité ont ensuite été développées, pour chacun des modes de rupture, selon une approche probabiliste.

Ces courbes de fragilités permettront d'estimer la probabilité de répartition des degrés de dommages de chacun des éléments critiques dans le cas d'un scénario sismique prédéterminé. Un exemple d'application est présenté dans le cas d'une sollicitation sismique compatible avec le spectre de dimensionnement du CNBC 2010.

Mots-clés : vulnérabilité sismique, maçonnerie non armée, hors-plan, courbes de fragilité.

OUT-OF-PLANE SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF UNREINFORCED STONE MASONRY WALLS

Guillaume ANTUNEZ

ABSTRACT

Many buildings of historical districts in Eastern Canada cities are made of unreinforced stone masonry. These types of structure are considered among the most vulnerable under earthquake ground motions. In order to preserve these patrimonial buildings, scientific tools assessing their seismic vulnerability need to be developed.

Analytical fragility curves have proved to be an efficient tool and have already been used in former studies. However, these studies usually take into account in-plane behavior and do not consider the possible out-of-plane rupture of the masonry wall. This type of rupture may be critical for elements such as chimneys, firebreak walls and façade walls.

In order to assess the out-of-plane vulnerability of unreinforced masonry walls, a methodology leading to the development of fragility curves is proposed. Typical building prototypes have been generated from a detailed inventory of several characteristic buildings located in Old Montréal and Old Québec districts. A dynamic behavior of unreinforced masonry walls has been defined by mean of out-of-plane capacity model from which damage states, in term of displacements, can be pointed out. Three out-of-plane rupture mechanisms and their associated critic elements have been identified. Moreover, a displacements computation procedure for the out-of-plane direction, which takes into account the filtering effects of the in-plane structure, has been developed. Fragility curves, based on a probabilistic approach, have also been derived, for each rupture mechanism.

Fragility curves will be used to assess the probability distribution of the damage states for each rupture mechanism and for a given seismic scenario. An example of application is presented in the case of a seismic demand compatible with the NBCC 2010 design spectra for the city of Montreal.

Keywords: seismic vulnerability, unreinforced masonry, out-of-plane, fragility curves

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE	5
1.1 Généralités sur les séismes.....	5
1.1.1 Risque sismique.....	5
1.1.2 Propagation des ondes sismiques et nature de sol.....	7
1.1.3 Mesure des séismes	8
1.1.3.1 Appareils de mesure	8
1.1.3.2 Magnitude.....	8
1.1.3.3 Intensité	9
1.1.4 Sismicité au Québec	9
1.2 Notions de base de dynamique des structures.....	11
1.2.1 Représentation des structures	11
1.2.1.1 Système à un degré de liberté dynamique	11
1.2.1.2 Système à plusieurs degrés de liberté dynamiques	12
1.2.2 Spectres de réponse	13
1.2.2.1 Spectres de réponse élastiques	13
1.2.2.2 Spectres de réponse inélastiques	15
1.2.2.3 Modèle de prédiction des spectres de réponse	16
1.3 Analyse de vulnérabilité des bâtiments.....	17
1.3.1 Courbes de capacité.....	17
1.3.1.1 Définition d'une courbe de capacité.....	17
1.3.1.2 Degrés de dommages.....	18
1.3.1.3 Points de performance	20
1.3.2 Courbes de fragilité	23
1.4 Réponse des bâtiments de maçonnerie non armée aux sollicitations sismiques.....	26
1.4.1 Murs sollicités dans le plan	26
1.4.1.1 Modes de rupture.....	26
1.4.1.2 Rigidité latérale des murs dans le plan.....	28
1.4.1.3 Ductilité dans le plan des murs de maçonnerie non armée	31
1.4.2 Murs sollicités dans la direction hors-plan.....	31
1.4.2.1 Mode de rupture	31
1.4.2.2 Modèles de capacité	33
1.4.2.3 Estimation du déplacement du mur	44
1.4.2.4 Autres modèles d'estimation des déplacements.....	47
1.4.3 Effet de filtre dynamique des bâtiments sur la réponse hors-plan des murs de maçonnerie non armée.....	48
1.4.3.1 Schéma de transfert de l'énergie à travers la structure.....	48
1.4.3.2 Méthodes de quantification de l'effet de filtre dynamique des bâtiments	49
1.5 Conclusion	55

CHAPITRE 2	INVENTAIRE DU BÂTI.....	57
2.1	Méthodologie du processus d'inventaire	57
2.2	Délimitation des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal	58
2.3	Typologie des bâtiments de maçonnerie non armée du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal.....	60
2.3.1	Contexte historique.....	60
2.3.2	Typologie et caractéristiques des bâtiments retenus pour l'inventaire.....	60
2.4	Méthode de relevé de l'inventaire.....	63
2.4.1	Données collectées pour l'inventaire.....	63
2.4.2	Relevé des données.....	64
2.5	Propriétés des matériaux	65
2.6	Inventaire des bâtis du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec.....	66
CHAPITRE 3	MODÉLISATION DES BÂTIMENTS ET MODÈLE DE CAPACITÉ	71
3.1	Modélisation des bâtiments.....	71
3.1.1	Définition des paramètres géométriques	71
3.1.2	Détermination des paramètres physiques	73
3.2	Modèle de capacité hors-plan	75
3.2.1	Modélisation tri-linéaire	75
3.2.2	Mécanismes de rupture.....	76
3.2.3	Définition des degrés de dommages.....	78
3.2.4	Paramètres de capacité pour l'analyse de vulnérabilité.....	79
CHAPITRE 4	DÉTERMINATION DES DÉPLACEMENTS DANS LA DIRECTION HORS-PLAN.....	83
4.1	Méthodologie pour déterminer les déplacements dans la direction hors-plan.....	83
4.2	Modélisation à plusieurs degrés de liberté dynamiques.....	85
4.3	Analyse modale des systèmes primaires et secondaires	86
4.3.1	Objectifs de l'analyse modale	86
4.3.2	Analyse modale	87
4.3.3	Résultats de l'analyse modale	87
4.4	Définition de la fonction de transfert pour la réponse hors-plan des murs de MNA de pierre	91
4.4.1	Hypothèses et limitations de la fonction de transfert	91
4.4.2	Influence de la ductilité dans le plan sur la fonction de transfert.....	92
4.4.2.1	Présentation du problème	92
4.4.2.2	Méthodologie de l'étude de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert.....	93
4.4.2.3	Présentation des différents cas utilisés dans l'étude.....	93
4.4.2.4	Résultats de l'analyse de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert.....	94
4.4.2.5	Analyse des résultats de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert.....	97
4.5	Déplacements des éléments critiques.....	98

CHAPITRE 5	VULNÉRABILITE DES ÉLÉMENTS DANS LA DIRECTION HORS-PLAN.....	103
5.1	Méthodologie	103
5.2	Détermination de la demande sismique	106
5.2.1	Présentation de la technique probabiliste	106
5.2.2	Choix du paramètre de la demande d'ingénierie et de l' <i>IM</i>	107
5.2.3	Résultats des paramètres de demande sismique	108
5.3	Courbes de fragilité pour les différents mécanismes de rupture.....	111
5.3.1	Courbes de fragilité en fonction de l' <i>EDP</i>	111
5.3.2	Courbes de fragilité en fonction de l' <i>IM</i>	112
5.4	Résultats des courbes de fragilité sur les bâtiments de l'inventaire.....	114
5.4.1	Résultats pour les courbes de fragilité en fonction de l' <i>EDP</i>	114
5.4.2	Résultats des courbes de fragilité en fonction de l' <i>IM</i>	117
5.5	Exemple d'application des courbes de fragilité	120
5.5.1	Scénario envisagé	120
5.5.2	Application des courbes de fragilité dans le cadre du scénario.....	121
5.5.3	Analyse des résultats de vulnérabilité pour le scénario choisi	123
5.6	Comparaison avec la vulnérabilité dans le plan des murs de MNA de pierre	123
5.6.1	Présentation de l'étude d'Abo-El-Ezz (2013)	123
5.6.2	Résultats de la vulnérabilité hors-plan pour le scénario d'Abo-El-Ezz (2013).....	125
CONCLUSION	127
RECOMMANDATIONS	131
ANNEXE I	EXEMPLE DE PROCÉDURE PAS À PAS DE L'UTILISATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT.....	133
ANNEXE II	INVENTAIRE DÉTAILLÉ DU BÂTI DU VIEUX-QUEBEC	135
ANNEXE III	INVENTAIRE DÉTAILLÉ DU BÂTI DU VIEUX-MONTREAL	143
ANNEXE IV	ESTIMATION DES CHARGES PERMANENTES DES PLANCHERS ET DES CHARPENTES DE TOITURE.....	149
ANNEXE V	NOTES DE CALCULS – INFLUENCE DE LA DUCTILITE SUR LA FONCTION DE TRANSFERT	153
ANNEXE VI	EXEMPLE DE CALCUL DES DÉPLACEMENTS DES ÉLÉMENTS CRITIQUES.....	157
ANNEXE VII	CODE INFORMATIQUE MAPLE POUR LES BÂTIMENTS DE DEUX ÉTAGES DU VIEUX-MONTRÉAL	195
ANNEXE VIII	COURBES DE FRAGILITÉ EN FONCTION DE L' <i>EDP</i>	221

ANNEXE IX COURBES DE FRAGILITÉ EN FONCTION DE IM	227
ANNEXE X RÉSULTATS D'APPLICATION DES COURBES DE FRAGILITÉ	233
BIBLIOGRAPHIE	237

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Recensement des séismes importants survenus au Québec10
Tableau 1.2	Présentation des différents degrés de dommages possibles d'une structure19
Tableau 1.3	Modes de ruptures probables en fonction du ratio d'élançement.....27
Tableau 1.4	Paramètres utilisés dans l'expression de la rigidité des bouts de murs29
Tableau 1.5	Ratios h/t permisibles dans la direction hors-plan des murs de MNA selon la valeur d'accélération à 1s du spectre de dimensionnement de la région considérée.....32
Tableau 1.6	Facteurs de transposition pour les paramètres du modèle bilinéaire.....37
Tableau 1.7	Présentation de différentes valeurs des paramètres pour le modèle tri-linéaire.....41
Tableau 1.8	Données du modèle tri-linéaire calculées à partir du modèle de Derakshan44
Tableau 1.9	Coefficients de la fonction de transfert54
Tableau 2.1	Typologie des bâtiments de MNA de pierre du Vieux-Québec61
Tableau 2.2	Différentes propriétés mécaniques possibles pour la maçonnerie de pierre66
Tableau 3.1	Paramètres géométriques utilisés dans la modélisation des bâtiments de l'inventaire73
Tableau 3.2	Paramètres physiques et charges d'utilisations utilisés dans la modélisation...74
Tableau 3.3	Catégories de bâtiments de l'inventaire définies pour les différents cas d'analyses78
Tableau 3.4	Paramètres des distributions en capacité structurale pour chacune des catégories de l'inventaire81
Tableau 4.1	Pourcentage de masse modale effective dans les différents modes des systèmes primaires pour les catégories de l'inventaire89
Tableau 4.2	Pourcentage de masse modale effective dans les différents modes des systèmes secondaires pour les catégories de l'inventaire.....90

Tableau 4.3	Périodes fondamentales des systèmes primaires pour les catégories de l'inventaire	90
Tableau 4.4	Périodes des différents modes des systèmes secondaires pour les catégories de l'inventaire	91
Tableau 4.5	Présentation des différents cas utilisés dans l'analyse	94
Tableau 4.6	Résultats moyens des accélérations pour chacun des cas et écarts-types	97
Tableau 5.1	Paramètres de la régression linéaire de la demande sismique conditionnée par le PGA	109
Tableau 5.2	Paramètres de la régression linéaire de la demande sismique conditionnée par $S_a(0.3)$	110
Tableau 5.3	Écarts-types log-normaux de la demande sismique conditionnée par le PGA	110
Tableau 5.4	Écarts-types log-normaux de la demande sismique conditionnée par $S_a(0.3)$	110
Tableau 5.5	Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par le PGA pour les bâtiments du Vieux-Québec	115
Tableau 5.6	Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par le PGA pour les bâtiments du Vieux-Montréal.....	115
Tableau 5.7	Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Québec	116
Tableau 5.8	Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Montréal	116
Tableau 5.9	Paramètres des courbes de fragilité en fonction du PGA pour les bâtiments du Vieux-Québec	118
Tableau 5.10	Paramètres des courbes de fragilité en fonction du PGA pour les bâtiments du Vieux-Montréal.....	119
Tableau 5.11	Paramètres des courbes de fragilité en fonction de $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Québec	119
Tableau 5.12	Paramètres des courbes de fragilité en fonction de $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Montréal.....	120

Tableau 5.13 Valeur du PGA et de $S_a(0.3)$ pour le spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal avec un sol de type C et une récurrence de 2% en 50ans..... 120

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Carte d'aléa du CNBC 2010 pour un site de classe C.....	6
Figure 1.2	Localisation géographique des principales zones de sismicité au Québec	10
Figure 1.3	Représentation schématique d'un système à un degré de liberté	11
Figure 1.4	Exemple d'un système à plusieurs DDL. a)Schéma du bâtiment de 3 étages, b) Modélisation du système à plusieurs degrés de liberté, c)Représentation des facteurs de formes et de la forme d'onde du premier mode de vibration.....	12
Figure 1.5	Illustration de la notion de spectre de calcul du CNBC 2010	14
Figure 1.6	Présentation des différents intervalles du spectre d'aléa uniforme du CNBC 2010 pour Montréal.....	14
Figure 1.7	Spectres d'accélération inélastiques obtenus par la méthode de Newmark	15
Figure 1.8	Courbe de capacité obtenue par analyse <i>push-over</i> pour une structure de trois étages dans la direction du plan	18
Figure 1.9	Exemple de courbe de capacité illustrant les points spécifiques et les positions approximatives des degrés de dommages.....	19
Figure 1.10	Illustration de la méthode du spectre de capacité (au format ADRS) et mise en évidence du processus itératif.....	21
Figure 1.11	Illustration de la méthode des coefficients.....	22
Figure 1.12	Illustration de la méthode basée sur le déplacement.....	23
Figure 1.13	Étapes de construction des courbes de fragilité	24
Figure 1.14	Courbes de fragilité typique d'une structure avec les différents degrés de dommages.....	26
Figure 1.15	Définition de la géométrie des murs	27
Figure 1.16	Différents modes de rupture des murs de maçonnerie, A : Rupture par glissement dans les joints, B : Rupture par écrasement du pied du mur, C : Rupture par traction diagonale, D : rupture par balancement	28
Figure 1.17	Schéma des différentes configurations des bouts de murs (<i>piers</i>)	30

Figure 1.18	Illustration du phénomène de rupture hors-plan d'un mur de maçonnerie	32
Figure 1.19	Forces d'inerties et réactions pour les deux configurations. (a) pour un parapet – (b) pour un mur simplement supporté aux deux extrémités	35
Figure 1.20	Différents types de configurations possibles.....	37
Figure 1.21	Courbe de capacité bilinéaire de différentes configurations de murs de MNA.....	38
Figure 1.22	Modèles bilinéaire et tri-linéaire	39
Figure 1.23	Dispositif à sac gonflable utilisé pour obtenir la courbe de capacité par analyse pushover, d'un mur de MNA dans la direction hors-plan.....	40
Figure 1.24	Exemple de courbe tri-linéaire obtenue avec la méthode de Derakshan.....	44
Figure 1.25	Courbe d'hystérésis typique d'un mur de maçonnerie sollicité hors-plan et enveloppe maximale force-déformation.....	45
Figure 1.26	Illustration de la détermination du modèle linéaire à partir de K_{eff}	46
Figure 1.27	Exemple de détermination du déplacement spectral du mur à partir de la méthode basée sur le déplacement. Spectre synthétique compatible avec le CNBC 2010 pour l'Est du Canada.	46
Figure 1.28	Représentation du chemin de l'énergie développée par le séisme et mise en évidence de l'effet de filtre dynamique du bâtiment.....	49
Figure 1.29	a) Spectre de déplacement absolu avec composante de sol Δ_g b) Représentation graphique de la fonction de transfert du bâtiment pour un mur de maçonnerie dans la direction hors-plan avec $\xi_{OUT} = 0.1$	50
Figure 1.30	Courbe de la fonction de transfert prenant en compte un possible comportement inélastique du système primaire	51
Figure 2.1	Représentation schématique de la méthodologie de l'inventaire	58
Figure 2.2	Emplacement du Vieux-Québec dans l'arrondissement de la Cité-Limoilou...	59
Figure 2.3	Délimitation du quartier du Vieux-Montréal	59
Figure 2.4	Maison du Calvet, Vieux-Montréal.....	62
Figure 2.5	Détail d'une esse	63

Figure 2.6	Répartition suivant les périodes d'édification des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Montréal	67
Figure 2.7	Répartition suivant le nombre d'étages des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Montréal	68
Figure 2.8	Répartition suivant les périodes d'édification des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Québec.....	68
Figure 2.9	Répartition suivant le nombre d'étages des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Québec.....	69
Figure 3.1	Modélisation des bâtiments de l'inventaire et représentation des paramètres géométriques.....	72
Figure 3.2	Présentation des différents mécanismes de rupture a) Bout de mur de façade pris sur sa pleine hauteur (FPH) b) Bout de mur de façade du dernier étage (FDE) c) Mur coupe-feu (CF)	77
Figure 3.3	Illustration de la distribution de répartition empirique et de distribution en capacité structurale associée, suivant une loi log-normale de paramètres ($\overline{DD_2} = 5.58, \beta_c = 0.17$) . Cas des bâtiments de 2 étages du Vieux-Québec.....	80
Figure 4.1	Méthodologie générale adoptée pour le calcul des déplacements des éléments hors-plan.....	84
Figure 4.2	Modélisation à plusieurs DDLD et mise en évidence des deux systèmes dans le cas d'une excitation dans le plan des murs de façade pour un bâtiment de 2 étages	86
Figure 4.3	Accélération spectrale hors-plan obtenue par la fonction de transfert pour différentes valeurs de ductilité dans le cas 1 (CF)	95
Figure 4.4	Déplacement spectral hors-plan obtenue par la fonction de transfert pour différentes valeurs de ductilité dans le cas 1 (CF)	96
Figure 4.5	Accélération spectrale de sortie pour les murs hors-plan en fonction de la ductilité à la période fondamentale T_{hp} dans chaque cas.....	96
Figure 5.1	Schéma du processus informatisé de calcul des déplacements des éléments critiques	105
Figure 5.2	Processus schématique d'obtention des paramètres de demande sismique dans le cas des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec pour le mécanisme de rupture CF.....	109

Figure 5.3	Courbe de fragilité du DD_2 en fonction de D conditionné par le PGA pour le mécanisme de rupture CF des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec.....	112
Figure 5.4	Courbe de fragilité du DD_2 en fonction de PGA pour le mécanisme de rupture CF des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec.....	113
Figure 5.5	Processus graphique d'obtention des pourcentages de probabilité des différents degrés de dommages du mode de rupture FDE pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal.....	121
Figure 5.6	Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal soumis au spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal.....	122
Figure 5.7	Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture pour les bâtiments de trois étages du Vieux-Montréal soumis au spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal.....	122
Figure 5.8	Spectre de réponse pour le scénario M6.2R15 pour un site de classe C et B et spectre de conception du CNBC (2% en 50 ans) pour la ville de Québec (sol de classe C).....	124
Figure 5.9	Courbes de fragilité pour les bâtiments de MNA de pierre sollicités dans le plan.....	124
Figure 5.10	Répartition des différents degrés de dommages pour les bâtiments de MNA de pierre sollicités dans le plan, dans le cas du scénario M6.2R15.....	125
Figure 5.11	Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture hors-plan pour les bâtiments de MNA de pierre sollicité le cas du scénario M6.2R15.....	126

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ADRS	Acceleration-displacement response spectrum
ATC	Applied Technology Council
CF	Coupe-feu
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CQC	Complete quadratic combination
DD_i	Degré de dommages i
EDP	Engineering Demand Parameter
E-T	Ecart-type
FDE	Façade dernier étage
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FPH	Façade pleine hauteur
IM	Intensity measure
MNA	Maçonnerie non armée
PGA	Peak ground acceleration / Accélération maximale au sol
PGV	Peak ground velocity / Vitesse maximale au sol
PMR_{emp}	Empirical percentage of maximum resistance / pourcentage du ratio maximum en résistance empirique
SRSS	Square root of the sum of the square
TF_{har}	Harmonic transfert function / Fonction de transfert harmonique
THA	Time History Analysis
VAR	Variance mathématique

NDDLD N degrés de liberté dynamiques

Alphabet romain majuscule

A	Coefficient entrant dans la formation de la fonction de transfert ou grandeur quelconque
A_m	Valeur d'une grandeur quelconque (déplacement, accélération...) dans le mode m
A_n	Valeur d'une grandeur quelconque (déplacement, accélération...) dans le mode n
A_v	Aire de cisaillement
C	Coefficient utilisé dans la composante de sol de la formulation de la fonction de transfert
$D_{abs,i}(T_i)$	Déplacement absolu dans le mode i
D_{ij}	Déplacement maximal relatif pour le bâtiment i et le séisme j
$D_{max,relatif}$	Déplacement maximal relatif
$D_{rela,i}$	Déplacement relatif dans le mode i
D_{T_1}	Coefficient utilisé dans la composante élastique de la formulation de la fonction de transfert
$D_{T_{eff}}$	Coefficient utilisé dans la composante inélastique de la formulation de la fonction de transfert
$E()$	Espérance mathématique
E_m	Module d'élasticité de la maçonnerie
F	Force
F_0	Force maximale du modèle bilinéaire des corps rigides

F_D	Fonction caractérisant l'influence de la distance à l'épicentre dans l'équation de prédiction de Boore-Atkinson
F_i	Force maximale du modèle tri-linéaire
F_m	Fonction d'échelonnage de la magnitude entrant dans l'équation de prédiction de Boore-Atkinson
F_S	Fonction caractérisant l'amplification de site dans l'équation de prédiction de Boore-Atkinson
G_m	Module de cisaillement de la maçonnerie
I_g	Moment d'inertie de la section avant fissuration
I_{MM}	Intensité de Mercalli-modifiée
K_0	Rigidité hors-plan calculée à partir du modèle bilinéaire
K_{eff}	Rigidité effective venant de la méthode basée sur le déplacement
L	Largeur de bout de mur
L_c	Largeur du mur coupe-feu
L_f	Largeur des fenêtres
L_m	Largeur des bouts de mur
L_{totc}	Largeur totale des murs de côté
L_{totf}	Largeur totale des murs de façade
M_e	Masse modale effective pour les murs de MNA dans la direction hors-plan
M_w	Magnitude de moment
N	Nombre de séismes
P_0	Charge axiale supportée par le mur

R	Facteur de réduction pour les spectres prenant en compte la ductilité
R_{JB}	Distance à l'épicentre entrant dans l'équation de prédiction de Boore-Atkinson
S_a	Accélération spectrale
$S_a(0.3\text{sec})$	Valeur de l'accélération spectrale du spectre de réponse à 0.3sec
$S_{ae,o}(T)$	Accélération de sortie de la fonction de transfert
$S_{a,i}(T_1)$	Ordonnée du spectre de réponse isoductile à la période fondamentale du système primaire
$S_{a,i}(T_{eff})$	Ordonnée du spectre de réponse isoductile à la période fondamentale effective du système primaire
$S_{ae,i}(T)$	Ordonnée du spectre isoductile de réponse élastique pour la période du mur sollicité hors-plan
S_d	Déplacement spectral
$S_{de,o}$	Déplacement spectral de sortie de la fonction de transfert
S_{OUT}	Amplification en déplacement spectral venant du modèle de Priestley
S_v	Vitesse spectrale
T	Période
T_0	Période d'oscillation dans la direction hors-plan calculée à partir du modèle bilinéaire
T_1	Période fondamentale élastique du système primaire
T_e	Période fondamentale du bâtiment dans le plan dans le modèle de Priestley
T_{eff}	Période effective
T_{hp}	Période fondamentale hors-plan

T_{out}	Période du mur dans la direction hors-plan dans le modèle de Priestley
V_{S30}	Vitesse de cisaillement du sol à 30m de profondeur entrant dans l'équation de prédiction de Boore-Atkinson
W	Poids du mur

Alphabet romain minuscule

a	Accélération / Coefficient entrant dans la formulation de la fonction de transfert / Paramètre de régression linéaire
b	Paramètre de régression linéaire
f	Fréquence
f_j'	Résistance en compression du mortier
f_m	Résistance en compression de la maçonnerie
f_{dt}	Résistance en traction diagonale de la maçonnerie
g	Accélération de pesanteur
h	Hauteur de bout de mur
h_1	Hauteur du premier étage
h_2	Hauteur du deuxième étage
h_3	Hauteur du troisième étage
h_c	Hauteur du mur coupe-feu
h_f	Hauteur des fenêtres
h_t	Hauteur du mur de toiture
k	Rigidité latérale
$k_{eq,i}$	Rigidité latérale équivalente

XXVIII

m	Masse
m_i	Masse de l'étage i ou masse élémentaire
m_n	Magnitude de Nuttli
p, q, r, s, d	Paramètres géométriques entrant dans les équations de Balasubramanian
r	Rapport de pulsation modale dans la méthode CQC
t	Epaisseur de mur
t_n	Epaisseur nominale de mur
w_l	Charges vives de dimensionnement
w_p	Charges permanentes de plancher
w_t	Charges permanentes de charpente (toiture)
x	Déplacement utilisé dans l'équation du mouvement

Alphabet grec majuscule

Γ_i	Facteur de participation modale du mode i
Δ	Déplacement / distance à l'épicentre
Δ_1	Paramètre de déplacement hors-plan pour le modèle tri-linéaire
Δ_2	Paramètre de déplacement hors-plan pour le modèle tri-linéaire
Δ_e	Déplacement effectif pour les murs de MNA dans la direction hors-plan
Δ_{ins}	Déplacement maximal d'instabilité pour les murs de MNA dans la direction hors-plan
Δ_m	Déplacement au niveau du milieu du mur simplement appuyé de MNA dans la direction hors-plan

Δ_i	Déplacement au niveau du sommet du parapet de MNA dans la direction hors-plan
Φ	Fonction de répartition de la loi log-normale

Alphabet grec minuscule

α	Coefficient entrant dans la formulation de la fonction de transfert
β	Coefficient entrant dans la formulation de la fonction de transfert / Ecart-type log-normal des courbes de fragilité / Rapport de la hauteur de la fissuration sur la hauteur totale
β_c	Ecart-type log-normal de la distribution en capacité structurale
$\beta_{D \square PGA}$	Ecart-type log-normal de la demande sismique conditionnée par le <i>PGA</i>
$\beta_{D \square S_a(0.3 \text{ sec})}$	Ecart-type log-normal de la demande sismique conditionnée par $S_a(0.3 \text{ sec})$
$\beta_{EDP \square IM}$	Ecart-type log-normal de la demande sismique
δ_i	Déplacement élémentaire
$\varepsilon \sigma_T$	Terme d'incertitude entrant dans l'équation de prédiction de Boore-Atkinson
μ	Moyenne de la courbe de fragilité
μ_D	Ductilité en déplacement
ξ	Coefficient d'amortissement
ξ_{OUT}	Coefficient d'amortissement utilisé dans le modèle de Priestley
ρ_b	Masse volumique du bois
ρ_m	Masse volumique de la maçonnerie
ρ_{mn}	Coefficient de croisement modal (cross-modal coefficient)
ϕ_i	Facteurs de forme du mode <i>i</i>

XXX

ψ Ratio de précompression / Overburden ratio

ω Pulsation propre

ω_m Pulsation modale dans le mode m

ω_n Pulsation modale dans le mode n

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

m mètre (unité de longueur)
kg kilogramme (unité de masse)
s seconde (unité de temps)

Aire

m² mètre carré
mm² millimètre carré

Volume

m³ mètre cube

UNITÉS DE TEMPS

s seconde

Fréquence

Hz Hertz

UNITÉS GEOMETRIQUES

Longueur

m mètre
cm centimètre
mm millimètre

UNITÉS DE MASSE

Masse

kg kilogramme
g gramme

Masse volumique

kg/m³ kilogramme par mètre cube

UNITÉS MECANIQUES

Accélération

m/s² mètre par seconde carré

Force

N newton
kN kilonewton

Moment d'une force

N.m newton-mètre

Contrainte, pression

kPa kilopascal
MPa mégapascal

Rigidité

N/m newton par mètre

INTRODUCTION

Contexte et problématique

De nombreux bâtiments historiques des centres-villes de l'Est canadien ont été construits en maçonnerie de pierre non armée. Ils ont été édifiés sans aucune préoccupation de la sismicité de la région, à des époques bien antérieures aux premiers codes et normes parasismiques de construction. Ils font partie des édifices les plus vulnérables face aux tremblements de terre. L'étude de la vulnérabilité sismique de ces bâtiments apparaît donc nécessaire, d'autant plus qu'ils possèdent une grande valeur patrimoniale et se trouvent dans des quartiers touristiques très fréquentés. À ce jour, de nombreuses études ont été consacrées à l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments de maçonnerie non armée (MNA) sous sollicitations sismiques, principalement dans la direction du plan. Par contre relativement, peu de travaux ont porté sur la vulnérabilité des bâtiments en MNA dans la direction hors-plan. De nombreux rapports d'inspection post-événement ont montré que la rupture hors-plan était un phénomène qui pouvait se manifester de manière importante, notamment dans les régions à sismicité modérée comme l'Est du Canada.

Objectifs

L'objectif premier de ce mémoire est d'évaluer la vulnérabilité sismique hors-plan des murs (et donc des bâtiments) de maçonnerie de pierre non armée des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal. Il peut être divisé en plusieurs sous-objectifs qui sont les suivants :

- 1) Définir le risque sismique, présenter les caractéristiques propres à la MNA ainsi que les moyens et outils permettant de les évaluer;

- 2) Développer une typologie de bâtiments de MNA de pierre caractéristiques des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal;
- 3) Analyser et caractériser le comportement des murs de MNA sollicités dans la direction hors-plan;
- 4) Identifier les éléments des bâtiments les plus vulnérables à la rupture hors-plan lors d'un séisme;
- 5) Développer une modélisation des bâtiments ainsi qu'une méthode permettant d'effectuer des calculs de dynamique des structures, afin de déterminer les déplacements hors-plan subis par les murs de MNA;
- 6) Développer des courbes de fragilité pour chacun des éléments identifiés au point 4).

Méthodologie

La méthodologie adoptée pour atteindre les sous-objectifs est constituée des étapes suivantes :

- 1) Illustrer le contexte, définir les termes et les outils utilisés dans la suite de l'étude : Une revue des connaissances provenant de la littérature a été menée;
- 2) Développer une typologie de bâtiments : un inventaire de constructions en MNA se trouvant dans le Vieux-Québec et le Vieux-Montréal a été établi. Cette typologie a été définie à partir d'aspects architecturaux communs. De nombreuses mesures géométriques ont aussi été relevées afin de pouvoir être exploitées ultérieurement;

- 3) Caractériser le comportement des murs de MNA soumis à des sollicitations sismiques : des courbes de capacité ont été développées pour les murs dans la direction hors-plan. Ces courbes sont basées sur des modèles existants issus de la littérature;
- 4) Identifier les éléments des bâtiments les plus vulnérables à la rupture hors-plan : une analyse d'études existantes et de rapports d'inspection post-événement a été menée;
- 5) Modéliser les bâtiments et effectuer des analyses dynamiques : des modèles mécaniques simples ont été développés à partir de la typologie définie au 2). La méthode de calcul prend en compte les spécificités liées à la MNA. On considère que l'énergie du séisme est d'abord transmise aux murs parallèles à la sollicitation (murs sollicités dans le plan) et ensuite transmise aux murs sollicités hors-plan par l'effet de filtre dynamique. Ainsi, le spectre de calcul pour la sollicitation hors-plan est modifié par rapport à celui sollicitant les murs dans le plan;
- 6) Développer les courbes de fragilité : un algorithme informatique a été mis en place afin d'appliquer la méthode de calcul pour l'ensemble des bâtiments de l'inventaire et pour différentes sollicitations sismiques. Les différents résultats ont ensuite été compilés, selon des procédures provenant de la littérature, afin de construire les courbes de fragilité pour les éléments les plus vulnérables à la rupture hors-plan.

Organisation du mémoire

Le mémoire est organisé en cinq chapitres. Le premier chapitre présente une revue de littérature qui définit les termes propres à la sismologie et à l'analyse du risque sismique. Elle introduit les différentes notions, outils et connaissances scientifiques qui seront utilisés par la suite pour évaluer la vulnérabilité sismique des murs de MNA dans la direction hors-plan.

Le deuxième chapitre présente les différentes étapes nécessaires à l'élaboration d'une typologie de bâtiments, afin de dresser un inventaire des bâtis du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec.

Le troisième chapitre définit une modélisation géométrique des bâtiments inventoriés dans le chapitre précédent. Il présente aussi le modèle de capacité choisi pour définir le comportement hors-plan des murs de MNA. Par ailleurs, il identifie aussi les éléments de la structure les plus vulnérables à la rupture hors-plan.

Le quatrième chapitre formule une méthode de calcul des déplacements hors-plan des éléments identifiés au chapitre précédent. Cette méthode comprend une modélisation simplifiée des bâtiments permettant de faciliter les calculs dynamiques, ainsi que la prise en compte des effets de filtre dynamique de la structure sollicitée dans le plan sur la partie de la structure sollicitée hors-plan.

Le cinquième et dernier chapitre formule la méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique pour les éléments vulnérables à la rupture hors-plan. La vulnérabilité sismique est évaluée grâce à des courbes de fragilité qui sont déduites en synthétisant les résultats provenant des calculs de déplacements et des courbes de capacité.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 Généralités sur les séismes

1.1.1 Risque sismique

La prédiction des séismes est un enjeu majeur pour la préservation du patrimoine immobilier et la sécurité de ses occupants. Cependant, il est impossible de prédire avec certitude le déclenchement d'un tremblement de terre puisque les mécanismes mis en jeu sont difficilement observables et interprétables. De même, il est important de prendre en compte que suivant la configuration géographique et démographique, les répercussions d'un séisme ne sont pas les mêmes. En effet, il est possible qu'un séisme de faible ampleur fasse plus de dégâts dans une zone densément peuplée qu'un séisme de grande ampleur dans une région de faible densité. Pour évaluer les conséquences d'un séisme sur un territoire ou une population, il est donc nécessaire de combiner deux variables : l'occurrence d'un séisme d'une puissance donnée et les effets probables de celui-ci sur les infrastructures et la population.

Le risque sismique, évalué en termes de dommages, est une donnée qui permet de faire le lien entre ces deux variables. Il englobe l'aléa sismique qui représente la probabilité d'occurrence d'un tremblement de terre donné, et la vulnérabilité qui représente la gravité de ces répercussions sur les bâtiments (Filiatrault, 1996). Il est aussi possible d'évaluer le risque sismique en termes de coûts financiers ou humains. Le risque sismique en termes de dommages peut être mathématiquement défini à l'aide de l'expression suivante :

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité} \quad (1.1)$$

L'aléa sismique représente la probabilité qu'un séisme d'une certaine magnitude puisse survenir dans un intervalle de temps donné, la période de retour. Il doit être déterminé de

manière locale et son obtention nécessite la combinaison de plusieurs facteurs. Il faut tout d'abord commencer par effectuer un relevé méthodique des événements sismiques passés. Le relevé inclut les intensités, les puissances et les dates d'occurrences des événements en question. De même, il est nécessaire de prendre en compte les mécanismes géologiques qui peuvent régir la sismicité locale. Le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC 2010) compile toutes ces données locales dans des cartes d'aléa sismique où sont représentées les zones d'aléa uniforme. Suivant les régions, certains types de bâtiments seront donc plus sensibles que d'autres (RNC, 2013). La Figure 1.1 ci-dessous représente la carte d'aléa uniforme du CNBC 2010 pour des bâtiments ayant une période naturelle proche de 0.5s, pour un séisme dont la probabilité est de 2% en 50 ans, correspondant à une période de retour de 2500 ans.

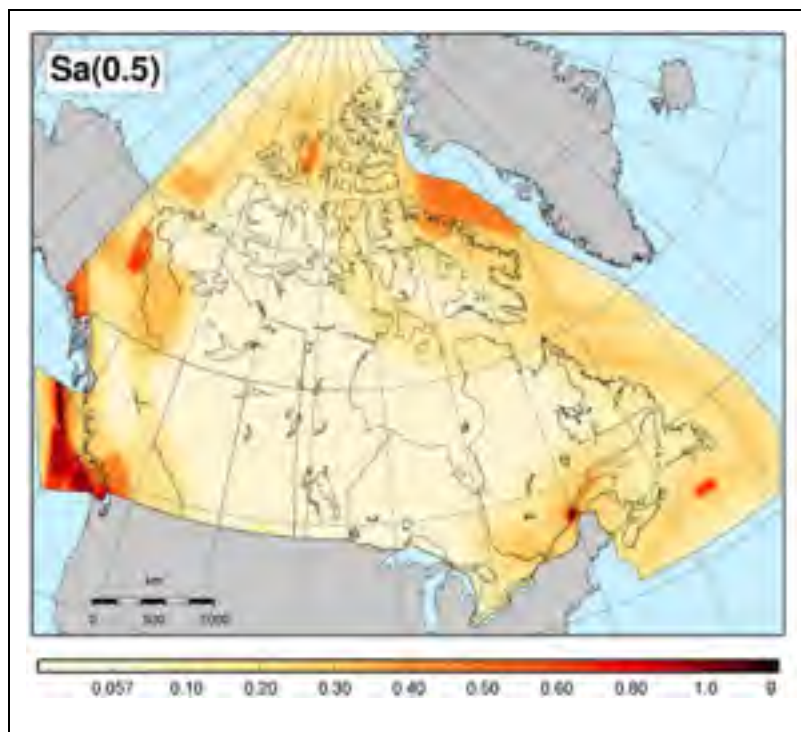


Figure 1.1 Carte d'aléa du CNBC 2010 pour un site de classe C
Tirée de RNC (2013)

La vulnérabilité représente le niveau (ou degré) de dommages atteint par la structure pour une mesure d'intensité sismique. On peut remarquer que le risque sismique dépend largement

du type de structure. En effet, la vulnérabilité sismique peut être définie à plusieurs échelles : pour un bâtiment unique, un ensemble d'un même type de bâtiments ou même à l'échelle d'une ville. Le choix de ces échelles dépend du type d'étude réalisée et il est évident que les moyens utilisés pour les mener seront différents. Pour l'étude d'un seul bâtiment, il sera possible d'effectuer une analyse de structure complète avec des logiciels de modélisation complexes. Pour un ensemble de bâtiments, on privilégiera plutôt un modèle statistique avec l'étude d'une structure ayant les caractéristiques physiques et géométriques moyennes de l'échantillon. La prise en compte des écarts et incertitudes sera ensuite intégrée dans les calculs par une approche statistique.

1.1.2 Propagation des ondes sismiques et nature de sol

Les séismes se déclenchent dans le sous-sol au niveau d'un point nommé foyer. L'épicentre d'un séisme correspond à la projection du foyer au niveau de la surface du sol. La profondeur du foyer ainsi que la distance à l'épicentre sont des données importantes à considérées car elles influent sur les effets du séisme. La nature du sol est aussi un paramètre déterminant puisqu'il peut modifier considérablement la propagation des ondes sismiques en les atténuant ou en les amplifiant. Le CNBC définit plusieurs catégories sismiques des sites (de A à E) suivant la composition du sol et les propriétés géotechniques comme la vitesse moyenne de cisaillement du sol sur une profondeur de 30 m (V_{S30}). Ces catégories sismiques des sites permettent ensuite de définir des facteurs d'amplification (F_a et F_v) qui seront appliqués à l'accélération spectrale de calcul pour le dimensionnement parasismiques des structures ou aux accélérogrammes pour l'analyse dynamique des structures (RNC, 2013). À noter que les valeurs d'accélération spectrales définies par le CNBC 2010, pour une période de retour de 2500 ans, correspondent à un site de référence de catégorie C pour laquelle les facteurs d'amplification (F_a et F_v) sont égaux à l'unité.

1.1.3 Mesure des séismes

1.1.3.1 Appareils de mesure

Il existe plusieurs grandeurs mesurables permettant de caractériser au mieux les mécanismes physiques des tremblements de terre. Dans la pratique, les grandeurs les plus utilisées sont le déplacement, la vitesse et l'accélération du sol. L'appareil mesurant les déplacements se nomme le sismomètre (ou sismographe). Ceux mesurant la vitesse et l'accélération sont nommés respectivement le vélocimètre et l'accéléromètre.

1.1.3.2 Magnitude

La magnitude est la mesure de l'énergie dégagée pendant un séisme (RNC, 2013). Il existe plusieurs définitions de la magnitude qui dépendent du type et de l'origine de l'énergie dégagée. Le choix de l'une ou l'autre dépend essentiellement du type de sismicité. La magnitude la plus couramment utilisée est l'échelle de Richter qui fut développée en 1935 par le scientifique du même nom. Elle consiste à quantifier l'énergie dégagée par une différence logarithmique entre le déplacement engendré par le séisme et celui engendré par un séisme de référence. L'échelle étant logarithmique, il faut avoir à l'esprit que l'augmentation d'un point de magnitude augmente considérablement l'énergie dégagée. Par exemple, un séisme de magnitude M6.0 est près de 100 fois plus important qu'un séisme de magnitude M5.0 (RNC, 2013). Il est aussi important de noter que la magnitude d'un séisme est la même en tout point. Cependant, la magnitude de Richter n'est pas adaptée à tous les types de sismicité. Dans l'Est du pays, où le Bouclier Canadien atténue les ondes sismiques de façon particulière, Ressources Naturelle Canada a longtemps utilisé la magnitude de Nuttli (m_n) afin de quantifier au mieux l'énergie dégagée. Sonley et Atkinson (2005) ont développé des relations permettant de relier ces deux types de magnitude. La magnitude de moment M_w et aussi couramment utilisée par les institutions canadiennes. Théoriquement, il n'existe pas de limite pour la valeur de la magnitude, mais la recherche a démontré qu'une magnitude de M10.0 constituait un plancher physiquement indépassable. Le séisme le plus important a

été enregistré au Chili en 1960 et avait une magnitude d'environ M9.5 sur l'échelle de Richter.

1.1.3.3 Intensité

La magnitude donne une donnée physique sur l'importance du séisme, mais elle ne quantifie pas le ressenti, les conséquences et les effets de ce dernier. L'intensité est une mesure qui combine à la fois des paramètres objectifs et subjectifs. En effet, elle prend en compte les dommages subis par les structures et la sensation ressentie pendant le tremblement de terre par la population. Contrairement à la magnitude, l'intensité peut être différente suivant le lieu de mesure car les paramètres varient grandement dès lors qu'on se trouve dans un lieu densément peuplé ou non (Lindeburg et Baradar, 2001). Il existe aussi plusieurs échelles d'intensités, mais la plus utilisée est sans aucun doute l'échelle de Mercalli-modifiée (notée I_{MM}). Cette échelle possède douze niveaux d'intensité qui sont attribués à partir de l'observation du ressenti et des conséquences du tremblement de terre. Afin de pouvoir quand même quantifier physiquement ces niveaux, des ordres de grandeurs d'accélération maximale enregistrée au sol (*Peak Ground Acceleration, PGA*) leurs ont été attribués.

1.1.4 Sismicité au Québec

Le Québec est une région de sismicité qualifiée de modérée à élevée selon la région. En effet, plusieurs événements de grande ampleur ont été recensés à travers les âges comme le montre le Tableau 1.1. Cependant, les scientifiques ne peuvent pas expliquer formellement l'origine de ces mouvements de sol. Le Québec fait partie intégrante de la plaque continentale Nord-Américaine qui ne devrait normalement pas être sismiquement active. L'hypothèse la plus répandue serait la réactivation d'un système de failles de rift datant de plusieurs centaines de millions d'années (Filiatrault, 1996). On peut distinguer trois grandes zones de sismicité au Québec : L'Ouest du Québec près de la rivière Ottawa, la région de Charlevoix et la région du bas Saint-Laurent. La Figure 1.2 localise ces différentes zones sur la carte du Québec.

Près de 450 séismes sont recensés chaque année dont la majorité n'est pas ressentie (RNC, 2013).

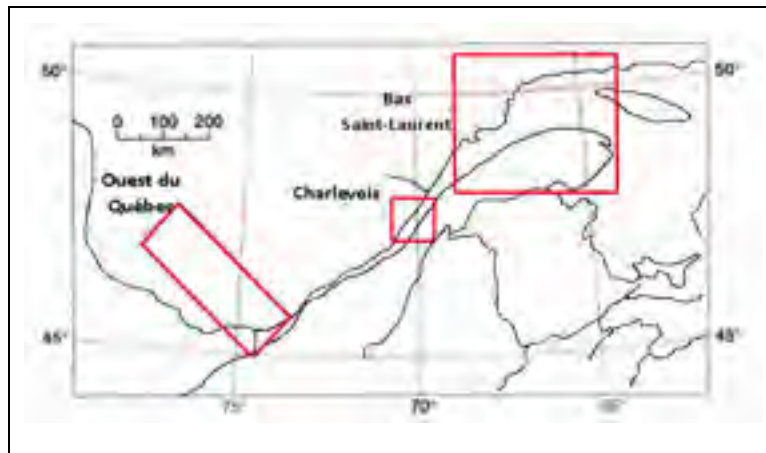


Figure 1.2 Localisation géographique des principales zones de sismicité au Québec
Adaptée de Filiatrault (1996)

Tableau 1.1 Recensement des séismes importants survenus au Québec
Tiré de RNC (2013)

Lieu	Année	Magnitude M_w
Région Charlevoix-Kamouraska	1663	7.0
Région Ouest du Québec - Montréal	1732	5.8
Région Charlevoix-Kamouraska	1791	6.0
Région Charlevoix-Kamouraska	1860	6.0
Région Charlevoix-Kamouraska	1870	6.5
Région Charlevoix-Kamouraska	1925	6.2
Terre-Neuve (ressenti jusqu'au Québec)	1929	7.2
Région Ouest du Québec-Ottawa	1935	6.1
Région Saguenay	1988	5.9

1.2 Notions de base de dynamique des structures

1.2.1 Représentation des structures

1.2.1.1 Système à un degré de liberté dynamique

Un système à un degré de liberté (1DDL) est une structure dont le déplacement n'est fonction que d'une seule coordonnée. C'est un cas particulièrement simple à représenter dans le domaine élastique par un mécanisme d'une masse ponctuelle avec une rigidité k (Figure 1.3), et parfois un coefficient d'amortissement visqueux ξ (généralement de l'ordre de 5%). L'étude de vibrations libres d'un système à 1DDL permet de déterminer ses caractéristiques dynamiques suivantes, soit : la rigidité k , la période fondamentale d'oscillations libres T et la fréquence fondamentale d'oscillations libres f définies respectivement par :

$$k = \frac{F}{\Delta} \quad (1.2)$$

$$T = \frac{1}{f} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1.3)$$

Où F représente la force latérale, Δ le déplacement latéral engendré par F et m la masse du système

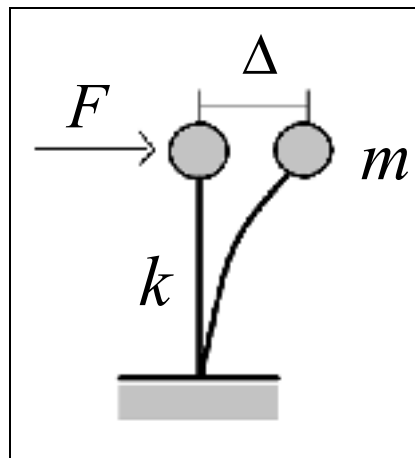


Figure 1.3 Représentation schématique d'un système à un degré de liberté

1.2.1.2 Système à plusieurs degrés de liberté dynamiques

L'utilisation d'un système à plusieurs degrés de liberté dynamique (NDDLD) est très utile pour modéliser les bâtiments multi-étagés. La configuration la plus populaire consiste à représenter le bâtiment comme un enchaînement de masses ponctuelles reliées par des rigidités. On considère que le poids total des planchers et des murs de chaque étage sont concentrés en un seul point de ce dernier. On calcule une rigidité pour chaque étage à partir des méthodes classiques d'analyse des structures. Il est possible de déterminer les périodes des différents modes à partir de l'équilibre dynamique (Lindeburg et Baradar, 2001). Les facteurs de forme d'un mode, ϕ_i , sont des nombres quantifiant le rapport des déplacements de chaque étage à celui d'un étage de référence (en principe le premier étage). Ces facteurs peuvent être normalisés en les divisant par $\sqrt{\sum m_i \phi_i^2}$ (Lindeburg et Baradar, 2001). Ils donnent un aperçu de la forme d'onde du mode choisi. La Figure 1.4 montre la représentation des facteurs de forme du premier mode d'un système à trois degrés de liberté dynamiques (3DDLD). On peut voir le profil de déplacement de la structure dans son premier mode de vibration. Il est possible d'obtenir ces facteurs directement en utilisant les équations de l'équilibre dynamique ou bien en utilisant la méthode de Rayleigh (Lindeburg et Baradar, 2001).

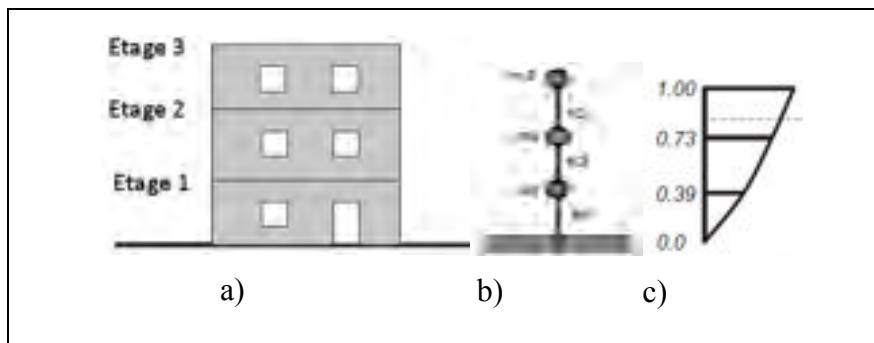


Figure 1.4 Exemple d'un système à plusieurs DDL. a) Schéma du bâtiment de 3 étages, b) Modélisation du système à plusieurs degrés de liberté, c) Représentation des facteurs de formes et de la forme d'onde du premier mode de vibration

Adaptée de Menon et Magenes (2011b)

Le facteur de participation modale, Γ_i , quantifie la participation de la masse totale du bâtiment dans le mode considéré. Sa formulation s'obtient facilement à partir des facteurs de forme en utilisant l'expression suivante :

$$\Gamma_i = \frac{\sum m_j \phi_{ij}}{\sqrt{\sum m_j \phi_{ij}^2}} \quad (1.4)$$

où i et j désignent respectivement le mode et l'étage.

1.2.2 Spectres de réponse

1.2.2.1 Spectres de réponse élastiques

Le spectre de réponse d'un séisme est obtenu à partir de l'enregistrement du séisme (en déplacement, vitesse ou accélération). C'est un graphique qui exprime la valeur maximale de la réponse élastique d'un système à un degré de liberté pour différentes valeurs de périodes (ou de fréquences) de vibration. La valeur de la réponse peut être exprimée en terme d'accélération (S_a), de vitesse (S_v) ou de déplacement (S_d). Ils sont établis pour une valeur d'amortissement déterminée (généralement 5%). Il est possible de passer de l'un à l'autre en utilisant les formules de pseudo-dérivation suivantes (Lindeburg et Baradar, 2001) :

$$\begin{aligned} S_v(T) &= \omega S_a(T) \\ S_d(T) &= \omega S_v(T) = \omega^2 S_a(T) \end{aligned} \quad (1.5)$$

où $\omega = \frac{2\pi}{T}$ désigne la pulsation propre non amortie.

Le spectre le plus communément adopté par les codes parasismiques modernes est celui en accélération (S_a). Le CNBC 2010 adopte un spectre basé sur une moyenne probabiliste d'occurrence d'un séisme de 2% en 50 ans, l'aléa sismique. Ce dernier est construit à partir

de l'enveloppe moyenne de plusieurs spectres de séismes (Figure 1.5) compatibles avec la région afin de tenir compte du contenu fréquentiel spécifique de la sismicité locale.

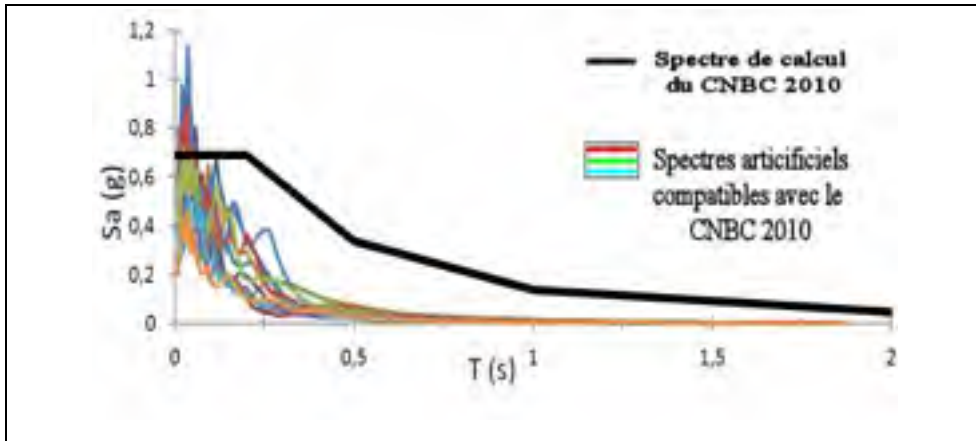


Figure 1.5 Illustration de la notion de spectre de calcul du CNBC 2010

L'avantage du spectre du CNBC est que l'on peut faire ressortir des intervalles de périodes. La Figure 1.6 illustre schématiquement ces différents intervalles. Pour les courtes périodes (intervalle-A), on observe un plateau qui correspond à une accélération constante. On se retrouve ensuite dans une zone de vitesse constante (intervalle-V) puis dans une zone de déplacement constant (intervalle-D) pour les larges périodes (Priestley et al., 2007).

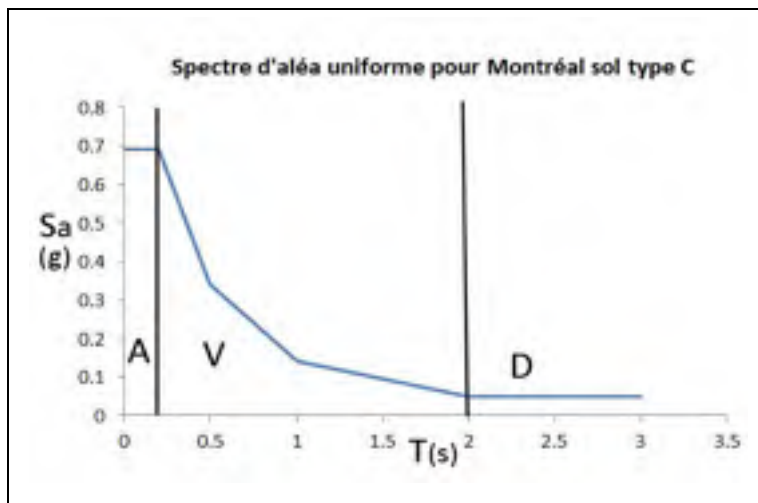


Figure 1.6 Présentation des différents intervalles du spectre d'aléa uniforme du CNBC 2010 pour Montréal

1.2.2.2 Spectres de réponse inélastiques

Lors d'un tremblement de terre, il arrive très fréquemment que la structure se comporte de manière inélastique. En effet, une partie ou l'ensemble des éléments la constituant peut dissiper de l'énergie par déformations plastiques dépendamment de leur ductilité. Cette dissipation d'énergie entraîne que le spectre de réponse élastique est surdimensionné et doit donc être calibré pour tenir compte de ce phénomène. La méthode de calibration la plus employée est celle développée par Newmark et Hall (1982) (Figure 1.7). Elle consiste à diviser le spectre de réponse élastique par un facteur de réduction R , qui est fonction de la ductilité en déplacement (μ_D qui sera défini plus en détail au paragraphe 1.4.1.3) et de la période de vibration (T) (équation (1.6)).

$$\left\{ \begin{array}{ll} R = 1 & \text{pour les périodes proches de zéro} \\ R = \frac{1}{\sqrt{2\mu_D - 1}} & \text{pour l'intervalle d'accélération constante (0.1 < T < 0.5s)} \\ R = \frac{1}{\mu_D} & \text{pour les intervalles de vitesse et de déplacements constants} \end{array} \right. \quad (1.6)$$

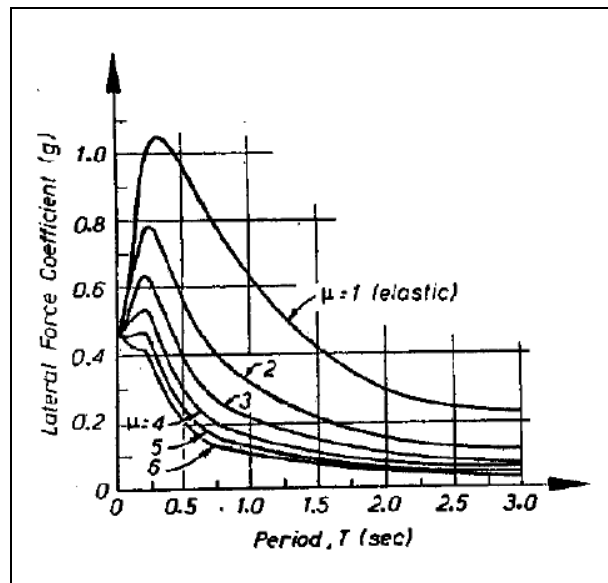


Figure 1.7 Spectres d'accélération inélastiques obtenus par la méthode de Newmark
Tirée de Pauley et Priestley (1992)

1.2.2.3 Modèle de prédiction des spectres de réponse

Boore et Atkinson (2008) et Atkinson et Boore (2006), ont développé des équations de prédiction de mouvements sismiques pour construire des spectres artificiels compatibles avec les régions de l'Est Canadien et la nature du sol (site de classe B, C ou D). La particularité de ces équations est la prise en compte de l'atténuation des ondes sismiques. En effet, elles expriment la valeur de l'accélération en fonction de la magnitude, de la distance à l'épicentre et de la nature du sol. Boore et Atkinson estiment que leurs équations sont fiables pour une magnitude (M_w) comprise entre M5.0 et M8.0, une distance à l'épicentre (R_{JB}) inférieure à 200 km et une vitesse de cisaillement du sol à 30 m de profondeur (V_{S30}) comprise entre 180 et 1300 m/s (caractéristique du type de sol). L'équation de prédiction possède la forme générale suivante :

$$\ln(Y) = F_M(M_w) + F_D(R_{JB}, M_w) + F_S(V_{S30}, R_{JB}, M_w) + \varepsilon\sigma_T \quad (1.7)$$

Où :

Y : est l'accélération spectrale;

F_M : est une fonction d'échelonnage de la magnitude M_w ;

$F_D(R_{JB}, M_w)$: est une fonction représentant l'influence de la distance à l'épicentre;

$F_S(V_{S30}, R_{JB}, M_w)$: est une fonction représentant l'amplification du site;

$\varepsilon\sigma_T$: est un terme d'incertitude dépendant du type de sismicité et de l'historique des séismes du site.

Ces derniers termes ont des expressions assez complexes et font référence à de nombreux paramètres. Par soucis de synthèse, nous ne les détaillerons pas. Atkinson a effectué des calculs numériques de cette équation, pour un sol de type C, pour des périodes allant de 0.01 s à 10 s, des distances de 0.1 Km à 1000 Km et des magnitudes de M4.0 à M8.0 (Atkinson et al., 2013). Ils seront utilisés dans la suite de cette étude.

1.3 Analyse de vulnérabilité des bâtiments

1.3.1 Courbes de capacité

1.3.1.1 Définition d'une courbe de capacité

La courbe de capacité d'un élément structural représente son comportement en déplacement en fonction de la force (généralement le cisaillement à la base). La courbe de capacité est obtenue par des calculs analytiques basés sur les équations de résistance des matériaux ou bien par des analyses statiques non linéaires (*push-over*). Cette dernière est une méthode incrémentale expérimentale ou analytique consistant à obtenir la courbe de capacité en soumettant la structure à des efforts progressifs (Figure 1.8). À chaque nouveau pas de chargement, la rigidité de la structure peut se retrouver modifiée, ce qui entraîne un changement de l'allure de la courbe (Ourabah et al., 2010). On relève les différents déplacements pour obtenir la courbe. Dans le cas expérimental de murs de MNA sollicités hors-plan, on peut utiliser un système de vérins ou bien de sacs gonflables afin de recréer au mieux les efforts sismiques qui sont supposés avoir un profil triangulaire (Figure 1.23). La plupart des courbes de capacité ont des profils similaires. Le Federal Emergency Management Agency (FEMA) a déterminé plusieurs points spécifiques sur celles-ci correspondant à des changements importants dans le comportement de l'élément. On peut citer le point de plastification et le point ultime. À partir de ces deux points on peut définir la ductilité en déplacement μ_D . Celle-ci est définie comme étant le rapport entre ces deux valeurs (Figure 1.9).

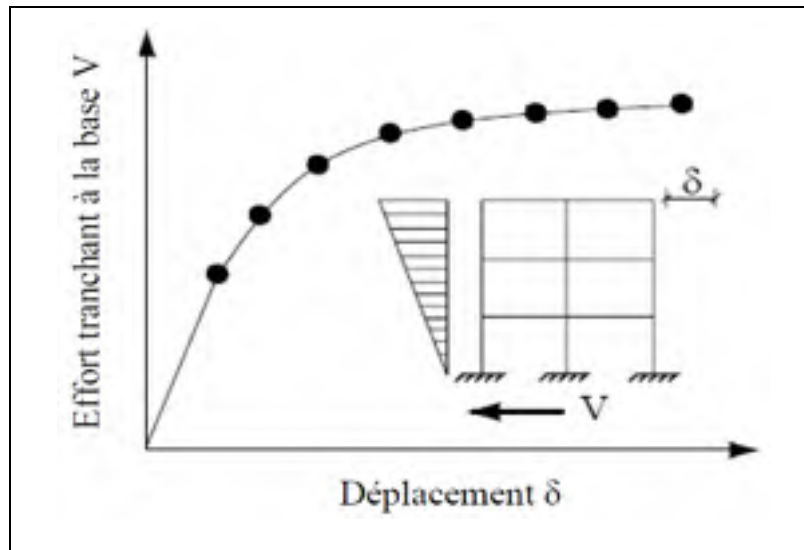






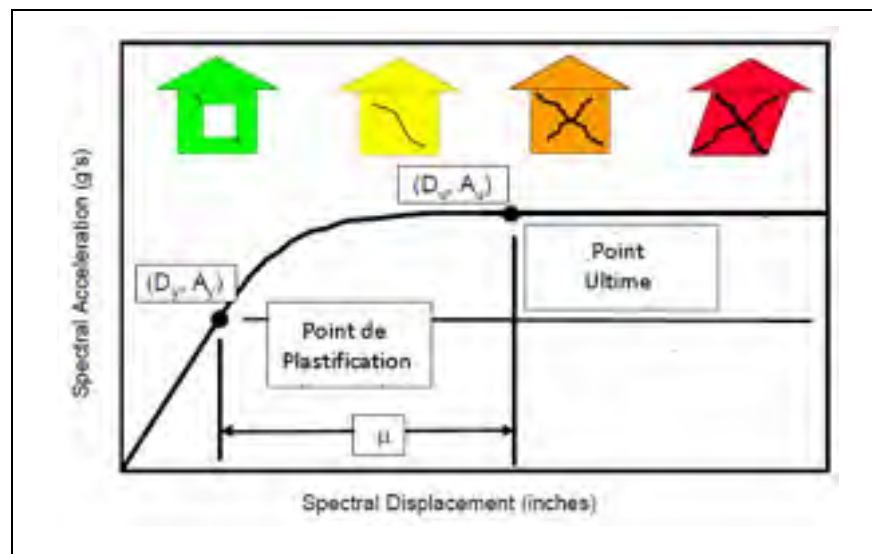
Figure 1.8 Courbe de capacité obtenue par analyse *push-over* pour une structure de trois étages dans la direction du plan
Tirée de Ourabah et al. (2010)

1.3.1.2 Degrés de dommages

La vulnérabilité sismique d'une structure est caractérisée par des degrés de dommages représentatifs de l'état de dégradation de la structure suite à un tremblement de terre. Ils sont principalement définis sur des critères subjectifs, qui se basent souvent sur des observations visuelles. Ils peuvent donc varier suivant les échelles utilisées et se montrer parfois inadaptés lorsqu'il n'est pas possible de relier le comportement physique d'un élément structural à certains degrés. A titre d'exemple, le FEMA suggère quatre niveaux de dommage définis sur des critères d'observations comme le montre le Tableau 1.2. On peut toutefois les relier avec des points sur la courbe de capacité, qui peuvent être déterminés par un changement de comportement physique (point de plastification) ou bien fixés par des limites de déplacements (Figure 1.9). Ces points dépendent du type de matériau, du système de résistance latéral et peuvent être définis par des essais en laboratoire.

Tableau 1.2 Présentation des différents degrés de dommages possibles d'une structure
Adapté de FEMA (2003)

Degré de dommages		Description
	Léger	Petites fissurations aux coins des portes, des ouvertures des fenêtres et des coins de murs. Petite fissuration dans la maçonnerie des cheminées. Possibilité d'apparitions de petites fissures de largeur inférieure à 1/8 de pouce
	Modéré	Grande fissuration des plâtres au niveau du coin des portes et des ouvertures des fenêtres. Petite fissuration diagonale sur les murs de cisaillement visible par de petites fissures dans les panneaux de plâtre. Grande fissuration dans les briques des cheminées : effondrement des cheminées de grande hauteur.
	Etendu	Larges fissures diagonales dans les murs de cisaillement et les joints en contreplaqué : déplacement irréversible des planchers et du toit : effondrement de la plupart des cheminées de briques. Fissuration dans les fondations : glissement de la structure par rapport aux fondations
	Complet	La structure peut avoir de grands déplacements irréversibles et être en danger d'effondrement imminent due à l'effondrement du système de reprise des charges latérales : certaines structures peuvent glisser et tomber des fondations. Présences de larges fissures au niveau des fondations. En moyenne 3% de l'aire totale d'un bâtiment en degré de dommages complet doit être effondré.



1.3.1.3 Points de performance

Le point de performance d'un système ou d'un bâtiment permet de connaître sa réponse lorsqu'il est soumis à une demande sismique. Il correspond au point d'intersection d'un spectre de demande sismique avec une courbe de capacité du système. Suivant sa position, le point de performance permet de savoir dans quelle mesure le bâtiment sera affecté par le séisme en le reliant au degré de dommages prédéfini. Il existe plusieurs méthodes pour obtenir le point de performance. On peut citer les méthodes statiques linéaires et non linéaires ou les méthodes dynamiques non-linéaires comme les analyses dynamiques temporelles (*Time History Analysis*, THA), dont nous ne ferons pas mention ici.

Les méthodes statiques non-linéaires ont l'avantage d'être faciles et rapides d'utilisation. L'ATC-40 et le HAZUS MH MR1 préconisent l'utilisation de la méthode du spectre de capacité (ATC, 1996; FEMA, 2003). Cette méthode consiste à tracer sur le même graphique, au format Accélération-Déplacement Spectral (ADRS pour *Acceleration-Displacement Response Spectrum*), le spectre du séisme et la courbe de capacité du bâtiment ou du système. Le point de performance correspond à l'intersection entre les deux courbes. Cependant, cette dernière affirmation n'est valable que pour un système élastique puisque le spectre du séisme est lui-même créé pour un système élastique. Il est donc nécessaire d'utiliser les relations d'obtention des spectres inélastiques, et de faire correspondre ce dernier avec le point de même ductilité de la courbe de capacité (Figure 1.10). Or, cette correspondance est difficile à obtenir. A cet effet, l'ATC-40 suggère plusieurs méthodes itératives, plus ou moins précises et complexes, pour arriver à déterminer ce point.

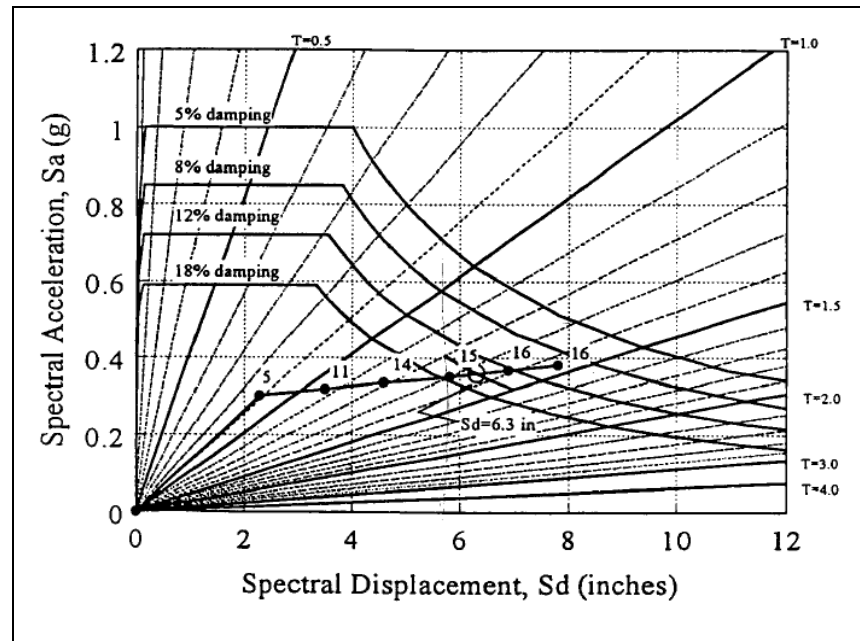


Figure 1.10 Illustration de la méthode du spectre de capacité (au format ADRS) et mise en évidence du processus itératif
Tirée de Freeman (1998)

Le FEMA 356 présente une procédure nommée méthode des coefficients qui se base sur l'expression de différents coefficients prenant en compte le comportement inélastique de l'élément et les conditions de sol (Figure 1.11). Cependant, il faut noter que cette méthode n'est valable que pour les structures dont le comportement de dissipation de l'énergie suit une courbe d'hystérésis de type élasto-plastique. On verra que les murs de MNA sollicités dans la direction hors-plan n'ont pas ce type de profil et que cette méthode ne se prête pas à utilisation.

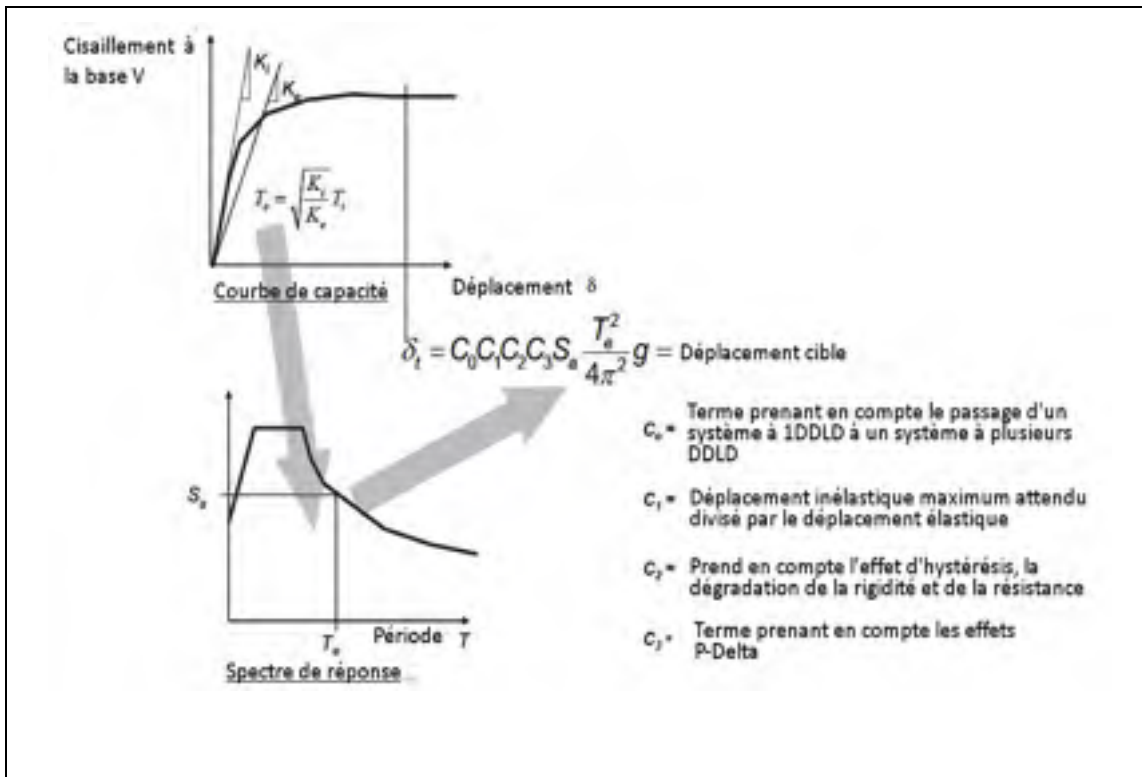


Figure 1.11 Illustration de la méthode des coefficients
Adaptée de FEMA (2005)

La dernière procédure est la méthode basée sur les déplacements (*displacement-based method*, DBM). Elle est particulièrement efficace pour les structures dont le comportement global est déterminé par les déplacements plutôt que par l'accélération. La méthode DBM consiste à linéariser la courbe de capacité en faisant ressortir une rigidité effective K_{eff} , dont on peut déduire une période effective T_{eff} (équation (1.3)). On construit ensuite le spectre inélastique en déplacement de la demande sismique correspondant au niveau de ductilité et d'amortissement du déplacement à K_{eff} . On lit ensuite directement la demande en déplacement Δ_d sur le spectre à partir de la période effective (Figure 1.12). Si la valeur du déplacement dépasse celle du modèle de capacité, alors la structure est certaine d'atteindre le niveau de dommage considéré.

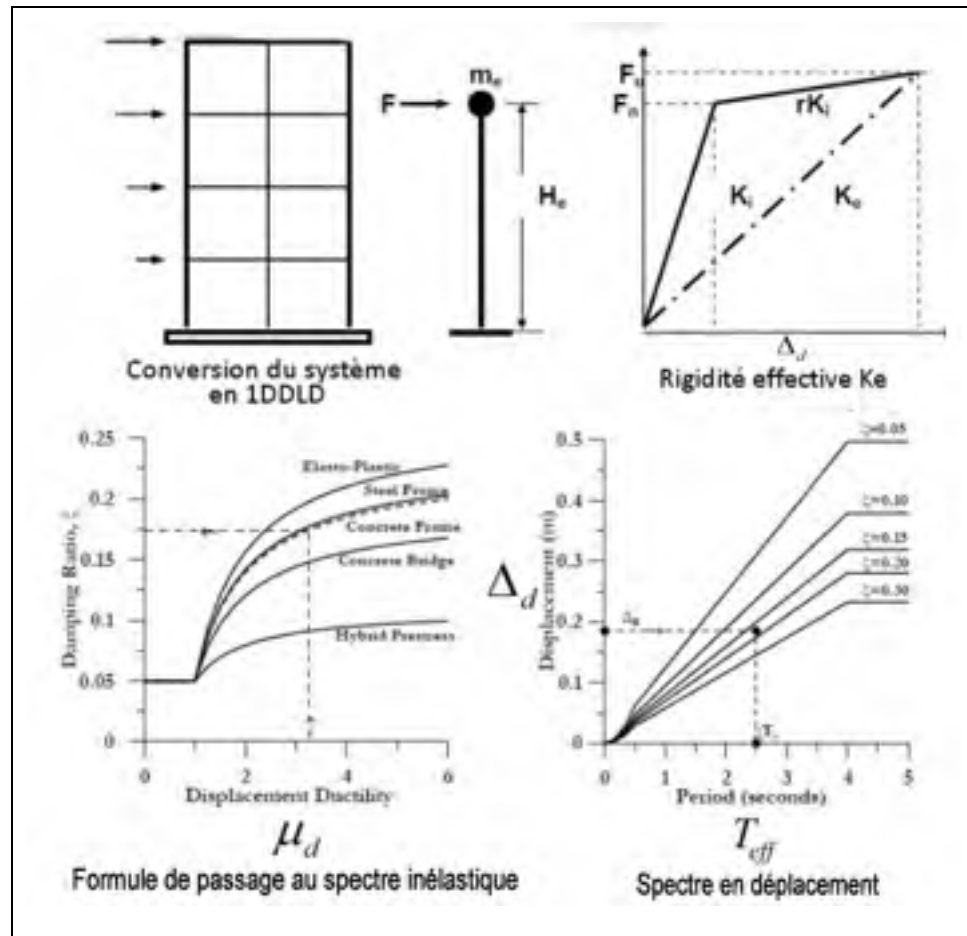


Figure 1.12 Illustration de la méthode basée sur le déplacement
Adaptée de Calvi et al. (2008)

1.3.2 Courbes de fragilité

Une fonction (ou courbe) de fragilité exprime la probabilité qu'une structure, soumise à une demande sismique, puisse dépasser un certain degré de dommages. Elle peut être déterminée de manière empirique à partir de données d'observations, de manière analytique en se basant sur la mécanique et la résistance des matériaux ou bien les deux (Shinozuka et al., 2001). La méthode analytique est récente, et plusieurs procédures cohabitent. Elles sont d'autant plus exactes qu'elles sont coûteuses en temps et en calculs.

Les analyses de vulnérabilité basées sur les courbes de fragilité analytiques suivent toutes les mêmes étapes. Elles comprennent la combinaison d'un inventaire des bâtiments, la

construction d'un modèle de capacité et l'analyse du risque et de la demande sismique (Abo-El-Ezz et al., 2011b). Un schéma du cheminement type d'une analyse de fragilité est illustré à la Figure 1.13. Les différences entre les méthodes d'obtention de ces courbes se trouvent dans les moyens utilisés pour compléter ces étapes.

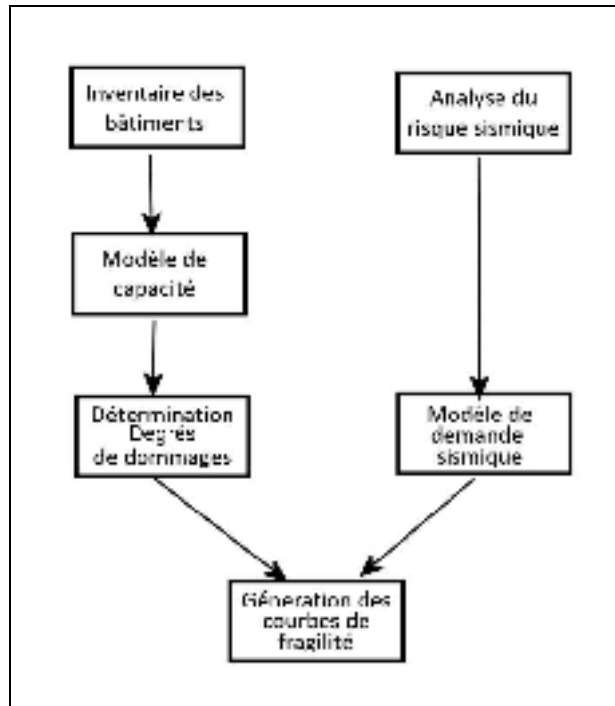


Figure 1.13 Étapes de construction des courbes de fragilité
Adaptée de Abo-El-Ezz et al. (2011b)

Mathématiquement, les courbes de fragilité résultent de la combinaison de deux probabilités (Nielson, 2005). La première probabilité est celle de la demande sismique qui est exprimée en fonction d'un paramètre de demande d'ingénierie (*Engineering Demand Parameter*, EDP). L'EDP est un paramètre qui permet de juger de l'état structural de l'élément analysé. Il s'agit en général du déplacement spectral, du moment de renversement ou de la courbure. La demande sismique est conditionnée par une intensité de mesure (*Intensity Measure*, IM) indépendante de la structure et permettant de prendre en compte le risque sismique. Il s'agit en général du *PGA*, du *PGV* ou d'une valeur de l'accélération spectrale à une période fixée. La seconde probabilité est celle du dépassement du degré de dommages (DD_i) soumis à une

certaine demande (EDP) et représente donc la capacité structurale. Elle sera nommée « distribution en capacité structurale ».

Ces probabilités sont considérées comme suivant une loi log-normale d'écart-type $\beta_{EDP \square IM}$ et β_c , respectivement pour la demande sismique et la capacité structurale. Ainsi par le théorème central-limite, on peut émettre l'hypothèse que leur addition suit aussi une loi log-normale. La courbe de fragilité peut donc être représentée par une fonction de répartition de la loi log-normale (Nielson, 2005). On a donc une expression ayant la forme suivante :

$$P(\overline{EDP} \geq \overline{DD}_i \square IM) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{\overline{EDP}}{\overline{DD}_i}\right)}{\sqrt{\beta_{EDP \square IM}^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (1.8)$$

Avec :

Φ : la fonction de répartition de la loi log-normale

\overline{EDP} : valeur médiane de l' EDP

\overline{DD}_i : valeur médiane de la capacité du degré de dommages considéré

La Figure 1.14 présente des courbes de fragilité d'une structure pour différents degrés de dommages exprimée en fonction du déplacement spectral.

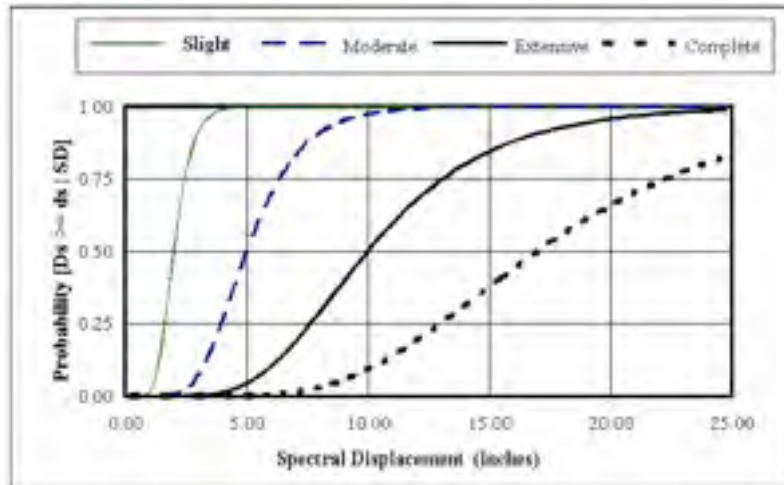


Figure 1.14 Courbes de fragilité typique d'une structure avec les différents degrés de dommages
Tirée de FEMA (2003)

1.4 Réponse des bâtiments de maçonnerie non armée aux sollicitations sismiques

1.4.1 Murs sollicités dans le plan

1.4.1.1 Modes de rupture

Les ruptures dans le plan des murs de MNA sont les plus courantes. Les modes de rupture peuvent être ductiles ou fragiles et sont fortement influencés par la géométrie des murs. En effet, le rapport de Franklin et al. (2001) et le FEMA-356 donnent des valeurs de ratio d'élanement (L/h) permettant de prédire de façon fiable le mode de rupture probable (Tableau 1.3). Les variables géométriques de ce ratio sont définies sur la Figure 1.15.

Les modes de rupture ductiles dans le plan sont au nombre de deux. Tout d'abord le balancement, qui est un mode de rupture flexionnel. Il intervient pour des murs très élancés ou qui supportent peu ou pas de charges axiales. Il consiste en un déplacement inélastique de la partie supérieure du mur dans un mouvement de balancier, ce qui lui confère une grande ductilité. Le deuxième phénomène est le glissement au niveau des joints qui est une rupture en cisaillement. Il intervient pour des murs fortement trapus qui supportent un niveau de

charge axiale élevée. Il est à noter que ce dernier cas est très rarement observé dans la pratique.

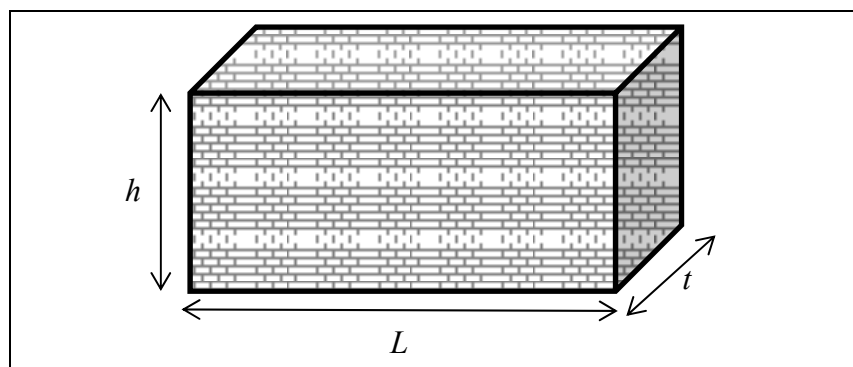


Figure 1.15 Définition de la géométrie des murs

Tableau 1.3 Modes de ruptures probables en fonction du ratio d'élançement
Adapté de FEMA (2000) et Franklin et al. (2001)

Ratio d'élançement L/h	Type d'élançement	Type de rupture	Mode de rupture probable
$L/h \leq 0.67$ (d'après FEMA-356)	Très élancée	Flexionnelle Ductile	Balancement
$0.67 < L/h \leq 1.5$	Moyen	Flexionnelle Fragile	Ecrasement du pied
$L/h > 1.5$	Trapu	Cisaillement Fragile	Traction diagonale
		Cisaillement Ductile	Glissement au niveau des joints

De même, il existe deux types de rupture fragiles. Elles interviennent pour des murs ayant un ratio d'élançement entre les deux modes ductiles. Il s'agit de l'écrasement au niveau du pied et de la traction diagonale. Ces deux phénomènes sont dus à un dépassement de la résistance en traction du mortier. La Figure 1.16 illustre les différents modes de rupture énoncés précédemment.

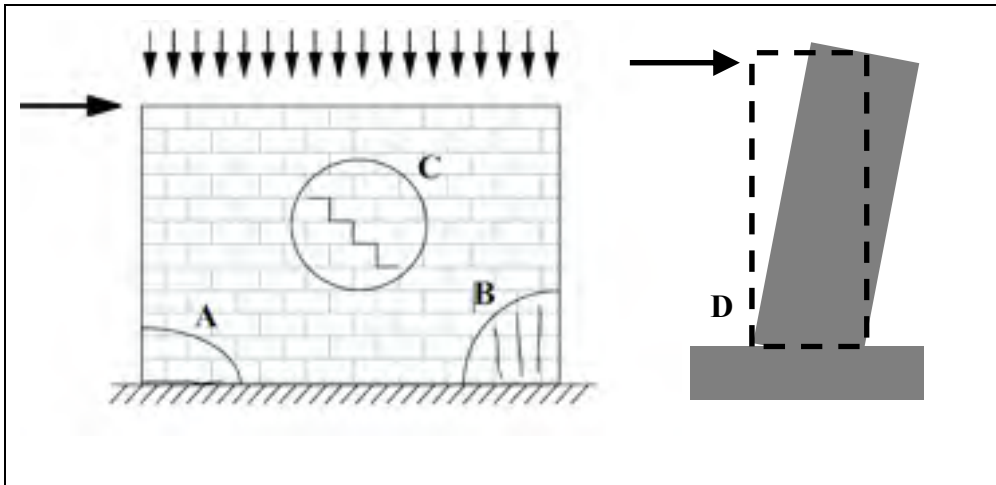


Figure 1.16 Différents modes de rupture des murs de maçonnerie, A : Rupture par glissement dans les joints, B : Rupture par écrasement du pied du mur, C : Rupture par traction diagonale, D : rupture par balancement
Tirée de Lang (2002)

1.4.1.2 Rigidité latérale des murs dans le plan

Pour un mur plein, la rigidité latérale dans le plan d'un mur de MNA avant fissuration (k) a pu être formulée, après vérification par essai, dans le FEMA-356. En prenant comme hypothèse que la maçonnerie est assimilée à un matériau homogène et le mur plein à un parapet (porte-à-faux), on obtient l'équation suivante (FEMA-356, C7.4.2.1):

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{3E_m I_g} + \frac{h}{A_v G_m}} \quad (1.9)$$

Où :

- | | | | |
|---------|--|---------|--------------------------------------|
| h : | Hauteur du mur | A_v : | Aire de cisaillement |
| I_g : | Moment d'inertie de la section avant fissuration | E_m : | Module d'élasticité de la maçonnerie |
| G_m : | Module de cisaillement de la maçonnerie | | |

Dans le cas d'un mur avec ouvertures, il existe plusieurs techniques pour évaluer la rigidité latérale. On peut noter celles nommées Methodes I, II et III, la méthode de

Qamaruddin (1999) ou bien de Priestley et al. (2007), qui est celle présentée dans le FEMA-356. Ces méthodes ont le désavantage de surestimer de façon importante la rigidité (Balasubramanian et al., 2011).

La méthode développée par Balasubramanian est une version récente et améliorée de celles précédemment citées. Elle consiste à effectuer un découpage du mur selon des configurations prédéfinies présentées sur la Figure 1.17. Pour chacun de ces bouts de mur, on associe deux paramètres p et q (cf. Tableau 1.4) de sorte que pour toutes les configurations, l'expression de la rigidité reste la même (Balasubramanian et al., 2011) :

$$k = \frac{E_m t}{pq^3 + 3q} \quad (1.10)$$

où E_m désigne le module d'élasticité de la maçonnerie et t l'épaisseur du mur.

Tableau 1.4 Paramètres utilisés dans l'expression de la rigidité des bouts de murs
Adapté de Balasubramanian et al. (2011)

Type de bout de mur	Description des conditions aux limites	Expression des paramètres
1	Les deux extrémités partiellement fixées	$p = \frac{q^4 + 4rq^3 + 4sq^3 + 3r^2q^2 + 3s^2q^2 + 14rsq^2 + 12sr^2q + 12s^2rq + 12r^2s^2}{q^4 + rq^3 + sq^3 + 2rsq^2}$ Où $q = h/d$, $r = h_b/d$, $s = h_t/d$
2	Extrémité basse totalement fixée et extrémité haute partiellement fixée	$p = \frac{q + 3s}{q}$ Où $q = h_b/d$, $s = (h + h_t)/d$
3	Extrémité basse partiellement fixée et extrémité haute totalement fixée	$p = \frac{q + 3r}{q}$ Où $q = h_t/d$, $r = (h + h_b)/d$
4	Parapet	$p = 4, q = h/d$

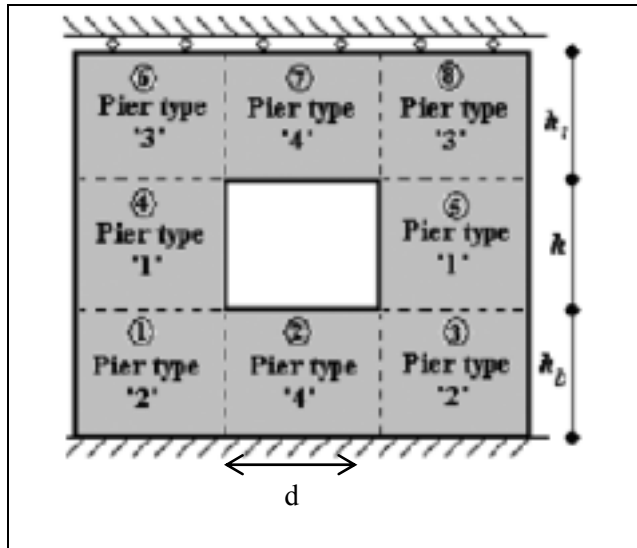


Figure 1.17 Schéma des différentes configurations des bouts de murs (*piers*)
Adaptée de Balasubramanian et al. (2011)

Pour trouver la rigidité latérale du mur, il faut associer les rigidités de la manière suivante :

- les bouts de mur qui résistent aux forces de façon parallèle ont leur rigidité équivalente totale égale à la somme des rigidités respectives. Par exemple, les bouts de mur ①, ② et ③ de la Figure 1.17 de rigidité respective k_1, k_2, k_3 ont leur rigidité équivalente égale à :

$$k_{eq,1} = k_1 + k_2 + k_3 \quad (1.11)$$

- les bouts de mur qui résistent aux forces en série ont leur flexibilité équivalente totale égale à la somme des flexibilités respectives. La flexibilité étant l'inverse de la rigidité. Par exemple, le système ①-②-③ de rigidité équivalente $k_{eq,1}$ et le système ④-⑤ de rigidité équivalente $k_{eq,2}$ ont une rigidité équivalente ayant pour expression :

$$k_{eq,1-2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{eq,1}} + \frac{1}{k_{eq,2}}} \quad (1.12)$$

Cette méthode, simple, pourra être utilisée pour toutes configurations car on y retrouve l'expression du FEMA-356 pour un mur plein (porte-à-faux).

1.4.1.3 Ductilité dans le plan des murs de maçonnerie non armée

La ductilité en déplacement d'une structure de MNA est un paramètre difficile à évaluer. En effet, ces types de bâtiments peuvent se révéler d'une grande diversité au niveau des méthodes de construction et des matériaux utilisés. Il n'existe actuellement pas d'études à grande échelle sur ces bâtiments car la mesure de la ductilité entraîne bien souvent la mise en place d'essais destructifs. Les bâtiments de MNA (en pierre particulièrement) sont généralement anciens et possèdent une valeur patrimoniale importante empêchant toute manipulation de cet ordre. Cependant, on peut mentionner l'existence d'une étude menée par les universités australiennes de Newcastle et d'Adelaïde conjointement à l'université néo-zélandaise d'Auckland. Cette étude porte sur des bâtiments de MNA de brique caractéristiques de ces pays (Allen et al., 2013). Partant du constat que la majorité des codes et normes de construction ne tiennent pas compte d'une ductilité pour ces bâtiments, ils ont procédé à des modélisations en trois dimensions de bâtiments. En pratiquant des analyses *push-over*, ils ont pu mettre en évidence que ces bâtiments pouvaient développer des ductilités de l'ordre de 1-2 pour ceux ayant des diaphragmes rigides et pouvant dépasser 2 dans le cas de diaphragmes flexibles. Les résultats très récents devant encore être confirmés par d'autres analyses (analytiques et expérimentales), les auteurs recommandent de considérer une ductilité en déplacement ne dépassant pas 2.

1.4.2 Murs sollicités dans la direction hors-plan

1.4.2.1 Mode de rupture

Les ruptures hors-plan des murs de MNA interviennent le plus souvent lorsqu'il y a un manque d'ancrage entre les planchers et la structure. En effet, un mur situé orthogonalement à la direction du séisme et qui n'est pas suffisamment attaché à la structure risque de se désolidariser complètement de cette dernière et aura une perte de contreventement dans cette direction. Le mur devient alors très vulnérable et s'effondrera d'autant plus facilement qu'il sera élancé et supportera ou non une charge axiale (dépendamment s'il est déjà détaché du bâtiment). Les éléments non structuraux (partie en porte-à-faux de murs coupe-feu, parapets,

cheminées) sont donc les plus sensibles à ce type de rupture. La Figure 1.18 donne une illustration du phénomène de rupture hors-plan.

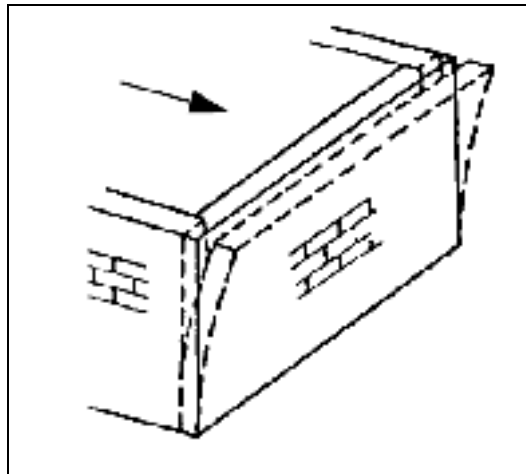


Figure 1.18 Illustration du phénomène de rupture hors-plan d'un mur de maçonnerie
Tirée de Lang (2002)

Le FEMA-356 donne des critères d'évaluation de la stabilité des murs hors-plan basés sur le ratio hauteur-épaisseur (h/t) et la sismicité de la région considérée (Tableau 1.5). On verra par la suite que ce ratio est effectivement un bon indicateur pour prévoir si un mur est prédisposé à une rupture hors-plan.

Tableau 1.5 Ratios h/t permis dans la direction hors-plan des murs de MNA selon la valeur d'accélération à 1s du spectre de dimensionnement de la région considérée
Adapté de Table 7-5 FEMA (2000)

Types de mur	$S_{X1}^* \leq 0.24g$	$0.24g < S_{X1} \leq 0.37g$	$S_{X1} > 0.37g$
Murs d'un bâtiment d'un étage	20	16	13
Mur du premier étage d'un bâtiment multi-étagé	20	18	15
Murs du dernier étage d'un bâtiment multi-étagé	14	14	9
Tous les autres murs	20	16	13

* S_{X1} désigne la valeur du spectre de calcul (10% en 50 ans) pour une période de 1 sec.

1.4.2.2 Modèles de capacité

Idéalisation du mur en un système à 1DDL

Un mur de MNA fissuré peut être modélisé par des blocs rigides séparés par une section complètement fissurée (Doherty et al., 2002). Étant composé de plusieurs éléments, le mur est un système à plusieurs DDL. Afin de pouvoir estimer facilement le déplacement du mur lors d'une sollicitation sismique, il est possible de le modéliser comme un système à 1DDL. Cette modélisation appelée structure de substitution (« substitute structure ») correspond à un système masse-ressort où la masse modélise la force d'inertie totale développée dans le mur et le ressort modélise sa capacité à revenir à sa position d'équilibre par l'effet de son poids propre (Doherty et al., 2002). Le déplacement du mur est le même que celui du système idéalisé à 1DDL si la masse de ce dernier système est égale à la masse modale effective du mur. De même, il faut que la force résultante de la distribution des forces d'inerties soit égale à la force totale de réaction du mur (Doherty et al., 2002). On peut voir schématiquement cette modélisation sur la Figure 1.19 où on considère une répartition triangulaire des forces d'inerties (réaliste dans le premier mode de vibration).

La masse modale effective est calculée en divisant le mur en un nombre fini d'éléments ayant une masse m_i et un déplacement δ_i et en appliquant la formule suivante :

$$M_e = \frac{\left(\sum_1^n m_i \delta_i \right)^2}{\sum_1^n m_i \delta_i^2} \quad (1.13)$$

Dans les cas de la Figure 1.19, la masse modale vaut trois-quarts de la masse totale du mur (M) :

$$M_e = 0.75M \quad (1.14)$$

Le déplacement effectif du système idéalisé 1DDLD qui correspond au déplacement à la hauteur effective est obtenu en faisant la même hypothèse que pour la masse modale effective et en appliquant la formule suivante :

$$\Delta_e = \frac{\sum_1^n m_i \delta_i^2}{\sum_1^n m_i \delta_i} \quad (1.15)$$

Ce déplacement a été calculé dans les cas de la Figure 1.19 et vaut :

$$\begin{aligned} \Delta_e &= \frac{2}{3} \Delta_t \text{ dans le cas des parapets} \\ \Delta_e &= \frac{2}{3} \Delta_m \text{ dans le cas des murs simplement appuyés} \end{aligned} \quad (1.16)$$

Avec Δ_t et Δ_m désignant respectivement le déplacement au niveau du sommet du parapet et au milieu du mur simplement appuyé.

La force résultante (notée F_0) est appliquée au niveau de la hauteur effective du modèle idéalisé à 1DDLD. Cette hauteur est modélisée sur la Figure 1.19 et se trouve à $\frac{2}{3}h$ dans le cas du parapet.

Le modèle idéalisé à 1DDLD permettra d'utiliser la méthode basée sur le déplacement ainsi que de modéliser simplement un mur de plusieurs étages comme un ensemble de systèmes masse-ressort à 1DDLD.

Modèle bilinéaire des corps rigides

Ce modèle mécanique est le premier à avoir été développé pour tenter de décrire le comportement des murs de MNA sollicités dans la direction hors-plan. Lors de la sollicitation sismique, une rotule se forme au niveau de la séparation des blocs, ce qui induit un mouvement de balancier. Les essais menés par Doherty et al. (2002) ont montré que cette modélisation était réaliste pour les éléments qui supportent peu ou pas de compression verticale. Il a aussi montré qu'il était fiable dans tous les cas, dans le domaine des grandes déformations. Le modèle est établi pour deux configurations : celui d'un parapet et d'un mur entre deux étages. Les schémas montrant les réactions dans les deux configurations sont donnés à la Figure 1.19.

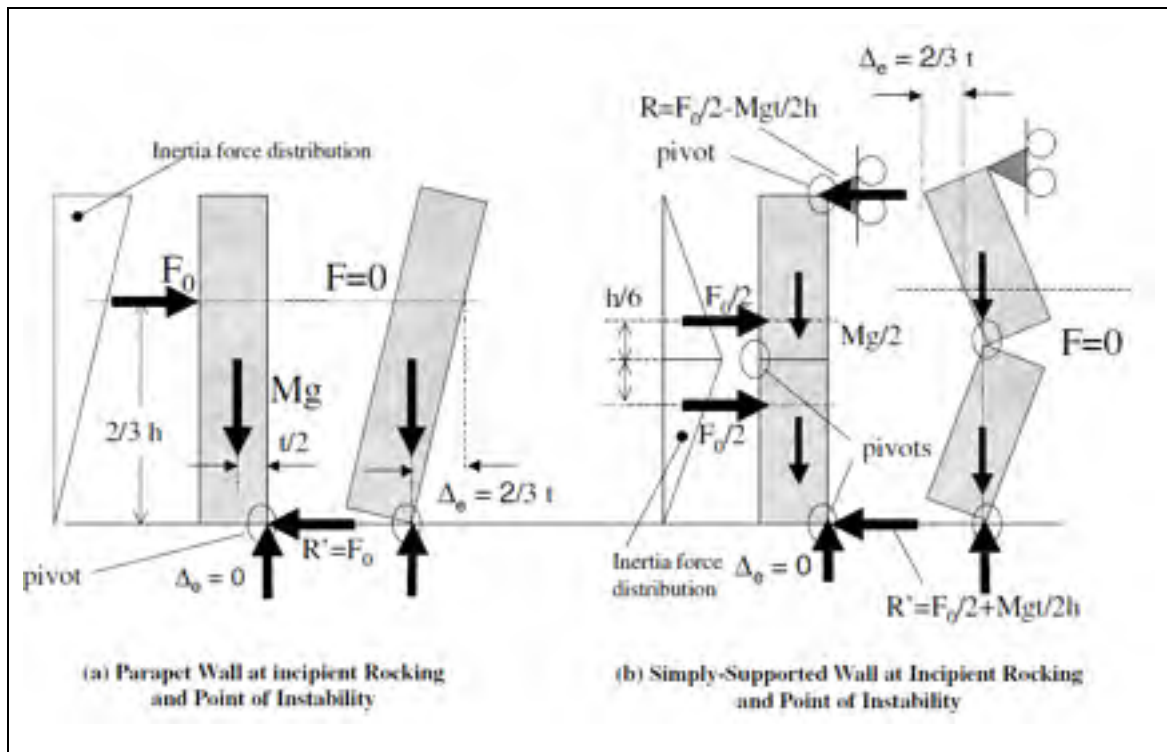


Figure 1.19 Forces d'inertie et réactions pour les deux configurations. (a) pour un parapet – (b) pour un mur simplement supporté aux deux extrémités
Tirée de Doherty et al. (2002)

On effectue ensuite l'équilibre des moments au niveau de la rotule (pivot) pour obtenir la valeur de la force maximale requise pour causer le basculement, notée F_0 . La valeur du déplacement maximale Δ_{ins} (i.e. la valeur pour laquelle le mur devient instable et s'effondre) est trouvée géométriquement : elle correspond au moment où le centre de gravité du mur se trouve à l'aplomb du pivot : elle correspond à un déplacement au niveau du sommet du parapet équivalent à l'épaisseur t du mur ou à $2/3t$ en terme de déplacement effectif. Doherty a montré que toutes les configurations (Figure 1.20) pouvaient se ramener à celle d'un parapet moyennant l'utilisation de facteurs d'adaptations, disponibles au Tableau 1.6. Le facteur de ratio de forme est utilisé pour effectuer les modifications dans l'équation (1.17) et le facteur d'épaisseur est utilisé pour modifier l'équation (1.18).

Pour un parapet, on obtient les expressions suivantes (pour le modèle idéalisé 1DDLD) :

$$F_0 = \frac{3}{4} \frac{Mgt}{h} = \frac{M_e g t}{h} \quad (1.17)$$

$$\Delta_{ins} = \frac{2}{3} t \quad (1.18)$$

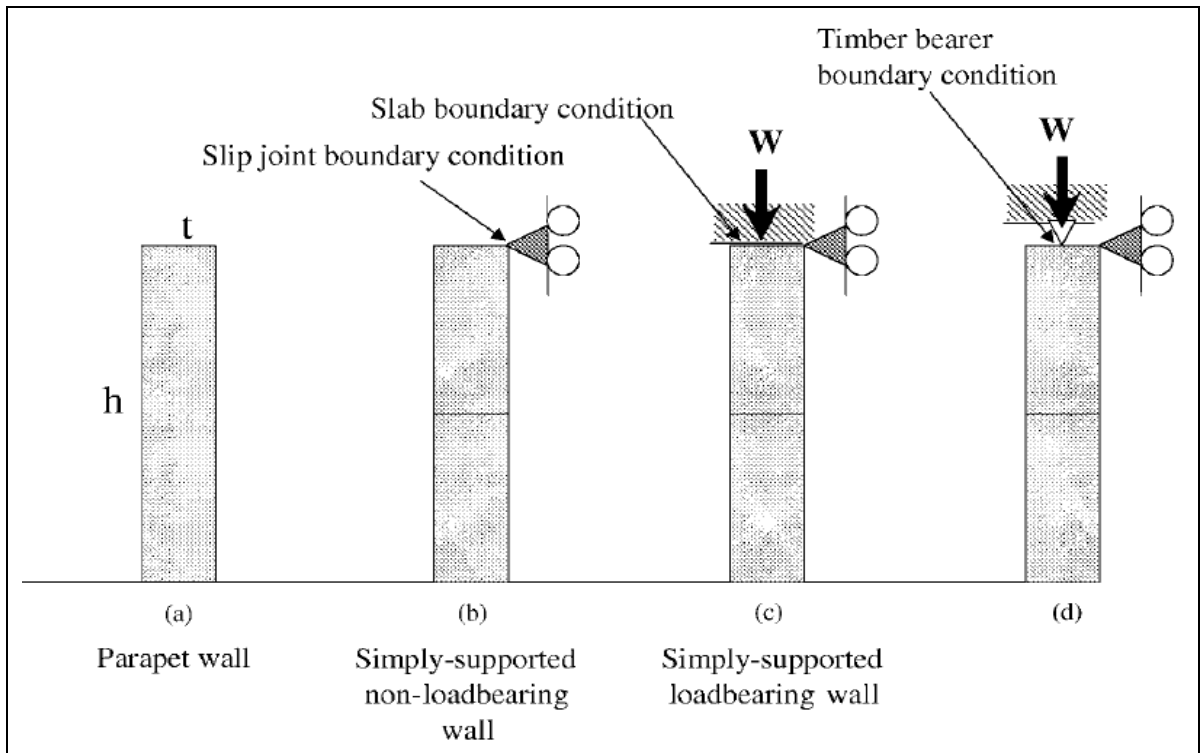


Figure 1.20 Différents types de configurations possibles
Tirée de Doherty et al. (2002)

Tableau 1.6 Facteurs de transposition pour les paramètres du modèle bilinéaire
Adapté de Doherty et al. (2002)

Configurations des murs	Facteur de ratio de forme : $(\frac{h}{t})_{parapet} / (\frac{h}{t})$	Facteur d'épaisseur $t_{parapet} / t$
Parapet rigide (a)	1	1
Mur rigide non porteur simplement appuyé (b)	1/4	1
Mur rigide porteur simplement appuyé sur une dalle de béton(c)	$\frac{1}{4(1+\psi)}$	1
Mur rigide porteur simplement appuyé avec plancher en bois. (d)	$\frac{1}{4(1+\psi)}$	$\frac{(1+\frac{3}{4}\psi)}{(1+\psi)}$

ψ est le ratio entre la compression axiale et le poids propre de la moitié supérieure du mur.

On constate dans les expressions précédentes que le ratio $\frac{h}{t}$ est inversement proportionnel à la valeur de la résistance maximale du mur, F_0 , ce qui confirme l'utilisation d'indicateur de mode de rupture qu'en fait le FEMA.

La courbe de capacité peut ensuite être développée en reliant les points de coordonnées $(0, F_0)$ et $(\Delta_{ins}, 0)$. On obtient une droite de pente négative dont on peut faire ressortir une rigidité de balancement K_0 ainsi qu'une période de balancement (ou d'oscillation) T_0 dont l'expression est la suivante :

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_0}} \quad (1.19)$$

Les expressions littérales de ces deux termes se retrouvent aisément par lecture graphique. La Figure 1.21 détaille toutes ces informations.

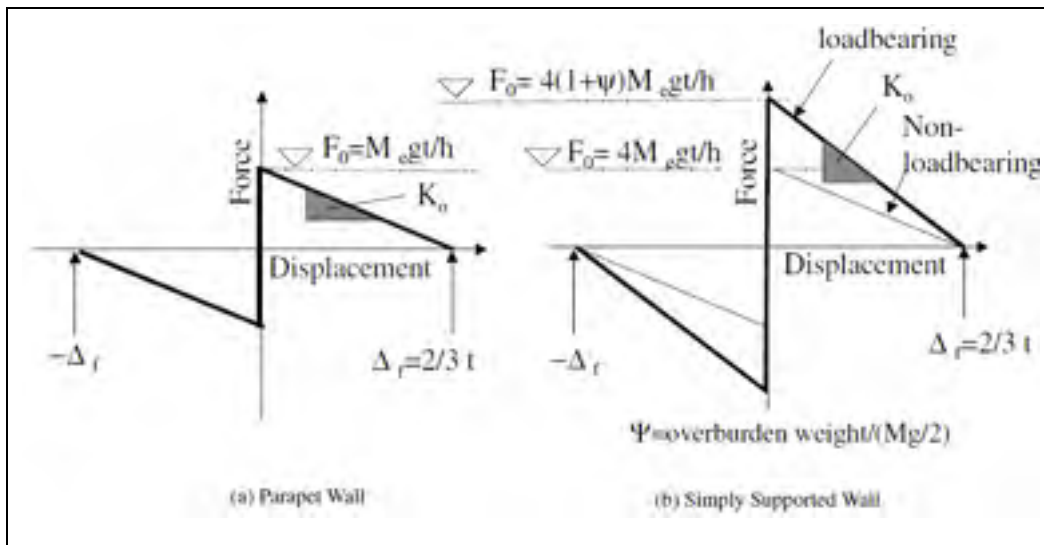


Figure 1.21 Courbe de capacité bilinéaire de différentes configurations de murs de MNA
Tirée de Doherty et al. (2002)

Modèle tri-linéaire

Des essais menés successivement par Doherty et al. (2002), Griffith et al. (2003) et Derakshan et al. (2009) ont montré que le modèle bilinéaire des corps rigides est relativement réaliste pour les grandes déformations, mais surestime la capacité maximale (i.e. F_0) des murs (Figure 1.22). En réalité, la relation force-déplacement suit plutôt une courbe curviligne que l'on peut approximer par un modèle tri-linéaire présenté sur la Figure 1.22.

Plusieurs raisons expliquent l'écart observé avec le modèle bilinéaire dans les petits déplacements. Tout d'abord, le fait que le pivot qui se crée au niveau de la fissuration n'est pas un point infinitésimal mais évolue tout au long des déformations : lorsque les déplacements augmentent, la fissure se propage dans la profondeur du joint de mortier jusqu'à la rupture (Priestley, 1985). De même, il faut ajouter que le mur n'est pas totalement rigide mais possède une rigidité latérale hors-plan avant le balancement. On peut observer la présence d'un plateau de résistance qui montre la présence d'une relative ductilité en déplacement du mur. Doherty attribut l'origine de ce plateau aux déformations non-linéaires qui se produisent dans le joint de mortier (Doherty et al., 2002).

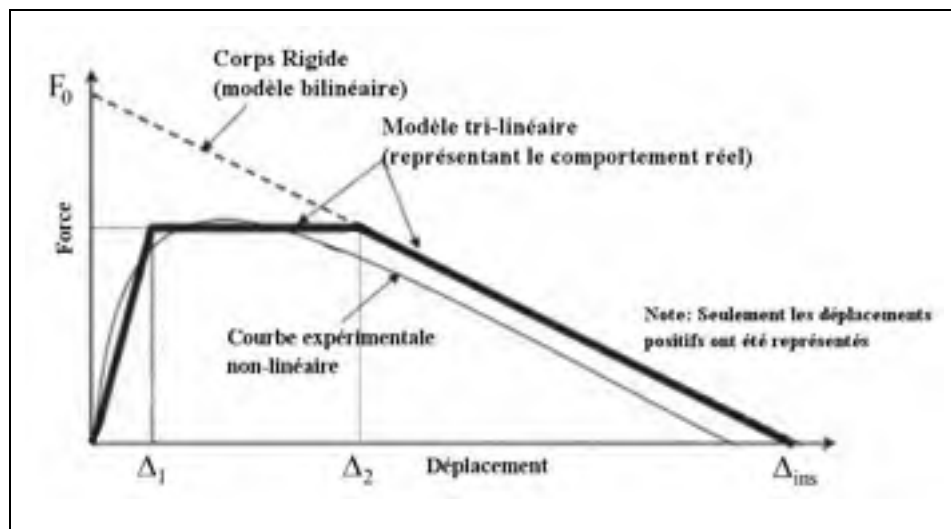


Figure 1.22 Modèles bilinéaire et tri-linéaire
Adaptée de Ferreira et al. (2012)



Figure 1.23 Dispositif à sac gonflable utilisé pour obtenir la courbe de capacité par analyse pushover, d'un mur de MNA dans la direction hors-plan
Tirée de Derakshan et al. (2009)

Pour déterminer le modèle tri-linéaire, il suffit de connaître les valeurs de Δ_1, Δ_2 et le modèle bilinéaire. Les valeurs Δ_1 et Δ_2 dépendent grandement de la qualité de réalisation de l'ouvrage, des matériaux utilisés (briques, pierres de taille, mortier), et de l'état de la maçonnerie au moment de la sollicitation. Les premières études expérimentales menées par Doherty et al. (2002), Griffith et al. (2003) et Derakshan et al. (2009) ont chacune trouvé des valeurs différentes pour ces paramètres. Cela est sûrement dû aux causes précédemment citées. Le Tableau 1.7 donne un aperçu de plusieurs résultats expérimentaux. On remarque de grandes disparités suivant les résultats et il est donc nécessaire qu'un modèle théorique prenant en compte ces paramètres soit développé. En effet la nouvelle valeur de la force

maximale, notée F_i , dépend directement de ce rapport car elle s'exprime de la forme suivante :

$$F_i = F_0 \left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_{ins}} \right) \quad (1.20)$$

Tableau 1.7 Présentation de différentes valeurs des paramètres pour le modèle tri-linéaire
Adapté de Ferreira et al. (2012)

Référence	Δ_1/Δ_{ins}	Δ_2/Δ_{ins}
Doherty et al. (2002)	13%	40%
Derakshan et Ingham (2008)	2%	60%
Derakshan et al. (2009)	1%	25%
Ferreira et al. (2012)	4-6%	30-50%

Derakshan a proposé une modélisation se basant à la fois sur un modèle théorique et des données expérimentales de calibration (Derakshan et al., 2013). Il est à noter que ce modèle ne s'applique bien que pour les murs simplement appuyés et non les parapets. En effet, certains de ces paramètres de la courbe de capacité sont donnés en fonction du déplacement au niveau de la fissuration, ce qui n'est pas utilisable dans le cas des parapets. De même, il ne prend pas en compte l'utilisation d'un modèle idéalisé 1DDL qui serait nécessaire pour calculer un déplacement par la méthode basée sur le déplacement. Enfin, il prend comme hypothèse une distribution uniforme des forces d'inerties sur la hauteur du mur, ce qui amène selon lui à une surestimation de l'ordre de 10 à 20% qu'il est nécessaire de compenser par une procédure établie précédemment par Doherty (Derakshan et al., 2013).

Cependant, la grande avancée de son étude est le développement de la formulation du rapport entre le déplacement admissible Δ_{ins} et le déplacement Δ_2 qui se base sur des résultats de test expérimentaux. Comparé aux études précédentes, cette formulation exprime ce rapport en fonction des caractéristiques mécaniques des matériaux ainsi que la géométrie du mur. Ce ratio est obtenu à partir de la définition d'un coefficient nommé PMR_{emp} (pourcentage du

ratio du maximum de résistance empirique / *Empirical Percentage of Maximum Resistance*). L'avantage de ce coefficient est que sa formulation peut s'adapter dans le cas d'un parapet. La procédure de calcul de ce modèle de capacité se déroule en trois grandes étapes. Par soucis de synthèse nous ne ferons intervenir que les formules finales de l'article de Derakshan et al. (2013) qui dans son exemple de calcul estime une fissuration se trouvant à 2/3 de la hauteur du mur simplement appuyé aux extrémités. Les détails de calculs sont disponibles dans son article (Derakshan et al., 2013). Les différentes étapes sont les suivantes :

Etape 1 : obtenir les données géométriques et des matériaux ;

t_n : Épaisseur nominale du mur	h : Hauteur du mur
f_j' : Résistance en compression du mortier	P_0 : Charge axiale supportée par le mur
W : Poids du mur	L : Largeur du mur
ρ_m : Masse volumique de la maçonnerie	β : Rapport de la hauteur de fissuration sur la hauteur totale

Etape 2 : déterminer les paramètres du modèle ;

- déterminer Δ_{ins} , déplacement maximum du mur (en mm) :

$$\Delta_{ins} = t \frac{1+2\psi}{1+3\psi} - \frac{2 \cdot \rho_m \cdot h \cdot g (\psi^2 + \psi + 0.33)}{0.85 f_j' (1+3\psi)} t_n \quad (1.21)$$

Où $\psi = \frac{P_0}{W/2}$ ratio de chargement (Overburden load).

- déterminer PMR_{emp} : (pourcentage du ratio du maximum de résistance en rigidité empirique / Empirical Percentage of Maximum Resistance) :

$$PMR_{emp} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h \cdot g}{0.85 f_j'} \left(\psi + \frac{(1-\beta)(2\psi + 2 - \beta)}{2(1-\beta) + (2-\beta)\psi} \right) \frac{t_n}{t} \quad (1.22)$$

On considère ici $\beta = \frac{2}{3}$ d'où

$$PMR_{emp} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h \cdot g}{0.85 f_j'} \left(\frac{\psi^2 + \psi + 0.33}{\psi + 0.5} \right) \frac{t_n}{t} \quad (1.23)$$

Où $t = t_n - 20mm$

t_n : épaisseur nominale prenant en compte le mortier dépassant des joints (évaluée à 10mm de chaque côté)

- déterminer F_i , la force de plateau du modèle tri-linéaire :

$$F_i = 0.9 \times 6 \times \rho_m \cdot t \times t_n \times g \times \left[0.83(0.5 + \psi) - \frac{\rho_m \cdot h \cdot g \cdot t_n}{0.85 f_j' \cdot t} (\psi^2 + \psi + 0.33) \right] \cdot L \quad (1.24)$$

- déterminer les déplacements Δ_1 et Δ_2 :

$$\Delta_1 = 0.04 \Delta_{ins} \quad (1.25)$$

$$\Delta_2 = (1 - 0.009 PMR_{emp}) \Delta_{ins} \quad (1.26)$$

Etape 3 : tracer le modèle tri-linéaire passant par les points : $(0,0)$, (Δ_1, F_i) , (Δ_2, F_i) , $(\Delta_{ins}, 0)$. Un exemple est donné à la Figure 1.24 et au Tableau 1.8.

Tableau 1.8 Données du modèle tri-linéaire calculées à partir du modèle de Derakshan

$t_n = 550 \text{ mm}$	$h = 3000 \text{ mm}$	$f_j' = 2.0 \text{ MPa}$
$\psi = 1$	$L = 1500 \text{ mm}$	$\rho_m = 2300 \text{ kg / m}^3$
$\Delta_{ins} = 387 \text{ mm}$	$PMR_{emp} = 72 \%$	$F_i = 39 \text{ KN}$
$\Delta_1 = 15 \text{ mm}$	$\Delta_2 = 136 \text{ mm}$	

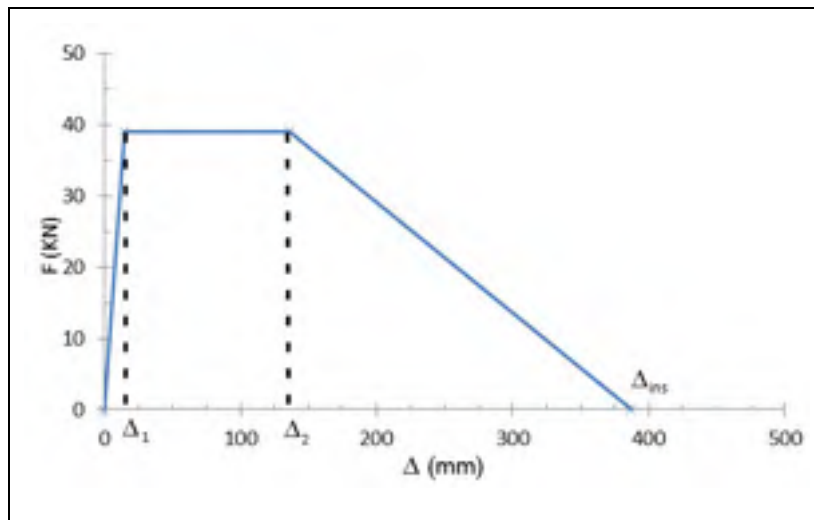


Figure 1.24 Exemple de courbe tri-linéaire obtenue avec la méthode de Derakshan

1.4.2.3 Estimation du déplacement du mur

Les modèles de capacité précédemment cités représentent bien le comportement que l'on pourrait observer pour un essai de chargement quasi-statique (*pushover analysis*). Cependant, lors d'un tremblement de terre, les sollicitations sont dynamiques et l'élément considéré peut avoir un comportement différent puisqu'il est soumis à des cycles de chargement/déchargement dans le domaine non linéaire. Les données obtenues par analyse quasi-statique donnent en réalité l'enveloppe maximale force-déformation de la structure.

Ces courbes ne nous informent pas sur la manière dont le mur dissipe l'énergie qui lui est transmise. On ne peut donc pas déterminer son coefficient d'amortissement ou sa courbe d'hystérésis. Les essais menés par Bruneau (1994) ont montré que les murs sollicités dynamiquement hors du plan avaient une courbe d'hystérésis de type élastique non-linéaire (Figure 1.25). Cela signifie que le mur ne dissipe presque pas d'énergie par déformation plastique. Ainsi son coefficient d'amortissement est assez faible. Al Abadi et Griffith reportent qu'il est de l'ordre de 3 à 8%, ce qui signifie qu'il est possible d'utiliser le spectre de réponse du code (amorti à 5%) sans effectuer de calibration (Al Abadi et al., 2006; Griffith et al., 2003).

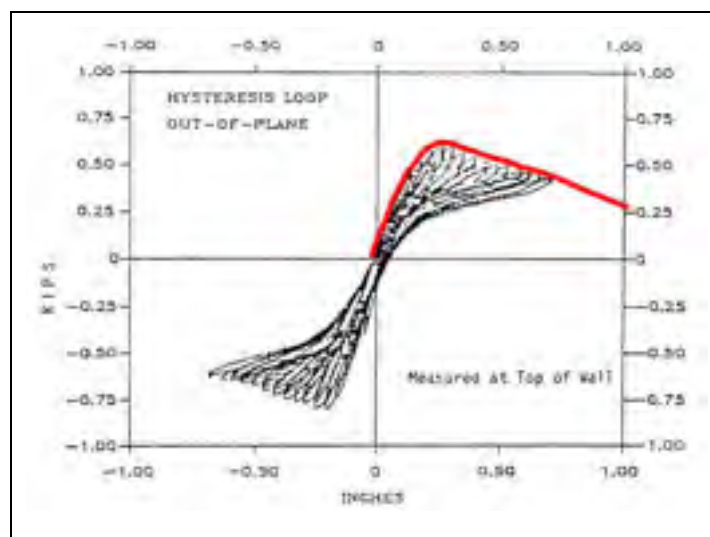


Figure 1.25 Courbe d'hystérésis typique d'un mur de maçonnerie sollicité hors-plan et enveloppe maximale force-déformation
Adaptée de Bruneau (1994)

Le comportement non-linéaire élastique du mur de MNA implique qu'il n'existe pas une unique période propre mais une multitude, qui sont dépendantes de l'amplitude en déplacement. Cela pose donc des problèmes quant à l'utilisation de spectres de réponse élastiques pour déterminer le déplacement. Doherty a montré que l'utilisation de la méthode basée sur le déplacement donnait une bonne estimation du déplacement maximal du mur (Doherty et al., 2002). Elle approxime le comportement réel par un modèle linéaire élastique ayant une période effective (notée T_{eff}) basée sur la rigidité effective (notée K_{eff}). Cette

rigidité correspond à celle obtenue à partir du déplacement Δ_2 . Une illustration est présentée à la Figure 1.26. Avec la période T_{eff} , on utilise la méthode basée sur le déplacement (Figure 1.27) pour déterminer à quel déplacement spectral sera soumis le mur.

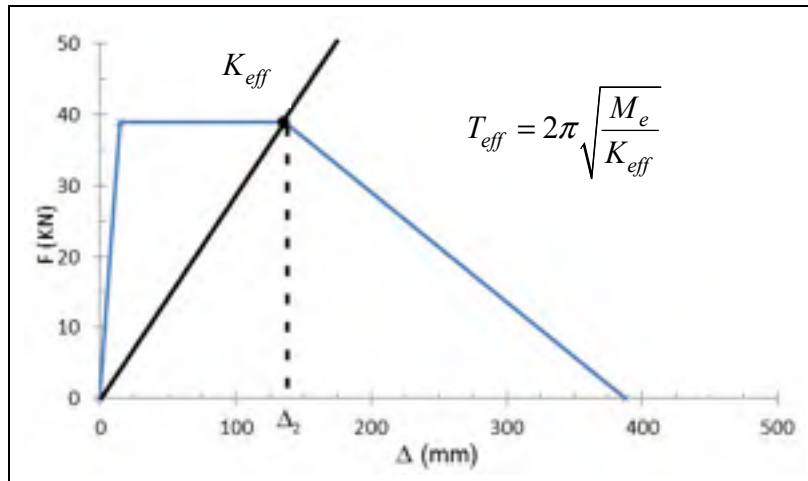


Figure 1.26 Illustration de la détermination du modèle linéaire à partir de K_{eff}

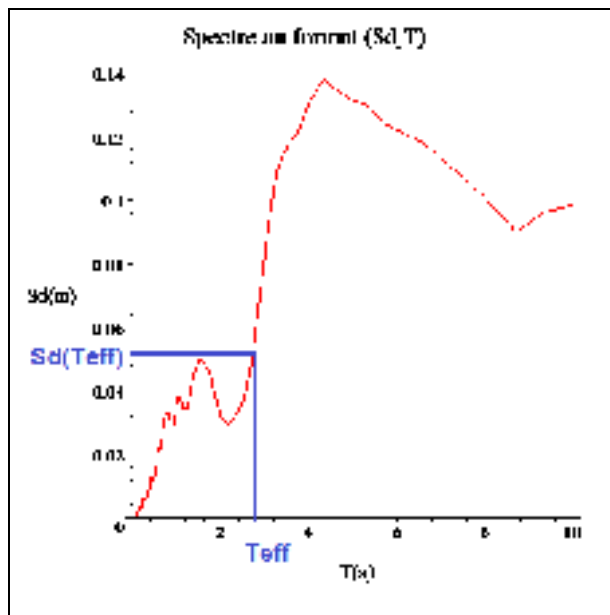


Figure 1.27 Exemple de détermination du déplacement spectral du mur à partir de la méthode basée sur le déplacement. Spectre synthétique compatible avec le CNBC 2010 pour l'Est du Canada. Adaptée de Atkinson et al. (2013)

1.4.2.4 Autres modèles d'estimation des déplacements

Makris et Konstandinis (2003) ont produit une étude dans laquelle ils réfutent l'hypothèse de la possibilité de modéliser un corps rigide comme un système d'oscillateur à 1DDLD. Leur affirmation est argumentée par le fait que la faculté des corps rigides de retrouver leur position d'équilibre est gouvernée principalement par leurs poids propre, ce qui n'est pas le cas des oscillateurs classiques à 1DDLD. En effet, la faculté de retour à l'équilibre de ces derniers est gouvernée par leur rigidité. Makris et Konstandinis (2003) ont donc développé une méthode pour estimer les déplacements des corps rigides. Ils considèrent ces derniers comme des pendules et effectuent des calculs de dynamique en raisonnant sur l'angle du pivot induit lors du mouvement de balancier. Lorsque l'amortissement est considéré, il est nécessaire d'utiliser un processus itératif pour estimer le déplacement maximum. Dans ces conditions, il pourrait apparaître que la modélisation de Doherty et al. (2002) s'avère erronée. Cependant, cela n'est pas le cas pour plusieurs raisons. Tout d'abord les travaux de Doherty et al. (2002) ont été corroborés par les essais expérimentaux de sa propre étude et dans des études ultérieures comme celle de Griffith et al. (2003). De même, il est à noter que Doherty et al. (2002) développe son oscillateur classique à 1DDLD en considérant une rigidité issue de la capacité du corps rigide à retrouver sa position d'équilibre du fait de son propre poids. Par ce fait, il ne contredit pas le comportement des corps rigides. On retrouve d'ailleurs une valeur de fréquence quasi-identique dans les deux modèles (appelée "frequency parameter" dans l'article de Makris et Konstandinis (2003)). La modélisation de Doherty peut donc être utilisée. De plus, elle permettra d'effectuer des calculs de systèmes à plusieurs DDLD, ce qui ne semble pas avoir été abordé avec la méthode de Makris et Konstandinis (2003). Enfin le fait que la courbe de capacité réelle des murs de MNA semble s'écarter du modèle des corps rigides au profit d'un modèle tri-linéaire est un autre argument en faveur de l'utilisation du modèle de Doherty et al. (2002).

1.4.3 Effet de filtre dynamique des bâtiments sur la réponse hors-plan des murs de maçonnerie non armée

1.4.3.1 Schéma de transfert de l'énergie à travers la structure

Lors d'un tremblement de terre, les forces induites par le mouvement du sol ne se répartissent pas de manière égale à tous les composants d'un bâtiment. En effet, l'énergie transmise au niveau du sol se dissipe à travers le bâtiment en passant par divers éléments de la structure. Ces composants répondent de façons différentes aux sollicitations sismiques et l'accélération d'entrée peut se retrouver ainsi très modifiée. Priestley (1985) puis Pauley et Priestley (1992) ont développé une théorie quant au chemin pris par l'énergie qui est transmise aux murs de MNA dans la direction hors-plan.

Tout d'abord, les murs dans la direction du plan répondent à l'excitation au niveau du sol en fonction de leur hauteur, rigidité et masse. Cette réponse est ensuite communiquée aux planchers. Elle est donc la donnée d'entrée à prendre en compte pour les planchers. Il se présente ensuite deux cas de figures pour la réponse des planchers : si les planchers agissent comme des diaphragmes rigides, les déplacements et les accélérations de ces derniers seront les mêmes en tout point. Ainsi les valeurs d'entrées des sollicitations sismiques pour les murs hors-plan sont celles de la fin des murs dans le plan. Par contre, si les planchers agissent comme des diaphragmes flexibles, la réponse transmise aux murs dans la direction hors-plan peut être sensiblement différente. La sollicitation qui doit être prise comme donnée d'entrée pour les murs hors-plan est celle du diaphragme flexible (plancher). L'accélération au sol est donc modifiée par deux actions : celle des murs de fin (dans le plan) et celle du diaphragme de plancher.

La conséquence de cette interaction est que l'accélération d'entrée du mur sollicité hors-plan peut avoir des valeurs différentes de celles des murs dans le plan : être déphasés, synchrone ou en oppositions de phase (Pauley et Priestley, 1992). La Figure 1.28 présente un schéma du transfert de l'accélération sismique du sol aux murs hors-plan.

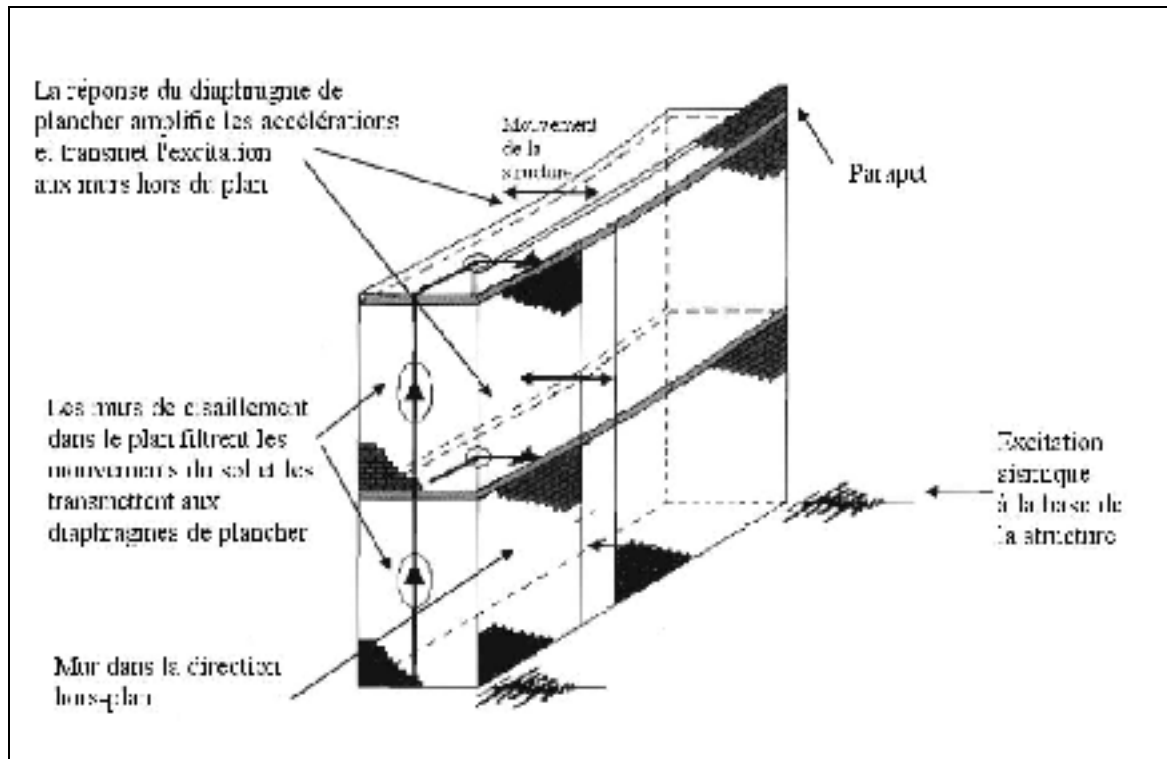


Figure 1.28 Représentation du chemin de l'énergie développée par le séisme et mise en évidence de l'effet de filtre dynamique du bâtiment
Adaptée de Priestley et al. (2007)

1.4.3.2 Méthodes de quantification de l'effet de filtre dynamique des bâtiments

Il existe peu de références scientifiques sur l'effet de filtre dynamique des bâtiments de MNA sur le comportement des murs hors-plan. Cela peut s'expliquer par le coût important des essais de validation des modèles qui nécessiteraient la fabrication de bâtiments entiers. Les premiers travaux dans le domaine ont été effectués par Priestley (Priestley, 1985; Priestley et al., 2007) ainsi que par Pauley et Priestley (1992). Le principe des modèles développés est de considérer l'interaction simple de deux systèmes à un degré de liberté : un étant la structure entière et l'autre étant le mur dans la direction hors-plan considéré comme une structure indépendante. Cette interaction consiste concrètement en un filtre passe-bas du second ordre auquel on ajoute une composante de sol. Connaissant la période fondamentale du bâtiment

et celle du mur, il est possible de déterminer une fonction de transfert donnant l'amplification en déplacement subi par le mur S_{OUT} :

$$S_{OUT} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T_e}{T_{out}}\right)^2\right)^2 + 4\xi_{OUT}^2 \left(\frac{T_e}{T_{out}}\right)^2}} \quad (1.27)$$

Où T_e représente la période fondamentale du bâtiment dans le plan, T_{out} la période du mur dans la direction hors-plan et ξ_{OUT} son coefficient d'amortissement (généralement aux environs de 3-8%). À cette fonction de transfert, il est nécessaire d'ajouter une composante de sol. La Figure 1.29 donne une représentation graphique de cette fonction. On peut remarquer la présence d'un pic de résonance lorsque les deux périodes sont égales. De même, on peut considérer l'amplification négligeable pour des périodes inférieures à celle du premier système.

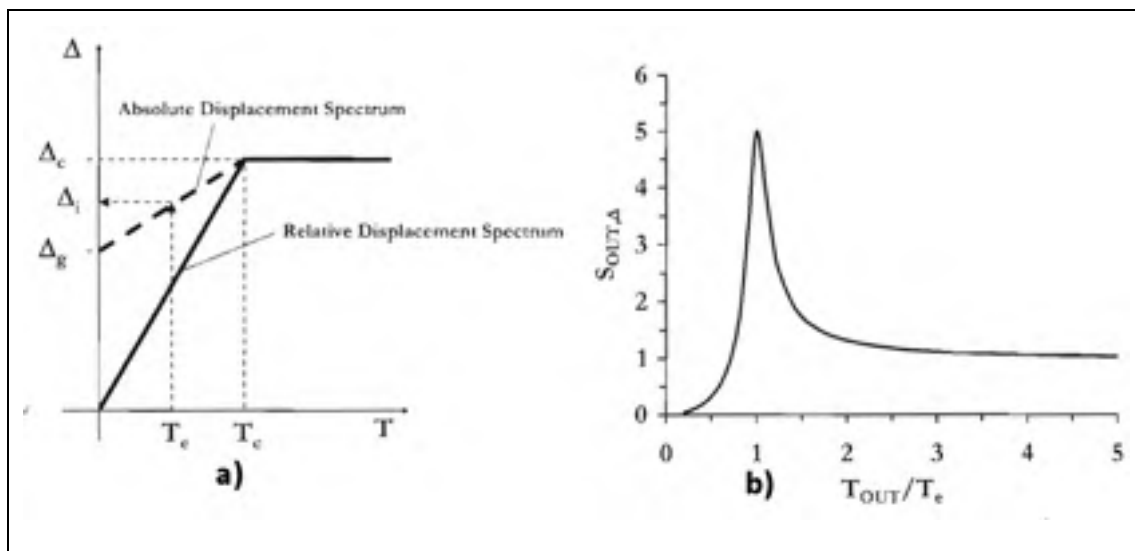


Figure 1.29 a) Spectre de déplacement absolu avec composante de sol Δ_g b) Représentation graphique de la fonction de transfert du bâtiment pour un mur de maçonnerie dans la direction hors-plan avec $\xi_{OUT} = 0.1$
Tirée de Priestley et al. (2007)

Menon et Magenes (2008; 2011a; 2011b) ont proposé une amélioration de l'équation de Priestley et al. (2007). En effet, leur modèle prend en compte la réponse hors-plan du mur lorsque le bâtiment répond de manière inélastique. Leurs travaux ont montré que le comportement non-linéaire de la première structure pouvait affecter la réponse du mur dans la direction hors-plan en augmentant ou en réduisant sa réponse comparée au régime linéaire. Il est donc important de modifier le modèle de Priestley pour rendre compte de ce fait. Les analyses numériques de Menon et Magenes ont permis de développer une série d'équations. L'allure de la fonction de transfert type (correspondant au rapport entre la valeur de l'accélération spectrale de sortie et d'entrée) est présentée à la Figure 1.30. On peut constater la présence de deux pics : le premier correspondant à la période fondamentale élastique du système primaire (notée T_1) et le second à une période effective (notée T_{eff}), se trouvant dans le domaine inélastique. Entre ces deux pics, la fonction de transfert reste relativement dans le même ordre de grandeur : cette zone sera appelée zone d'amplification. La largeur de cette zone augmente avec la ductilité du mur dans le plan.

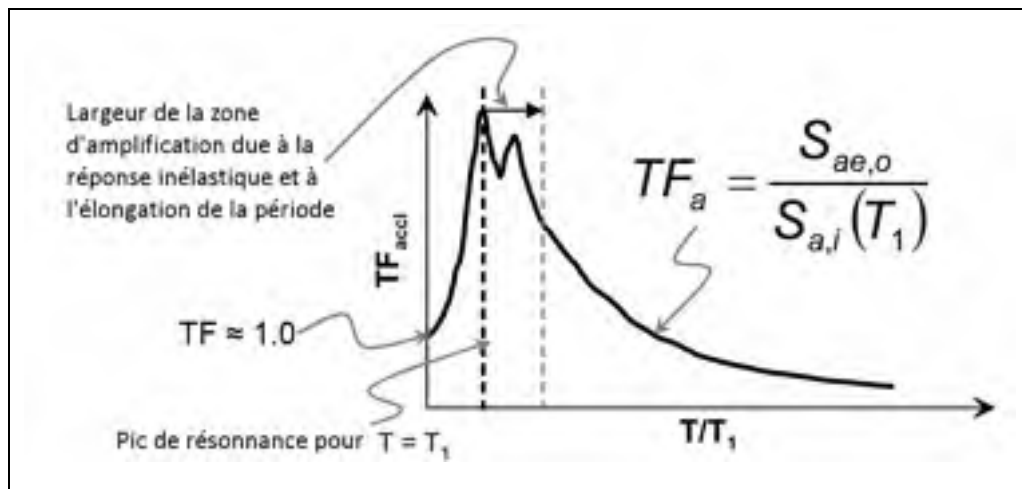


Figure 1.30 Courbe de la fonction de transfert prenant en compte un possible comportement inélastique du système primaire
Adaptée de Menon et Magenes (2008)

La valeur de la période effective est déterminée à l'aide d'une corrélation semi-empirique. Les analyses ont effectivement mis en évidence une relation de proportionnalité avec la racine carrée de la demande en ductilité (notée μ_{Δ}) du système primaire. Ils ont pu développer l'équation suivante :

$$\frac{T_{eff}}{T_1} = k \times \sqrt{\mu_{\Delta}} \quad \text{où } k = -0.192 \times \ln(\mu_{\Delta}) + 1.00 \quad (1.28)$$

L'étude propose ensuite une équation de la fonction de transfert à considérer, qui prend en compte à la fois la réponse dans le domaine élastique et inélastique du système primaire :

La formule de la fonction de transfert est présentée ci-dessous :

$$S_{ae,o}(T) = S_{ae,i}(T) \times C + S_{a,i}(T_1) \times TF_{har} \left(\frac{T}{T_1} \right) \times D_{T_1} + S_{a,i}(T_{eff}) \times TF_{har} \left(\frac{T}{T_{eff}} \right) \times D_{T_{eff}} \quad (1.29)$$

Avec

$C, D_{T_1}, D_{T_{eff}}$, sont des coefficients de proportionnalité dépendant de la ductilité;

$S_{ae,o}(T)$ est l'accélération spectrale relative au mur considéré (mur sollicité hors-plan);

$S_{ae,i}(T)$ est l'ordonnée du spectre de réponse élastique d'entrée (ex : celui du CNB 2010) pour la période du mur sollicité hors-plan;

$S_{a,i}(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de réponse inélastique à la période fondamentale du système primaire;

$S_{a,i}(T_{eff})$ est l'ordonnée du spectre de réponse inélastique à la période fondamentale effective du système primaire. Il faudra ici prendre en compte l'atténuation du spectre en fonction de la ductilité.

Le coefficient C est donné par l'équation suivante. Il varie exponentiellement avec la valeur de T_1 . Il utilise le coefficient A qui dépend de la ductilité et la constante x qui permet de prendre en compte la contribution résiduelle du mouvement du sol sur le plancher ou le système secondaire dans les domaines élastique ou inélastique.

$$C = x + (1-x) \times e^{-AT_1^2} \text{ et } x = \begin{cases} 0.05 \text{ (domaine élastique)} \\ \text{ou} \\ 0.1 \text{ (domaine inélastique)} \end{cases} \quad (1.30)$$

Les fonctions TF_{har} sont définies pour les domaines élastiques et inélastiques par les équations ci-après. Les coefficients α, a et β dépendent de la ductilité en déplacement μ_Δ .

$$TF_{har} \left(\frac{T}{T_1} \right) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_1}\right)^\alpha\right)^2 + \left(\beta \xi \frac{T}{T_1}\right)^2}} \quad \text{Pour } \frac{T}{T_1} \leq 1.0 \quad (1.31)$$

$$TF_{har} \left(\frac{T}{T_{eff}} \right) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_{eff}}\right)^\alpha\right)^2 + \left(\beta \xi \frac{T}{T_{eff}}\right)^2}} \quad \text{Pour } \frac{T}{T_{eff}} \leq 1.0 \quad (1.32)$$

$$TF_{har} \left(\frac{T}{T_1} \right) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_{eff}}\right)^a\right)^2 + \left(\beta \xi \frac{T}{T_{eff}}\right)^2}} \quad \text{Pour } \frac{T}{T_1} > 1.0 \quad (1.33)$$

$$TF_{har} \left(\frac{T}{T_{eff}} \right) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_{eff}}\right)^a\right)^2 + \left(\beta \xi \frac{T}{T_{eff}}\right)^2}} \quad \text{Pour } \frac{T}{T_{eff}} > 1.0 \quad (1.34)$$

Les différents coefficients ont été calibrés avec des analyses THA. Le Tableau 1.9 donne ces coefficients en fonction de la classe de ductilité observée.

Tableau 1.9 Coefficients de la fonction de transfert
Adapté de Menon et Magenes (2011b)

Classe de ductilité	Ductilité observée*	$T_{har}(T_1)$			$T_{har}(T_{eff})$			DT_1 **	DT_{eff} **	A
		α	a	β	α	a	β			
Elastique	-	1.80	0.85	3.75	-	-	-	0.95	-	15
I. 1.00-1.50	1.40	1.50	0.65	3.70	1.00	0.50	2.00	0.90	0.05	25
II. 1.50-2.00	1.71	1.40	0.65	3.70	1.00	0.45	2.00	0.88	0.08	30
III. 2.00-2.50	2.13	1.30	0.50	3.70	1.00	0.40	2.00	0.85	0.10	35
IV. 2.50-3.00	2.74	1.30	0.45	3.70	1.00	0.40	2.00	0.78	0.12	40
V. 3.00-3.50	3.49	1.20	0.40	4.00	1.00	0.33	2.00	0.74	0.15	45

* moyenne de demande en ductilité observée lors des résultats par THA. Permet de déterminer des classes de ductilité
 ** Valeurs applicables pour $T_1 > 0.15s$ pour les cas inélastiques. Pour $0.05 < T < 0.15$ faire une interpolation linéaire entre 0.05 et la valeur maximale.

Le grand avantage de cette méthode est que Menon et Magenes ont pu faire ressortir une procédure simple par étapes pour établir la fonction de transfert. Un exemple tiré de leur étude est présenté en ANNEXE I.

Cependant, on peut émettre certaines réserves quant à la précision des résultats. En effet, les deux modèles cités prennent comme hypothèse un diaphragme de plancher rigide. Or dans les bâtiments anciens de MNA du Québec, les ancrages des planchers à la structure ne sont pas de bonne qualité et cette hypothèse peut être mise en doute. De même, le dernier modèle, contrairement à celui de Priestley, exprime la fonction de transfert en termes d'accélération et non de déplacements. Or, Priestley a montré que le comportement hors-plan d'un mur de MNA était régi plus par sa réponse en déplacement que celle en accélération (Priestley et al., 2007). Il sera néanmoins toujours possible de passer cette fonction de transfert en termes de déplacements avec les formules reliant accélération, vitesse et déplacement.

Simsir (2004) et Derakshan (2011) ont tous deux développé des modèles mécaniques prenant en compte l'hypothèse d'un diaphragme flexible. Ce type de modèle rend plus fidèlement compte du comportement hors-plan d'un mur de MNA. Cependant, il existe plusieurs obstacles quant à leurs utilisations. Tout d'abord, leurs complexités et l'absence de mode

d'emploi ou de logiciels simples ne permettent pas leurs utilisations dans le monde professionnel. En effet, un bâtiment de deux étages nécessite de résoudre un système matriciel d'équations différentielles du second ordre ayant quatre degrés de liberté. Plus le nombre d'étages augmente et plus le modèle se complexifie. De même, ce modèle considère que la structure primaire (mur dans le plan et diaphragme) reste dans le domaine élastique. Or, Menon et Magenes ont montré que la réponse du bâtiment était sensiblement modifiée lorsque la structure primaire se comportait de manière inélastique. Enfin, ce système n'a fait l'objet que de très peu d'essais expérimentaux et seulement sur des structures simples d'un étage.

1.5 Conclusion

Ce chapitre a tout d'abord rappelé succinctement des notions de base sur les séismes et la dynamique des structures. Les principes généraux de la conduite d'une analyse de vulnérabilité ont aussi été abordés. Ces derniers seront utilisés directement par la suite pour développer une méthode propre aux cas des murs de MNA de pierre sollicités hors-plan. De même, les comportements, les caractéristiques mécaniques et physiques propres aux structures faites de MNA ont été passés en revue. Un modèle d'estimation des déplacements hors-plan utilisés dans la suite de l'étude a été présenté en détail.

À partir des éléments relevés dans cette revue de littérature, il est possible de dégager les différentes étapes nécessaires à l'estimation de la vulnérabilité des murs de MNA de pierre dans la direction hors-plan. Il faudra tout d'abord réaliser un inventaire du bâti en MNA de pierre (CHAPITRE 2) dans le but de créer un prototype caractéristique du bâti et définir son modèle de capacité hors-plan (CHAPITRE 3). Il faudra ensuite déterminer les déplacements hors-plan des murs de MNA (CHAPITRE 4) pour estimer la demande sismique et générer les courbes de fragilité (CHAPITRE 5). Ces dernières permettront d'évaluer la vulnérabilité sismique des murs de MNA de pierre dans la direction hors-plan.

CHAPITRE 2

INVENTAIRE DU BÂTI

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de réaliser un inventaire détaillé de bâtiments de maçonnerie non armée de pierre pour les quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal. Il présente la méthodologie employée, la classification des bâtiments, les méthodes de collecte des données ainsi que leurs traitements. L'inventaire réalisé permettra de créer des modélisations représentatives des différents types de construction de ces quartiers (CHAPITRE 3), de mettre en place les méthodes de calcul (CHAPITRE 4) et d'effectuer une analyse statistique de la vulnérabilité (CHAPITRE 5).

2.1 Méthodologie du processus d'inventaire

La réalisation de l'inventaire des bâtis des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal passe par plusieurs étapes. La première étape consiste à délimiter physiquement le périmètre de collecte des données. La zone à couvrir est en général choisie en fonction de données historiques, souvent délimitée par les anciennes frontières de la ville. La deuxième étape consiste à définir des typologies de bâtiments à documenter. Ces typologies sont basées sur des critères tels que la date d'édification, les matériaux employés, le style architectural, etc. Elles permettent de faire le tri dans les bâtiments de la zone d'inventaire et de ne choisir que ceux dignes d'intérêt pour l'étude qui suivra. La troisième étape consiste à déterminer les données à relever sur les bâtiments mêmes. Cette étape est déterminante car un oubli de paramètre à relever peut faire perdre un temps considérable puisqu'il sera nécessaire de repasser en revue tous les éléments répertoriés. L'étape suivante consiste à procéder à la collecte des données. Elle peut s'effectuer par un relevé sur le terrain ou par l'analyse de documents (historiques, plans d'architecture, cartographies). Enfin, la dernière étape consiste à procéder à l'archivage et à la classification des données afin de les rendre exploitables par

la suite. La Figure 2.1 présente schématiquement la méthodologie de la création de l'inventaire. Le détail des étapes est présenté dans les paragraphes qui suivent.

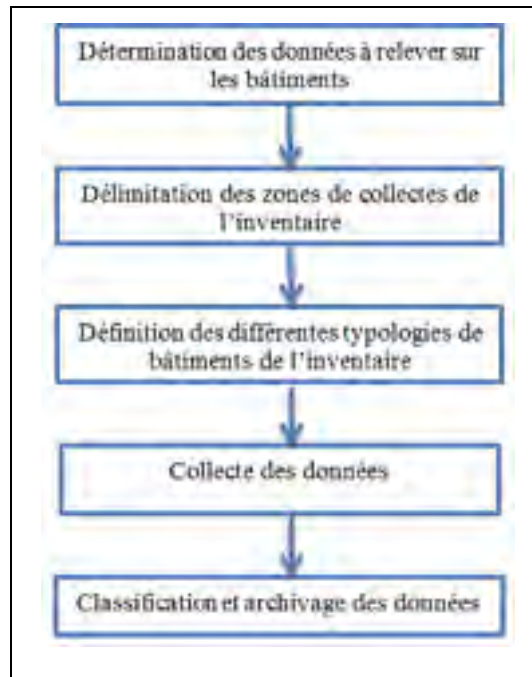


Figure 2.1 Représentation schématique de la méthodologie de l'inventaire

2.2 Délimitation des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal

Le Vieux-Québec est circonscrit au quartier Vieux-Québec–Cap-Blanc–Colline parlementaire situé dans l'arrondissement de la Cité-Limoilou (Ville de Québec, 2013). La Figure 2.2 montre l'emplacement géographique du quartier au sein de l'arrondissement. Le Vieux-Montréal est quant à lui délimité par le quadrilatère formé par les rives du Saint-Laurent, la rue McGill, la rue Saint Antoine et la rue Saint Hubert. Ces rues encerclent les anciennes fortifications de la ville, qui ont été détruites. La Figure 2.3 représente un plan du Vieux-Montréal avec les bâtiments à valeur historique.



Figure 2.2 Emplacement du Vieux-Québec dans l'arrondissement de la Cité-Limoilou
Tirée de Ville de Québec (2013)



Figure 2.3 Délimitation du quartier du Vieux-Montréal
Adaptée de Ville de Montréal et MCCQ (2013)

2.3 Typologie des bâtiments de maçonnerie non armée du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal

2.3.1 Contexte historique

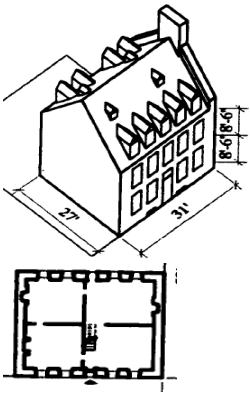
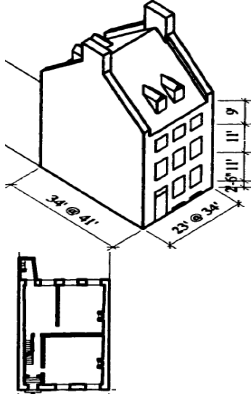
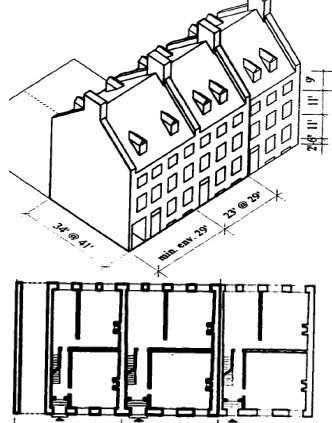
Les premières structures construites à partir de la première moitié du XVII^{ème} siècle étaient faites principalement d'ossatures en bois de type colombage. En effet, ce type de bâtiment est assez simple à reproduire et le coût de construction est peu onéreux puisque le remplissage des espaces était effectué avec de la chaux mélangée à différents composants organiques (poils, paille) (Vallières, 1999). Des incendies dévastateurs à Montréal (1721) et Québec (1682) entraînent les autorités à prendre des mesures quant aux modes de construction. Les ordonnances de Bégon (1721) et Dupuy (1727) imposent la pierre comme matériau de construction dans les enceintes de ces deux villes (Vallières, 1999). Ainsi, il ne reste plus traces de ces bâtiments et ceux qui ont pu perdurer jusqu'à nos jours sont faits de maçonnerie de pierre. Ce sont donc ces derniers types de bâtiments qui seront considérés dans l'inventaire.

2.3.2 Typologie et caractéristiques des bâtiments retenus pour l'inventaire

La destruction de la majorité de Québec lors de prise de la ville par les britanniques en 1759-1760, fait que la majorité des constructions en maçonnerie de pierre sont postérieures à cette période. L'édification de ce type de bâtiment s'étend jusqu'à la première moitié du XIX^{ème} siècle, où de nouveaux matériaux ont été utilisés. Les bâtiments de ce type peuvent être classés en trois groupes typologiques correspondant à plusieurs époques (Nollet et al., 2013; Vallières, 1999). On peut citer, entre autres, la maison urbaine surhaussée (1760-1800), la maison mitoyenne surhaussée (1800-1830) et la maison mitoyenne multipliée (1830-1860). Les principales différences entre ces modèles résident dans le nombre d'étages et la surface habitable. Le Tableau 2.1 présente ces différentes typologies. La date de 1885 a été prise comme limite supérieure de date d'édification pour les bâtiments de l'inventaire. Les bâtiments de ces époques présents dans le Vieux-Montréal possèdent les mêmes

caractéristiques que ceux du Vieux-Québec, les typologies présentées par Vallières (1999) sont aussi valables.

Tableau 2.1 Typologie des bâtiments de MNA de pierre du Vieux-Québec
Adapté de Nollet et al. (2013) et Vallières (1999)

Maison urbaine surhaussée 1760-1800	Maison mitoyenne surhaussée 1800-1830	Maison mitoyenne multiplié 1830-1860
		

Les principes structuraux de ces typologies sont quant à eux quasiment identiques et feront partie des critères qui permettent de déterminer l'appartenance d'un bâtiment à une des typologies. Tout d'abord ces bâtiments possèdent deux ou trois étages. On observe la présence de planchers en bois qui sont souvent ancrés aux murs périphériques par des systèmes d'esses (Figure 2.5). Ce système d'ancrage n'assure pas une bonne liaison. En effet, les esses sont souvent réalisées avec du fer forgé dont la qualité n'est pas forcément propre à assurer un ancrage efficace. De plus, elles ne disposent pas de revêtement évitant l'oxydation et peuvent donc être rouillée au niveau de l'épaisseur du mur où il est impossible de les protéger régulièrement d'une couche de peinture. Les murs périphériques en maçonnerie de pierre constituent souvent le seul système de reprise des charges gravitaires et latérales (bien qu'à l'époque on ne considérait pas ce cas de chargement dans la conception). Ces murs possèdent des dimensions allant de 30 à 60 cm d'épaisseur (Nollet et al., 2013), qui varient avec la hauteur du bâtiment afin de reprendre au mieux les charges. Ils sont construits

principalement en moellons de pierre liés par un mortier de chaux. Pour les bâtiments d'importance, il n'est pas rare de parer les façades de pierres de taille. Quant aux bâtiments plus modestes, il arrive que les extrémités des murs soient chaînées par des pierres de taille pour assurer une meilleure cohésion de la structure. La Figure 2.4 montre la maison du Calvet qui possède une telle disposition.

Enfin lorsque les structures sont mitoyennes, leurs murs coupe-feux possèdent une partie en porte-à-faux ayant la même épaisseur que le mur porteur. La charpente massive dite à la française, utilisée dans les premières constructions a été proscrite au profit d'une charpente plus épurée à pannes afin de réduire considérablement la charge combustible.



Figure 2.4 Maison du Calvet, Vieux-Montréal
Tirée de Ville de Montréal et MCCQ (2013)

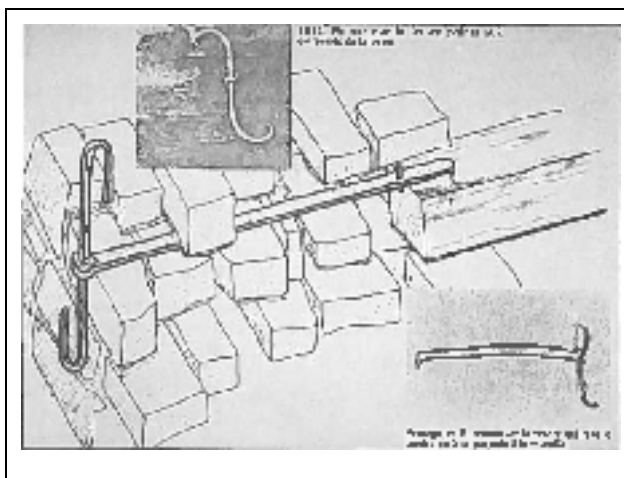


Figure 2.5 Détail d'une esse
Tirée de Auger et Roquet (1998)

Les trois typologies n'étant différentes que par la date d'édification, le nombre d'étages et les dimensions, il a été décidé de les regrouper en une seule typologie. On peut donc établir une liste de vérifications pour déterminer si un bâtiment fait partie de cette typologie:

- situation du bâtiment dans le Vieux-Québec ou le Vieux-Montréal;
- date d'édification antérieure à 1885;
- bâtiment fait de maçonnerie de pierre;
- possède deux ou trois étages;
- présence d'une partie en porte-à-faux des murs coupe-feu ou d'une série de cheminées qui s'en rapproche.

2.4 Méthode de relevé de l'inventaire

2.4.1 Données collectées pour l'inventaire

Les données collectées serviront à effectuer une modélisation mathématique des bâtiments. La récupération de toutes les données géométriques permettra par la suite de définir le plus

fidèlement possible cette typologie de bâtiment. A cet effet, les mesures suivantes ont été colligées :

- épaisseur des murs du bâtiment;
- hauteur du bâtiment;
- dimensions au sol du bâtiment (longueur et largeur);
- hauteur de chacun des étages ainsi que des murs coupe-feu et cheminées;
- nombre et dimensions des fenêtres et portes.

2.4.2 Relevé des données

Avant de relever les données, il a fallu préalablement faire une liste des bâtiments à répertorier dans l'inventaire. Cette liste préparatoire a été établie grâce aux sites internet du Vieux-Montréal et du répertoire du patrimoine culturel du Québec appartenant au Ministère de la Culture et Communication du Québec (MCCQ, 2013). Ces sites répertorient les bâtiments classés historiques en fonction de leur date d'édification, de leurs matériaux de construction et de leurs adresses. Cette liste a permis de mettre en place un itinéraire optimal pour réaliser plus rapidement et simplement l'inventaire.

La plupart des données géométriques ont été obtenues à partir de visites d'inspections. Elles ont eu lieu respectivement aux mois de juin et juillet 2013 pour les quartiers du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec. Du fait de l'importance touristique de ces quartiers, il a fallu procéder à ces relevés au lever du jour, pour éviter d'être perturbé par la foule. Dans la plupart des cas, l'épaisseur des murs a pu être estimée directement grâce à un mètre ruban. Il est à noter que l'on considère comme hypothèse que tous les murs possèdent la même épaisseur et ce sur toute leur hauteur. Cette hypothèse est conservatrice car la mesure est prise à la base du bâtiment où elle est théoriquement plus importante qu'en hauteur. Dans les rares cas où il a été impossible d'estimer l'épaisseur, il a été décidé d'attribuer aux bâtiments l'épaisseur moyenne de l'échantillon.

En ce qui concerne les autres données comme les hauteurs, les longueurs ou largeurs, on a procédé par traitement photographique. Les mesures ont été faites en appliquant une règle de proportionnalité en prenant une référence (avec un mètre ruban) sur le même plan que le mur afin de limiter au mieux les incertitudes dues aux distorsions des objectifs photographiques. Un module externe du logiciel Photofiltre (Da Cruz, 2012) a été utilisé pour effectuer ces mesures. Il est à noter qu'il n'est pas nécessaire d'obtenir une précision millimétrique. En effet, les calculs effectués par la suite sont plus influencés par le rapport entre les différentes longueurs que leurs mesures elles-mêmes.

Dans le cas où les longueurs sont hors-champs de l'appareil photo, les mesures ont été faites grâce à l'outil « mesures » du site internet Google Maps (Google, 2013). Des comparaisons avec des mesures in-situ ont été menées pour vérifier la précision de cet outil. Il en est ressorti qu'il donne des estimations assez fiables qui peuvent être exploitables pour les besoins des calculs à mener.

2.5 Propriétés des matériaux

La connaissance des propriétés et des types de matériaux utilisés est assez difficile à obtenir par une méthode visuelle. Cependant, il est nécessaire de posséder ces informations car elles rentreront directement dans les futures modélisations.

Les pierres utilisées sont souvent de nature calcaire et peuvent être de gabarit non constant, ce qui peut jouer sur la stabilité de la structure. De plus, les mortiers utilisés ne sont pas de constitutions connues. Bien que l'on sache qu'ils sont principalement faits à partir de chaux, il n'existait pas de norme quant à la réalisation du mortier à l'époque de la construction. Ainsi, chaque maçon pouvait avoir sa propre recette, ce qui mène à une grande incertitude au niveau de leur qualité. Il n'apparaît pas que des études expérimentales déterminant les propriétés mécaniques moyennes de la maçonnerie de pierre au Québec aient été menées. Nous considérerons les valeurs émises par le rapport de la commission géologique du Canada

(Nollet et al., 2013) qui proviennent de la littérature et de la dérivation d'équations de Tomazevic (1999) quantifiant l'incertitude. Elles sont présentées au Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Différentes propriétés mécaniques possibles pour la maçonnerie de pierre
Tiré de Nollet et al. (2013)

Cas	Résistance à la compression f_m (MPa)	Résistance au cisaillement f_{dt} (MPa)	Module d'élasticité E_m (MPa)	Module de cisaillement G_m (MPa)
1	5.0	0.3	5500	1375
2	3.0	0.18	3300	825
3	2.0	0.12	2200	550
4	1.0	0.06	1100	275

2.6 Inventaire des bâtis du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec

L'inventaire du Vieux-Montréal a permis de répertorier 43 bâtiments possédant les caractéristiques présentées au paragraphe 2.3.2. La Figure 2.6 et la Figure 2.7 présentent la distribution des bâtiments respectivement en fonction de l'époque d'édification et du nombre d'étages (2 ou 3). Ils sont exprimés en termes de pourcentages. En ce qui concerne les dates de construction, on note que presque la moitié des éléments répertoriés ont été édifiés dans la période 1831-1860. Pour certains bâtiments, cependant, il n'a pas été possible d'obtenir de date de début de construction. Ils sont représentés par l'appellation « date inconnue » sur la figure et ne représentent que 2% du total de l'inventaire. Pour ce qui est de la répartition entre les étages, on peut noter une majorité nette de bâtiments de 3 étages qui comptent pour près de 67% de l'échantillon.

Pour ce qui est du quartier du Vieux-Québec, l'inventaire totalise 73 bâtiments. On peut dégager les mêmes tendances au niveau de la répartition des éléments en fonction de la date d'édification que pour le cas de Montréal, mais dans des proportions moins importantes. Cela est dû au fait qu'il y a des éléments dont la date d'édification est postérieure à 1860, ce qui n'est pas le cas de l'inventaire fait pour Montréal. On observe aussi une part plus importante

de bâtiments dont l'année n'a pu être établie avec certitude. De même, les proportions entre le nombre d'étages sont inversées par rapport au cas du Vieux-Montréal. Les distributions de bâtiments de l'inventaire du Vieux-Québec sont présentées à la Figure 2.8 pour les dates de constructions et à la Figure 2.9 pour le classement en fonction des étages. Les inventaires détaillés comprenant toutes les données relevées et référencées sont présents à l'ANNEXE II et à l'ANNEXE III, respectivement pour les quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal.

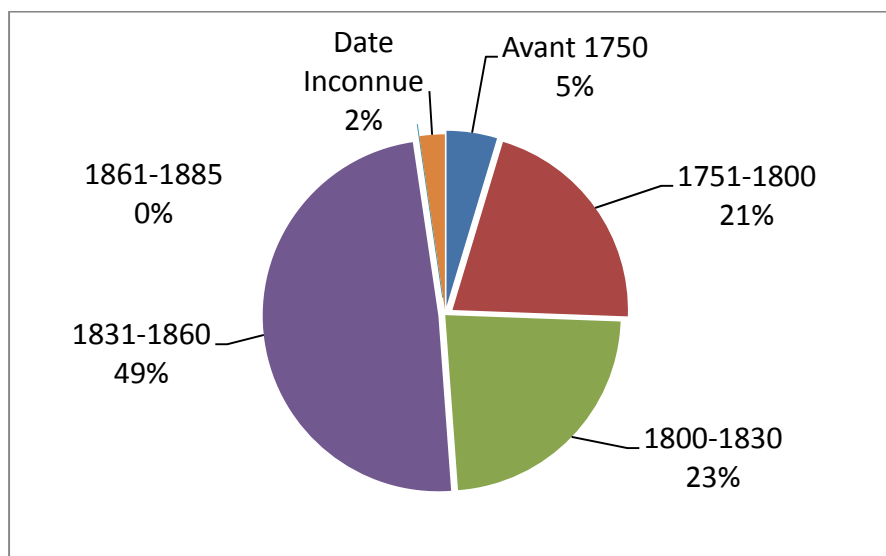


Figure 2.6 Répartition suivant les périodes d'édification des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Montréal

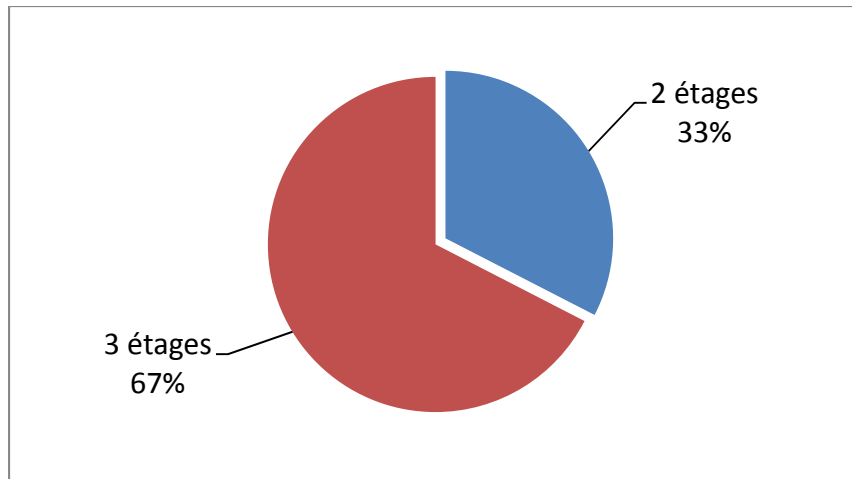


Figure 2.7 Répartition suivant le nombre d'étages des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Montréal

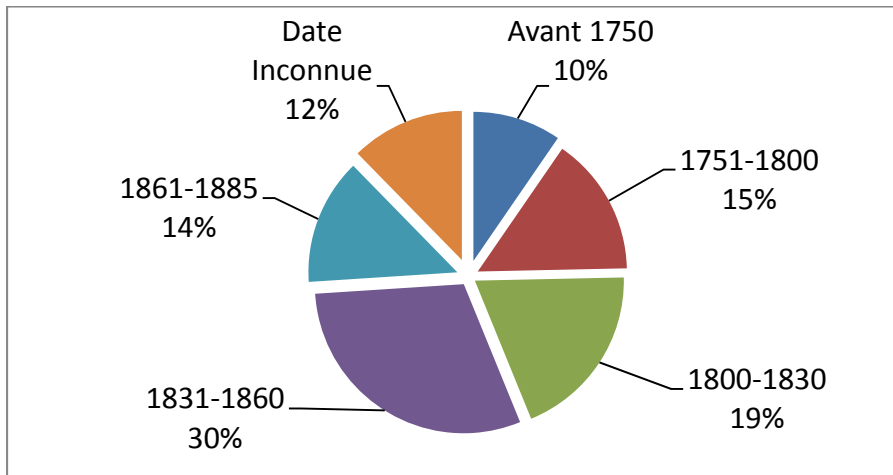


Figure 2.8 Répartition suivant les périodes d'édification des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Québec

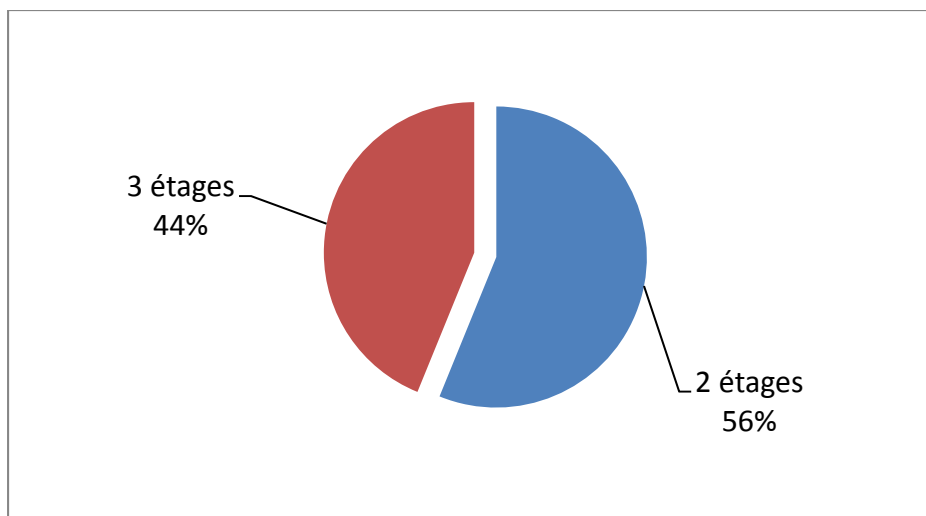


Figure 2.9 Répartition suivant le nombre d'étages des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Québec

CHAPITRE 3

MODÉLISATION DES BÂTIMENTS ET MODÈLE DE CAPACITÉ

Introduction

Ce chapitre a deux objectifs principaux. Il s'agit tout d'abord de mettre en place une modélisation des bâtiments. Cela consiste à définir tous les paramètres géométriques et physiques qui permettront de modéliser les différents bâtiments répertoriés lors de l'inventaire (CHAPITRE 2) pour réaliser par la suite les calculs de déplacements (CHAPITRE 4). Le second objectif consiste à construire le modèle de capacité des murs dans la direction hors-plan et à déterminer les différents mécanismes de rupture qui seront considérés pour développer les courbes de fragilité (CHAPITRE 5).

3.1 Modélisation des bâtiments

3.1.1 Définition des paramètres géométriques

Le modèle type de bâtiment qui sera utilisé pour effectuer les différents calculs est adapté de la typologie déterminée dans le chapitre précédent (CHAPITRE 2). En effet, tous les bâtiments ne sont rigoureusement pas identiques et il est nécessaire de déterminer un modèle normalisé ou prototype convenant au mieux à tous les éléments de l'inventaire. La définition du modèle à l'étude a été basée sur les hypothèses suivantes :

- on nomme par « mur de façade » les murs possédant la porte et les fenêtres et par « mur de côté » les murs ayant une partie des murs coupe-feu en porte-à-faux à leur sommet;
- le bâtiment possède deux ou trois étages de MNA de pierre et un étage supplémentaire faisant office de combles, fait de charpente de bois (décompte effectué sur les murs de façade);
- tous les murs ont la même épaisseur;
- présence d'une seule porte au centre des murs de façade;

- les fenêtres ne sont présentes que sur les murs de façade;
- les fenêtres sont disposées de part et d'autre de la porte en nombre égal, à équidistance et au-dessus de la porte;
- toutes les fenêtres ont les mêmes dimensions, égales aux moyennes des dimensions répertoriées lors de l'inventaire;
- présence de murs coupe-feu de chaque côté du bâtiment;
- symétries axiales parfaites dans les directions Nord/Sud et Est/Ouest par rapport au centre du bâtiment.

Ces hypothèses permettent de définir complètement un modèle type présenté à la Figure 3.1 dans le cas d'un bâtiment de 2 étages (l'étage de comble n'étant pas décompté comme tel). A partir des données récoltées lors de l'inventaire, on détermine l'ensemble des paramètres géométriques qui permettront de définir complètement la modélisation (Figure 3.1 et Tableau 3.1).

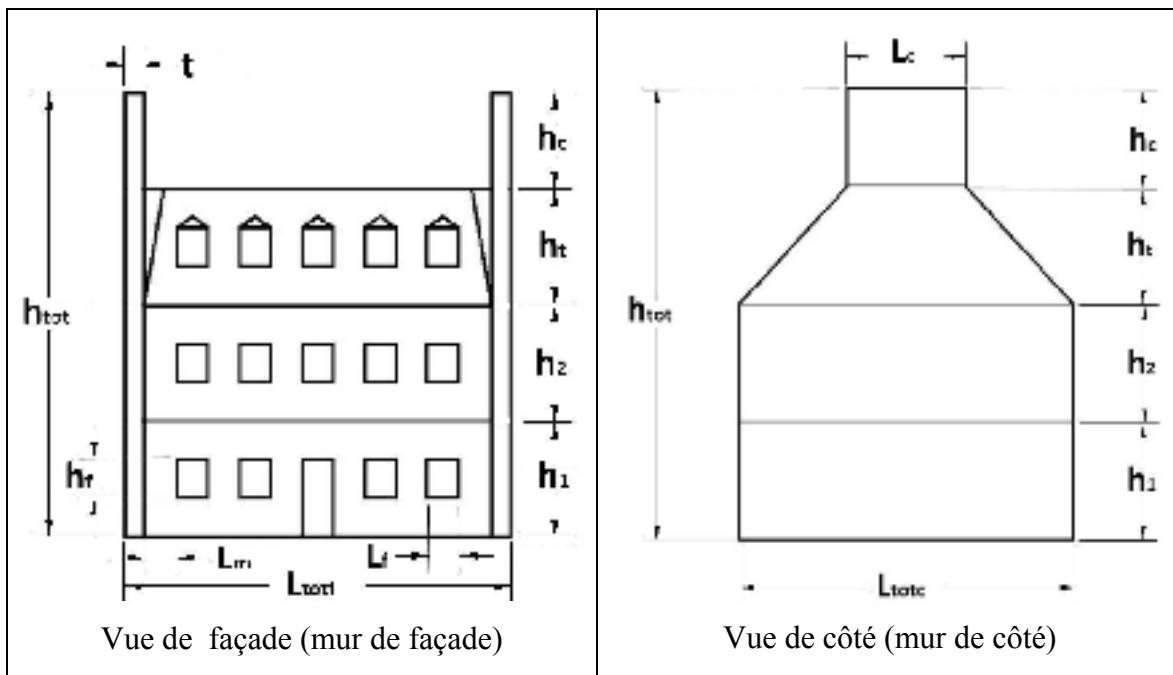


Figure 3.1 Modélisation des bâtiments de l'inventaire et représentation des paramètres géométriques

Tableau 3.1 Paramètres géométriques utilisés dans la modélisation des bâtiments de l'inventaire

t : épaisseur des murs	h_1 : hauteur du premier étage
L_{toif} : largeur totale des murs de façade	h_2 : hauteur du deuxième étage
L_{toic} : largeur totale des murs de côté	h_3 : hauteur du troisième étage (s'il y a lieu)
L_c : largeur du mur coupe-feu	h_t : hauteur du mur de toiture
L_f : largeur des fenêtres	h_c : hauteur du mur coupe-feu
L_m : largeur des bouts de murs de façade *	h_{tot} : hauteur totale des murs *
	h_f : hauteur des fenêtres
* mesures déduites de celles collectées à l'inventaire et en tenant compte des hypothèses	

3.1.2 Détermination des paramètres physiques

Les propriétés mécaniques de la maçonnerie sont celles présentées au Tableau 2.2. Pour chacun des bâtiments de l'inventaire, il y a quatre modélisations correspondant aux quatre cas possibles du Tableau 2.2. Cela permet de prendre en compte la variabilité et l'incertitude des propriétés mécaniques des bâtiments de l'inventaire. Les derniers paramètres physiques à déterminer sont donc les différentes charges permanentes correspondant au poids des matériaux de construction. Pour les charges permanentes, il faut prendre en compte le poids de la maçonnerie, celui des planchers ainsi que le poids de la charpente. En ce qui concerne la maçonnerie, on prendra comme hypothèse une pierre calcaire conformément aux observations faites au paragraphe 2.5. La masse volumique moyenne ρ_m est estimée à $2300\text{kg}/\text{m}^3$ (valeur moyenne des différentes valeurs trouvées dans la littérature). La masse volumique des pièces de bois ρ_b est quant à elle fixée à $350\text{kg}/\text{m}^3$. Cela correspond à la masse volumique associée au groupe des espèces nordiques, présentes en abondance dans l'Est Canadien (CCB, 2013).

Les charges permanentes associées aux planchers de bois, notées w_p , et à la charpente de bois, notées w_t , ont été estimées à partir de plans de bâtiments typiques du Québec (Auger et Roquet, 1998). Elles sont évaluées respectivement à $0.37kPa$ pour les planchers et $0.31kPa$ pour la charpente de toit. L'ANNEXE IV montre les schémas et les calculs qui ont permis de trouver ces données. Ces charges sont calculées en ne tenant pas compte de la présence de matériaux de finition. Par exemple si on considérait une finition de plancher en bois d'épaisseur 40mm, la valeur de la charge de plancher à considérer serait de $0.75kPa$. De même, si on considère la présence d'un revêtement de tôles ondulées de 10 mm d'épaisseur avec planche de bois de 10 mm, la charge de toiture à considérer serait amenée à $0.66kPa$. De plus, pour effectuer les calculs de charges sismiques, il est préférable de prendre en compte une participation de 25% de la charge de neige qui est évaluée à une valeur moyenne de $0.32kPa$ pour Montréal et $0.44kPa$ pour Québec. Ces charges seront utilisées dans le calcul des masses entrant la détermination des périodes fondamentales des murs dans le plan. De même, ils entreront aussi dans le calcul de la précompression du modèle tri-linéaire du comportement hors-plan des murs. Cependant, ces charges s'avèrent négligeables devant le poids de la maçonnerie puisqu'elles représentent moins de 10% de la charge de précompression totale. Il est aussi à noter que l'augmentation ou la prise en compte de ces charges augmente la stabilité de la structure lors du séisme. On a donc décidé par la suite de ne considérer que les charges w_p et w_t dans les calculs.

Tableau 3.2 Paramètres physiques et charges d'utilisations utilisés dans la modélisation
Adapté de Auger et Roquet (1998), CCB (2013), CNRC (2010)

Masse volumique (kg/m^3)		Charges permanentes (kPa)	
Maçonnerie ρ_m	Bois ρ_b	Planchers w_p	Charpente (Toiture) w_t
2300	350	0.37	0.31

3.2 Modèle de capacité hors-plan

3.2.1 Modélisation tri-linéaire

Le modèle de capacité qui sera utilisé pour modéliser le comportement des murs dans la direction hors-plan sera un modèle tri-linéaire comme présenté à la revue de littérature. Le modèle sera développé selon le système idéalisé à 1DDLD pour être utilisé dans le calcul des déplacements. Il sera basé sur une combinaison entre les modèles de Doherty et al. (2002) et le modèle de Derakshan et al. (2013) présentés au paragraphe 1.4.2.2. Le modèle de Doherty est utilisé pour déterminer les valeurs du déplacement maximal admissible Δ_{ins} , du déplacement Δ_1 ainsi que de la force F_0 issue du modèle bilinéaire des corps rigides. Le modèle de Derakshan servira à déterminer la valeur du rapport Δ_2 / Δ_{ins} qui permettra ensuite de déduire la force maximale F_i et ainsi pouvoir développer complètement le modèle tri-linéaire. Ce choix s'explique par le fait que le modèle de Derakshan est difficilement adaptable dans l'ensemble des cas de figures (parapet, mur simplement appuyé...) et les équations sont trop complexes pour être utilisées à grande échelle. Cependant la formule permettant de trouver le rapport Δ_2 / Δ_{ins} est simple et plus précise que les critères expérimentaux de Doherty qui s'avèrent être très variables d'un type de maçonnerie à l'autre (Tableau 1.7). Les équations du modèle de Doherty sont quant à elles simples et pourront être utilisées pour un grand nombre de murs sans être coûteux en temps et en énergie. Ainsi les étapes utilisées pour développer le modèle tri-linéaire du mur (idéalisé en un système 1DDLD) utilisé dans la suite du mémoire sont les suivantes :

Étape 1 : déterminer le cas de figure auquel le mur appartient selon le Tableau 1.6 et choisir les facteurs de transformation s'il y a lieu;

Étape 2 : déterminer la valeur de pré-compression ψ s'il y a lieu;

Étape 3 : déterminer le déplacement maximal admissible Δ_{ins} à partir de l'équation (1.18) et la force maximale du modèle bilinéaire des corps rigides F_0 à partir de l'équation (1.17);

Étape 4 : déterminer la valeur de PMR_{emp} selon l'équation (1.21) et tenir compte des cas de figures pour la hauteur de fissuration β . Pour un parapet prendre $\beta=0$ et $\beta=0.5$ dans tous les autres cas (on considère une fissuration à mi-hauteur dans le cas de mur simplement appuyé pour être fidèle au schéma de la Figure 1.19. Dans la littérature on peut retrouver parfois $\beta=2/3$);

Étape 5 : déterminer respectivement les valeurs de Δ_1, Δ_2 et F_i avec les équations (1.25), (1.26) et (1.20);

Étape 6 : tracer le modèle tri-linéaire en reliant les points de coordonnées $(0,0)$, (Δ_1, F_i) , (Δ_2, F_i) , $(\Delta_{ins}, 0)$.

3.2.2 Mécanismes de rupture

Avant de mettre en application le modèle tri-linéaire, il est nécessaire d'identifier les mécanismes de rupture potentiels ainsi que les éléments critiques qui seront les plus vulnérables lors d'un séisme. Les courbes de fragilité seront développées pour chacun des mécanismes de rupture. Conformément au paragraphe 1.4.2.1 de la revue de littérature, les éléments les plus sensibles à la rupture hors-plan sont ceux qui souffrent d'un manque d'ancrage à la structure et les éléments non structuraux positionnés en hauteur. À partir de la modélisation développée au paragraphe 3.1, trois modes de rupture possibles ont été considérés pour effectuer l'analyse de vulnérabilité. Ils ont été développés à partir de différentes études traitant de la vulnérabilité hors-plan des murs de MNA (Borzi et al., 2008; Derakshan, 2011; Lumantarna et al., 2006). Deux concernent les murs de façade et un autre concerne les murs de côté. Le premier considère un bout de mur de façade se comportant comme un parapet sur toute sa hauteur (noté FPH, pour Façade Pleine Hauteur). Ce type de rupture correspond à un ancrage inefficace, voire inexistant, sur toute la hauteur de la façade. Il est à noter que ce type de rupture a relativement peu de chance de se produire car les systèmes d'ancrage, bien qu'ancien, assure le plus souvent une retenue suffisante au reste de

la structure. Le deuxième mode de rupture considère un bout de mur de façade situé au dernier étage et agissant comme un parapet (noté FDE, pour Façade Dernier Etage). Ce type de rupture a été fréquemment observé lors de séismes. Le dernier mécanisme de rupture concerne les murs coupe-feu (noté CF pour Coupe-Feu), qui sont des éléments non structuraux situés au sommet des bâtiments. Ils sont très vulnérables à la rupture hors-plan. Ces trois mécanismes de rupture sont présentés à la Figure 3.2. Il est à noter que dans chacun des cas les éléments critiques se comportent comme des parapets. Le Tableau 3.3 résume l'ensemble des mécanismes de rupture et identifie les quatre catégories de bâtiments de l'inventaire qui constitueront les cas d'analyse de l'étude de vulnérabilité. Les critères d'appartenance à une catégorie sont le nombre d'étages et la ville de localisation.

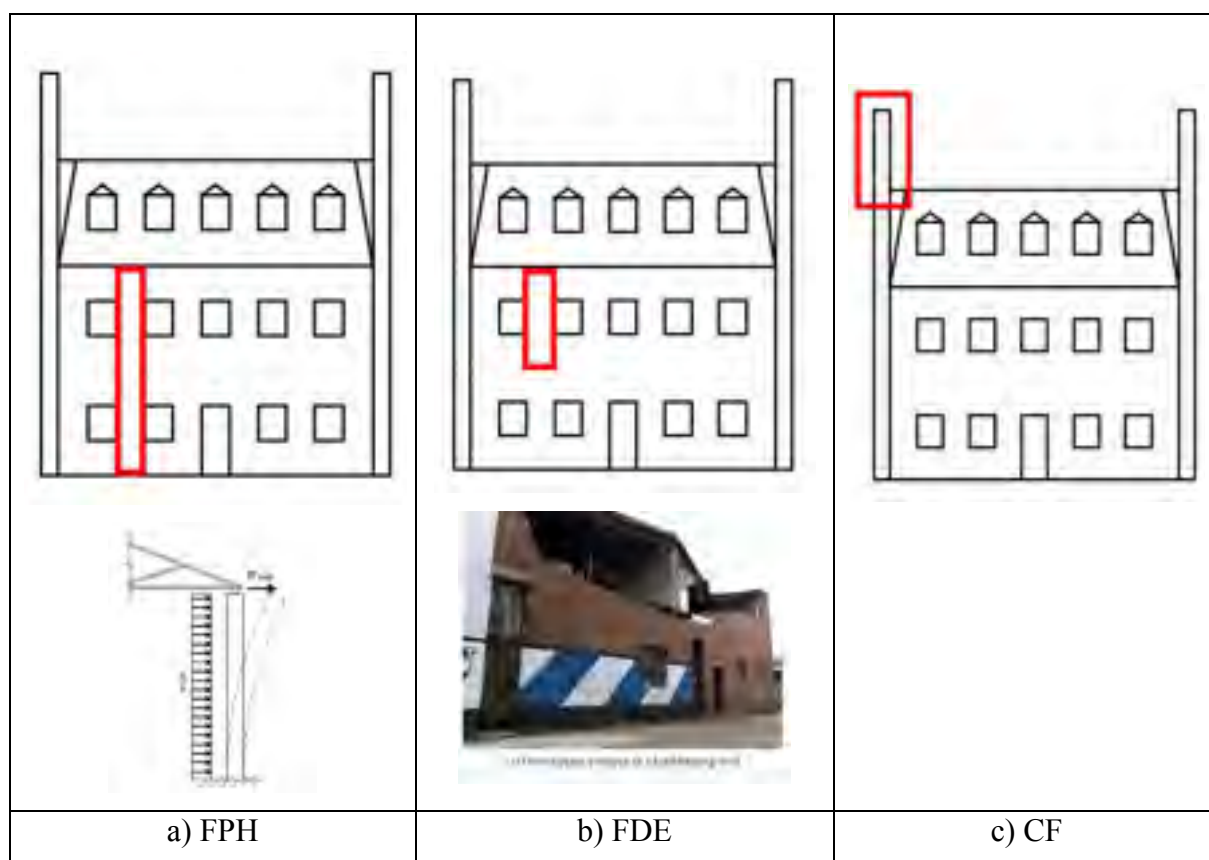


Figure 3.2 Présentation des différents mécanismes de rupture
 a) Bout de mur de façade pris sur sa pleine hauteur (FPH) b) Bout de mur de façade du dernier étage (FDE) c) Mur coupe-feu (CF)
 Adaptée de Derakshan (2011)

Tableau 3.3 Catégories de bâtiments de l'inventaire définies pour les différents cas d'analyses

Québec (73 bâtiments)		Montréal (43 bâtiments)	
2 étages	3 étages	2 étages	3 étages
41 bâtiments	32 bâtiments	14 bâtiments	29 Bâtiments
3 mécanismes de rupture (FPH, FDE, CF) pour chacune des catégories			

3.2.3 Définition des degrés de dommages

Les trois mécanismes FPH, FDE et CF correspondent aux effondrements d'éléments de la structure (éléments critiques) qui agissent comme des parapets. Ainsi les degrés de dommages à définir sont les mêmes pour chacun des mécanismes car leurs courbes de capacité appartiennent au même cas de figure (Tableau 1.6). On considère trois degrés de dommages définis en termes de déplacements du sommet des éléments critiques noté D . Ce déplacement ne doit pas être confondu avec le déplacement à la hauteur effective se trouvant à 2/3 de la hauteur dans le cas d'un parapet. Leurs valeurs ont été choisies en se basant sur l'étude de Lumantarna et al. (2006) et peuvent être définis en fonction du pourcentage de l'épaisseur du mur. Les degrés de dommages (notés DD_i) utilisés pour l'analyse de vulnérabilité sont les suivants :

- DD_1 : dommages mineurs – $D = 4\%$ de l'épaisseur du mur;
- DD_2 : dommages importants – $D = 50\%$ de l'épaisseur du mur;
- DD_3 : dommages causant l'effondrement certain – $D = 100\%$ de l'épaisseur du mur.

Il est à noter que les degrés de dommages DD_1 et DD_2 ont été établis sur la base de critères subjectifs. Le DD_1 correspond à peu près au déplacement au niveau du premier palier du modèle tri-linéaire (Δ_1) qui peut s'apparenter à un point de plastification (ce qui, en réalité, n'est pas le cas). Le degré DD_2 se trouverait approximativement entre le déplacement Δ_2 et

Δ_{ms} et a été choisi car les résultats expérimentaux montrent qu'il y a un risque possible d'effondrement à ces niveaux de déplacements (Doherty et al., 2002; Griffith et al., 2003). Le degré DD_3 quant à lui est déterminé sur la base de critères objectifs. Il correspond à la limite géométrique de déplacement au-delà duquel le centre de gravité du mur passe dans la zone d'instabilité, Δ_{ms} , dans le cas où il se comporte comme un parapet (Figure 1.19).

3.2.4 Paramètres de capacité pour l'analyse de vulnérabilité

À partir des définitions des mécanismes de rupture et des degrés de dommages, il est possible de représenter les degrés de dommages pour chaque mécanisme de rupture et selon les catégories de l'inventaire des bâtiments par une distribution empirique de répartition. Cette distribution correspond à la distribution en capacité structurale qui est utilisée dans l'équation des courbes de fragilité comme expliqué au paragraphe 1.3.2. Ici l' EDP est le déplacement du sommet de l'élément critique et les degrés de dommages sont ceux déterminés au paragraphe précédent. La distribution empirique de répartition est construite en répertoriant dans chaque catégorie de l'inventaire, le pourcentage d'éléments critiques dont les degrés de dommages sont dépassés sachant une certaine valeur de déplacement. La distribution en capacité structurale est considérée suivre une loi log-normale d'écart-type β_c et de moyenne \overline{DD}_i et il est possible de trouver ses paramètres à partir de la distribution empirique. On peut procéder de manière graphique ou analytique en suivant les équations ci-dessous (Servat, 2013) :

$$\beta_c = \sqrt{\ln\left(\frac{VAR(DD_i)}{(E(DD_i))^2} + 1\right)} \quad (3.1)$$

$$\overline{DD}_i = \ln(E(DD_i)) - \frac{1}{2} \ln\left(\frac{VAR(DD_i)}{(E(DD_i))^2} + 1\right) \quad (3.2)$$

Avec VAR et E désignant respectivement la variance et l'espérance de l'échantillon.

La Figure 3.3 montre la distribution empirique de répartition ainsi que la distribution en capacité structurale associée au degré de dommages DD_2 dans le cas des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec. Le Tableau 3.4 résume l'ensemble des paramètres pour les différentes catégories de l'inventaire. Étant donné que l'on considère que tous les murs ont la même épaisseur, il n'est pas nécessaire de différencier les différents mécanismes de rupture puisqu'ils donneront des résultats identiques.

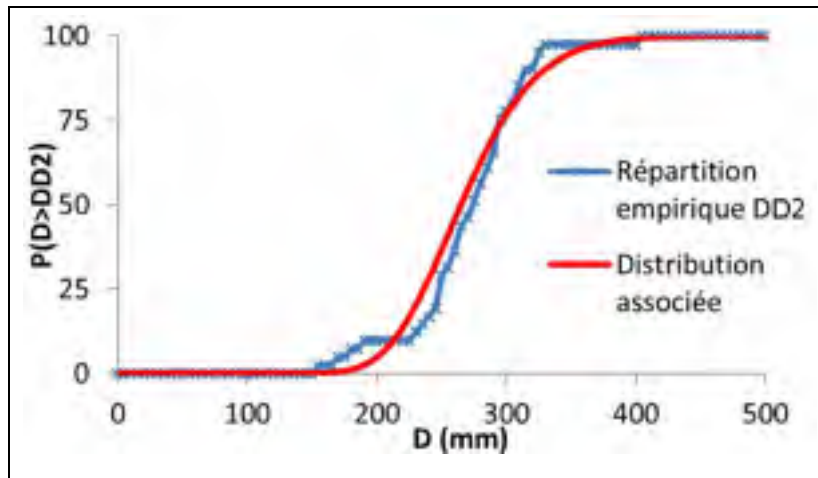


Figure 3.3 Illustration de la distribution de répartition empirique et de distribution en capacité structurale associée, suivant une loi log-normale de paramètres ($\overline{DD_2} = 5.58, \beta_c = 0.17$). Cas des bâtiments de 2 étages du Vieux-Québec

Tableau 3.4 Paramètres des distributions en capacité structurale pour chacune des catégories de l'inventaire

	Degrés de dommages	Moyenne (mm)	Ln(Moyenne)	β_c
2 étages-Québec	DD_1	21	3.053	0.17
	DD_2	265	5.579	0.17
	DD_3	530	6.272	0.17
2 étages-Montréal	DD_1	21	3.054	0.17
	DD_2	265	5.579	0.17
	DD_3	530	6.273	0.17
3 étages-Québec	DD_1	21	3.035	0.18
	DD_2	260	5.561	0.18
	DD_3	520	6.254	0.18
3 étages-Montréal	DD_1	21	3.035	0.20
	DD_2	260	5.561	0.20
	DD_3	520	6.254	0.20

Plusieurs constatations peuvent être faites des résultats obtenus au Tableau 3.4. Tout d'abord, on peut remarquer que les moyennes et les écarts-types des distributions sont quasiment identiques dans toutes les catégories de l'inventaire. L'écart-type β_c se situe entre 0.17 et 0.2 et les degrés de dommages diffèrent au maximum de 2% entre deux catégories. Cela peut être dû au fait que la typologie adoptée dans l'analyse ainsi que les hypothèses émises pour établir cette dernière sont strictes et réduisent la variabilité des paramètres géométriques. Cependant, cela reflète aussi une certaine homogénéité dans les types de constructions caractéristiques de la région et de l'époque. Ainsi ces données (notamment β_c) pourront être étendues à d'autres sites où pourraient se trouver des bâtiments ayant la même typologie.

CHAPITRE 4

DÉTERMINATION DES DÉPLACEMENTS DANS LA DIRECTION HORS-PLAN

Introduction

L'objet principal de ce chapitre est d'élaborer une méthode permettant d'estimer les déplacements hors-plan des éléments critiques issus des mécanismes de rupture. Ces déplacements comparés aux différents degrés de dommages définis précédemment (CHAPITRE 3), seront une des composantes qui permettront de générer les courbes de fragilité pour chacun des mécanismes de rupture considérés (CHAPITRE 5).

4.1 Méthodologie pour déterminer les déplacements dans la direction hors-plan

La méthode développée pour estimer les déplacements des éléments sollicités dans la direction hors-plan est constituée de trois grandes étapes. Tout d'abord, il est nécessaire d'adopter une modélisation des bâtiments qui permette d'effectuer des calculs de dynamique des structures. Cette modélisation est faite en prenant en compte le modèle adapté de la typologie établie au CHAPITRE 3. Elle permettra d'identifier et de définir la partie du bâtiment qui est sollicitée dans la direction du plan et qui sera nommée « système primaire » et celle qui est sollicitée hors-plan qui sera nommée « système secondaire ». La deuxième étape consiste à effectuer une analyse modale des deux systèmes afin de faire ressortir tous les paramètres qui les caractérisent et qui seront nécessaires pour les calculs. On peut par exemple citer les périodes d'oscillations, les facteurs de forme, de participation modale ou bien les masses modales effectives. La dernière étape est le calcul des déplacements, effectué grâce à la méthode basée sur le déplacement (voir section 1.4.2.3) et en prenant en compte les effets de filtre dynamique du bâtiment, c'est-à-dire l'interaction entre les systèmes sollicités dans le plan et hors-plan. Ces effets sont quantifiés grâce à la fonction de transfert de Menon et Magenes (2011b) présentée au paragraphe 1.4.3. La Figure 4.1 illustre la méthodologie adoptée pour estimer le calcul des déplacements hors-plan.

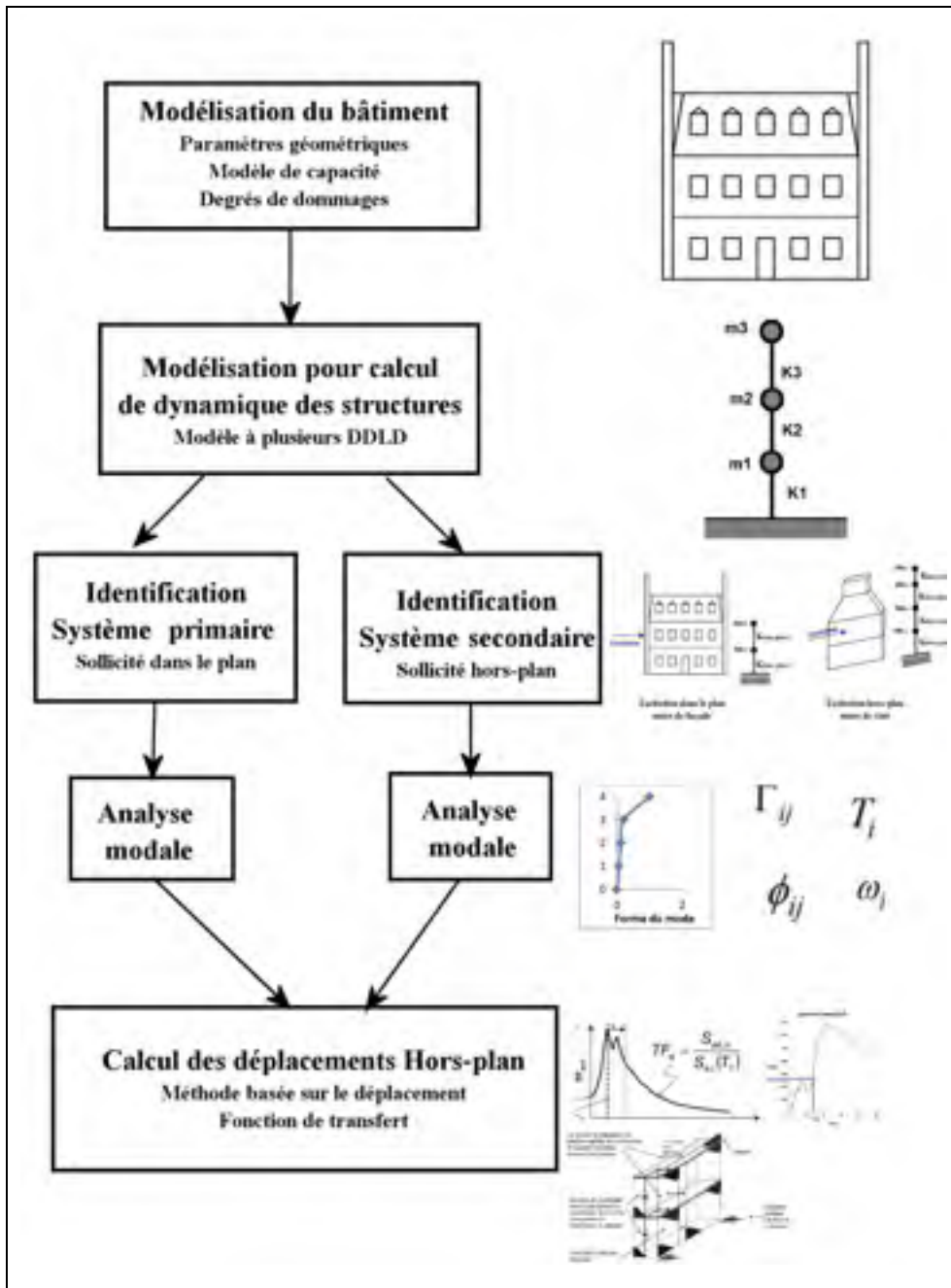


Figure 4.1 Méthodologie générale adoptée pour le calcul des déplacements des éléments hors-plan

Adaptée de Menon et Magenes (2008), Priestley et al. (2007)

4.2 Modélisation à plusieurs degrés de liberté dynamiques

Les bâtiments modélisés précédemment étant multi-étagés, il ne paraît pas réaliste de considérer que toute la masse soit concentrée en un seul point, comme cela serait le cas dans un système à 1DDL. Les masses sont plutôt réparties à chacun des étages. Il est donc plus exacte de représenter les bâtiments comme des systèmes à plusieurs DDL sur un modèle classique de masse-ressort où les masses sont concentrées à chacun des étages. De plus, on doit distinguer deux cas de figure correspondant aux deux directions d'excitation possibles : dans tous les cas, un pan de mur (façade ou mur de côté) est excité dans le plan et l'autre pan de mur est excité dans la direction hors-plan. Comme indiqué aux paragraphes 1.4.1 et 1.4.2, les murs de MNA ne se comportent pas de la même manière suivant la direction de l'excitation sismique : les rigidités à considérer diffèrent suivant la direction. Ainsi, il est nécessaire de développer deux systèmes interagissant ensemble : l'un est la partie de la structure excitée dans la direction du plan, nommée « système primaire », l'autre est la partie excitée hors-plan, nommée « système secondaire ». Cette modélisation est illustrée à la Figure 4.2 dans le cas où la direction d'excitation sismique est dans la direction des murs de façade. Les rigidités dans le plan $K_{dans-plan}$ sont déterminées à partir des équations du FEMA (équation (1.9)) pour les murs de côtés ou de Balasubramanian et al. (2011) pour les murs de façade présentant des ouvertures (équation (1.10)). Les rigidités des murs hors-plan $K_{hors-plan}$ sont quant à elles déterminées à partir du modèle tri-linéaire graphiquement (Figure 1.26) ou grâce à l'équation suivante :

$$K_{hors-plan} = \frac{F_i}{\Delta_2} \quad (4.1)$$

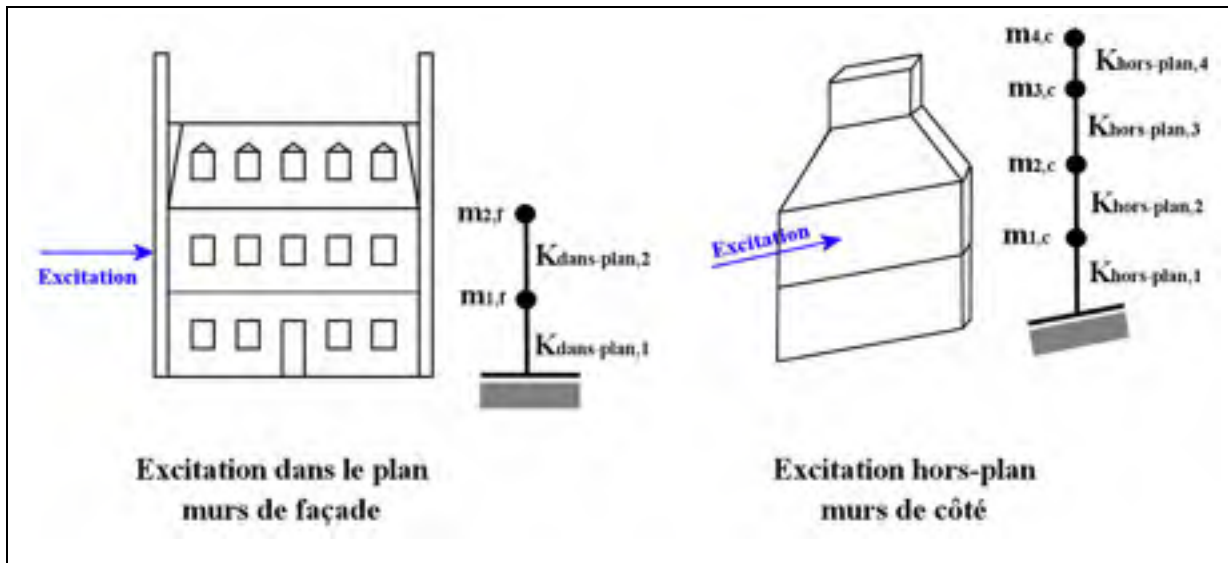


Figure 4.2 Modélisation à plusieurs DDL et mise en évidence des deux systèmes dans le cas d'une excitation dans le plan des murs de façade pour un bâtiment de 2 étages

4.3 Analyse modale des systèmes primaires et secondaires

4.3.1 Objectifs de l'analyse modale

L'analyse modale des systèmes primaires et secondaires est conduite dans le but principal de définir complètement ces systèmes afin de réaliser les calculs de déplacements. Elle consiste à obtenir plusieurs informations. Tout d'abord, les périodes d'oscillations des différents modes, les déformées modales et les facteurs de participations modales qui seront directement utilisés dans la méthode basée sur le déplacement. De même, il est nécessaire de connaître les masses modales effectives de chacun des modes afin de pouvoir déterminer le nombre de mode à considérer dans les calculs. La plupart des informations récoltées lors de cette analyse seront directement utilisées dans la fonction de transfert : aussi bien pour valider des hypothèses d'utilisation que pour servir de données d'entrée.

4.3.2 Analyse modale

L'analyse modale a été conduite en résolvant le système matriciel résultant de l'équation du mouvement des systèmes primaires et secondaires modélisés en plusieurs DDL. Elle a permis de déterminer dans chacun des systèmes les pulsations modales, les facteurs de formes, les facteurs de participation modale ainsi que les masses modales effectives. L'analyse a été conduite pour l'ensemble des bâtiments de l'inventaire. Étant donné que l'on considère qu'une rupture hors-plan peut avoir lieu au niveau de la façade ou des murs de côté, ces systèmes peuvent être tour à tour primaires ou secondaires suivant la direction de sollicitation. De même, cette analyse est faite en prenant en compte la variabilité des propriétés mécaniques de la maçonnerie présentée au Tableau 2.2. Au total, 1856 systèmes matriciels ont été résolus dans cette analyse. Les résultats sont présentés au paragraphe suivant.

4.3.3 Résultats de l'analyse modale

Le Tableau 4.1 et le Tableau 4.2 présentent les pourcentages de masse sollicitée dans chaque mode, respectivement pour les systèmes primaires et secondaire dans chacune des catégories de l'inventaire. On distingue le cas des murs de façade et de côté (latéraux) car ils n'ont pas les mêmes degrés de liberté. Ces résultats permettent de déterminer le nombre de modes à considérer pour les calculs de déplacements. Ce nombre est trouvé tel qu'au moins 90% de la masse totale du système soit sollicitée dans les modes à considérer (Chopra, 1995). Ainsi, on peut estimer qu'un système est assimilable à un système 1DDL lorsque le pourcentage de masse sollicitée dans le premier mode est d'au moins 90%.

On constate dans le Tableau 4.1 que pour les systèmes primaires, le pourcentage moyen de masse sollicitée dans le premier mode est supérieur à 90% dans quasiment tous les cas, mis à part pour les murs de côtés des bâtiments de trois étages de Québec où il est de 89%. Ce pourcentage étant très proche du minimum requis, on pourra tout de même considérer qu'il se comporte comme les autres catégories. Il peut donc être considéré comme un système à 1DDL. On note aussi le faible écart-type, variant entre 0.725 et 2.89, dans toutes les

catégories. Cela montre que la dispersion est réduite autour de la moyenne et confirme la prédominance du premier mode pour tous les systèmes primaires.

En revanche, les résultats obtenus (Tableau 4.2) montrent que dans le cas des systèmes secondaires, le premier mode n'est pas prédominant par rapport aux autres. Les pourcentages de masses modales du premier mode varient de 42.3% à 73.8%, ce qui est largement en-dessous du minimum requis pour assimiler la structure secondaire à un système 1DDL. De même, les écarts-types sont jugés élevés, notamment dans le cas des murs de côtés où ils varient de 12.9% à 17.7% dans le premier mode. Cela fait preuve d'une grande dispersion autour de la moyenne et d'une grande inhomogénéité dans les bâtiments de l'inventaire. On peut cependant remarquer que pour des catégories similaires, on se trouve dans le même ordre de grandeur. Par exemple, pour les murs de côté des bâtiments de deux étages, on obtient pour le premier mode 42.3% pour Québec et 46.9% pour Montréal. Plusieurs raisons peuvent expliquer les différences de résultats entre les systèmes primaires et secondaires. Tout d'abord par le fait que les rigidités des systèmes primaires et secondaires aient des formulations différentes. En effet, la rigidité des systèmes primaires, sollicités dans le plan, sont déterminées à partir de l'équation (1.9) du FEMA 356 alors que celles des systèmes secondaires sont déterminées à partir des modèles tri-linéaires. Il se trouve que les rigidités des systèmes primaires sont de l'ordre de cent fois plus importantes que celles des systèmes secondaires. Ainsi, les structures secondaires sont beaucoup plus flexibles que les structures primaires et les modes supérieurs prennent donc plus d'importance. Les différences d'écarts-types entre les deux systèmes pour les murs de côtés tiennent principalement au fait que les paramètres sont plus nombreux dans le calcul de la rigidité des systèmes secondaires, puisqu'elle découle du modèle tri-linéaire.

Le Tableau 4.3 et le Tableau 4.4 présentent, respectivement, les périodes fondamentales des systèmes primaires et les périodes des différents modes pour les systèmes secondaires. Il faut noter la distinction entre « mur de façade pleine hauteur » et « mur de façade ancrée » dans le Tableau 4.4, qui a été rendue nécessaire par les mécanismes de rupture choisis au paragraphe 3.2.2. En effet, le mécanisme de rupture des murs de façade pris sur leur pleine hauteur

(FPH) implique de considérer ce mur comme une seule entité et il ne peut donc pas être représenté par un système à plusieurs DDLT comme cela est fait pour les deux autres mécanismes de rupture (FDE et CF). On peut constater dans ces deux tableaux une certaine homogénéité dans les catégories similaires. On observe, comme pour les pourcentages de masse modale effective, que les écarts-types (E-T) suivent la même tendance. Les écarts-types varient de 0.053 à 0.104, dans le cas des structures primaires et sont plus importants dans le cas des structures secondaires (de l'ordre de 0.152 à 0.820 dans le premier mode de vibration). Ces écarts sont dus aux différences de rigidités des deux systèmes. On constate aussi des périodes allant de 3.14s à 4.27s pour les murs de façade non ancrés, ce qui paraît surévalué pour des bâtiments de faible hauteur. Ces valeurs s'expliquent par le fait que ces murs se comportent comme des parapets dont la rigidité hors-plan est plus faible que pour des murs appuyés aux deux extrémités. Leurs périodes sont d'autant plus importantes que ces éléments sont élancés, ce qui explique les valeurs plus élevées pour les bâtiments de 3 étages. Enfin, on peut constater que les périodes fondamentales de vibrations sont éloignées entre systèmes primaires et secondaires, puisque les rapports peuvent aller jusqu'à 19.

Tableau 4.1 Pourcentage de masse modale effective dans les différents modes des systèmes primaires pour les catégories de l'inventaire

	Mur de côté			Mur de façade		
	Mode	Moy(%)	E-T	Mode	Moy(%)	E-T
2 étages Québec	1	92.0	0.73	1	95.8	2.89
	2	7.0	0.92	2	4.2	2.88
	3	1.0	0.55			
	4	0.01	0.07			
3 étages Québec	1	89.4	0.73	1	95.3	1.97
	2	8.8	0.89	2	4.5	1.71
	3	1.6	0.37	3	0.19	0.38
	4	0.1	0.09			
	5	0.0	0.001			
2 étages Montréal	1	92.2	0.75	1	94.5	2.89
	2	6.5	1.26	2	5.5	2.89
	3	1.3	1.53			
	4	0.03	0.11			
3 étages Montréal	1	90.1	1.06	1	94.9	2.54
	2	8.3	1.03	2	5.0	2.24
	3	1.5	0.48	3	0.17	0.49
	4	0.12	0.30			
	5	0.00	0.000			

Tableau 4.2 Pourcentage de masse modale effective dans les différents modes des systèmes secondaires pour les catégories de l'inventaire

	Mur de côté			Mur de façade		
	Mode	Moy(%)	E-T	Mode	Moy (%)	E-T
2 étages Québec	1	42.3	16.0	1	59.4	2.6
	2	47.9	16.3	2	40.6	2.6
	3	7.1	1.4			
	4	2.7	1.8			
3 étages Québec	1	60.2	16.8	1	53.6	2.9
	2	30.9	16.4	2	42.9	2.9
	3	6.9	1.2	3	3.5	0.9
	4	1.6	0.9			
	5	0.4	0.4			
2 étages Montréal	1	46.9	17.7	1	60.5	2.1
	2	42.3	17.5	2	39.5	2.1
	3	7.2	1.5			
	4	3.6	1.9			
3 étages Montréal	1	73.8	12.9	1	55.1	3.7
	2	17.9	13.0	2	41.2	3.6
	3	6.5	1.5	3	3.7	0.9
	4	1.6	0.9			
	5	0.2	0.4			

Tableau 4.3 Périodes fondamentales des systèmes primaires pour les catégories de l'inventaire

	Québec				Montréal			
	2 étages		3étages		2 étages		3 étages	
	Moy(s)	E-T	Moy(s)	E-T	Moy(s)	E-T	Moy(s)	E-T
Mur de façade	0.12	0.060	0.13	0.07	0.12	0.06	0.17	0.10
Mur de côté	0.16	0.053	0.21	0.07	0.17	0.06	0.22	0.08

Tableau 4.4 Périodes des différents modes des systèmes secondaires pour les catégories de l'inventaire

	Mur de façade non ancré			Mur de façade ancré			Mur de côté		
		Moy(s)	E-T	mode	Moy(s)	E-T	mode	Moy(s)	E-T
2 étages Québec	Fond	3.14	0.44	1	2.11	0.24	1	1.70	0.18
				2	0.65	0.09	2	1.12	0.12
							3	0.55	0.08
3 étages Québec	Fond	4.09	0.71	1	2.05	0.18	1	1.85	0.15
				2	0.95	0.11	2	1.29	0.11
							3	0.62	0.06
2 étages Montréal	Fond	3.26	0.47	1	2.24	0.25	1	1.68	0.24
				2	0.65	0.08	2	1.17	0.13
							3	0.58	0.07
3 étages Montréal	Fond	4.27	0.82	1	2.12	0.31	1	1.82	0.26
				2	0.99	0.12	2	1.19	0.16
							3	0.62	0.07

4.4 Définition de la fonction de transfert pour la réponse hors-plan des murs de MNA de pierre

4.4.1 Hypothèses et limitations de la fonction de transfert

Afin de quantifier l'effet de filtre dynamique des bâtiments sur la réponse des murs sollicités dans la direction hors-plan, il a été décidé d'adopter la formulation de Menon et Magenes (2011b). Cette formulation traduit l'interaction entre deux systèmes à 1DDLD où seul le premier mode de vibration est considéré (pour le système primaire). Les auteurs ont émis plusieurs hypothèses et limitations qui nécessitent d'être validées afin de pouvoir utiliser la fonction de transfert. Tout d'abord, il faut que le système primaire puisse être modélisé comme un système à 1DDLD. Cette condition est importante car le principe de la fonction de transfert est de modifier le spectre d'un séisme pour prendre en compte l'effet de filtre, issu du transfert de l'énergie dans la structure, de la structure primaire sur la réponse hors-plan (paragraphe 1.4.3). Cette hypothèse a été vérifiée lors de l'analyse modale effectuée au paragraphe 4.3. La deuxième hypothèse est de considérer que les bâtiments possèdent des diaphragmes rigides. En effet, si les diaphragmes étaient flexibles, les effets des modes supérieurs ne seraient pas négligeables et on ne pourrait pas idéaliser la structure primaire en

un système à 1DDLD. Simsir (2004) puis Derakshan et al. (2013) ont proposé des modèles mécaniques prenant en compte l'hypothèse d'un diaphragme flexible. Cependant, ces modèles sont complexes à mettre en œuvre et les calculs fastidieux se multiplient de façon importante avec l'ajout d'étages. D'ailleurs, ils ont seulement été développés et vérifiés pour des bâtiments d'un ou deux étages. Ces méthodes ne se prêtent pas à une utilisation à grande échelle comme celle menée dans le cadre de ce travail de recherche. On considèrera que l'hypothèse des diaphragmes rigides est vérifiée même si elle paraît conservatrice du point de vue des bâtiments de l'inventaire. En effet, les planchers étant en bois ne sont généralement pas ancrés de manière adéquate à la structure. Cette hypothèse semble donc ne pas dépendre de la réalité de la majorité des bâtiments. La conséquence principale de ne pas considérer des diaphragmes rigides est de négliger la possible contribution des planchers dans la modification de l'accélération hors-plan des. Cette contribution peut amplifier, diminuer ou ne pas influencer l'accélération hors-plan, dépendamment des caractéristiques mécaniques des planchers. Enfin, la dernière hypothèse concerne le nombre d'étages maximums des structures qui ne doit pas excéder cinq étages. Cette hypothèse a été émise afin de s'assurer que le premier mode soit prédominant pour le système primaire. Cette dernière est vérifiée car l'inventaire comporte des bâtiments possédant au maximum trois étages.

4.4.2 Influence de la ductilité dans le plan sur la fonction de transfert

4.4.2.1 Présentation du problème

L'un des avantages de la formulation de Menon et Magenes (2011b) par rapport aux plus anciennes comme celle de Priestley et al. (2007) est qu'elle prend en compte un possible comportement inélastique de la structure primaire. Ce comportement ductile cause une élongation de la période de la structure primaire qui se traduit concrètement par l'apparition d'un deuxième pic de résonance (Figure 1.30) et d'un plateau sur la fonction de transfert. Ainsi l'équation (1.29) peut être interprétée de la façon suivante :

$$\underbrace{S_{ae,o}(T)}_{\text{Sortie}} = \underbrace{S_{ae,i}(T) \times C}_{\text{Composante de sol}} + \underbrace{S_{a,i}(T_1) \times TF_{har}(T/T_1) \times D_{T_1}}_{\text{Composante élastique}} + \underbrace{S_{a,i}(T_{eff}) \times TF_{har}(T/T_{eff}) \times D_{T_{eff}}}_{\text{Composante inélastique}} \quad (4.2)$$

Cependant la ductilité en déplacement d'une structure de MNA de pierre est un paramètre difficile à évaluer comme évoqué dans la revue de littérature (paragraphe 1.4.1.3). Comme elle joue un rôle important dans la formulation de la fonction de transfert, il paraît nécessaire de déterminer de quelle manière et dans quelle mesure elle influe sur la réponse hors-plan des murs de MNA dans le cas particulier des bâtiments de l'inventaire. Les paragraphes qui suivent présentent l'étude de l'influence de la ductilité sur la réponse des murs dans la direction hors-plan.

4.4.2.2 Méthodologie de l'étude de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert

L'étude consiste à calculer, pour différents cas possible, les réponses en accélération et déplacement spectral suivant la méthode proposé par Menon et Magenes (2011b). Le spectre d'accélération d'entrée est celui du CNBC 2010 pour Montréal pour un sol de classe C ayant une récurrence de 2% en 50 ans (CNRC, 2010). Les cas possibles correspondent aux trois mécanismes de rupture pouvant survenir dans la direction hors-plan : les murs coupe-feu (CF), les murs de façade pris sur la pleine hauteur (FPH) et les murs de façade du dernier étage (FDE). Conformément aux recommandations émises par Allen et al. (2013), les calculs ont été effectués pour différentes valeurs de ductilité allant de 1.0 à 2.0 avec un pas de 0.1. Les effets des modes supérieurs sur la structure secondaire n'ont pas été considérés dans cette analyse. Les résultats obtenus sont comparés dans le but de dégager une tendance quant au rôle véritablement joué par la ductilité dans le cadre des bâtiments de l'inventaire.

4.4.2.3 Présentation des différents cas utilisés dans l'étude

L'étude a été conduite en considérant des bâtiments de deux ou trois étages typiques du Vieux-Québec. Afin de pouvoir utiliser la fonction de transfert développée par Menon et Magenes (2011b), les bâtiments étudiés doivent respecter les conditions d'utilisations évoquées au paragraphe 4.4.1. La formulation de la fonction de transfert nécessite la connaissance de trois paramètres d'entrées : les périodes fondamentales des systèmes primaires et secondaires et la valeur de la ductilité en déplacement de la structure primaire.

Pour minimiser le nombre de calculs, il a été décidé de ne réaliser que 6 cas différents divisibles en deux suivant les étages et en trois suivant les mécanismes de ruptures. Les périodes fondamentales choisies pour les bâtiments de deux ou trois étages correspondent aux moyennes trouvées lors de l'analyse modale (paragraphe 4.3.3). Les différents cas étudiés sont présentés en détails dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Présentation des différents cas utilisés dans l'analyse

Cas	Nombre d'étages	Mécanisme de rupture	Moyenne T_1 système primaire (s)	Moyenne T_{hp} système secondaire (s)	T_{hp}/T_1
1	2	Mur coupe-feu (CF)	0.12	1.77	14.41
2	2	Mur de façade dernier étage (FDE)	0.16	2.14	13.32
3	2	Mur de façade - pleine hauteur (FPH)	0.16	3.13	19.52
4	3	Mur coupe-feu (CF)	0.14	1.92	14.02
5	3	Mur de façade dernier étage (FDE)	0.21	2.09	10.08
6	3	Mur de façade - pleine hauteur (FPH)	0.21	4.09	19.71

4.4.2.4 Résultats de l'analyse de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert

Les différents calculs ont permis d'obtenir les réponses en accélération et en déplacement spectral dans chacun des cas. La Figure 4.3 présente le spectre en accélération et la Figure 4.4 le spectre en déplacement pour les murs du cas 1. On observe les mêmes allures de courbes dans tous les cas. Tout d'abord on note que la prise en compte de la ductilité abaisse le spectre de réponse au niveau du pic de résonance, qui a lieu pour la valeur de la période fondamentale dans le plan, T_1 . La ductilité ne dépassant pas 2.0, le plateau n'apparaît pas de façon évidente sur la Figure 4.3. En effet, la valeur de la période effective (T_{eff}) correspondant à la période inélastique dans le plan est assez proche de la période fondamentale. Il en résulte que les deux pics sont quasiment confondus. Les calculs détaillés pour chacun des cas en fonction de la ductilité sont présentés en ANNEXE V.

On remarque que le rapport entre la période fondamentale dans le plan et celle hors-plan est assez élevé (Tableau 4.5). Ce rapport dépasse 14 dans le cas 1. La valeur utile qui doit être prise en compte dans notre étude est celle du spectre de réponse au niveau de la période fondamentale de la structure secondaire (T_{hp}). Or, on peut voir dans le cas 1 qu'à cette valeur, les spectres de réponse en accélération pour les différentes courbes se confondent. Il en est d'ailleurs de même pour tous les autres cas. La Figure 4.5 montre la valeur de l'accélération spectrale en fonction de la ductilité, μ , des murs hors-plan à la période fondamentale de la structure secondaire de chacun des cas. On peut observer la même tendance dans tous les cas. Il y a tout d'abord la présence d'un pic au niveau des ductilités proches de 1.0, puis une décroissance avec la ductilité.

Le Tableau 4.6 présente, pour chaque cas, la moyenne de la réponse en accélération ($\overline{S_{ae,o}}$) et en déplacement spectral ($\overline{S_{de,o}}$) ainsi que la valeur de l'écart-type. Cette dernière permet de se rendre compte de la dispersion de l'échantillon et de la possible marge d'erreur que l'on prend si on décide de choisir arbitrairement une ductilité. Pour mieux se rendre compte de cette dispersion, l'écart-type est aussi présenté sous forme de pourcentage par rapport à la valeur moyenne. On peut faire ressortir du Tableau 4.6 que la ductilité n'a pas une influence significative étant donné les faibles valeurs des écarts-types (de l'ordre de 10 à 15%).

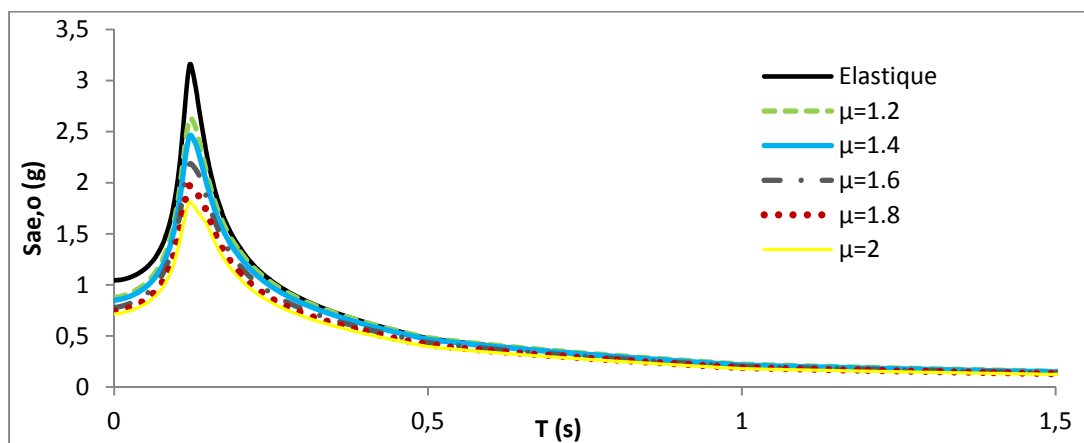


Figure 4.3 Accélération spectrale hors-plan obtenue par la fonction de transfert pour différentes valeurs de ductilité dans le cas 1 (CF)

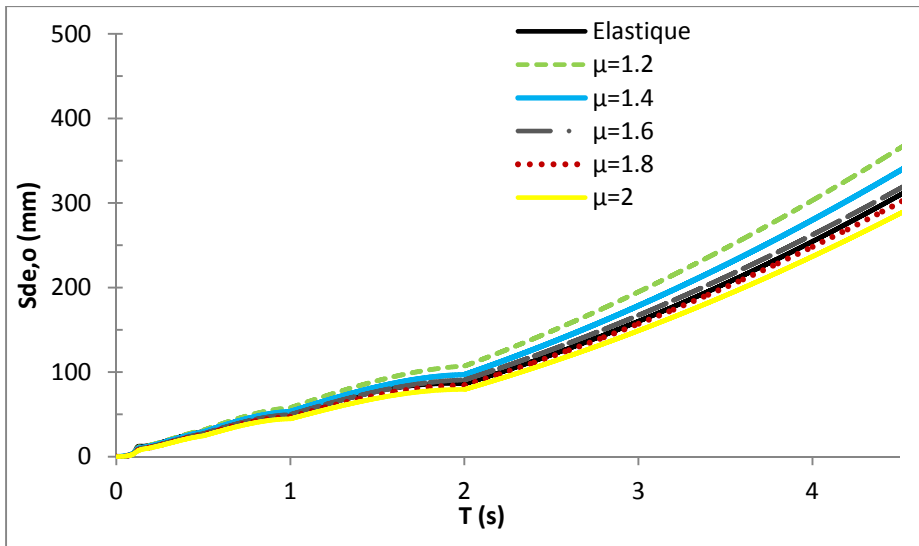


Figure 4.4 Déplacement spectral hors-plan obtenue par la fonction de transfert pour différentes valeurs de ductilité dans le cas 1 (CF)

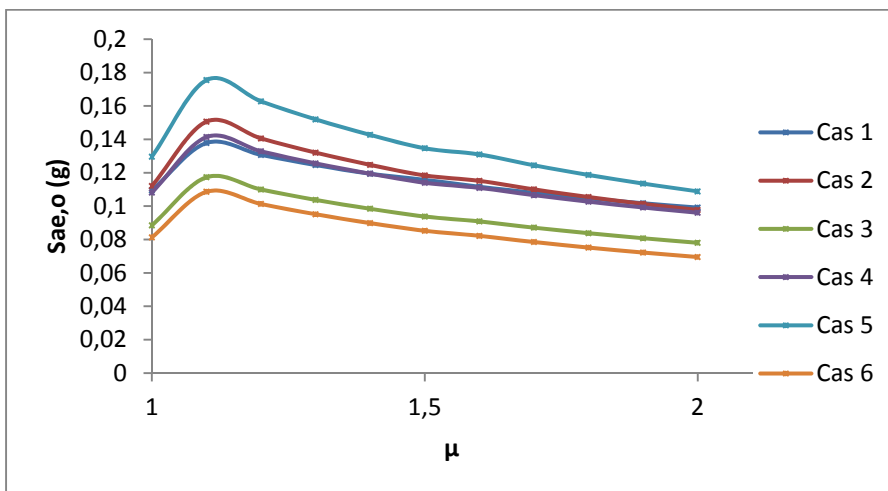


Figure 4.5 Accélération spectrale de sortie pour les murs hors-plan en fonction de la ductilité à la période fondamentale T_{hp} dans chaque cas

Tableau 4.6 Résultats moyens des accélérations pour chacun des cas et écarts-types

Cas	Moyenne $\overline{S_{ae,o}}$, $\overline{S_{ae,o}}$ (g)	Ecart-type $S_{ae,o}$ (g)	Ecart-type $S_{ae,o}$ % de la moyenne	Moyenne, $\overline{S_{de,o}}$ (mm)	Ecart-type $S_{de,o}$ (mm)	Ecart-type $S_{de,o}$ % de la moyenne
1	0.115	0.012	10.2	89.4	9.1	10.2
2	0.119	0.016	13.3	134.8	18.0	13.3
3	0.094	0.012	12.6	228.4	28.7	12.6
4	0.114	0.014	11.9	104.8	12.5	11.9
5	0.136	0.020	14.6	148.0	21.6	14.6
6	0.085	0.012	13.7	355.4	48.8	13.7

4.4.2.5 Analyse des résultats de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert

Contrairement à ce que l'on pourrait penser en premier lieu, il apparaît que la ductilité n'influe pas de façon significative sur la valeur de la réponse en accélération (et en déplacement) spectrale pour les murs dans la direction hors-plan. Cela paraît en contradiction avec l'existence même des formulations de Menon et Magenes (2011b). Cependant, les différents résultats peuvent s'expliquer par plusieurs éléments. Tout d'abord, parce que les valeurs des rapports entre les périodes fondamentales sont très élevées (de l'ordre de 10 à 20). Ces valeurs font que l'on se trouve très éloigné du pic de résonance qui intervient à la valeur fondamentale de la structure primaire (T_1). De même, l'influence des fonctions

$TF_{har}\left(\frac{T}{T_1}\right)$ et $TF_{har}\left(\frac{T}{T_{eff}}\right)$ est très faible à ces valeurs du fait de leur expression qui décroît en $\frac{1}{x}$.

Le fait que l'on observe qu'à des ductilités proches de 1.0, la réponse est plus importante que dans le cas élastique peut paraître déroutant. Les différences constatées sont cependant faibles et peuvent s'expliquer par le fait que les coefficients proposés par Menon et Magenes sont moins efficaces pour des rapports de périodes importants. Dans les exemples de calculs de leurs études, Menon et Magenes (2008; 2011b) prennent comme hypothèse une période

nulle pour le mur dans la direction hors-plan, ce qui ne s'avère pas juste aux vues des travaux de Doherty et al. (2002) et Griffith et al. (2003).

Dans le cas de notre étude, ne connaissant pas la valeur de la ductilité, il peut être préférable de considérer que la structure reste dans le domaine élastique lors de la sollicitation sismique. En effet, cela paraît être conservateur et permet une bonne estimation de la réponse des murs hors-plan. L'équation de la formulation de la fonction de transfert est donc modifiée de la façon suivante :

$$\underbrace{S_{ae,o}(T)}_{\text{Sortie}} = \underbrace{S_{ae,i}(T)}_{\substack{\text{Composante} \\ \text{de sol}}} \times C + \underbrace{S_{a,i}(T_1)}_{\text{Composante élastique}} \times TF_{har}(T/T_1) \times D_{T_1} \quad (4.3)$$

4.5 Déplacements des éléments critiques

L'estimation du déplacement maximum des éléments critiques se fait en prenant en compte les résultats des analyses modales et de la fonction de transfert. L'analyse modale permet d'affirmer que l'on peut assimiler la structure primaire, sollicitée dans le plan, comme un système à 1DDLD. Cette condition est obligatoire pour appliquer la fonction de transfert. De même l'analyse modale montre qu'il est préférable de prendre en compte les effets des modes supérieurs sur la réponse de la structure secondaire. Conformément au critère des 90% de masse modale sollicitée et au Tableau 4.2, il a été choisi de considérer les deux premiers modes pour les murs de façade et les trois premiers pour les murs de côtés. Bien que l'on remarque dans ce dernier cas que la plupart du temps l'addition des deux premiers modes suffise pour atteindre le critère des 90%, il faut prendre en compte que les écarts-types sont élevés (de l'ordre de 12 à 17%). Il paraît donc plus prudent d'inclure le troisième mode. Il est à noter que la condition d'un système assimilable à un 1DDLD ne s'applique pas pour le système secondaire dans la formulation de la fonction de transfert. Afin d'estimer au mieux les déplacements maximums en tenant compte des modes supérieurs, on peut choisir d'utiliser la méthode de combinaison modale SRSS (*Square Root of the Sum of the Square*)

ou bien la méthode de combinaison modale CQC (*Complete Quadratic Combination*). La méthode SRSS est plus simple d'utilisation que la méthode CQC mais s'avère moins précise pour des pulsations modales rapprochées (Wilson, 2004), ce qui est le cas dans notre étude (Tableau 4.3). On optera donc pour la méthode CQC dont l'expression générique est la suivante (Wilson, 2004) :

$$A = \sqrt{\sum_n \sum_m A_n \rho_{nm} A_m} \quad (4.4)$$

Avec

A : Maximum de la grandeur considérée (accélération, déplacement ou vitesse)

A_n : Valeur de la grandeur dans le mode n

A_m : Valeur de la grandeur dans le mode m

ρ_{nm} : Le coefficient de croisement modal (cross-modal coefficient), dont l'expression est la suivante :

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2) + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad (4.5)$$

Avec $r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$ et doit être inférieur ou égal à 1. Les coefficients ρ_{nm} sont symétriques.

La fonction de transfert sera quant à elle considérée dans le cas élastique conformément à l'équation (4.3). En effet, l'étude effectuée au paragraphe 4.4.2 montre que la ductilité ne joue pas un rôle important lorsque les murs hors-plan sont fissurés et développent une courbe de capacité tri-linéaire. La nouvelle formulation permet d'alléger considérablement l'équation de base de Menon et Magenes.

Ainsi l'estimation du déplacement maximum des éléments critiques est trouvée en appliquant les étapes suivantes :

- calcul de l'accélération spectrale (à la hauteur effective) à partir de la fonction de transfert pour chacun des modes :

$$S_{a,i}(T_i) \text{ avec } i \text{ le mode} \quad (4.6)$$

- passage au déplacement spectral par pseudo-dérivation :

$$S_{d,i}(T_i) = \frac{S_{a,i}(T_i) \times T_i^2}{4\pi^2} \quad (4.7)$$

- calcul du déplacement absolu dans chacun des modes :

$$D_{abs,i}(T_i) = \Gamma_i \times S_{a,i}(T_i) \quad (4.8)$$

Avec Γ_i facteur de participation modal du mode i

- calcul du déplacement relatif dans chacun des modes pour l'élément considéré dans le mode de rupture :

$$D_{rela,i}(T_i) = (\phi_n - \phi_{n-1}) \times D_{abs,i}(T_i) \quad (4.9)$$

Avec n , nombre d'étages (i.e. nombre de nœuds du système masse-ressort)

- calcul de l'estimation du déplacement relatif maximum par la méthode CQC pour l'élément considéré dans le mode de rupture :

$$D_{max,relatif} = \sqrt{\sum_i \sum_j D_{rela,i}(T_i) \cdot \rho_{ij} \cdot D_{rela,j}(T_j)} \quad (4.10)$$

C'est ce déplacement (équation (4.10)) qui sera comparé aux déplacements limites correspondant aux différents degrés de dommages. Il faut noter que dans le cas particulier des murs de façade considérés sur leur pleine hauteur (FPH), la méthode CQC ainsi que la distribution suivant les facteurs de formes des modes ne s'appliquent pas. En effet, ces

éléments critiques sont considérés comme étant une seule entité et sont assimilés comme des systèmes 1DDLD. Il faut donc s'arrêter à l'équation (4.7) pour avoir le déplacement spectral correspondant au déplacement à la hauteur effective. Il faut ensuite appliquer un facteur de transformation pour avoir la valeur du déplacement maximum au niveau du sommet du mur. C'est ce déplacement qui doit être comparé aux limites des différents degrés de dommages. Comme la hauteur effective se trouve à $\frac{2}{3}h$ de la base du mur et que l'on considère dans ce cas un profil de déplacement triangulaire correspondant à une réponse du premier mode, le facteur de transformation vaut $\frac{3}{2}$. Un exemple détaillé du calcul de déplacement pour un bâtiment de deux étages est présenté en ANNEXE VI.

CHAPITRE 5

VULNÉRABILITE DES ÉLÉMENTS DANS LA DIRECTION HORS-PLAN

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de développer des courbes de fragilité pour l'ensemble des catégories de bâtiments de l'inventaire suivant les différents mécanismes de rupture. Un exemple d'utilisation est aussi présenté pour un scénario sismique correspondant au spectre de conception du CNBC 2010 pour la ville de Montréal (sol de type C avec période de retour de 2500 ans).

5.1 Méthodologie

L'estimation de la vulnérabilité hors-plan des éléments critiques (correspondants aux mécanismes de rupture FPH, FDE, CF) pour les différentes catégories de bâtiments de l'inventaire consiste à développer les courbes de fragilité de ces éléments. Plusieurs étapes sont requises pour obtenir toutes les informations nécessaires à la construction de ces courbes. Il faut tout d'abord calculer les déplacements des éléments critiques suivant les mécanismes de rupture pour l'ensemble des 116 bâtiments de l'inventaire. Ces calculs se font selon la méthode développée au chapitre précédent (CHAPITRE 4). L'inventaire comprenant un total de 116 bâtiments, il serait fastidieux de réaliser ces calculs de manière manuelle. En effet, on peut voir sur l'exemple de l'ANNEXE VI que le nombre d'opérations à effectuer est important. Aussi, les calculs ont été programmés sur la plateforme Maple (WMInc, 2008). Le programme Maple permet à partir d'un fichier au format texte contenant les données géométriques de plusieurs bâtiments de l'inventaire, d'effectuer les calculs nécessaires et de les insérer dans un nouveau fichier texte unique pour chaque bâtiment. Il a fallu créer deux codes différents pour prendre en compte les différences d'étages. Les déplacements obtenus sont ensuite regroupés par catégories et mécanismes de rupture dans des tableurs Excel afin d'être traités. La Figure 5.1 illustre le processus informatisé permettant d'obtenir et de traiter les données. Le code informatique Maple pour le calcul des déplacements des bâtiments de

deux étages du Vieux-Montréal est présenté à l'ANNEXE VII. Les codes pour les autres catégories de bâtiments de l'inventaire sont quasiment identiques. Pour les catégories de bâtiments ayant 3 étages, il est nécessaire de modifier le code pour prendre en compte l'étage supplémentaire. Il aurait aussi été possible de ne pas effectuer les calculs pour tous les bâtiments de l'inventaire mais seulement pour un modèle moyen de bâtiment pour chaque catégorie d'inventaire. Cette méthode a été écartée car il fallait prendre en compte les écarts-types de chaque paramètre géométrique et caractériser dans quelle mesure chacun influe sur l'écart-type global. Étant donné qu'il y a douze paramètres géométriques distincts (présentés à la Figure 3.1 et au Tableau 3.1), il a été préférable d'effectuer les calculs pour l'ensemble des bâtiments de l'inventaire pour obtenir directement une valeur d'écart-type globale.

L'étape suivante consiste à déterminer la demande sismique, c'est-à-dire la dernière distribution de probabilité nécessaire pour développer les courbes de fragilité. L'objectif est d'obtenir l'écart-type log-normale de cette distribution, notée $\beta_{EDP_{IM}}$. Cet écart-type doit être déterminé pour l'ensemble des mécanismes de rupture des catégories de l'inventaire. La dernière étape consiste à compiler les écarts-types de la demande sismique et de la capacité structurale (paragraphe 3.2.4) avec les degrés de dommages (paragraphe 3.2.3) afin de construire les courbes de fragilité conformément à l'équation (1.8). On pourra ainsi estimer la vulnérabilité des éléments critiques d'un bâtiment, correspondant à une des catégories de l'inventaire, en fonction d'un scénario sismique prédéterminé.

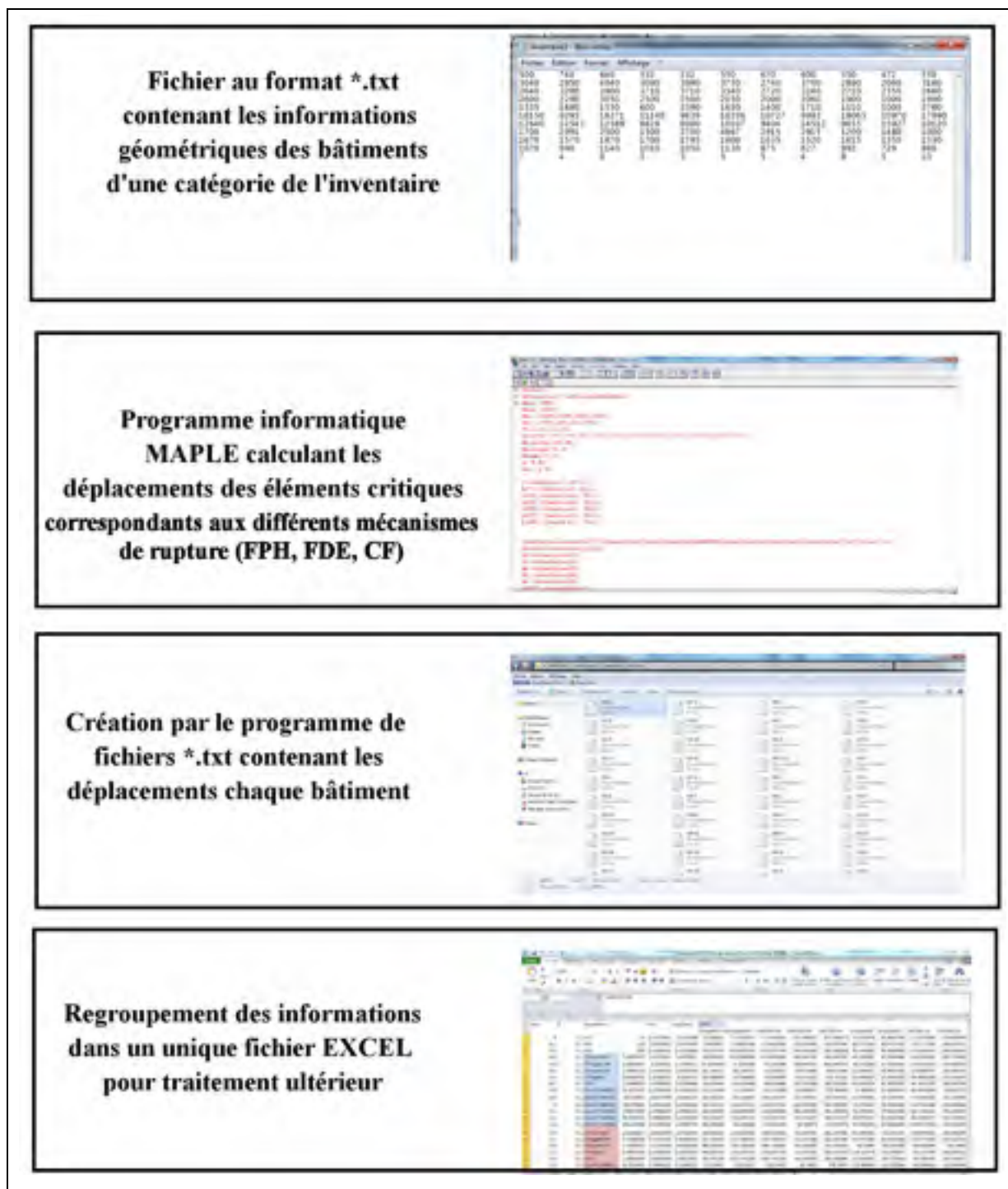


Figure 5.1 Schéma du processus informatisé de calcul des déplacements des éléments critiques

5.2 Détermination de la demande sismique

5.2.1 Présentation de la technique probabiliste

Il existe plusieurs techniques (Shinozuka et al., 2001) permettant de déterminer la demande sismique, c'est-à-dire la loi log-normale d'écart-type $\beta_{EDP|IM}$. Celle employée dans cette étude est la technique PSDM (*Probabilistic Seismic Demand Model*) (Nielson, 2005). La technique PSDM a été généralement utilisée pour analyser la vulnérabilité des ponts (Nielson et DesRoches, 2007; Ramanathan et al., 2010; Tavares et al., 2013). L'avantage de cette technique est qu'elle permet d'estimer cette loi de probabilité pour n'importe quel élément structural. En effet, les autres techniques de détermination de la demande sismique s'appuient sur des méthodes comme la méthode du spectre de capacité (*Capacity Spectrum Method*) ou la méthode des coefficients (*Coefficient Method*) (ATC, 1996; FEMA, 2005) qui ne s'appliquent que pour des éléments ayant un comportement tension/compression prédéterminé (ex : élasto-plastique). Le cas des ruptures hors-plan des murs de MNA ne rentre pas dans ce type de comportement. La technique PSDM, quant à elle, peut être utilisée dans tous les cas, mais s'avère plus complexe et n'est donc pas suggérée s'il est possible d'appliquer une autre technique. Cette dernière prend comme données d'entrées un paramètre de demande d'ingénierie (*EDP*) et une intensité de mesure *IM*. Cornell et al. (2002) ont suggéré que l'*EDP* moyen, noté \overline{EDP} , peut être exprimé en fonction de l'*IM* par l'expression suivante (Nielson, 2005):

$$\overline{EDP} = a(IM)^b \quad (5.1)$$

Avec *a* et *b*, des coefficients à déterminer

En passant au logarithme, on obtient la relation affine suivante :

$$\ln(\overline{EDP}) = b \ln(IM) + \ln(a) \quad (5.2)$$

Ainsi $\ln(a)$ et *b* peuvent être trouvés au moyen d'une régression linéaire. La dispersion autour de cette droite de régression correspond à la valeur de l'écart-type log-normal de la

demande sismique. On peut l'exprimer à l'aide de la formule suivante (Nielson et DesRoches, 2007; Ramamoorthy et al., 2006; Ramanathan et al., 2010) :

$$\beta_{EDP \square IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(EDP_i) - \ln(a(IM_i)^b)]^2}{N-2}} \quad (5.3)$$

Avec N le nombre de séismes considérés dans l'analyse

5.2.2 Choix du paramètre de la demande d'ingénierie et de l' IM

L' EDP choisi pour la méthode PSDM est le déplacement au sommet des éléments critiques, car c'est ce déplacement qui est utilisé pour définir les différents degrés de dommages. Par soucis de simplification, on notera D ce déplacement. En ce qui concerne le choix de l' IM , des études ont montré qu'il était difficile d'en déterminer un qui soit efficace dans toutes les circonstances (Wang et al., 2012). Cependant selon Wang et al. (2012), il est préférable d'utiliser des intensités spectrales comme le PGA ou le PGV plutôt que des magnitudes qui semblent moins précises. Choisir un IM efficient permet d'obtenir une demande sismique plus précise, c'est-à-dire que l'écart-type de la demande sismique est minimisé. Ainsi cela permettra d'obtenir des courbes de fragilité ayant un écart-type d'autant plus faible. Dans cette étude, on utilisera le PGA et la valeur de l'accélération spectrale à 0.3s, $S_a(0.3\text{sec})$, et ce pour trois raisons. Tout d'abord le fait que les spectres utilisés, compatibles avec la sismicité de l'Est du Canada, ont un contenu fréquentiel élevé nous permet de penser qu'il est préférable de choisir un IM dans ces zones de fréquences. Ensuite, le PGA et l'accélération spectrale sont qualifiés comme des IM indépendants de la structure et reliés au scénario sismique. Finalement, le $S_a(0.3\text{sec})$ est choisi afin de réaliser des comparaisons avec la thèse d'Abo-El-Ezz (2013) qui utilisait cette IM dans son étude portant sur la vulnérabilité dans le plan des murs de MNA de pierre des bâtiments du Vieux-Québec. Les données pour les IM (PGA ou $S_a(0.3\text{sec})$) sont relevées directement sur les spectres de séismes utilisés dans le calcul des déplacements. On voit donc l'importance d'utiliser des spectres compatibles avec

la sismicité de la région considérée (Est du Canada), car les contenus fréquentiels de ces derniers influent directement dans la détermination de la demande sismique.

5.2.3 Résultats des paramètres de demande sismique

Pour chacun des mécanismes de rupture des bâtiments faisant partie d'une même catégorie d'inventaire, on a tracé sur un même graphique les points de coordonnées suivantes :

$$\ln(D_{ij}) = f(\ln(PGA_{ij})) \quad (5.4)$$

$$\ln(D_{ij}) = f(\ln(S_a(0.3)_{ij})) \quad (5.5)$$

Avec i désignant le i -ème bâtiment de la catégorie d'inventaire considérée et j désignant le j -ème spectre de séisme (663 au total).

Les déplacements D_{ij} ont été calculés pour un ensemble de 663 spectres provenant des équations de Boore-Atkinson (Atkinson et al., 2013). Ces spectres sont caractéristiques du Nord-Est du Canada pour des distances à l'épicentre allant de $R = 0.1$ à $R = 150$ km et des magnitudes variant de M4.0 à M9.0 par pas de 0.1. La régression linéaire permettant d'obtenir les paramètres $\ln(a)$ et b est réalisée sur le nuage de points obtenus. Le calcul de $\beta_{D \square PGA}$ et $\beta_{D \square S_a(0.3)}$ est effectué à l'aide de l'équation (5.3). Le Tableau 5.1 et le Tableau 5.2 présentent les équations des droites de régression pour l'ensemble des cas respectivement pour le PGA et $S_a(0.3)$. La Figure 5.2 montre le nuage de points obtenu ainsi que la régression linéaire et leurs paramètres dans le cas des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec pour le mécanisme de rupture CF en fonction de l' $IM S_a(0.3)$. Le Tableau 5.3 et le Tableau 5.4 montrent les résultats des écarts-types log-normaux pour les différentes catégories de l'inventaire et pour chaque mécanisme de rupture respectivement pour le PGA et $S_a(0.3)$.

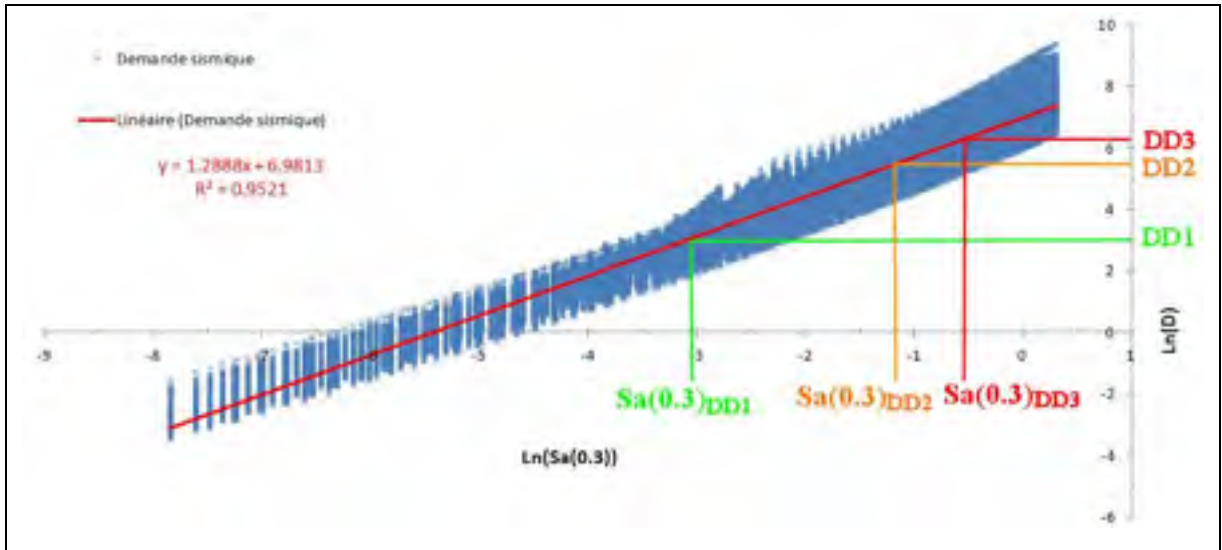


Figure 5.2 Processus schématique d’obtention des paramètres de demande sismique dans le cas des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec pour le mécanisme de rupture CF

(Afin d’éviter l’encombrement de la figure, les valeurs de $S_a(0.3)_{DD_i}$ n’ont pas été écrites sous forme de logarithme)

Tableau 5.1 Paramètres de la régression linéaire de la demande sismique conditionnée par le *PGA*

Mécanisme de rupture	Régression de la demande sismique - <i>PGA</i>											
	Québec						Montréal					
	2 étages			3 étages			2 étages			3 étages		
	ln(a)	b	R ² *	ln(a)	b	R ² *	ln(a)	b	R ² *	ln(a)	b	R ² *
FPH	6.998	1.071	0.96	7.239	1.049	0.96	7.042	1.065	0.96	7.263	1.041	0.96
FDE	6.150	1.040	0.97	6.233	1.014	0.97	6.207	1.037	0.97	5.807	1.049	0.97
CF	7.535	1.237	0.93	7.885	1.282	0.95	7.750	1.256	0.95	7.912	1.312	0.91

* R² coefficient de corrélation de la régression linéaire

Tableau 5.2 Paramètres de la régression linéaire de la demande sismique conditionnée par $S_a(0.3)$

Mécanisme de rupture	Régression de la demande sismique - $S_a(0.3)$											
	Québec						Montréal					
	2 étages			3 étages			2 étages			3 étages		
	ln(a)	b	R ² *	ln(a)	b	R ² *	ln(a)	b	R ² *	ln(a)	b	R ² *
FPH	6.500	1.108	0.96	6.758	1.088	0.97	6.548	1.102	0.96	6.788	1.081	0.97
FDE	5.664	1.077	0.97	5.770	1.052	0.99	5.727	1.073	0.98	6.266	1.010	0.99
CF	6.981	1.289	0.95	7.316	1.336	0.96	7.189	1.308	0.96	7.329	1.369	0.93

* R² coefficient de corrélation de la régression linéaire

Tableau 5.3 Écarts-types log-normaux de la demande sismique conditionnée par le PGA

Mécanisme de rupture	$\beta_{D \square PGA}$			
	Québec		Montréal	
	2 étages	3 étages	2 étages	3 étages
FPH	0.4	0.39	0.39	0.39
FDE	0.31	0.29	0.31	0.3
CF	0.68	0.54	0.52	0.74

Tableau 5.4 Écarts-types log-normaux de la demande sismique conditionnée par $S_a(0.3)$

Mécanisme de rupture	$\beta_{D \square S_a(0.3)}$			
	Québec		Montréal	
	2 étages	3 étages	2 étages	3 étages
FPH	0.39	0.35	0.37	0.34
FDE	0.29	0.22	0.29	0.22
CF	0.49	0.43	0.42	0.66

5.3 Courbes de fragilité pour les différents mécanismes de rupture

5.3.1 Courbes de fragilité en fonction de l'EDP

Les courbes de fragilité pour chacun des mécanismes de rupture et pour chaque catégorie de l'inventaire sont construites grâce à l'équation (1.8). Elles sont développées pour l'EDP choisi, qui est le déplacement du sommet de l'élément critique D , et en fonction des deux IM retenus soit le PGA et la valeur $S_a(0.3)$. On obtient les équations suivantes :

$$P(\bar{D} > \overline{DD}_i \mid PGA) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{\bar{D}}{\overline{DD}_i}\right)}{\sqrt{\beta_{D \mid PGA}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (5.6)$$

Avec $\beta_{D \mid PGA}$, définis au Tableau 5.3, β_C et \overline{DD}_i définis au Tableau 3.4

$$P(\bar{D} > \overline{DD}_i \mid S_a(0.3)) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{\bar{D}}{\overline{DD}_i}\right)}{\sqrt{\beta_{D \mid S_a(0.3)}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (5.7)$$

Avec $\beta_{D \mid S_a(0.3)}$, définis au Tableau 5.4, β_C et \overline{DD}_i définis au Tableau 3.4

On peut ensuite tracer les courbes de fragilité des degrés de dommages pour l'ensemble des mécanismes de rupture et pour chaque catégorie de l'inventaire. On notera μ la moyenne qui pourra être exprimée ou non sous forme logarithmique et β l'écart-type log-normal. La Figure 5.3 montre la courbe de fragilité fonction de D conditionné par le PGA pour le DD_2 du mécanisme de rupture CF, pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Québec. Cette courbe de fragilité suit une loi log-normale de paramètres ($\mu = 5.579, \beta = 0.70$).

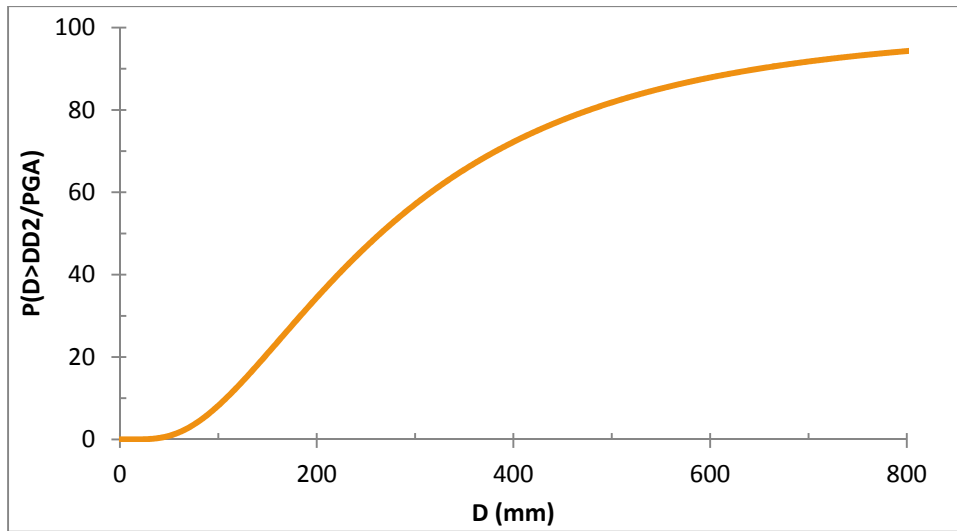


Figure 5.3 Courbe de fragilité du DD_2 en fonction de D conditionné par le PGA pour le mécanisme de rupture CF des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec

5.3.2 Courbes de fragilité en fonction de l' IM

Les courbes obtenues au paragraphe précédent sont exprimées en fonction de l' EDP , qui est un paramètre dépendant de la structure, plus exactement du comportement de l'élément critique mais aussi des propriétés géométriques et dynamiques de ces structures. Ces courbes ne peuvent donc pas être comparées entre elles car pour une même sollicitation, la valeur de l' EDP pour chaque élément critique est différente. Ces courbes sont donc difficilement exploitables car il serait nécessaire d'effectuer les calculs complexes d' EDP pour chaque scénario déterminé. Afin de rendre ces courbes facilement exploitables, il faut les exprimer en fonction de l'indice de mesure indépendant de la structure tels que le PGA ou $S_a(0.3)$ caractérisant le spectre du séisme. De plus, l' IM étant indépendant de la structure, il sera possible de comparer les courbes entre les différents mécanismes de rupture, pour un même scénario de séisme, de façon très simple. Les courbes de fragilité exprimées en fonction de l' IM (PGA ou $S_a(0.3)$) sont construites facilement à partir des courbes en fonction de l' EDP en utilisant la relation entre ces deux variables provenant de la régression linéaire. On

procède donc à un changement de variable dont les équations de transformation sont les suivantes :

$$IM_{\overline{DD}_i} = \exp\left(\frac{\ln(\overline{DD}_i) - \ln(a)}{b}\right) \quad (5.8)$$

$$\beta_D = \frac{\beta_{EDP \square IM}}{b} \quad (5.9)$$

Dans les équations (5.8) et (5.9), $\ln(a)$ et b sont les coefficients de régression linéaire présentés au Tableau 5.1 et au Tableau 5.2.

La Figure 5.4 montre la courbe de fragilité en fonction de PGA conditionné pour le DD_2 du mécanisme de rupture CF pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Québec. Cette courbe suit une loi log-normale de paramètres ($\mu = 0.206g, \beta = 0.55$).

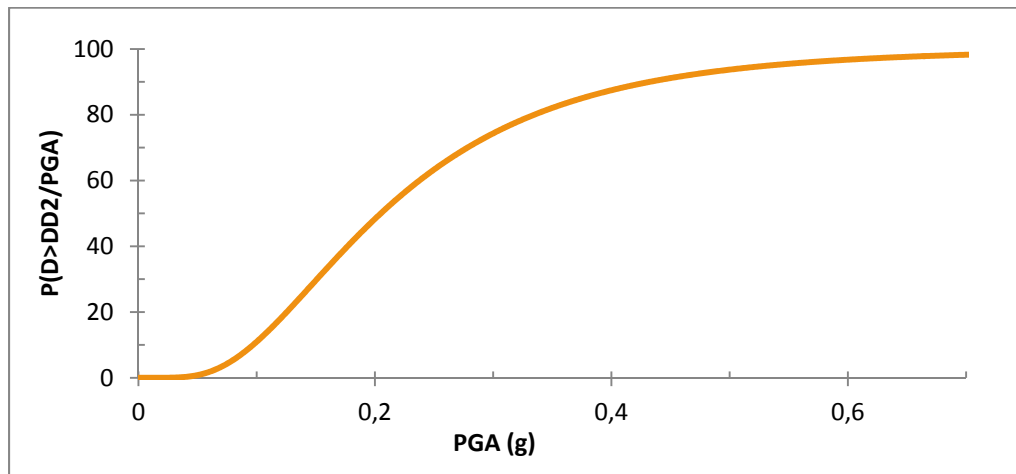


Figure 5.4 Courbe de fragilité du DD_2 en fonction de PGA pour le mécanisme de rupture CF des bâtiments de deux étages du Vieux-Québec

5.4 Résultats des courbes de fragilité sur les bâtiments de l'inventaire

5.4.1 Résultats pour les courbes de fragilité en fonction de l'EDP

Les tableaux 5.5 à 5.8 présentent les paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées pour le PGA et pour $S_a(0.3)$. L'ANNEXE VIII montre les représentations graphiques de l'ensemble des courbes de fragilité en fonction de D . Plusieurs observations peuvent être faites sur les paramètres obtenus pour les différentes courbes de fragilité. Tout d'abord, on constate une correspondance entre les écarts-types log-normaux (β) des mêmes mécanismes de rupture de l'ensemble des catégories de l'inventaire. En effet, il vaut 0.43 pour le mécanisme FPH dans tous les cas et vaut 0.34 ou 0.35 pour le mécanisme FDE. En ce qui concerne le mécanisme CF, on observe une plus grande variabilité de l'écart-type. Ces résultats montrent une certaine homogénéité dans le comportement de ces structures. Cela est dû en partie au fait que la typologie choisie est assez restrictive et quasiment identique entre chaque catégorie. La variabilité observée pour le mécanisme CF peut s'expliquer par le fait que les murs coupe-feu sont des éléments qui ont tendance à avoir des géométries plus diverses que les murs de façade, plus réguliers. La deuxième constatation que l'on peut faire est que ces courbes ne se différencient entre mécanismes de rupture que par la valeur de l'écart-type. En effet, les valeurs moyennes des degrés de dommages sont les mêmes. Cela est dû à l'hypothèse d'une épaisseur égale de tous les murs d'une même structure ainsi que par la définition même des degrés de dommage, qui sont identiques pour tous les mécanismes de rupture. Ainsi, on peut constater que ces courbes développées en fonction de l'EDP ne permettent pas de déterminer de manière générale si un mécanisme est plus critique qu'un autre. Cela montre l'importance de développer des courbes de fragilité en fonction de l' IM .

Tableau 5.5 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par le PGA pour les bâtiments du Vieux-Québec

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β	Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β
FPH	DD1	3.053	21	0.43	3.035	21	0.43
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.272	530		6.254	520	
FDE	DD1	3.053	21	0.35	3.035	21	0.34
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.272	530		6.254	520	
CF	DD1	3.053	21	0.7	3.035	21	0.57
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.272	530		6.254	520	

Tableau 5.6 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par le PGA pour les bâtiments du Vieux-Montréal

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β	Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β
FPH	DD1	3.054	21	0.43	3.035	21	0.43
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.273	530		6.254	520	
FDE	DD1	3.054	21	0.35	3.035	21	0.34
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.273	530		6.254	520	
CF	DD1	3.054	21	0.55	3.035	21	0.57
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.273	530		6.254	520	

Tableau 5.7 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Québec

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β	Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β
FPH	DD1	3.053	21	0.43	3.035	21	0.39
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.272	530		6.254	520	
FDE	DD1	3.053	21	0.34	3.035	21	0.28
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.272	530		6.254	520	
CF	DD1	3.053	21	0.52	3.035	21	0.47
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.272	530		6.254	520	

Tableau 5.8 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Montréal

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β	Moyenne μ $\ln(DD_i)$	Moyenne μ (mm)	β
FPH	DD1	3.054	21	0.41	3.035	21	0.39
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.273	530		6.254	520	
FDE	DD1	3.054	21	0.34	3.035	21	0.3
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.273	530		6.254	520	
CF	DD1	3.054	21	0.45	3.035	21	0.69
	DD2	5.579	265		5.561	260	
	DD3	6.273	530		6.254	520	

5.4.2 Résultats des courbes de fragilité en fonction de l'*IM*

Les tableaux 5.9 à 5.12 présentent les paramètres des courbes de fragilité en fonction du *PGA* et de $S_a(0.3)$. L'ANNEXE IX montre les représentations graphiques de l'ensemble des courbes de fragilité. Plusieurs observations peuvent être faites sur les paramètres obtenus pour les différentes courbes de fragilité. On constate tout d'abord les mêmes tendances que pour les courbes développées en fonction de l'*EDP* en ce qui concerne les écarts-types log-normaux. Ces tendances s'expliquent de la même manière que pour ces dernières courbes exprimées en fonction du déplacement du sommet, *D*. En revanche, les constatations sont toutes autres en ce qui concerne les valeurs des moyennes. On remarque que ces moyennes sont différentes suivant deux axes : les mécanismes de rupture et les catégories de l'inventaire. En premier lieu, on constate qu'il est possible d'établir une hiérarchie entre les différents mécanismes de rupture suivant qu'ils atteignent plus ou moins facilement les degrés de dommages. Cela montre la pertinence de développer les courbes de fragilité en fonction d'une mesure d'intensité indépendante de la structure. Un mécanisme de rupture est dit plus critique par rapport à un autre si ces valeurs moyennes à chaque degré de dommages sont inférieures à celui auquel il est comparé. Ainsi, on peut faire ressortir des tableaux de résultats l'ordre de criticité suivant (du plus au moins critique) :

- murs coupe-feu (CF);
- murs de façade pris sur la pleine hauteur (FPH);
- murs de façade du dernier étage (FDE).

Le fait que le mécanisme CF soit le plus critique peut s'expliquer par la hauteur à laquelle se trouve la partie en porte-à-faux des murs coupe-feu. Ce sont en effet les éléments critiques les plus en hauteur de tous les bâtiments et sont donc soumis à une demande en déplacement plus importante que les autres éléments qui se trouvent à des hauteurs moindres. Le mécanisme FPH est un peu moins vulnérable que le CF, mais est loin du mécanisme FDE. Par exemple sur le DD_3 en fonction du *PGA*, les moyennes des mécanismes CF et FPH sont

séparées en moyenne de 0.177g alors qu'ils sont en moyenne de 1.014g entre FPH et FDE. Le mécanisme FDE est moins vulnérable que le FPH car il est moins élané que ce dernier, où on considère le mur sur toute la hauteur de la façade. De plus, on peut aussi constater que pour deux mécanismes de rupture identiques, ceux des bâtiments de trois étages sont plus vulnérables par rapport aux bâtiments de deux étages. Cela s'explique aussi par la hauteur des bâtiments qui amène à des sollicitations sismiques plus importantes et augmentent donc la vulnérabilité des éléments critiques. Enfin, on peut remarquer que ces résultats reflètent ce qui ressort des rapports post-événement des dommages subit par les bâtiments de MNA de pierre : les éléments non structuraux placés en hauteur comme les parapets, la partie en porte-à-faux des murs coupe-feu ou les cheminées sont les plus vulnérables à la rupture hors-plan. Suivent les murs élanés manquant d'ancrage aux planchers, qui peuvent être assimilés au mécanisme FPH. Puis pour terminer, les murs des derniers étages qui peuvent être assimilés au mécanisme FDE.

Tableau 5.9 Paramètres des courbes de fragilité en fonction du *PGA* pour les bâtiments du Vieux-Québec

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(PGA_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β	Moyenne μ $\ln(PGA_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β
FPH	DD1	-3.682	0.025	0.43	-3.991	0.018	0.45
	DD2	-1.324	0.266		-1.583	0.205	
	DD3	-0.677	0.508		-0.922	0.398	
FDE	DD1	-2.978	0.051	0.38	-3.155	0.043	0.38
	DD2	-0.549	0.577		-0.663	0.516	
	DD3	0.117	1.124		0.021	1.021	
CF	DD1	-3.623	0.027	0.59	-3.785	0.023	0.48
	DD2	-1.581	0.206		-1.813	0.163	
	DD3	-1.021	0.360		-1.273	0.280	

Tableau 5.10 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de PGA pour les bâtiments du Vieux-Montréal

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(PGA_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β	Moyenne μ $\ln(PGA_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β
FPH	DD1	-3.744	0.024	0.43	-4.060	0.017	0.46
	DD2	-1.373	0.253		-1.635	0.195	
	DD3	-0.722	0.486		-0.969	0.379	
FDE	DD1	-3.041	0.048	0.38	-2.642	0.071	0.38
	DD2	-0.606	0.546		-0.234	0.791	
	DD3	0.064	1.066		0.427	1.532	
CF	DD1	-3.740	0.024	0.47	-3.717	0.024	0.47
	DD2	-1.729	0.177		-1.792	0.167	
	DD3	-1.176	0.308		-1.264	0.283	

Tableau 5.11 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Québec

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(S_a(0.3)_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β	Moyenne μ $\ln(S_a(0.3)_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β
FPH	DD1	-3.112	0.045	0.43	-3.423	0.033	0.40
	DD2	-0.832	0.435		-1.101	0.333	
	DD3	-0.206	0.814		-0.464	0.629	
FDE	DD1	-2.425	0.088	0.36	-2.600	0.074	0.32
	DD2	-0.079	0.924		-0.198	0.820	
	DD3	0.565	1.759		0.460	1.585	
CF	DD1	-3.048	0.047	0.43	-3.205	0.041	0.39
	DD2	-1.088	0.337		-1.314	0.269	
	DD3	-0.550	0.577		-0.795	0.452	

Tableau 5.12 Paramètres des courbes de fragilité en fonction de $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Montréal

Mécanisme de rupture	Degré de dommages	2 étages			3 étages		
		Moyenne μ $\ln(S_a(0.3)_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β	Moyenne μ $\ln(S_a(0.3)_{DD_i})$	Moyenne μ (g)	β
FPH	DD1	-3.171	0.042	0.41	-3.472	0.031	0.41
	DD2	-0.879	0.415		-1.135	0.321	
	DD3	-0.249	0.779		-0.494	0.610	
FDE	DD1	-2.491	0.083	0.36	-3.199	0.041	0.36
	DD2	-0.138	0.871		-0.698	0.498	
	DD3	0.509	1.663		-0.011	0.989	
CF	DD1	-3.160	0.042	0.38	-3.137	0.043	0.54
	DD2	-1.230	0.292		-1.292	0.275	
	DD3	-0.700	0.497		-0.785	0.456	

5.5 Exemple d'application des courbes de fragilité

5.5.1 Scénario envisagé

On envisagera comme sollicitation sismique un tremblement de terre dont le spectre serait celui du CNBC 2010 pour Montréal, pour un type de sol de classe C et une récurrence de 2% en 50 ans. L'étude de vulnérabilité sera faite pour l'ensemble des mécanismes de rupture des deux catégories de l'inventaire relatives au bâti du Vieux-Montréal. Les courbes de fragilité utilisées seront celles fonction de l'*IM*. Les informations d'entrées nécessaires sont les valeurs du *PGA* et de $S_a(0.3)$, du spectre de calcul du CNBC. Ces valeurs sont indiquées au Tableau 5.13

Tableau 5.13 Valeur du *PGA* et de $S_a(0.3)$ pour le spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal avec un sol de type C et une récurrence de 2% en 50ans
Tiré de (CNRC, 2010)

<i>PGA</i> (g)	$S_a(0.3)$ (g)
0.33	0.57

5.5.2 Application des courbes de fragilité dans le cadre du scénario

L'objectif est de déterminer pour chaque élément critique le pourcentage probable ou la probabilité qu'un élément subisse un certain degré de dommages. On obtient concrètement cette probabilité à l'aide de l'équation suivante :

$$\begin{cases} P(DD_i) = P(D > \overline{DD}_i \mid IM = x) - P(D > \overline{DD}_{i+1} \mid IM = x) \text{ pour } i = 1, 2 \\ P(DD_i) = P(D > \overline{DD}_i \mid IM = x) \text{ pour } i = 3 \end{cases} \quad (5.10)$$

La Figure 5.5 montre schématiquement le processus d'obtention de ces nombres dans le cas du mode de rupture FDE pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal. La Figure 5.6 et la Figure 5.7 montrent les résultats pour les différents mécanismes de rupture avec PGA en IM respectivement pour les bâtiments de deux étages et trois étages. Les résultats sont quasiment identiques si l'on prend $S_a(0.3)$ comme IM . L'ensemble des figures et des tableaux de résultats se trouvent à l'ANNEXE X.

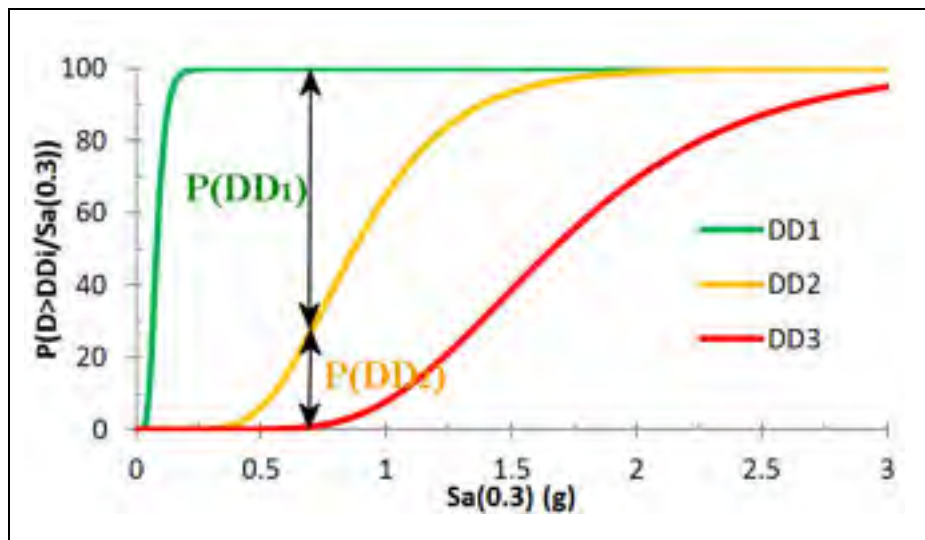


Figure 5.5 Processus graphique d'obtention des pourcentages de probabilité des différents degrés de dommages du mode de rupture FDE pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal

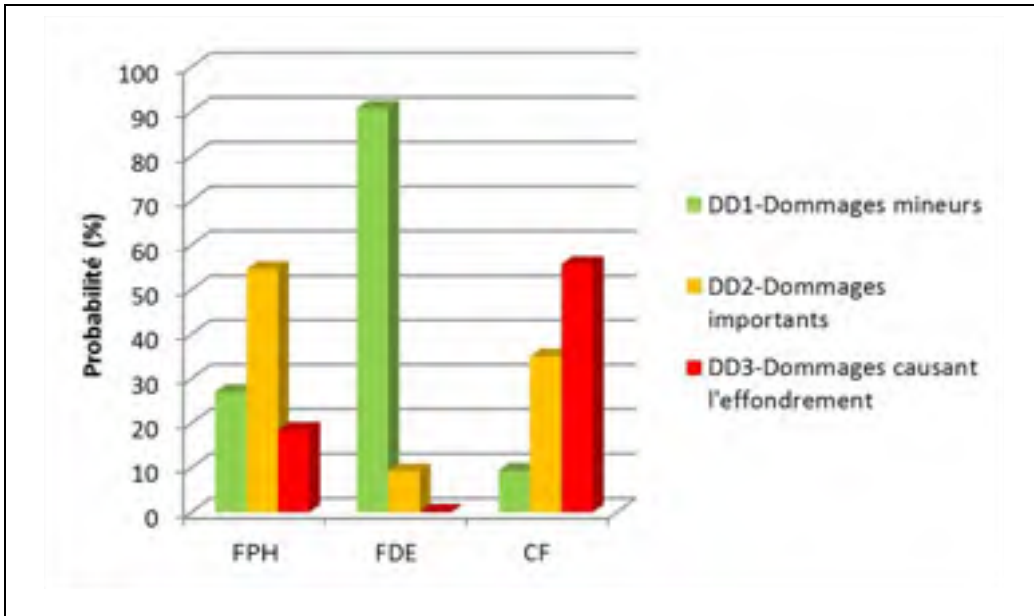


Figure 5.6 Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal soumis au spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal

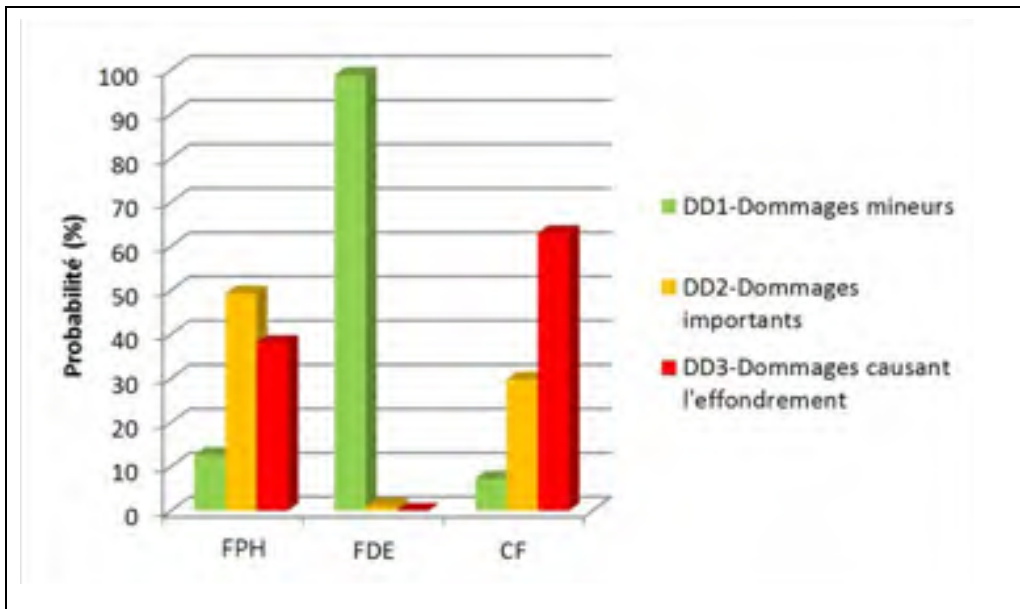


Figure 5.7 Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture pour les bâtiments de trois étages du Vieux-Montréal soumis au spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal

5.5.3 Analyse des résultats de vulnérabilité pour le scénario choisi

On constate les mêmes tendances quant à la répartition des degrés de dommages pour les bâtiments de deux ou trois étages du Vieux-Montréal pour le scénario de séisme choisi. Les éléments les plus vulnérables sont les murs coupe-feu, dont plus de la moitié se trouve dans un état d'effondrement certain (DD_3). De même, la quasi-totalité du reste est concentrée dans le degré de dommages 2 qui correspond à des dommages sévères qui peuvent parfois entraîner la rupture hors-plan. On constate que le mécanisme de rupture le moins affecté lors du scénario est celui des murs de façade de dernier étage (FDE) puisque le pourcentage, se retrouvant dans les degrés de dommages 2 ou 3, est quasiment nul. Le mécanisme de rupture des murs de façade considérés sur leur pleine hauteur (FPH) est lui aussi assez affecté par le scénario de séisme car plus de 35% des éléments subissent un effondrement certain et presque la moitié des dommages sévères. On peut voir que ces résultats concordent avec les analyses faites au paragraphe 5.4.2, quant à la criticité des différents mécanismes de rupture. Enfin, les résultats étant très semblables entre les deux catégories, il peut être judicieux de les regrouper dans une même catégorie afin de rendre encore plus simple l'estimation de la vulnérabilité des différents mécanismes de rupture des murs de MNA de pierre dans la direction hors-plan.

5.6 Comparaison avec la vulnérabilité dans le plan des murs de MNA de pierre

5.6.1 Présentation de l'étude d'Abo-El-Ezz (2013)

Abo-El-Ezz (2013) a généré des courbes de fragilité pour les bâtiments de MNA de pierre de la ville de Québec dans le cas d'une sollicitation dans le plan des murs. L'auteur a effectué un exemple d'application dans le cas d'un scénario de séisme ayant une magnitude $M6.2$ à une distance $R = 15$ km, compatible avec le spectre de calcul du CNBC 2010 (Figure 5.8). Le spectre a été calibré dans le cas d'un sol de classe B, qui est prédominant dans la ville de Québec (Abo-El-Ezz, 2013). L' IM utilisé pour générer les courbes de fragilité (Figure 5.9) est la valeur de $S_a(0.3)$, qui vaut 0.38 g dans l'exemple d'application.

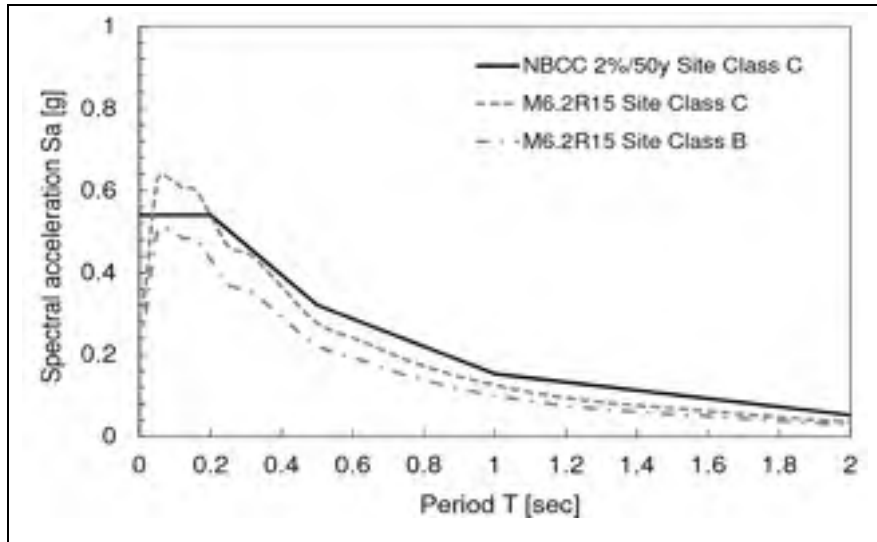


Figure 5.8 Spectre de réponse pour le scénario M6.2R15 pour un site de classe C et B et spectre de conception du CNBC (2% en 50 ans) pour la ville de Québec (sol de classe C)
Tirée de Abo-El-Ezz (2013)

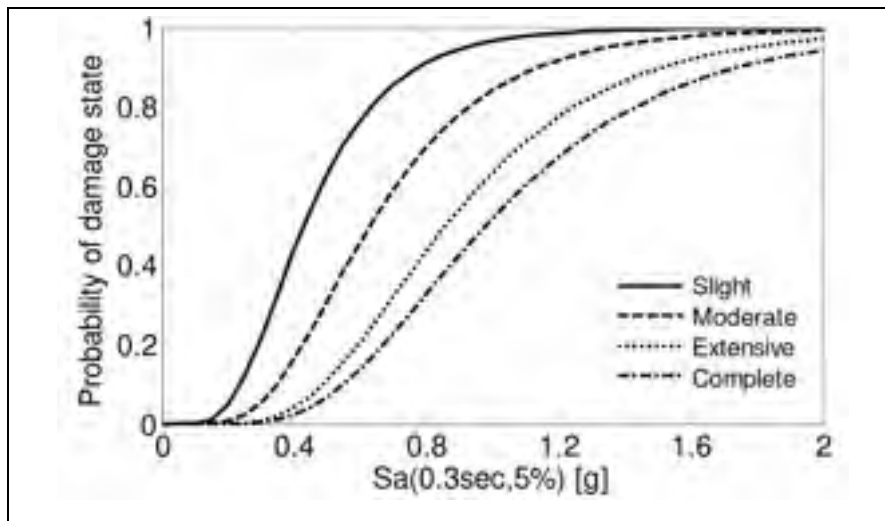


Figure 5.9 Courbes de fragilité pour les bâtiments de MNA de pierre sollicités dans le plan
Tirée de Abo-El-Ezz (2013)

On note qu'Abo-El-Ezz (2013) a repris la nomenclature suggérée par le FEMA (2003) (paragraphe 1.3.1.2) pour la définition des degrés de dommages, ce qui n'est pas le cas de la présente étude. Cependant, on pourra assimiler le DD_1 avec aucun dommages (*none*), car on

a pu voir des résultats précédents que ce degré de dommages était atteint pour l'ensemble des mécanismes de rupture pour de très faibles sollicitations. Le DD_2 pourra être assimilé avec les degrés de dommages légers (*slight*) à modérés (*moderate*). Le DD_3 pourra, quant à lui, être assimilé aux degrés de dommages étendus (*extensive*) à complets (*complete*). De plus, l'auteur donne les résultats pour l'ensemble des bâtiments de MNA de pierre sans distinction d'étages. Il ressort des résultats (Figure 5.10) qu'une majorité de bâtiments (60.6%) ne souffrirait d'aucun dommage dans le plan suite à ce scénario de séisme. Il y a aussi une infime partie des bâtiments qui souffrirait de dommages causant un effondrement (1.8%). On peut en conclure que pour ce type de scénario, les dégâts seraient plutôt limités sur l'ensemble de la population de bâtiments, en ce qui concerne la rupture dans le plan.

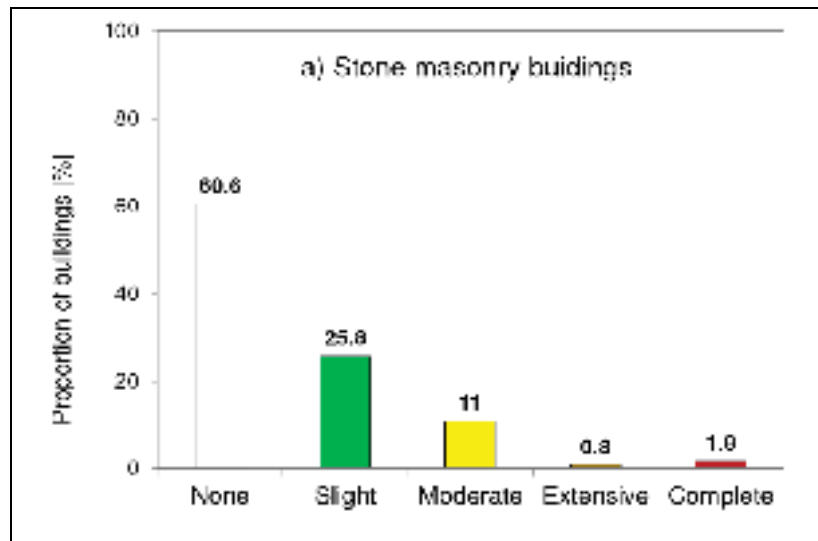


Figure 5.10 Répartition des différents degrés de dommages pour les bâtiments de MNA de pierre sollicités dans le plan, dans le cas du scénario M6.2R15
Tirée de Abo-El-Ezz (2013)

5.6.2 Résultats de la vulnérabilité hors-plan pour le scénario d'Abo-El-Ezz (2013)

La Figure 5.11 présente l'ensemble des répartitions des différents degrés de dommages des mécanismes de ruptures hors-plan pour les bâtiments du Vieux-Québec. Les résultats ont été développés pour l'ensemble des bâtiments du Vieux-Québec en combinant les résultats des

bâtiments de deux et trois étages suivant leurs proportions dans la population. On constate que le mécanisme FDE ne subit quasiment aucun dommage puisque 99% de la population se retrouve dans le degré de dommages DD_1 . Ce mécanisme de rupture est donc moins critique que la rupture dans le plan. En ce qui concerne le mécanisme FPH, on constate des répartitions de degrés de dommages comparables avec le cas de la rupture dans le plan. Le mécanisme FPH est donc susceptible de provoquer autant de dommages que le cas de la rupture dans le plan. Cependant, on a déjà évoqué le fait que ce mécanisme ne se développait que de manière exceptionnelle (paragraphe 3.2.2). Le mécanisme CF paraît, quant à lui, plus critique que la rupture dans le plan. En effet, on constate que près du quart des bâtiments subiraient un effondrement certains (DD_3) pour ce scénario de séisme. De plus, presque la moitié des bâtiments (46%) subiraient des dommages importants (DD_2). On peut en conclure que la rupture hors-plan des murs de MNA doit être prise en compte dans l'analyse de vulnérabilité, surtout pour les éléments non structuraux comme les murs coupe-feu, les parapets ou les cheminées.

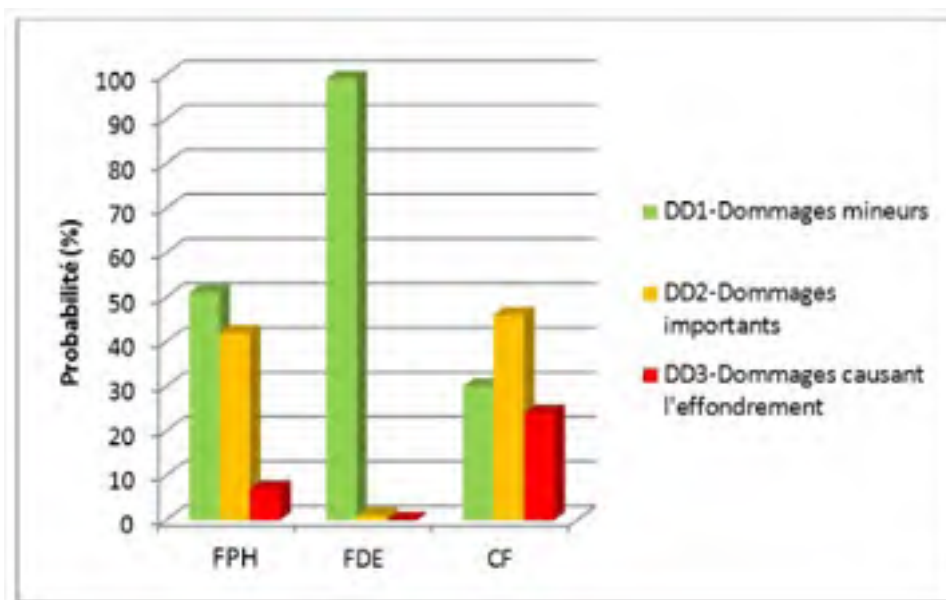


Figure 5.11 Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture hors-plan pour les bâtiments de MNA de pierre sollicité le cas du scénario M6.2R15

CONCLUSION

L'objectif premier de ce mémoire était d'évaluer la vulnérabilité sismique des murs de maçonnerie de pierre non armée dans la direction hors-plan. Et ce dans le but de l'estimer dans le cas des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal.

Afin de remplir cet objectif, il est apparu nécessaire de développer une méthode particulière pour le cas des murs de MNA sollicités hors-plan, décrite au fil des différents chapitres. Le premier chapitre a présenté une revue de littérature qui a abordé les moyens d'évaluation de la vulnérabilité sismique, les propriétés physiques et dynamiques propres aux bâtiments de MNA et particulièrement des murs sollicités hors-plan. Il est apparu que :

- la vulnérabilité sismique est une composante majeure dans la définition du risque sismique. Elle peut être obtenue par le développement de courbes de fragilité. Il existe de nombreuses méthodes pour développer les courbes de fragilité suivant le degré de précision recherché, mais leur définition est toujours la même : une loi de répartition log-normale combinant la demande sismique et la capacité de la structure;
- la capacité peut être obtenue par la création de courbes de capacité et la demande sismique par le biais de méthodes statiques non linéaires;
- le comportement dynamique hors-plan des murs de MNA est différent de celui dans le plan. Il en résulte une courbe de capacité propre à ce mode de sollicitation qui peut être approximée par une courbe tri-linéaire. La demande sismique peut être évaluée en utilisant une linéarisation de cette courbe faisant ressortir une rigidité et une période d'oscillation hors-plan;
- lorsque l'on considère un mur d'un bâtiment, il est nécessaire de prendre en compte l'effet de la structure sollicitée dans le plan sur le mur sollicité hors-plan.

Le chapitre 2 a permis d'élaborer un inventaire du bâti des quartiers du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec. On a procédé à :

- la délimitation des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal;
- la définition de la typologie des bâtiments à inventorier, à partir de critères architecturaux et historiques;
- la collecte et la classification des données lors de visites effectuées sur le terrain. Au total, l'inventaire comprend 116 bâtiments dont 43 se situent dans le Vieux-Montréal et 73 dans le Vieux-Québec.

Le chapitre 3 s'intéressait à la modélisation des bâtiments de l'inventaire et à la détermination de la capacité hors-plan. Un prototype représentatif de l'ensemble des bâtiments relevés lors de l'inventaire a été construit. Les propriétés géométriques et physiques ont aussi été définies. Le comportement hors-plan des murs de maçonnerie non armée dans la direction hors-plan a été caractérisé. Un modèle de capacité tri-linéaire adapté de deux études a été élaboré. Trois mécanismes de rupture hors-plan ainsi que leurs éléments critiques associés ont été identifiés. Pour l'élément critique du mécanisme FPH, on a considéré qu'il n'y avait pas d'ancrage aux planchers intermédiaires et supérieur et qu'il se comportait comme un parapet. L'élément critique du mécanisme FDE est considéré ancré à sa base au niveau du plancher et non ancré au plancher supérieur et il se comporte également comme un parapet. De même, trois degrés de dommages ont été établis suivant des critères provenant de précédentes études et identifiables sur les courbes de capacité. Les paramètres de la capacité, entrant directement dans la formulation de la courbe de fragilité, ont été déterminés pour l'ensemble des mécanismes de rupture à partir des courbes de capacité et des degrés de dommages.

Le chapitre 4 abordait une méthode de détermination des déplacements dans la direction hors-plan. On note que :

- il est nécessaire de modéliser les bâtiments par des systèmes simplifiés à plusieurs degrés de liberté afin de pouvoir effectuer des analyses dynamiques rapides et à grande échelle;

- il est indispensable d'identifier deux systèmes; l'un sollicité dans le plan et l'autre hors-plan. Leurs rigidités respectives sont différentes et leurs interactions mutuelles doivent être prises en compte par le biais de la fonction de transfert;
- la ductilité du système sollicité hors-plan n'influe pas sur la fonction de transfert dans le cas des bâtiments de l'inventaire, du fait de la grande différence entre les périodes des systèmes dans et hors-plan.

Une méthode de détermination étape par étape des éléments critiques a ensuite été établie dans le cas général.

Le chapitre 5 s'intéressait à la génération des courbes de fragilité et à leur utilisation. Afin de déterminer la demande sismique, les déplacements des éléments critiques ont été calculés pour l'ensemble des 116 bâtiments grâce à l'utilisation d'un programme informatique. La demande sismique des éléments critiques sollicités hors-plan a été déterminée par une méthode probabiliste. Des courbes de fragilité ont ensuite pu être développées et on peut remarquer des résultats obtenus que :

- les courbes de fragilité exprimées en fonction du paramètre de demande d'ingénierie (*EDP*) sont difficilement exploitables car l'*EDP* est dépendant de la structure;
- les courbes de fragilité exprimées en fonction de l'*IM*, indépendant de la structure, semblent être les plus appropriées pour évaluer la vulnérabilité sismique de chacun des mécanismes de rupture;
- il est possible de faire ressortir une hiérarchie de criticité entre les différents mécanismes de rupture, qui est en conformité avec les résultats de précédentes études. Dans l'ordre croissant de criticité, les mécanismes les plus vulnérables sont : le mécanisme murs coupe-feu (CF), le mécanisme des murs de façade sur leur pleine hauteur (FPH) et le mécanisme des murs de façade situés au dernier étage (FDE).

Un exemple d'utilisation des courbes de fragilité, appliqué aux bâtiments du Vieux-Montréal, a été présenté pour une sollicitation correspondant au spectre de dimensionnement du CNBC

2010. Il en résulte tout d'abord que les bâtiments de trois étages sont plus durement touchés que ceux de deux étages, ce qui semble normal du fait de la différence de hauteur. La hiérarchie de criticité est aussi vérifiée puisque le mécanisme CF est celui qui subit le taux de dommages provoquant l'effondrement le plus important. De même, une comparaison avec des résultats de vulnérabilité des murs de MNA de pierre dans le plan a été présentée. Il en ressort que la rupture hors-plan des éléments non structuraux comme les murs coupe-feu ou les parapets peut se produire plus fréquemment que la rupture dans le plan.

Dans l'ensemble, l'objectif principal de l'étude a été atteint. Une procédure détaillée par étape a été présentée pour évaluer la vulnérabilité hors-plan des murs de MNA de pierre. Des calculs simples de dynamique de structure pouvant être facilement codés informatiquement et exploitables à grande échelle ont été introduits. La méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique hors-plan des murs de MNA pourra être adaptée et réutilisée directement dans d'autres régions, seul le prototype étant à modifier pour s'adapter au mieux à l'architecture de la région étudiée.

RECOMMANDATIONS

Les résultats de l'étude ont montré qu'il était possible d'évaluer la vulnérabilité sismique des murs de MNA dans la direction hors-plan, et de l'appliquer aux quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal. Quelques recommandations concernant la précision des résultats obtenus peuvent être mentionnées :

- les modèles de capacités tri-linéaires devront certainement être affinés dans le futur, étant donné que la recherche dans ce domaine évolue constamment. Particulièrement, les équations déterminant le déplacement Δ_2 sont encore très variables suivant les études et n'ont jamais été développées à partir d'expérimentations sur de la maçonnerie de pierre;
- l'influence des effets de bords des murs d'attache, et notamment des chaînages d'angles en pierre, n'ont pas été abordés dans l'étude. Cependant, il apparaît évident que ces murs aideront à retenir ceux qui sont sollicités hors-plan, les rendant moins vulnérables. Cet effet est d'autant plus prépondérant que la longueur du mur est réduite;
- les épaisseurs des murs pourraient être différenciées suivant les types de mur (façades ou côtés) et leur positionnement en hauteur. En effet, il a été considéré dans cette étude, à des fins de simplification, que l'épaisseur de tous les murs est constante. Cependant il serait intéressant de construire des modèles prenant en compte une variation de l'épaisseur des murs;
- la rigidité des diaphragmes de plancher doit aussi être étudiée plus en détails. Les bâtiments étudiés étant anciens, l'hypothèse de diaphragmes de plancher rigides paraît ne pas être vérifiable. L'effet de filtre de la structure dans le plan sur la structure hors-plan paraît donc tronquée de la composante de plancher. Cependant, il n'existe actuellement pas de formulations simples pouvant être utilisées à grande échelle ;
- les modèles mécaniques utilisés qui considèrent des masses concentrées aux niveaux des planchers pourraient être comparés avec des modèles où la masse serait répartie de manière uniforme. En effet, la masse des planchers en bois étant négligeable devant celle de la maçonnerie, il serait plus réaliste de considérer uniquement la contribution de la masse de la maçonnerie qui serait alors plus fidèlement représentée de manière uniforme

sur la hauteur du bâtiment. Cependant, le modèle tri-linéaire modélise le mur comme un système 1DDLD où la masse est concentrée et non répartie de manière uniforme sur sa hauteur. Il faudrait donc rendre compatible le modèle tri-linéaire avec une répartition de masse uniforme avant de mettre en place une méthode de calcul de déplacements hors-plan ;

- les conditions d'attaches aux planchers des éléments critiques des mécanismes FPH et FDE devraient être étudiées plus en détail par l'intermédiaire d'expérimentations ou de visites exhaustives de bâtiments afin de s'assurer que le cas de murs de façade non ancrés au niveau des planchers supérieurs est fréquent. En effet, un ancrage à ce niveau amènerait à considérer ces murs comme appuyés aux deux extrémités, ce qui modifierait leur modèle tri-linéaire. Cela aurait pour conséquence principale d'augmenter la résistance à la rupture hors-plan et de diminuer d'autant leur vulnérabilité sismique.

Suite à cette étude, il pourrait être intéressant d'approfondir plusieurs points qui pourront être abordés lors d'applications futures :

- réaliser des études similaires en appliquant la méthode développée à des typologies différentes comme les églises ou les entrepôts en briques, très présents dans l'Est Canadien;
- développer une formulation simple prenant en compte la présence de diaphragmes flexibles sur le modèle des fonctions de transfert développées par Menon et Magenes (2008). La piste d'un modèle mécanique pourrait aussi être exploitée mais apparaît comme complexe aux vues des calculs qu'elle nécessite et des nombreux paramètres à considérer;
- combiner les résultats de la présente étude avec celles abordant la vulnérabilité dans le plan afin d'établir la vulnérabilité sismique globale d'un bâtiment de MNA. Cette combinaison pourrait s'établir, par exemple, grâce à la méthode des probabilités jointes utilisée couramment en analyse de vulnérabilité de ponts (Tavares et al., 2013).

ANNEXE I

EXEMPLE DE PROCÉDURE PAS À PAS DE L'UTILISATION DE LA FONCTION DE TRANSFERT

La présente procédure est directement traduite de l'article de Menon et Magenes (2011b). Elle illustre l'utilisation de la méthode de la fonction de transfert pour estimer l'accélération subie par les murs dans la direction hors-plan. Cette procédure a été adaptée pour estimer les déplacements maximaux des murs sollicités hors-plan dans le cadre du mémoire.

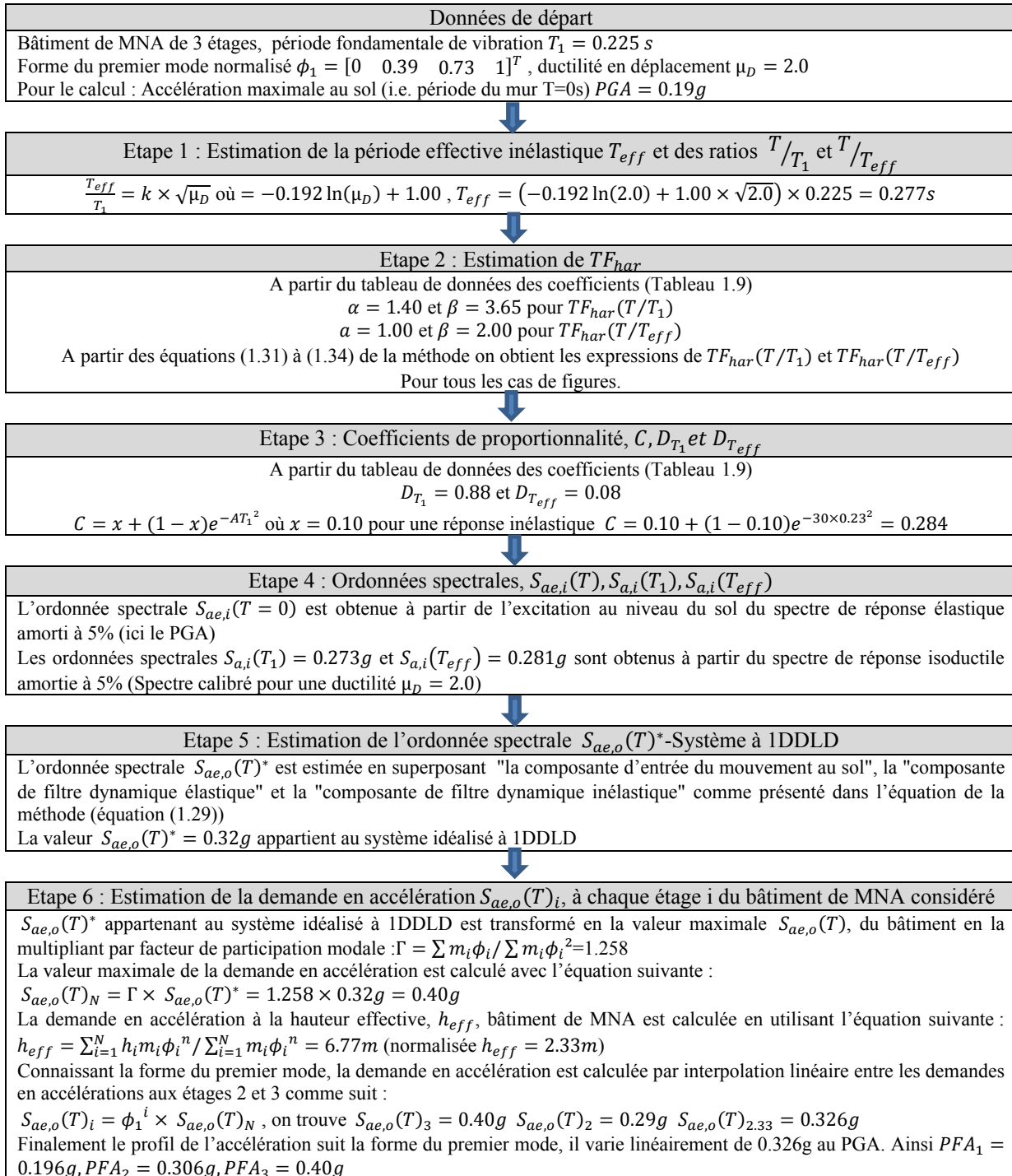


Figure-A I-1 Procédure d'utilisation de la fonction de transfert
Adaptée de Menon et Magenes (2011b)

ANNEXE II

INVENTAIRE DÉTAILLÉ DU BÂTI DU VIEUX-QUEBEC

Cette annexe présente un inventaire détaillé du bâti des bâtiments répertoriés lors de l'inventaire effectué dans le quartier du Vieux-Québec au mois de Juillet 2013. Il donne pour chaque bâtiment plusieurs informations qui sont listées de la manière suivante :

- # : numéro du bâtiment dans l'inventaire;
- REF : sigle de référencement du bâtiment utilisé dans le traitement informatique des données. La lettre représente l'initial de la ville (Québec), le premier nombre correspond au nombre d'étage et le deuxième nombre correspond à un numéro d'ordre;
- NOM : appellation historique donnée à certain bâtiment;
- NOM DE RUE : nom de la rue où se trouve le bâtiment;
- NUM : numéro de rue du bâtiment;
- ANNEE : année de construction du bâtiment;
- ETAGE : nombre d'étages du bâtiment;
- les autres données sont les différentes mesures géométriques relevées dont l'explication se trouve au Tableau 3.1. Les valeurs des données sont exprimées en mm.

Tableau-A II-1 Inventaire détaillé du bâti du Vieux-Québec

#	REF	NOM	NUM RUE	NOM DE RUE	ANNEE	NBR ETAGE	t	h1	h2	h3	ht	hc	Ltoff
1	Q3-29		9	BUADE	1825	3	564	3740	3850	2780	1800	2000	7636
2	Q3-30		13	BUADE	1830	3	479	3790	3130	2290	929	2000	9399
3	Q3-23	Maison Larchevêque-Lelièvre-1	50	COTE DE LA FABRIQUE	1727	3	582	2690	2190	2190	1740	1710	16411
4	Q3-24	Maison Larchevêque-Lelièvre-2	54	COTE DE LA FABRIQUE	1727	3	497	2670	2210	2000	1800	1830	14147
5	Q2-20	Maison André-Bouchaud	17	COUILLARD	1727	2	570	2540	2280		2300	2100	6729
6	Q3-19		52	COUILLARD	1842	3	450	2660	2720	2430	1720	1810	14706
7	Q3-10	Maison Dauphine	14	DAUPHINE	1856	3	600	3500	2940	2910	2490	1660	23044
8	Q2-40	Maison Antoine-Vanfelson	2	DES JARDINS	1815	2	584	2850	2590		2520	2700	9648
9	Q3-2	Maison Thomas-Norris	48	DU PALAIS	1865	3	340	3100	3270	2720	1360	1000	11813
10	Q2-38		3	DU PARLOIR	1836	2	499	3390	3380		2000	1940	12079
11	Q2-37		5	DU PARLOIR	1840	2	519	2920	2730		2370	1300	10845
12	Q2-32		12	GARNEAU	1826	2	470	2860	2750		1600	1920	10912
13	Q3-22		5	HEBERT	1818	3	608	3330	2760	2280	1900	2000	17662
14	Q2-29	Maison Leboeuf	9	HEBERT	1754	2	560	2310	2070		1800	1460	11762
15	Q3-21		11	HEBERT	1844	3	567	3470	2520	2220	1900	2030	14918
16	Q2-30	Maison Jacques-Lemoine	24	HEBERT	1753	2	455	3400	2600		1700	2200	12900
17	Q2-28	Maison Louis-Dufresnay	6	MONSEIGNEUR DE LAVAL	1787	2	640	3160	3280		2600	2310	14390
18	Q2-21		7	SAINT FLAVIEN	1875	2	548	3150	2660		1800	1700	9974
19	Q3-20	Maison Gatineau	12	SAINT FLAVIEN	1864	3	450	3880	2670	2310	1800	1600	10440
20	Q3-15	Maison Pierre-Baillargeon	1047	SAINT JEAN	1850	3	610	3520	3140	2330	1820	1510	13040
21	Q3-16	Maison Henry-O'Connor	1055	SAINT JEAN	1845	3	570	2950	2450	2110	1730	1670	7330
22	Q3-17		1059	SAINT JEAN	1845	3	350	2750	2910	1800	1800	2000	9800
23	Q3-18		1065	SAINT JEAN	1844	3	400	3320	2150	2030	1600	1720	9962
24	Q2-33		1068	SAINT JEAN	1929	2	503	3260	3170		1900	1500	13071
25	Q3-32		1190	SAINT JEAN	-----	3	500	3230	2900	2950	1750	1530	13350

#	REF	NOM	NUM RUE	NOM DE RUE	Ltotc	Lc	hf	Lf	NF	DENOM
1	Q3-29		9	BUADE	11877	2731	1510	785	3	Q3-29
2	Q3-30		13	BUADE	11552	4948	1365	1000	3	Q3-30
3	Q3-23	Maison Larchevêque-Lelièvre-1	50	COTE DE LA FABRIQUE	12437	2310	1080	849	7	Q3-23
4	Q3-24	Maison Larchevêque-Lelièvre-2	54	COTE DE LA FABRIQUE	14580	1000	1110	885	4	Q3-24
5	Q2-20	Maison André-Bouchaud	17	COUILLARD	4200	2000	1475	1170	3	Q2-20
6	Q3-19		52	COUILLARD	12044	2934	1240	1020	6	Q3-19
7	Q3-10	Maison Dauphine	14	DAUPHINE	16037	1460	1637	1070	7	Q3-10
8	Q2-40	Maison Antoine-Vanfelson	2	DES JARDINS	12033	6555	1625	1020	4	Q2-40
9	Q3-2	Maison Thomas-Norris	48	DU PALAIS	13298	1951	1425	809	4	Q3-2
10	Q2-38		3	DU PARLOIR	11358	3997	1985	1360	6	Q2-38
11	Q2-37		5	DU PARLOIR	10748	5546	1590	1040	5	Q2-37
12	Q2-32		12	GARNEAU	14053	2211	1305	681	4	Q2-32
13	Q3-22		5	HEBERT	11411	3880	1417	997	7	Q3-22
14	Q2-29	Maison Leboeuf	9	HEBERT	11111	4309	1340	1020	5	Q2-29
15	Q3-21		11	HEBERT	9791	4809	1460	1070	5	Q3-21
16	Q2-30	Maison Jacques-Lemoine	24	HEBERT	11473	5267	1400	948	6	Q2-30
17	Q2-28	Maison Louis-Dufresnay	6	MONSEIGNEUR DE LAVAL	10129	3418	1885	1420	5	Q2-28
18	Q2-21		7	SAINT FLAVIEN	9528	2775	1265	853	4	Q2-21
19	Q3-20	Maison Gatineau	12	SAINT FLAVIEN	7000	1763	1330	861	3	Q3-20
20	Q3-15	Maison Pierre-Baillargeon	1047	SAINT JEAN	4600	3400	1320	888	6	Q3-15
21	Q3-16	Maison Henry-O'Connor	1055	SAINT JEAN	11640	2715	1225	844	4	Q3-16
22	Q3-17		1059	SAINT JEAN	6447	2362	1485	1270	4	Q3-17
23	Q3-18		1065	SAINT JEAN	11824	1962	1255	807	4	Q3-18
24	Q2-33		1068	SAINT JEAN	12884	3710	1450	1230	5	Q2-33
25	Q3-32		1190	SAINT JEAN	15116	2821	1630	800	6	Q3-32

#	REF	NOM	NUM RUE	NOM DE RUE	ANNEE	NBR ETAGE	t	h1	h2	h3	ht	hc	Ltoft
26	Q2-39	Maison Jean-Maillou	17	SAINT LOUIS	1736	2	640	4100	3250		2920	2690	19836
27	Q2-36	Maison John-Grout	44	SAINT LOUIS	1825	2	525	3380	2740		3490	858	6546
28	Q2-35		46	SAINT LOUIS	1782	2	615	3000	3160		2500	1320	11905
29	Q3-28		47	SAINT LOUIS	1870	3	580	4120	3080	2350	1900	1600	7551
30	Q3-27		65	SAINT LOUIS	-----	3	505	4400	3480	2660	2234	1489	19023
31	Q3-26		70	SAINT LOUIS	1815	3	508	3230	2440	2030	1800	2040	13665
32	Q3-25		73	SAINT LOUIS	1880	3	582	2720	2400	2150	2660	890	10728
33	Q3-13	Maison George-Montgomery	1	SAINT STANISLAS	1827	3	650	3070	2380	2150	1580	1800	13555
34	Q2-13	Maison John-O'Meara	3	SAINT STANISLAS	1834	2	300	3440	2830		1740	1200	8541
35	Q2-12		5	SAINT STANISLAS	1830	2	378	2820	2630		2480	1080	7809
36	Q2-14		6	SAINT STANISLAS	-----	2	800	2410	4100		1800	2090	13222
37	Q2-10		13	SAINT STANISLAS	1830	2	330	2740	2750		2350	570	8280
38	Q2-9	Maison Louis-Latouch	15	SAINT STANISLAS	1825	2	514	2970	2340		2270	1500	6479
39	Q2-11		16	SAINT STANISLAS	1729	2	570	2510	2310		1870	1520	7950
40	Q3-12		7	SAINTE ANGELE	1885	3	650	2520	2300	2300	2000	1800	13640
41	Q3-3		9	SAINTE ANGELE	1850	3	700	3720	3160	2580	1970	1650	13153
42	Q3-11		15	SAINTE ANGELE	1885	3	350	3020	2200	1880	1800	1800	6713
43	q3-4		19	SAINTE ANGELE	1850	3	498	3230	3010	2240	1580	1280	12610
44	Q2-1		24	SAINTE ANGELE	1848	2	650	2070	2430		1800	1600	8268
45	Q2-2		30	SAINTE ANGELE	1839	2	531	3340	2420		1960	1410	6980
46	Q2-3	Maison François-Vocelle	32	SAINTE ANGELE	1790	2	597	2240	3090		1860	1890	7530
47	Q2-19		34	SAINTE ANGELE	1786	2	550	2400	2160		2040	1610	6350
48	Q3-14	Maison Charles-Marié	38	SAINTE ANGELE	1821	3	550	3090	3440	3010	2180	1500	9540
49	Q2-18		40	SAINTE ANGELE	1813	2	610	3010	2870		2590	1430	10851
50	Q2-17		49	SAINTE ANGELE	-----	2	587	3170	3080		2020	1500	15050

#	REF	NOM	NUM RUE	NOM DE RUE	Ltote	Lc	hf	Lf	NF	DENOM
26	Q2-39	Maison Jean-Maillou	17	SAINT LOUIS	12292	2199	1930	1190	7	Q2-39
27	Q2-36	Maison John-Grout	44	SAINT LOUIS	8340	1591	1585	1210	3	Q2-36
28	Q2-35		46	SAINT LOUIS	13554	2100	1775	1130	5	Q2-35
29	Q3-28		47	SAINT LOUIS	10743	4390	1465	911	3	Q3-28
30	Q3-27		65	SAINT LOUIS	13500	3527	1387	1030	6	Q3-27
31	Q3-26		70	SAINT LOUIS	11073	4782	1330	955	5	Q3-26
32	Q3-25		73	SAINT LOUIS	12789	1237	1300	1100	3	Q3-25
33	Q3-13	Maison George-Montgomery	1	SAINT STANISLAS	12200	4828	1217	1130	5	Q3-13
34	Q2-13	Maison John-O'Meara	3	SAINT STANISLAS	11250	2258	1740	1460	3	Q2-13
35	Q2-12		5	SAINT STANISLAS	10462	2139	1570	1160	4	Q2-12
36	Q2-14		6	SAINT STANISLAS	12414	2937	1640	900	5	Q2-14
37	Q2-10		13	SAINT STANISLAS	9625	1000	1605	1350	3	Q2-10
38	Q2-9	Maison Louis-Latouch	15	SAINT STANISLAS	8756	2013	1625	1300	3	Q2-9
39	Q2-11		16	SAINT STANISLAS	8680	3382	1350	1140	4	Q2-11
40	Q3-12		7	SAINTE ANGELE	10333	3361	1053	694	5	Q3-12
41	Q3-3		9	SAINTE ANGELE	10585	4485	1627	1340	6	Q3-3
42	Q3-11		15	SAINTE ANGELE	8307	2976	1137	1040	3	Q3-11
43	q3-4		19	SAINTE ANGELE	9012	2840	1560	1390	5	q3-4
44	Q2-1		24	SAINTE ANGELE	8041	1983	1245	1080	3	Q2-1
45	Q2-2		30	SAINTE ANGELE	7602	2656	1485	1270	3	Q2-2
46	Q2-3	Maison François-Vocelle	32	SAINTE ANGELE	7885	2383	1550	1100	3	Q2-3
47	Q2-19		34	SAINTE ANGELE	8462	1890	1120	1040	4	Q2-19
48	Q3-14	Maison Charles-Marié	38	SAINTE ANGELE	10127	3230	1723	1520	4	Q3-14
49	Q2-18		40	SAINTE ANGELE	9580	3190	2000	1330	5	Q2-18
50	Q2-17		49	SAINTE ANGELE	13304	2340	1775	1180	6	Q2-17

#	REF	NOM	NUM RUE	NOM DE RUE	ANNEE	NBR ETAGE	t	h1	h2	h3	ht	hc	Ltotf
51	Q2-16		51	SAINTE ANGELE	-----	2	490	2540	1840		1020	2330	11771
52	Q3-31		69	SAINTE ANNE	1839	3	614	2650	2000	1930	1680	1300	11704
53	Q2-41		81	SAINTE ANNE	1876	2	495	3960	3730		3190	1710	7460
54	Q2-15		128	SAINTE ANNE	-----	2	600	3320	2130		1780	1700	13344
55	Q2-22		2	SAINTE FAMILLE	1800	2	620	2240	2000		1700	1640	12216
56	Q3-5		2	SAINTE FAMILLE		3	620	2120	2290	2040	1780	1450	13976
57	Q2-27	Maison Étienne-Marchand	3	SAINTE FAMILLE	1722	2	520	4380	3510		2370	1300	8677
58	Q2-23		6	SAINTE FAMILLE	1831	2	495	2790	2380		1700	2100	10321
59	Q2-25	Maisons en rangée Hope-Gate	7	SAINTE FAMILLE	1843	2	521	2740	2310		2420	1800	13132
60	Q2-24		8	SAINTE FAMILLE	1849	2	545	2550	2510		2000	1500	13097
61	Q2-26	16 1/2, rue Sainte-Famille	16	SAINTE FAMILLE	1696	2	562	3000	3170		1950	1760	8743
62	Q2-31		40	SAINTE FAMILLE	1883	2	624	2370	2680	2840	1840	2330	16808
63	Q2-4		15	SAINTE URSULE	1850	2	352	2870	2560		1650	1210	7600
64	Q3-6		22	SAINTE URSULE	-----	3	552	3119	2690	1960	1900	1900	7410
65	Q3-7		24	SAINTE URSULE	1831	3	493	3160	3150	2110	1881	1600	7670
66	Q3-1		25	SAINTE URSULE	1825	3	480	3400	3030	1950	1000	2180	14613
67	Q2-5		26	SAINTE URSULE	-----	2	480	3270	3590		2080	1430	7819
68	Q2-6		28	SAINTE URSULE	1797	2	587	2930	3200		2190	1560	11520
69	Q3-8		30	SAINTE URSULE	1792	3	650	3270	3120	2510	1680	2000	14020
70	Q2-34	Maison James Thomson	47	SAINTE URSULE	1793	2	550	3890	2800		3030	1060	13678
71	Q2-7		52	SAINTE URSULE	1860	2	463	3370	3060		1900	990	8739
72	Q3-9		56	SAINTE URSULE	1850	3	357	3670	3150	2440	900	902	7050
73	Q2-8		58	SAINTE URSULE	1752	2	584	3650	3000		2000	1750	10880

#	REF	NOM	NUM RUE	NOM DE RUE	Ltote	Lc	hf	Lf	NF	DENOM
51	Q2-16		51	SAINTE ANGELE	8726	1564	1270	1070	3	Q2-16
52	Q3-31		69	SAINTE ANNE	9822	3455	1210	740	5	Q3-31
53	Q2-41		81	SAINTE ANNE	11652	1944	2465	1210	3	Q2-41
54	Q2-15		128	SAINTE ANNE	11070	3429	1450	1270	5	Q2-15
55	Q2-22		2	SAINTE FAMILLE	9383	3429	1090	875	5	Q2-22
56	Q3-5		2	SAINTE FAMILLE	13247	5541	1170	955	5	Q3-5
57	Q2-27	Maison Étienne-Marchand	3	SAINTE FAMILLE	11392	3324	2025	1230	3	Q2-27
58	Q2-23		6	SAINTE FAMILLE	10781	3904	1275	1300	4	Q2-23
59	Q2-25	Maisons en rangée Hope-Gate	7	SAINTE FAMILLE	11239	3531	1195	1080	5	Q2-25
60	Q2-24		8	SAINTE FAMILLE	10627	4294	1555	1200	6	Q2-24
61	Q2-26	16 1/2, rue Sainte-Famille	16	SAINTE FAMILLE	10442	2738	1675	1200	4	Q2-26
62	Q2-31		40	SAINTE FAMILLE	12346	2100	1557	900	5	Q2-31
63	Q2-4		15	SAINTE URSULE	9727	3535	1363	1100	3	Q2-4
64	Q3-6		22	SAINTE URSULE	11808	4644	1410	1250	3	Q3-6
65	Q3-7		24	SAINTE URSULE	11434	4239	1807	1420	3	Q3-7
66	Q3-1		25	SAINTE URSULE	10911	4489	1567	1210	5	Q3-1
67	Q2-5		26	SAINTE URSULE	9963	2532	1935	1410	3	Q2-5
68	Q2-6		28	SAINTE URSULE	7326	3081	2000	1250	4	Q2-6
69	Q3-8		30	SAINTE URSULE	7199	1596	1713	974	6	Q3-8
70	Q2-34	Maison James Thomson	47	SAINTE URSULE	10237	1000	1320	1210	5	Q2-34
71	Q2-7		52	SAINTE URSULE	11705	4651	1755	958	4	Q2-7
72	Q3-9		56	SAINTE URSULE	12670	2146	1697	1110	3	Q3-9
73	Q2-8		58	SAINTE URSULE	12958	4612	1900	1290	5	Q2-8

ANNEXE III

INVENTAIRE DÉTAILLÉ DU BÂTI DU VIEUX-MONTREAL

Cette annexe présente un inventaire détaillé du bâti des bâtiments répertoriés lors de l'inventaire effectué dans le quartier du Vieux-Montréal au mois de Juin 2013. Il donne pour chaque bâtiment plusieurs informations qui sont listées de la manière suivante :

- # : numéro du bâtiment dans l'inventaire;
- REF : sigle de référencement du bâtiment utilisé dans le traitement informatique des données. La lettre représente l'initial de la ville (Montréal), le premier nombre correspond au nombre d'étage et le deuxième nombre correspond à un numéro d'ordre;
- NOM : appellation historique donnée à certain bâtiment;
- NOM DE RUE : nom de la rue où se trouve le bâtiment;
- NUM : numéro de rue du bâtiment;
- ANNEE : année de construction du bâtiment;
- ETAGE : nombre d'étages du bâtiment;
- les autres données sont les différentes mesures géométriques relevées dont l'explication se trouve au Tableau 3.1. Les valeurs des données sont exprimées en mm.

Tableau-A III- 1 Inventaire détaillé du bâti du Vieux-Montréal

#	REF	NOM	NOM DE RUE	NUM ANNEE	ETAGE	t	h1	h2	h3	ht	hc	Ltoff	
1	M3-18	Maison Clément-Sabrevois-de-Bleury	SAINT GABRIEL	428	1746	3	625	4180	3220	1710	937	2220	15905
2	M2-10	Maison Dumas	SAINT PAUL EST	445	1750	2	472	2060	2550	1000	1000	10970	
3	M3-16	Maison Louis-Viger	BONSECOURS	405	1765	3	456	3110	2710	2510	2000	1300	10210
4	M3-11	Entrepôt Pierre-Du Calvet	SAINT PAUL EST	417	1768	3	461	2710	2390	2090	1190	1110	14075
5	M2-13	Maison Edward-William-Gray	SAINT VINCENT	427	1770	2	560	2990	3620	1990	1700	16308	
6	M2-14	Entrepôt Edward-William-Gray	SAINT VINCENT	437	1770	2	560	2570	2170	2240	1830	10048	
7	M3-1	Maison Du Calvet	BONSECOURS	401	1770	3	527	3420	2585	1535	1940	1585	10590
8	M2-1	Maison Papineau	BONSECOURS	440	1785	2	500	3040	2640	2600	1335	16150	
9	M3-8	Maison Simon-McTavish	SAINT JEAN-BAPTISTE	411	1786	3	700	2060	3080	4850	1150	1000	21440
10	M3-3	Maison William-Maitland	NOTRE-DAME EST	320	1796	3	440	3560	3290	3004	900	1700	16720
11	M2-6	Maison de La Minerve	SAINT PAUL EST	161	1800	2	550	3730	3540	2150	1650	10336	
12	M2-11	Maison Philip-Shorts	SAINT PAUL EST	461	1803	2	550	3160	2660	1900	2760	17990	
13	M2-8	Auberge Del Vecchio	SAINT PAUL EST	189	1806	2	600	3700	3240	2060	1710	9993	
14	M2-4	Maison Antoine-Mallard II	PLACE JACQUES CARTIER	456	1810	2	532	3090	3710	2500	600	11140	
15	M2-5	Maison Antoine-Mallard I	PLACE JACQUES CARTIER	462	1810	2	532	3090	3710	2500	2390	9639	
16	M2-12	Maison Silvain-Laurent-dit-Bérichon	SAINT SACREMENT	221	1810	2	438	2990	2880	2230	1540	13665	
17	M2-2	Maison La Sauvegarde	NOTRE-DAME EST	160	1811	2	740	2950	3200	2290	1880	9295	
18	M2-9	Maison Parthenais-Perrault I	SAINT PAUL EST	251	1812	2	550	2890	2710	1900	1110	18065	
19	M2-7	Maison à l'Enseigne-du-Patriote	SAINT PAUL EST	165	1814	2	670	2740	2720	2000	1400	10727	
20	M3-20	Maison Pierre-Joseph-Perrault	SAINT PAUL EST	3	1820	3	350	2670	2840	1930	1000	10204	
21	M3-23	Maison-magasin John-McKenzie	SAINT PAUL OUEST	171	1829	3	600	3120	2470	1960	1000	1300	8050
22	M3-10	Maisons William-Walker	SAINT PAUL EST	383	1831	3	550	3260	3500	2460	1120	1530	9630
23	M3-28	Immeuble John-Fisher	SAINT PAUL OUEST	351	1834	3	350	3000	2830	2230	1400	1300	14356
24	M3-12	Maison-magasin François-Perrin	SAINT PAUL OUEST	11	1835	3	560	3130	2790	2270	1000	1000	11979
25	M3-19	Immeuble Joseph-T.-Barrett	SAINT JEAN-BAPTISTE	405	1835	3	500	3880	2780	2000	1600	9453	

#	REF	NOM	NOM DE RUE	NUM	Ltotc	Lc	hf	Lf	Nb F
1	M3-18	Maison Clément-Sabrevois-de-Bleury	SAINT GABRIEL	428	12952	4880	1490	1000	7
2	M2-10	Maison Dumas	SAINT PAUL EST	445	15927	1480	1350	729	5
3	M3-16	Maison Louis-Viger	BONSECOURS	405	8500	2000	1610	1060	3
4	M3-11	Entrepôt Pierre-Du Calvet	SAINT PAUL EST	417	14000	3146	1412	858	6
5	M2-13	Maison Edward-William-Gray	SAINT VINCENT	427	10204	2846	1775	1180	7
6	M2-14	Entrepôt Edward-William-Gray	SAINT VINCENT	437	10159	2846	1410	1030	3
7	M3-1	Maison Du Calvet	BONSECOURS	401	9000	3600	1340	1100	5
8	M2-1	Maison Papineau	BONSECOURS	440	12640	1700	1670	1070	7
9	M3-8	Maison Simon-McTavish	SAINT JEAN-BAPTISTE	411	11915	11915	1750	1193	8
10	M3-3	Maison William-Maitland	NOTRE-DAME EST	320	12642	4500	1740	1110	6
11	M2-6	Maison de La Minerve	SAINT PAUL EST	161	10107	4867	1600	1130	5
12	M2-11	Maison Philip-Shorts	SAINT PAUL EST	461	10120	1000	1530	860	10
13	M2-8	Auberge Del Vecchio	SAINT PAUL EST	189	14512	2915	1520	827	4
14	M2-4	Maison Antoine-Mallard II	PLACE JACQUES CARTIER	456	8828	1500	1700	1010	5
15	M2-5	Maison Antoine-Mallard I	PLACE JACQUES CARTIER	462	6000	2700	1795	1050	3
16	M2-12	Maison Silvain-Laurent-dit-Bérichon	SAINT SACREMENT	221	11930	1670	1780	1000	5
17	M2-2	Maison La Sauvegarde	NOTRE-DAME EST	160	12543	2991	1570	990	4
18	M2-9	Maison Parthenais-Perrault I	SAINT PAUL EST	251	9655	1200	1615	992	8
19	M2-7	Maison à l'Enseigne-du-Patriote	SAINT PAUL EST	165	9404	2915	1635	875	5
20	M3-20	Maison Pierre-Joseph-Perrault	SAINT PAUL EST	3	21139	21139	1309	963	4
21	M3-23	Maison-magasin John-McKenzie	SAINT PAUL OUEST	171	11608	2800	1145	1080	4
22	M3-10	Maisons William-Walker	SAINT PAUL EST	383	13107	2914	2000	996	3
23	M3-28	Immeuble John-Fisher	SAINT PAUL OUEST	351	19131	2000	1366	959	6
24	M3-12	Maison-magasin François-Perrin	SAINT PAUL OUEST	11	15537	15537	1293	896	7
25	M3-19	Immeuble Joseph-T.-Barrett	SAINT JEAN-BAPTISTE	405	9837	2000	1523	1546	4

#	REF	NOM	NOM DE RUE	NUM	ANNEE	ETAGE	t	h1	h2	h3	ht	hc
26	M3-21	Maison-magasin Macdonell-Holmes	SAINT PAUL EST	37	1835	3	650	5130	4200	3160	1360	500
27	M2-3	Maison Sir-George-Étienne-Cartier	NOTRE-DAME EST	456	1836	2	640	4040	3900		3050	1530
28	M3-6	Maison-magasin-entrepôt Louis-Tancrède-Bouthillier I	NOTRE-DAME OUEST	214	1836	3	500	3030	3370	2240	500	1000
29	M3-17	Maison Cuvillier-Ostell	NOTRE-DAME OUEST	4	1836	3	510	3110	2950	2480	2060	1080
30	M3-25	Maison-magasin Louis-Tancrède-Bouthillier II	SAINT PAUL OUEST	206	1837	3	690	3030	2980	2050	1900	1300
31	M3-13	Maison-magasin Hiram-Seymour	SAINT PAUL OUEST	149	1840	3	550	2890	2840	2410	645	800
32	M3-22	Maison-magasin Denis-Benjamin-Viger	SAINT PAUL OUEST	134	1841	3	550	3430	2870	2080	1890	2050
33	M3-7	Maison-magasin James-Ferrier	NOTRE-DAME OUEST	430	1842	3	550	3410	2690	2290	700	1000
34	M3-29	Maisons-magasins de l'Hôtel-Dieu	SAINT SULPICE	455	1843	3	450	4170	3870	3300	2490	1300
35	M3-4	Maison-magasin George-Étienne-Cartier	NOTRE-DAME EST	356	1844	3	520	3590	3490	2500	1080	1370
36	M3-14	216-218, rue Saint-Paul Ouest	SAINT PAUL OUEST	216	1845	3	620	3210	3090	2290	2000	1800
37	M3-5	Maisons-magasins Daniel-Gorrie	NOTRE-DAME EST	435	1846	3	570	4280	4250	3720	1200	1000
38	M3-9	30, rue Saint-Jean-Baptiste	SAINT PAUL EST	20	1846	3	450	3470	2790	2410	500	1000
39	M3-2	Maison-magasin Joseph-Hall	NOTRE-DAME EST	26	1847	3	390	3030	3060	2570	1420	1000
40	M3-15	Immeuble Harrison-Stephens	SAINT PAUL OUEST	235	1848	3	550	2960	2320	2180	1600	500
41	M3-27	Maison François-Benoît	SAINT PAUL OUEST	320	1849	3	550	3150	3080	2170	2000	2000
42	M3-24	Magasin-entrepôt John-Frothingham	SAINT PAUL OUEST	180	1851	3	350	3740	2410	2000	1000	1500
43	M3-26	310-312, rue Saint-Paul Ouest	SAINT PAUL OUEST	310	-	3	813	2930	2660	2160	2180	1690

#	REF	NOM	NOM DE RUE	NUM	Ltoif	Ltofc	Lc	hf	Lf	Nb F
26	M3-21	Maison-magasin Macdonell-Holmes	SAINTE PAUL EST	37	12711	22554	22554	1845	1450	4
27	M2-3	Maison Sir-George-Étienne-Cartier	NOTRE-DAME EST	456	18271	12589	2500	1870	1140	6
28	M3-6	Maison-magasin-entrepôt Louis-Tancrède-Bouthillier I	NOTRE-DAME OUEST	214	17600	11782	1687	1555	1030	7
29	M3-17	Maison Cuvillier-Ostell	NOTRE-DAME OUEST	4	22790	7410	922	1380	1640	6
30	M3-25	Maison-magasin Louis-Tancrède-Bouthillier II	SAINTE PAUL OUEST	206	10882	17471	6930	1083	1040	5
31	M3-13	Maison-magasin Hiram-Seymour	SAINTE PAUL OUEST	149	8130	18225	2000	1435	951	3
32	M3-22	Maison-magasin Denis-Benjamin-Viger	SAINTE PAUL OUEST	134	15355	20986	900	1300	1090	7
33	M3-7	Maison-magasin James-Ferrier	NOTRE-DAME OUEST	430	18593	9189	1500	1315	942	3
34	M3-29	Maisons-magasins de l'Hôtel-Dieu	SAINTE SULPICE	455	15700	5525	5525	1495	982	6
35	M3-4	Maison-magasin George-Étienne-Cartier	NOTRE-DAME EST	356	10470	6883	1985	1560	1040	4
36	M3-14	216-218, rue Saint-Paul Ouest	SAINTE PAUL OUEST	216	7585	11708	4025	1485	1030	5
37	M3-5	Maisons-magasins Daniel-Gorrie	NOTRE-DAME EST	435	18490	16680	1200	1900	1140	8
38	M3-9	30, rue Saint-Jean-Baptiste	SAINTE PAUL EST	20	6463	7813	7813	1568	950	3
39	M3-2	Maison-magasin Joseph-Hall	NOTRE-DAME EST	26	9690	16100	743	1645	880	5
40	M3-15	Immeuble Harrison-Stephens	SAINTE PAUL OUEST	235	13290	18851	18851	1160	940	6
41	M3-27	Maison François-Benoît	SAINTE PAUL OUEST	320	14864	17127	2090	1260	861	6
42	M3-24	Magasin-entrepôt John-Frothingham	SAINTE PAUL OUEST	180	8628	25000	3000	1210	924	5
43	M3-26	310-312, rue Saint-Paul Ouest	SAINTE PAUL OUEST	310	15110	15390	5250	1220	893	4

ANNEXE IV

ESTIMATION DES CHARGES PERMANENTES DES PLANCHERS ET DES CHARPENTES DE TOITURE

Les données géométriques ont été obtenues en utilisant des schémas et croquis de bâtiments anciens du Québec présents dans l'ouvrage de Auger (Auger et Roquet, 1998). Ces dessins ne sont pas forcément représentatifs de tous les bâtiments de l'inventaire car les techniques de construction sont très variables. L'inclusion de ces charges tient plus d'une rigueur de calcul car elles n'influencent pas de manière significative la modélisation, étant donné la masse de la maçonnerie qui est largement prépondérante.

Estimation de la charge permanente de plancher

Le plancher est considéré comme étant constitué d'un madrier de bois de 3 pouces d'épaisseur (7.62 cm) et de solives de dimensions 3 × 11 pouces (7.62 × 27.64 cm) séparées par une distance de 23 pouces (58.42 cm) centre à centre. La Figure IV.1 montre le détail des planchers considérés dans la modélisation.

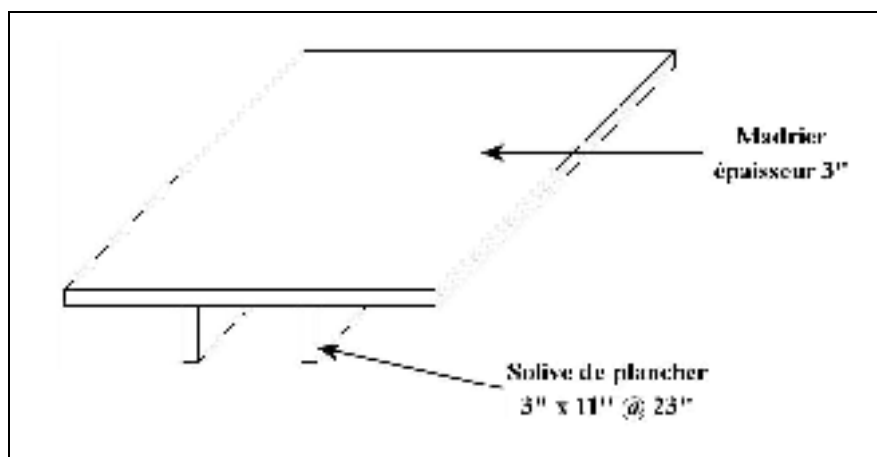


Figure-A IV-1 Détail du plancher utilisé pour la modélisation
Adaptée de Auger et Roquet (1998)

La charge permanente de plancher est notée w_p est exprimée en kPa et sa formulation est la suivante :

$$w_p = w_{solive,plancher} + w_{madrier}$$

Avec :

$$w_{solive,plancher} = \frac{1}{58.42} \times 7.62 \times 24.64 \times \rho_b \times g = \frac{1}{58.42} \times 7.62 \times 24.64 \times 350 \times 9.81 \times 10^{-5}$$

$$w_{solive,plancher} = 0.11kPa$$

$$w_{madrier} = 7.62 \times \rho_b \times g = 7.62 \times 350 \times 9.81 \times 10^{-5}$$

$$w_{madrier} = 0.262kPa$$

$$D'où w_p = 0.37kPa$$

Estimation de la charge permanente de toiture

La toiture est constituée d'une charpente légère à pannes en chevrons de 2×6 pouces (5.08×15.24 cm) espacées de 23 pouces (58.42 cm) centre à centre. La Figure IV.2 montre le détail de la toiture et les éléments qui ont été pris en compte dans les caculs. Il est à noter que les tôles en baguette n'ont pas été prises en compte.

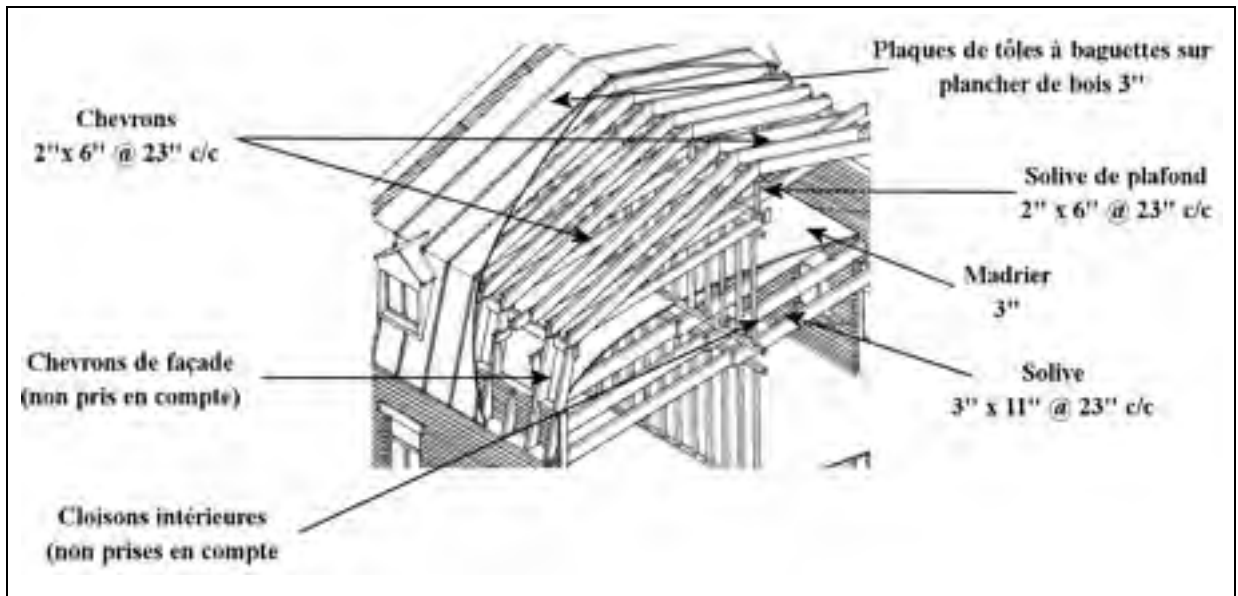


Figure-A IV-2 Détail de la toiture
Adaptée de Auger et Roquet (1998)

La charge permanente de plancher est notée w_t est exprimée en kPa et sa formulation est la suivante :

$$w_t = w_{solive,plafond} + w_{Plancher,toiture}$$

$$w_{solive,plafond} = \frac{1}{58.42} \times 5.08 \times 15.25 \times \rho_b \times g = \frac{1}{58.42} \times 5.08 \times 15.25 \times 350 \times 9.81 \times 10^{-5}$$

$$w_{solive,plafond} = 0.046 kPa$$

$$w_{Plancher,toiture} = 7.62 \times \rho_b \times g = 7.62 \times 350 \times 9.81 \times 10^{-5}$$

$$w_{Plancher,toiture} = 0.26 kPa$$

$$D'où w_t = 0.31 kPa$$

ANNEXE V

NOTES DE CALCULS – INFLUENCE DE LA DUCTILITE SUR LA FONCTION DE TRANSFERT

Cette annexe présente le détail des calculs des fonctions de transfert effectués dans le cadre de l'analyse de l'influence de la ductilité sur la fonction de transfert et la réponse hors-plan des murs de MNA (paragraphe 4.4.2). Les six cas considérés sont présentés au Tableau 4.5.

Tableau-A V-1 Détail des calculs des fonctions de transfert dans l'étude de l'influence de la ductilité

CAS	Classe Ductilité	μD	Thp (s)	Tl (s)	T/Tl	Sai(Tl) (g)	Sae(T) (g)	alpha	a	beta	Thar(T/Tl)	DT1	A	C	Teff (s)	T/Teff	Sai(Teff) (g)	alpha	a	beta	Thar(T/Teff)	Dteff	Saeo (g)	Sdeo (mm)
1	E	1.0	1.769	0.123	14.418	0.690	0.069	1.8	0.85	3.75	0.110	0.70	15	0.808	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	0.110	85.232
	I	1.1	1.769	0.123	14.418	0.627	0.069	1.5	0.65	3.70	0.186	0.67	25	0.718	0.126	14.004	0.627	1.0	0.50	2.0	0.325	0.05	0.138	107.283
	I	1.2	1.769	0.123	14.418	0.575	0.069	1.5	0.65	3.70	0.186	0.67	25	0.718	0.130	13.640	0.575	1.0	0.50	2.0	0.331	0.05	0.131	101.711
	I	1.3	1.769	0.123	14.418	0.531	0.069	1.5	0.65	3.70	0.186	0.67	25	0.718	0.133	13.317	0.531	1.0	0.50	2.0	0.337	0.05	0.125	96.988
	I	1.4	1.769	0.123	14.418	0.493	0.069	1.5	0.65	3.70	0.186	0.67	25	0.718	0.136	13.027	0.493	1.0	0.50	2.0	0.343	0.05	0.119	92.932
	II	1.5	1.769	0.123	14.418	0.460	0.069	1.4	0.65	3.70	0.186	0.65	30	0.673	0.139	12.766	0.460	1.0	0.45	2.0	0.401	0.07	0.116	90.092
	II	1.6	1.769	0.123	14.418	0.431	0.069	1.4	0.65	3.70	0.186	0.65	30	0.673	0.141	12.529	0.431	1.0	0.45	2.0	0.406	0.07	0.112	86.865
	II	1.7	1.769	0.123	14.418	0.406	0.069	1.4	0.65	3.70	0.186	0.65	30	0.673	0.144	12.313	0.406	1.0	0.45	2.0	0.412	0.07	0.108	84.010
	II	1.8	1.769	0.123	14.418	0.383	0.069	1.4	0.65	3.70	0.186	0.65	30	0.673	0.146	12.114	0.383	1.0	0.45	2.0	0.417	0.07	0.105	81.467
	II	1.9	1.769	0.123	14.418	0.363	0.069	1.4	0.65	3.70	0.186	0.65	30	0.673	0.148	11.930	0.363	1.0	0.45	2.0	0.421	0.07	0.102	79.186
2	II	2.0	1.769	0.123	14.418	0.345	0.069	1.4	0.65	3.70	0.186	0.65	30	0.673	0.150	11.760	0.345	1.0	0.45	2.0	0.426	0.07	0.099	77.129
	E	1.0	2.135	0.160	13.322	0.690	0.048	1.8	0.85	3.75	0.119	0.95	15	0.712	SO	so	SO	SO	SO	SO	SO	SO	0.112	127.088
	I	1.1	2.135	0.160	13.322	0.627	0.048	1.5	0.65	3.70	0.199	0.90	25	0.574	0.165	12.939	0.627	1.0	0.50	2.0	0.345	0.05	0.151	170.765
	I	1.2	2.135	0.160	13.322	0.575	0.048	1.5	0.65	3.70	0.199	0.90	25	0.574	0.169	12.602	0.575	1.0	0.50	2.0	0.352	0.05	0.141	159.361
	I	1.3	2.135	0.160	13.322	0.531	0.048	1.5	0.65	3.70	0.199	0.90	25	0.574	0.174	12.304	0.531	1.0	0.50	2.0	0.358	0.05	0.132	149.698
	I	1.4	2.135	0.160	13.322	0.493	0.048	1.5	0.65	3.70	0.199	0.90	25	0.574	0.177	12.037	0.493	1.0	0.50	2.0	0.364	0.05	0.125	141.402
	I	1.5	2.135	0.160	13.322	0.460	0.048	1.5	0.65	3.70	0.199	0.90	25	0.574	0.181	11.796	0.460	1.0	0.50	2.0	0.370	0.05	0.118	134.204
	II	1.6	2.135	0.160	13.322	0.431	0.048	1.4	0.65	3.70	0.199	0.88	30	0.517	0.184	11.577	0.431	1.0	0.45	2.0	0.431	0.08	0.115	130.540
	II	1.7	2.135	0.160	13.322	0.406	0.048	1.4	0.65	3.70	0.199	0.88	30	0.517	0.188	11.377	0.406	1.0	0.45	2.0	0.437	0.08	0.110	124.725
	II	1.8	2.135	0.160	13.322	0.383	0.048	1.4	0.65	3.70	0.199	0.88	30	0.517	0.191	11.193	0.383	1.0	0.45	2.0	0.442	0.08	0.105	119.546
II	1.9	2.135	0.160	13.322	0.363	0.048	1.4	0.65	3.70	0.199	0.88	30	0.517	0.194	11.023	0.363	1.0	0.45	2.0	0.447	0.08	0.101	114.903	
II	2.0	2.135	0.160	13.322	0.345	0.048	1.4	0.65	3.70	0.199	0.88	30	0.517	0.196	10.866	0.345	1.0	0.45	2.0	0.452	0.08	0.098	110.717	

CAS	Classe Ductilité	μD	Thp (s)	T1 (s)	T/T1	Sai(T1) (g)	Sae(T1) (g)	alpha	a	beta	Thar(T/T1)	DT1	A	C	Teff (s)	T/Teff	Sai(Teff) (g)	alpha	a	beta	Thar(T/Teff)	Dteff	Saeo (g)	Sdeo (mm)
3	E	1.0	3.128	0.160	19.522	0.690	0.048	1.8	0.85	3.75	0.083	0.95	15	0.712	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	0.089	215.44
	I	1.1	3.128	0.160	19.522	0.627	0.048	1.5	0.65	3.70	0.145	0.90	25	0.574	0.165	18.960	0.627	1.0	0.50	2.0	0.260	0.05	0.117	285.52
	I	1.2	3.128	0.160	19.522	0.575	0.048	1.5	0.65	3.70	0.145	0.90	25	0.574	0.169	18.467	0.575	1.0	0.50	2.0	0.265	0.05	0.110	267.66
	I	1.3	3.128	0.160	19.522	0.531	0.048	1.5	0.65	3.70	0.145	0.90	25	0.574	0.174	18.030	0.531	1.0	0.50	2.0	0.269	0.05	0.104	252.53
	I	1.4	3.128	0.160	19.522	0.493	0.048	1.5	0.65	3.70	0.145	0.90	25	0.574	0.177	17.639	0.493	1.0	0.50	2.0	0.274	0.05	0.098	239.55
	I	1.5	3.128	0.160	19.522	0.460	0.048	1.5	0.65	3.70	0.145	0.90	25	0.574	0.181	17.285	0.460	1.0	0.50	2.0	0.278	0.05	0.094	228.28
	II	1.6	3.128	0.160	19.522	0.431	0.048	1.4	0.65	3.70	0.145	0.88	30	0.517	0.184	16.964	0.431	1.0	0.45	2.0	0.324	0.08	0.091	221.15
	II	1.7	3.128	0.160	19.522	0.406	0.048	1.4	0.65	3.70	0.145	0.88	30	0.517	0.188	16.671	0.406	1.0	0.45	2.0	0.328	0.08	0.087	212.02
	II	1.8	3.128	0.160	19.522	0.383	0.048	1.4	0.65	3.70	0.145	0.88	30	0.517	0.191	16.402	0.383	1.0	0.45	2.0	0.332	0.08	0.084	203.89
	II	1.9	3.128	0.160	19.522	0.363	0.048	1.4	0.65	3.70	0.145	0.88	30	0.517	0.194	16.153	0.363	1.0	0.45	2.0	0.336	0.08	0.081	196.60
4	II	2.0	3.128	0.160	19.522	0.345	0.048	1.4	0.65	3.70	0.145	0.88	30	0.517	0.196	15.923	0.345	1.0	0.45	2.0	0.340	0.08	0.078	190.03
	E	1.0	1.921	0.137	14.021	0.690	0.055	1.8	0.85	3.75	0.113	0.83	15	0.779	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	0.108	99.20
	I	1.1	1.921	0.137	14.021	0.627	0.055	1.5	0.65	3.70	0.190	0.79	25	0.663	0.141	13.618	0.627	1.0	0.50	2.0	0.332	0.05	0.141	129.71
	I	1.2	1.921	0.137	14.021	0.575	0.055	1.5	0.65	3.70	0.190	0.79	25	0.663	0.145	13.264	0.575	1.0	0.50	2.0	0.338	0.05	0.133	121.88
	I	1.3	1.921	0.137	14.021	0.531	0.055	1.5	0.65	3.70	0.190	0.79	25	0.663	0.148	12.950	0.531	1.0	0.50	2.0	0.344	0.05	0.126	115.24
	I	1.4	1.921	0.137	14.021	0.493	0.055	1.5	0.65	3.70	0.190	0.79	25	0.663	0.152	12.668	0.493	1.0	0.50	2.0	0.350	0.05	0.119	109.54
	I	1.5	1.921	0.137	14.021	0.460	0.055	1.5	0.65	3.70	0.190	0.79	25	0.663	0.155	12.415	0.460	1.0	0.50	2.0	0.356	0.05	0.114	104.60
	II	1.6	1.921	0.137	14.021	0.431	0.055	1.4	0.65	3.70	0.190	0.77	30	0.613	0.158	12.184	0.431	1.0	0.45	2.0	0.415	0.08	0.111	101.74
	II	1.7	1.921	0.137	14.021	0.406	0.055	1.4	0.65	3.70	0.190	0.77	30	0.613	0.160	11.974	0.406	1.0	0.45	2.0	0.420	0.08	0.107	97.74
	II	1.8	1.921	0.137	14.021	0.383	0.055	1.4	0.65	3.70	0.190	0.77	30	0.613	0.163	11.780	0.383	1.0	0.45	2.0	0.425	0.08	0.103	94.18
II	1.9	1.921	0.137	14.021	0.363	0.055	1.4	0.65	3.70	0.190	0.77	30	0.613	0.166	11.602	0.363	1.0	0.45	2.0	0.430	0.08	0.099	90.98	
II	2.0	1.921	0.137	14.021	0.345	0.055	1.4	0.65	3.70	0.190	0.77	30	0.613	0.168	11.436	0.345	1.0	0.45	2.0	0.435	0.08	0.096	88.10	

CAS	Classe Ductilité	μD	Thp (s)	T1 (s)	T/T1	Sai(T1) (g)	Sae(T) (g)	alpha	a	beta	Thar(T/T1)	DT1	A	C	Teff (s)	T/Teff	Sai(Teff) (g)	alpha	a	beta	Thar(T/T1) eff	Dteff	Saeo (g)	Sdeo (mm)
5	E	1.0	2.094	0.208	10.083	0.690	0.048	1.8	0.85	3.75	0.156	0.95	15	0.571	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	0.130	141.33
	I	1.1	2.094	0.208	10.083	0.627	0.048	1.5	0.65	3.70	0.253	0.90	25	0.406	0.214	9.793	0.627	1.0	0.50	2.0	0.427	0.05	0.176	191.37
	I	1.2	2.094	0.208	10.083	0.575	0.048	1.5	0.65	3.70	0.253	0.90	25	0.406	0.219	9.538	0.575	1.0	0.50	2.0	0.436	0.05	0.163	177.47
	I	1.3	2.094	0.208	10.083	0.531	0.048	1.5	0.65	3.70	0.253	0.90	25	0.406	0.225	9.312	0.531	1.0	0.50	2.0	0.444	0.05	0.152	165.69
	I	1.4	2.094	0.208	10.083	0.493	0.048	1.5	0.65	3.70	0.253	0.90	25	0.406	0.230	9.110	0.493	1.0	0.50	2.0	0.452	0.05	0.143	155.59
	I	1.5	2.094	0.208	10.083	0.460	0.048	1.5	0.65	3.70	0.253	0.90	25	0.406	0.235	8.928	0.460	1.0	0.50	2.0	0.459	0.05	0.135	146.81
	II	1.6	2.094	0.208	10.083	0.431	0.048	1.4	0.65	3.70	0.253	0.88	30	0.347	0.239	8.762	0.431	1.0	0.45	2.0	0.534	0.08	0.131	142.78
	II	1.7	2.094	0.208	10.083	0.406	0.048	1.4	0.65	3.70	0.253	0.88	30	0.347	0.243	8.611	0.406	1.0	0.45	2.0	0.541	0.08	0.124	135.70
	II	1.8	2.094	0.208	10.083	0.383	0.048	1.4	0.65	3.70	0.253	0.88	30	0.347	0.247	8.471	0.383	1.0	0.45	2.0	0.548	0.08	0.119	129.41
	II	1.9	2.094	0.208	10.083	0.363	0.048	1.4	0.65	3.70	0.253	0.88	30	0.347	0.251	8.343	0.363	1.0	0.45	2.0	0.555	0.08	0.114	123.76
6	II	2.0	2.094	0.208	10.083	0.345	0.048	1.4	0.65	3.70	0.253	0.88	30	0.347	0.255	8.224	0.345	1.0	0.45	2.0	0.561	0.08	0.109	118.67
	E	1.0	4.092	0.208	19.706	0.690	0.048	1.0	0.85	3.75	0.082	0.95	15	0.571	0.208	SO	SO	SO	SO	SO	SO	SO	0.081	338.43
	I	1.1	4.092	0.208	19.706	0.627	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.90	25	0.406	0.214	19.139	0.627	1.0	0.50	2.0	0.258	0.05	0.109	452.13
	I	1.2	4.092	0.208	19.706	0.575	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.90	25	0.406	0.219	18.641	0.575	1.0	0.50	2.0	0.263	0.05	0.101	421.82
	I	1.3	4.092	0.208	19.706	0.531	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.90	25	0.406	0.225	18.200	0.531	1.0	0.50	2.0	0.267	0.05	0.095	396.14
	I	1.4	4.092	0.208	19.706	0.493	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.90	25	0.406	0.230	17.805	0.493	1.0	0.50	2.0	0.272	0.05	0.090	374.09
	I	1.5	4.092	0.208	19.706	0.460	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.90	25	0.406	0.235	17.448	0.460	1.0	0.50	2.0	0.276	0.05	0.085	354.96
	II	1.6	4.092	0.208	19.706	0.431	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.88	30	0.347	0.239	17.124	0.431	1.0	0.45	2.0	0.322	0.08	0.082	342.32
	II	1.7	4.092	0.208	19.706	0.406	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.88	30	0.347	0.243	16.828	0.406	1.0	0.45	2.0	0.326	0.08	0.078	326.83
	II	1.8	4.092	0.208	19.706	0.383	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.88	30	0.347	0.247	16.556	0.383	1.0	0.45	2.0	0.330	0.08	0.075	313.02
II	1.9	4.092	0.208	19.706	0.363	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.88	30	0.347	0.251	16.305	0.363	1.0	0.45	2.0	0.334	0.08	0.072	300.65	
II	2.0	4.092	0.208	19.706	0.345	0.048	1.0	0.65	3.70	0.143	0.88	30	0.347	0.255	16.073	0.345	1.0	0.45	2.0	0.337	0.08	0.07	289.50	

ANNEXE VI

EXEMPLE DE CALCUL DES DÉPLACEMENTS DES ÉLÉMENTS CRITIQUES

Introduction

L'objectif de cette annexe est de montrer la modélisation d'une maison de MNA de pierre de deux étages typique des quartiers du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec. Il détaille aussi les calculs permettant d'estimer les déplacements maximums des différents éléments critiques tels que présentés au CHAPITRE 4. Ces déplacements permettront de déterminer les paramètres relatifs à la demande sismique. De même, il est possible de les comparer avec les différents degrés de dommages pour savoir si les éléments critiques résistent à la sollicitation sismique considérée

Données géométriques et propriétés des matériaux

On utilise ici un exemple fictif dont les données géométriques ont été définies dans une plage de valeurs réalistes

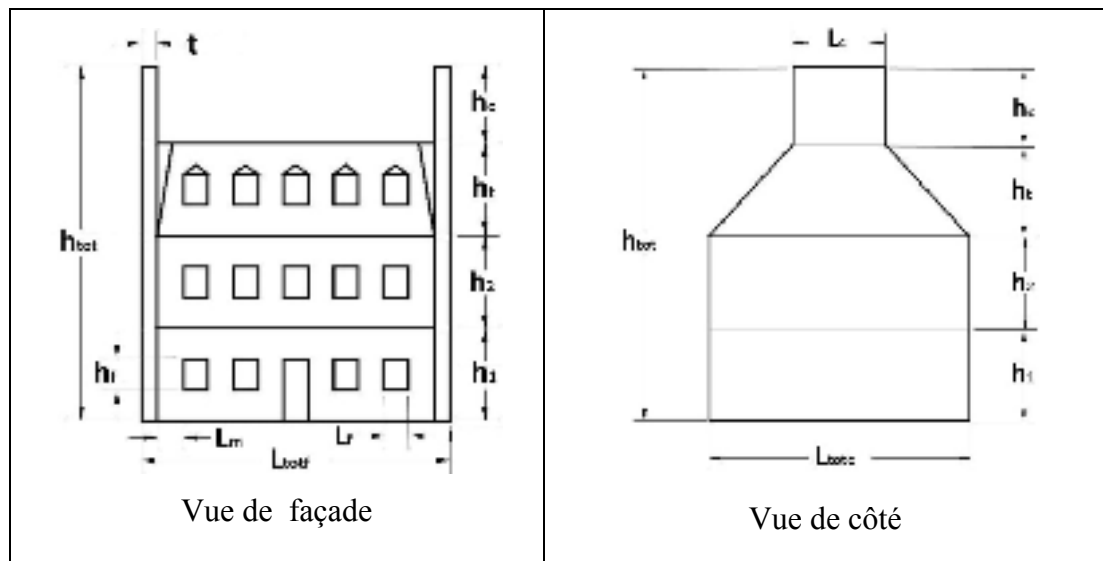


Figure-A VI-1 Détails des paramètres géométriques de la modélisation de la maison

Tableau-A VI-1 Valeurs des paramètres géométriques de la maison urbaine surhaussée pour l'exemple

$h_1 = 3m$	$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_t + h_c = 11.50m$	$L_f = 0.81m$
$h_2 = 3m$	$h_f = 1m$	$L_c = 3m$
$h_t = 3m$	$L_{tof} = 10m$	$L_{toic} = 8.50m$
$h_c = 3m$	$L_m = 0.81m$	$t = 0.40m$

Tableau-A VI-2 Données des matériaux utilisés dans l'exemple
Adapté de Abo-El-Ezz et al. (2011a) et CCB (2013)

Bois	$\rho_b = 350 \text{ kg} / \text{m}^3$			
Maçonnerie de pierre	$\rho_m = 2300 \text{ kg} / \text{m}^3$	$E_m = 2200 \text{ MPa}$	$f_m = 2.0 \text{ MPa}$	$G_m = 550 \text{ MPa}$

Sollicitation hors-plan des murs de façade

Murs sollicités dans le plan

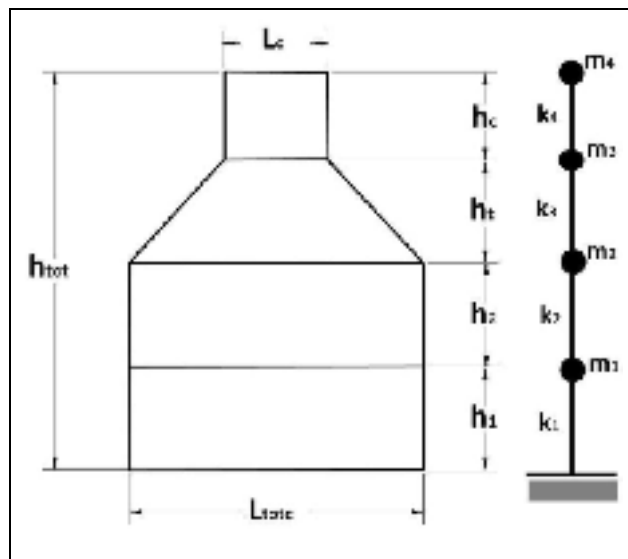


Figure-A VI-2 Représentation de la modélisation dans le plan des murs de côté

Détermination des masses

Poids du toit en bois estimé à $w_t = 0.31kPa$

Poids du plancher en bois estimé à $w_p = 0.37kPa$

- masse $m_{1c,dp}$: Poids du mur de côté 1^{er} étage + Poids des murs de façade + Poids du plancher;

$$m_{1c,dp} = ((L_{totc} \times h_1) + L_m \times h_1 \times 3 + L_f \times ((h_1 - h_f) \times 2 + 0.5)) \times t \times \rho_m + \frac{L_{totc} \times L_{totf}}{2} \times \frac{w_p}{g}$$

$$m_{1c,dp} = ((8.50 \times 3) + 0.81 \times 3 \times 3 + 0.81 \times ((3 - 1) \times 2 + 0.5)) \times 0.4 \times 2300 + \frac{8.5 \times 10}{2} \times \frac{370}{9.81}$$

$$m_{1c,dp} = 34377 \text{ kg}$$

- masse m_2 : Poids du mur de côté 2^{ème} étage + Poids du plancher et charpente tributaire;

$$m_{2c,dp} = ((L_{totc} \times h_2) + L_m \times h_2 \times 3 + L_f \times ((h_2 - h_f) \times 2.5)) \times t \times \rho_m + \frac{L_{totc} \times L_{totf}}{2} \times \frac{w_p + w_t}{g}$$

$$m_{2c,dp} = ((8.50 \times 3) + 0.81 \times 3 \times 3 + 0.81 \times ((3 - 1) \times 2.5)) \times 0.4 \times 2300 + \frac{8.5 \times 10}{2} \times \frac{310 + 370}{9.81}$$

$$m_{2c,dp} = 36838 \text{ kg}$$

- masse $m_{3c,dp}$: Poids du mur de côté 3^{ème} étage;

$$m_{3c,dp} = \frac{L_{totc} + L_c}{2} \times h_3 \times t \times \rho_m = \frac{8.50 + 3}{2} \times 3 \times 0.40 \times 2300$$

$$m_{3c,dp} = 15870 \text{ kg}$$

- masse $m_{4c,dp}$: Poids du mur coupe-feu;

$$m_{4c,dp} = L_c \times h_c \times t \times \rho_m = 3 \times 2.5 \times 0.4 \times 2300$$

$$m_{4c,dp} = 6900 \text{ kg}$$

Calcul des rigidités

On est dans le cas d'un mur plein, on peut donc directement utiliser les formules données par le FEMA356 C7.4.2.1 :

- détermination de $k_{1c,dp}$:

$$k_{1c,dp} = \frac{1}{\frac{h_1^3}{12E_m I_g} + \frac{h_1}{A_v G_m}} = \frac{1}{\frac{h_1^3}{12E_m \frac{t \times L_{totc}^3}{12}} + \frac{h_1}{t \times h_1 \times G_m}}$$

$$k_{1c,dp} = \frac{1}{\frac{3000^3}{12 \times 2200 \times \frac{400 \times 8500^3}{12}} + \frac{3000}{400 \times 3000 \times 550}}$$

$$k_{1c,dp} = 217608 N / mm = 218.10^6 N / m$$

- détermination de $k_{2c,dp}$:

$$k_{2c,dp} = k_{1c,dp}$$

- détermination de $k_{3c,dp}$:

$$k_{3c,dp} = \frac{1}{\frac{h_3^3}{12E_m \frac{t \times (\frac{L_{totc}}{2} + L_c)^3}{12}} + \frac{h_3}{t \times h_3 \times G_m}} = \frac{1}{\frac{3000^3}{12 \times 2200 \times \frac{400 \times 5750^3}{12}} + \frac{3000}{400 \times 3000 \times 550}}$$

$$k_{3c,dp} = 212456 N / mm = 212.10^6 N / m$$

- détermination de $k_{4c,dp}$:

$$k_{4c,dp} = \frac{1}{\frac{h_4^3}{3E_m I_g} + \frac{h_4}{A_v G_m}} = \frac{1}{\frac{2500^3}{3 \times 2200 \times \frac{400 \times 3000^3}{12}} + \frac{2500}{400 \times 2500 \times 550}}$$

$$k_{4c,dp} = 110000 N / mm = 110.10^6 N / m$$

On effectue les équations d'équilibre pour les quatre masses :

$$\begin{cases} (m_{1c,dp} \omega^2 - (k_{1c,dp} + k_{2c,dp}))x_1 + k_{2c,dp}x_2 = 0 \\ k_{2c,dp}x_1 + (m_{2c,dp} \omega^2 - (k_{2c,dp} + k_{3c,dp}))x_2 + k_{3c,dp}x_3 = 0 \\ k_{3c,dp}x_2 + (m_{3c,dp} \omega^2 - (k_{3c,dp} + k_{4c,dp}))x_3 + k_{4c,dp}x_4 = 0 \\ k_{4c,dp}x_3 + (m_{4c,dp} \omega^2 - k_{4c,dp})x_4 = 0 \end{cases}$$

On obtient le système matriciel suivant :

$$\begin{bmatrix} m_{1c,dp} \omega^2 - (k_{1c,dp} + k_{2c,dp}) & k_{2c,dp} & 0 & 0 \\ k_{2c,dp} & m_{2c,dp} \omega^2 - (k_{2c,dp} + k_{3c,dp}) & k_{3c,dp} & 0 \\ 0 & k_{3c,dp} & m_{3c,dp} \omega^2 - (k_{3c,dp} + k_{4c,dp}) & k_{4c,dp} \\ 0 & 0 & k_{4c,dp} & m_{4c,dp} \omega^2 - k_{4c,dp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Les pulsations des différents modes sont :

$$\omega_1 = 35.96 \text{ rad / s}$$

$$\omega_2 = 97.75 \text{ rad / s}$$

$$\omega_3 = 139.74 \text{ rad / s}$$

$$\omega_4 = 173.71 \text{ rad / s}$$

On a donc une période fondamentale de $T_{1c,dp} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.175 \text{ s}$

Fonction de Transfert pour le cas des murs de côté sollicités dans le plan

Pour cet exemple, on choisit comme demande sismique d'entrée, le spectre d'aléa uniforme du CNBC 2010 pour Montréal (sol de type C) ayant une probabilité de 2% en 50 ans.

$$S_{a,i}(T_1 = 0.175) = 0.69g$$

$$C = x + (1-x) \times e^{-AT_1} = 0.05 + (1-0.05) \times e^{-15 \times 0.175}$$

$$C = 0.65$$

Après détermination des paramètres de la fonction de transfert et des fonctions TF_{har} , on obtient le spectre de réponse en accélération pour les murs de façade dans la direction hors-plan correspondant à la sollicitation du spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal.

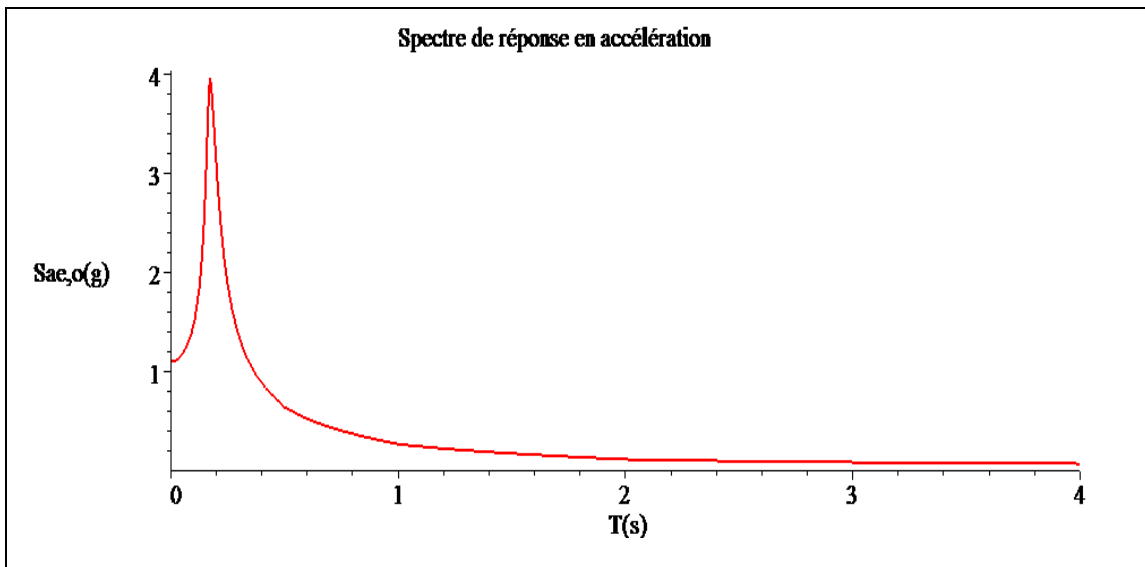


Figure-A VI-3 Spectre de réponse en accélération pour les murs de façade dans la direction hors-plan

Cette fonction sera utilisée pour les murs de façade sollicités hors-plan, c'est-à-dire dans les deux mécanismes de rupture considérés dans cette direction.

Sollicitation hors-plan de mur de façade

Mécanisme de rupture 1 : pans de mur de façade considéré sur toute sa hauteur (FPH)

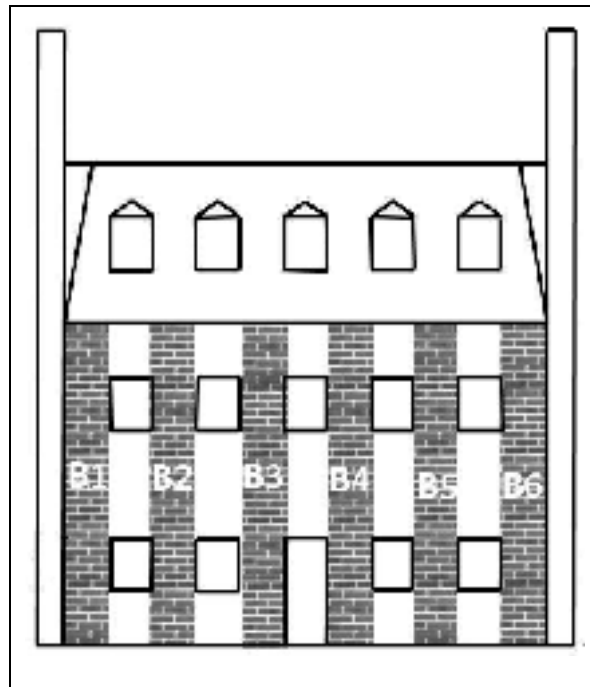


Figure-A VI-4 Représentation des pans de murs de façade considérés sur toute leur hauteur (FPH)

On suppose ici que les bouts de murs de façade se comportent comme des parapets, ce qui implique qu'aucune force de pré-compression n'est appliquée sur les bouts de murs. Le poids de la toiture sur ces bouts de murs est négligé devant le poids de la maçonnerie.

Modèle tri-linéaire des pans de murs

On applique ici les équations du modèle tri-linéaire établies au chapitre 3.

- poids du mur :

$$W_{ph} = L_m \times (h_1 + h_2) \times t \times \rho_m \times g = 0.81 \times 6 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 43862 \text{ N} = 43.8 \text{ KN}$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{ph} = \frac{P_{o,ph}}{W_{ph}} = \frac{0}{43.8} = 0$$

- déplacement maximal du bout de mur $\Delta_{ins,ph}$:

$$\Delta_{ins,ph} = \frac{2}{3} t_n = \frac{2}{3} \times 400$$

$$\Delta_{ins,ph} = 267 \text{ mm}$$

- détermination de $PMR_{emp,ph}$:

$$PMR_{emp,ph} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h \cdot g \cdot t_n}{0.85 f_j' t} = 83 - \frac{2300 \times 6000 \times 9.81 \times 400}{0.85 \times 2.0 \times 380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,ph} = 74.6 \%$$

- détermination de $\Delta_{1,ph}$:

$$\Delta_{1,ph} = 0.04 \times \Delta_{ins,ph} = 0.04 \times 267$$

$$\Delta_{1,ph} = 11 \text{ mm}$$

- détermination de $\Delta_{2,ph}$:

$$\Delta_{2,ph} = (1 - 0.009 PMR_{emp,ph}) \Delta_{ins,ph} = (1 - 0.009 \times 74.6) \times 267$$

$$\Delta_{2,ph} = 87.7 \text{ mm}$$

- détermination de $F_{0,ph}$:

$$F_{0,ph} = \frac{3}{4} \frac{M \cdot g \cdot t_n}{h} = \frac{3 \times 43872 \times 400}{4 \times 6000}$$

$$F_{0,ph} = 2.19 \text{ KN}$$

- détermination de F_i :

$$F_i = F_0 \left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_{ins}} \right) = 2.19 \times \left(1 - \frac{115.6}{267} \right)$$

$$F_i = 1.24 \text{ KN}$$

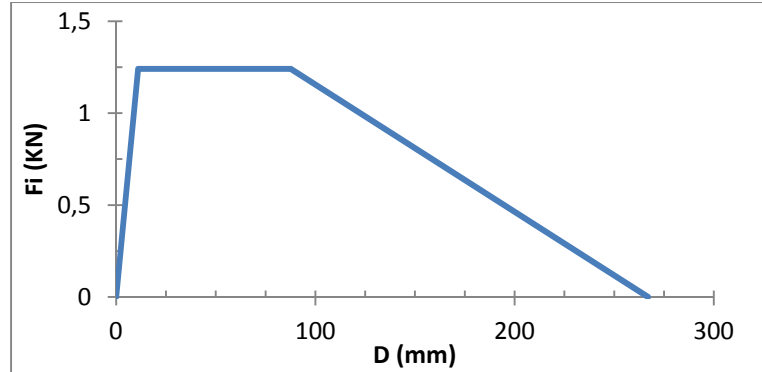


Figure-A VI-5 Modèle tri-linéaire des pans de murs de façade considérés sur leur pleine hauteur (FPH)

On obtient $K_{hors-plan,ph} = \frac{F_i}{\Delta_2} = \frac{1240}{0.0877} = 14139 \text{ N / m}$

D'où $T_{hors-plan,hp} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times m_{ph}}{K_{hors-plan,ph}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 5925}{14139}} = 3.52 \text{ s}$

Application de la fonction de transfert

$$S_{ae,o}(T_{hors-plan,hp}) = 0.084g$$

On obtient par pseudo-dérivation, la valeur de la demande en déplacement spectrale imposée aux pans de murs :

$$S_{de,o}(T_{hors-plan,hp}) = \frac{T_{hors-plan,hp}^2 \times S_{ae,o}(T_{hors-plan,hp}) \times g}{4\pi^2} = \frac{3.52^2 \times 0.084 \times 9.81}{4\pi^2}$$

$$S_{de,o}(T_{hors-plan, hp}) = 0.259 m = 259 mm$$

Il s'agit du déplacement à la hauteur effective qui se trouve à $2/3$ de la base du mur selon le modèle de Doherty. Pour obtenir le déplacement au sommet du mur il suffit de multiplier la valeur obtenue par $3/2$. En effet, étant donné que le mur se comporte comme un parapet avec une rotule à sa base le déplacement sur toute la hauteur est proportionnel à cette dernière. On trouve donc :

$$D_{max, hp} = \frac{3}{2} \times S_{de,o}(T_{hors-plan, hp}) = 388 mm$$

C'est cette valeur qui devra être comparée aux déplacements correspondants aux degrés de dommages.

Sollicitation hors-plan de mur de façade - Mécanisme de rupture 2 : pans de mur de façade du dernier étage (FDE)

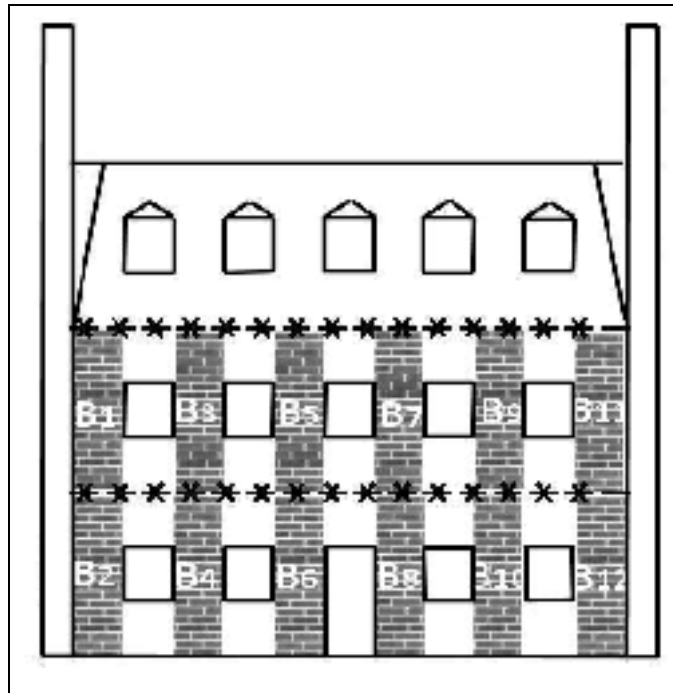


Figure-A VI-6 Représentation schématique du mécanisme de rupture 2 : pans de mur de façade du dernier étage (FDE)

Il est nécessaire d'établir deux modèles tri-linéaires : l'un pour les bouts de murs du premier étage (numéros pairs) et l'autre pour les bouts de murs du second étage (numéros impairs). On va ensuite modéliser par un système à deux degrés de liberté dont les rigidités sont celles établies dans le modèle tri-linéaire. On pourra faire ressortir les différentes périodes fondamentales d'oscillation qui constitueront les paramètres d'entrées de la fonction de transfert. On utilisera les facteurs de formes et de participations modales pour obtenir la répartition de l'accélération aux différents étages. La méthode CQC permettra de prendre en compte l'influence des modes supérieurs.

Modèle tri-linéaire des pans de murs du second étage. (Elément critique FDE)

Cet élément est considéré comme se comportant comme un parapet. On néglige le poids de la toiture devant celui du poids de la maçonnerie.

- poids du mur :

$$W_{F,se} = L_m \times (h_1) \times t \times \rho_m \times g = 0.81 \times 3 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 21930 \text{ N} = 21.9 \text{ KN}$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{F,se} = \frac{P_{o,Fse}}{W_{F,se}} = \frac{0}{21.9} = 0$$

- déplacement maximal du bout de mur :

$$\Delta_{ins,Fse} = \frac{2}{3} t_n = \frac{2}{3} \times 400$$

$$\Delta_{ins,Fse} = 267 \text{ mm}$$

- détermination de $PMR_{emp,Fse}$:

$$PMR_{emp,Fse} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h_2 \cdot g \cdot t_n}{0.85 f_j' \cdot t} = 83 - \frac{2300 \times 3000 \times 9.81 \times 400}{0.85 \times 2.0 \times 380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,Fse} = 78.8 \%$$

- détermination de $\Delta_{1,Fse}$:

$$\Delta_{1,Fse} = 0.04 \Delta_{1,Fse} = 0.04 \times 267$$

$$\Delta_{1,Fse} = 11 \text{ mm}$$

- détermination de $\Delta_{2,Fse}$:

$$\Delta_{2,Fse} = (1 - 0.009 PMR_{emp}) \Delta_{2,Fse} = (1 - 0.009 \times 78.8) \times 267$$

$$\Delta_{2,Fse} = 78 \text{ mm}$$

- détermination de $F_{0,Fse}$:

$$F_{0,Fse} = \frac{3}{4} \frac{M_{F,se} \cdot g \cdot t_n}{h_2} = \frac{3 \times 21930 \times 400}{4 \times 3000}$$

$$F_{0,Fse} = 2.19 \text{ KN}$$

- détermination de $F_{i,Fse}$:

$$F_{i,Fse} = F_{0,Fse} \left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_{ins}} \right) = 2.19 \times \left(1 - \frac{91}{267} \right)$$

$$F_{i,Fse} = 1.44 \text{ KN}$$

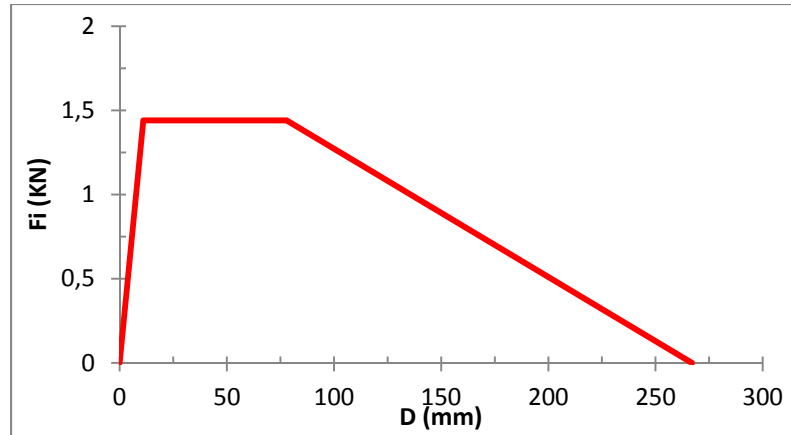


Figure-A VI-7 Modèle tri-linéaire des murs de façade du 2ème étage

On obtient $K_{hors-plan,Fse} = \frac{F_{i,Fse}}{\Delta_{2,Fse}} = \frac{1440}{0.078} = 18461 \text{ N / m}$

D'où $T_{hors-plan,Fse} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times M_{Fse}}{K_{hors-plan,Fse}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 2235}{18461}} = 1.89 \text{ s}$

Modèle tri-linéaire pans de murs du 1^{er} étage

- poids du mur

$$W_{F,pe} = L_m \times (h_1) \times t \times \rho_m \times g = 0.81 \times 3 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 21931 \text{ N} = 21.9 \text{ KN}$$

- charge axiale supportée par le mur :

$$P_{o,Fpe} = (0.37 \times 2) \times 3.43 + 21.9 = 24.44 \text{ KN}$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{F,pe} = \frac{P_{o,Fpe}}{W_{F,pe}} = \frac{24.44}{21.9} = 1.12$$

- déplacement maximal du bout de mur :

$$\Delta_{ins,Fpe} = \frac{2}{3} t_n \times \frac{1+0.75\psi_{F,pe}}{1+\psi_{F,pe}}$$

$$\Delta_{ins,Fpe} = \frac{2}{3} \times 400 \times \frac{1+0.75 \times 1.12}{1+1.12}$$

$$\Delta_{ins,Fpe} = 231 \text{ mm}$$

- détermination $PMR_{emp,Fpe}$:

$$PMR_{emp,Fpe} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h_1 \cdot g}{0.85 f_j'} \left(\frac{0.5(2\psi + 1.5)}{1 + 1.5\psi} \right) \frac{t_n}{t} = 83 - \frac{2300 \times 3000 \times 9.81}{0.85 \times 2.0} \left(\frac{0.5(2 \times 1.12 + 1.5)}{1 + 1.5 \times 1.12} \right) \frac{400}{380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,Fpe} = 80.1\%$$

- détermination de $\Delta_{1,Fpe}$:

$$\Delta_{1,Fpe} = 0.04 \Delta_{ins,Fpe} = 0.04 \times 231$$

$$\Delta_{1,Fpe} = 9 \text{ mm}$$

- détermination de $\Delta_{2,Fpe}$:

$$\Delta_{2,Fpe} = (1 - 0.009 PMR_{emp,Fpe}) \Delta_{ins,Fpe} = (1 - 0.009 \times 80.1) 231$$

$$\Delta_2 = 64 \text{ mm}$$

- détermination de $F_{0,Fpe}$:

$$F_{0,Fpe} = \frac{3}{4} \frac{M_{Fpe} \cdot g \cdot t_n}{h_1} \times 4(1 + \psi_{F,pe}) \quad (1.16)$$

$$F_{0,Fpe} = \frac{3 \times 21931 \times 400}{4 \times 3000} \times 4(1 + 1.12)$$

$$F_{0,Fpe} = 18.6 \text{ KN}$$

- détermination de $F_{i,Fpe}$:

$$F_{i,Fpe} = F_{0,Fpe} \left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_{ins}} \right)$$

$$F_{i,Fpe} = 18.6 \times \left(1 - \frac{64}{231} \right)$$

$$F_{i,Fpe} = 13.4 \text{ KN}$$

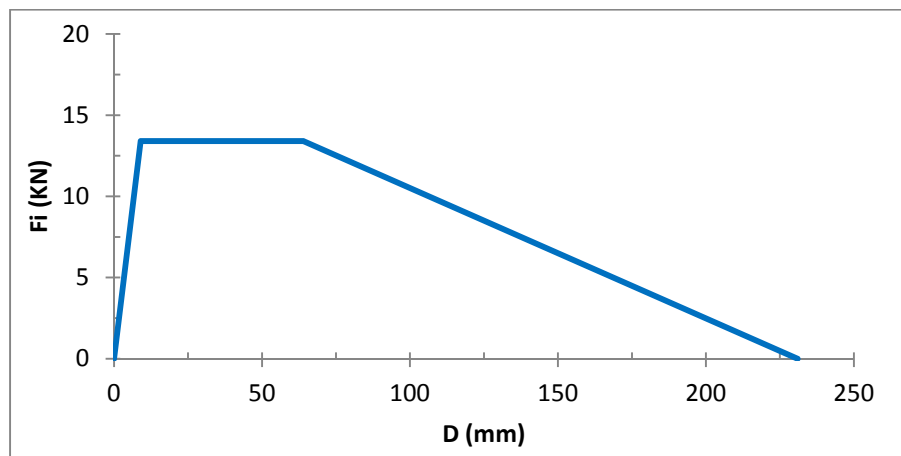


Figure-A VI-8 Modèle tri-linéaire des bouts de murs de façade du 1er étage

On obtient $K_{hors-plan,Fpe} = \frac{F_{i,Fpe}}{\Delta_{2,Fpe}} = \frac{13400}{0.064} = 209375 \text{ N / m}$

D'où $T_{hors-plan,Fpe} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times M_{F,pe}}{K_{hors-plan,Fpe}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 2523}{209375}} = 0.60 \text{ s}$

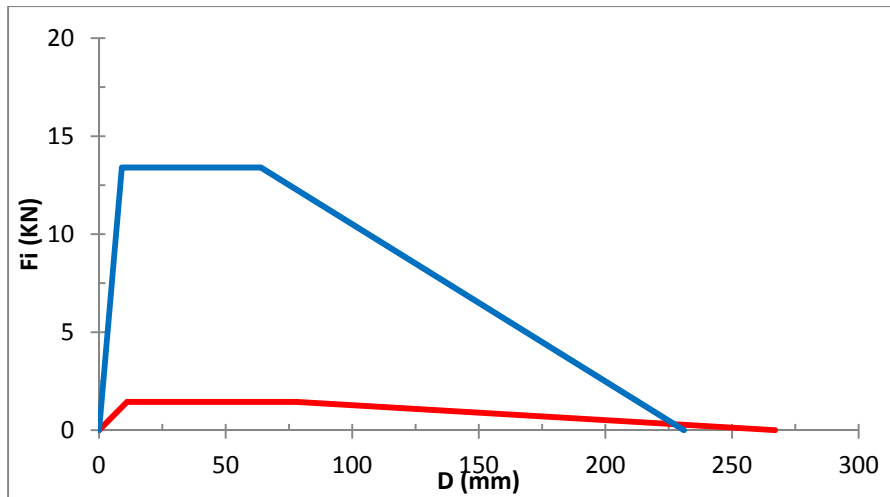


Figure-A VI-9 Comparatif des modèles tri-linéaires des pans des murs de façade de 1^{er} et 2^{ème} étage

Tableau-A VI-3 Récapitulatif des résultats pour les pans de murs de façade retenus aux deux extrémités

	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage
$K_{hors-plan,i}$ (N/m)	209 375	18 461
$T_{hors-plan,i}$ (s)	0.60	1.89

Modélisation du système à 2DDL

Équations d'équilibre

$$\begin{cases} \left((0.75M_{F,pe}\omega^2 - (K_{hors-plan,Fpe} + K_{hors-plan,Fse}))x_1 + K_{hors-plan,Fse}x_2 = 0 \right. \\ \left. K_{hors-plan,Fse}x_1 + (0.75M_{F,se}\omega^2 - K_{hors-plan,Fse})x_2 = 0 \right. \end{cases}$$

On obtient le système matriciel suivant :

$$\begin{bmatrix} 0.75M_{F,pe}\omega^2 - (K_{hors-plan,Fpe} + K_{hors-plan,Fse}) & K_{hors-plan,Fse} \\ K_{hors-plan,Fse} & 0.75M_{F,se}\omega^2 - K_{hors-plan,Fse} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Les racines du déterminant nous donnent les pulsations des deux modes :

$$\omega_1 = 3.30 \text{ rad / s}$$

$$\omega_2 = 11.37 \text{ rad / s}$$

On en déduit donc les périodes dans chacun des deux modes

$$T_{1,hors-plan,F} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 1.90 \text{ s}$$

$$T_{2,hors-plan,F} = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.55$$

Facteur de forme du premier mode :

La résolution des équations d'équilibre nous donne :

$$\Phi_{1,F} = [0.10 \quad 1]$$

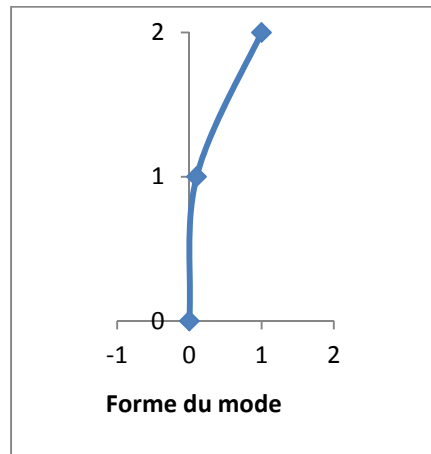


Figure-A VI-10 Facteur de forme du premier mode pour le cas FDE

Facteur de participation modal du premier mode

$$\Gamma_{1,F} = 1.09$$

Facteur de forme du deuxième mode

La résolution des équations d'équilibre nous donne :

$$\Phi_{2,F} = [-9.6 \quad 1]$$

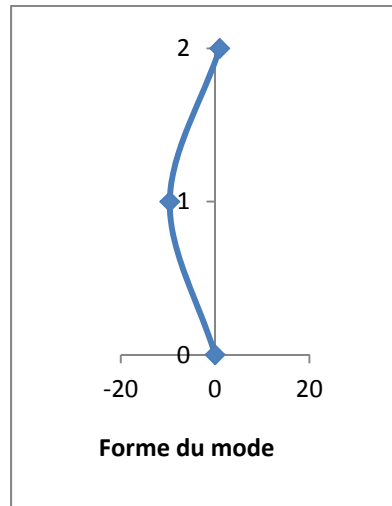


Figure-A VI-11 Facteur de forme du premier mode pour le cas FDE

Facteur de participation modal du deuxième mode

$$\Gamma_{2,F} = -0.09$$

Application de la fonction de transfert

Composante du premier mode

- accélération spectrale (à la hauteur effective) obtenue à partir de la fonction de transfert :

$$S_{a,1F} (T_{1,hors-plan,F}) = S_{ae,o} (1.90) = 0.132g$$

- passage au déplacement spectral par pseudo-dérivation :

$$S_{d,1F}(T_{1,hors-plan,F}) = \frac{1.90^2 \times 0.132 \times g}{4\pi^2}$$

$$S_{d,1F}(T_{1,hors-plan,F}) = 0.118 \text{ m} = 118 \text{ mm}$$

- calcul du déplacement maximum absolu :

$$D_{abs,1F}(T_{1,hors-plan,F}) \times \Gamma_{2,F} = 0.118 \times 1.09 = 0.129 \text{ m}$$

- calcul du déplacement relatif dans le premier mode:

$$D_{rela,1F}(T_{1,hors-plan,F}) = (\Phi_{1,F}^2 - \Phi_{1,F}^1) \times D_{abs,1F}(T_{1,hors-plan,F})$$

$$D_{rela,1F}(T_{1,hors-plan,F}) = (1 - 0.10) \times 0.129$$

$$D_{rela,1F}(T_{1,hors-plan,F}) = 0.116 \text{ m} = 116 \text{ mm}$$

Composante du deuxième mode

- accélération spectrale (à la hauteur effective) obtenue à partir de la fonction de transfert :

$$S_{a,2,F}(T_{2,hors-plan,F}) = S_{a,2,F}(0.55) = 0.583 \text{ g}$$

- passage au déplacement spectral par pseudo-dérivation :

$$S_{d,1,F}(T_{2,hors-plan,F}) = \frac{0.55^2 \times 0.583 \times g}{4\pi^2}$$

$$S_{d,1,F}(T_{2,hors-plan,F}) = 0.044 \text{ m}$$

- calcul du déplacement maximum absolu :

$$D_{abs,2,F}(T_{2,hors-plan,F}) \times \Gamma_{2,F} = 0.044 \times (-0.09) = -0.004 \text{ m}$$

- calcul du déplacement relatif dans le deuxième mode :

$$D_{rela,2,F}(T_{2,hors-plan,F}) = (\Phi_2^2 - \Phi_2^1) \times D_{abs2,F}(T_{2,hors-plan,F})$$

$$D_{rela,2,F}(T_{2,hors-plan,F}) = (1 - (-9.6)) \times 0.004$$

$$D_{rela,2,F}(T_{2,hors-plan,F}) = 0.046 \text{ m}$$

- estimation du déplacement relatif maximum par la méthode CQC

La combinaison CQC donne $D_{max,relatif,F} = 137 \text{ mm}$

Sollicitation hors-plan des murs de côté

Mur sollicité dans le plan

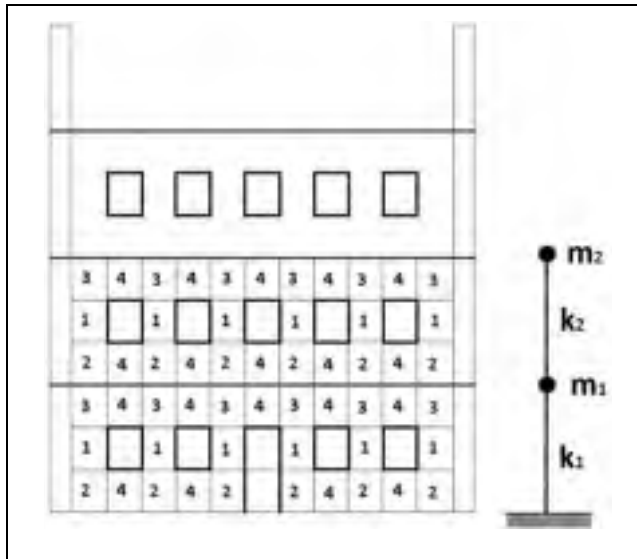


Figure-A VI-12 Représentation de la modélisation dans le plan des murs de façade

On va modéliser le mur sollicité dans le plan de la même manière que précédemment. Etant donné la présence des ouvertures dans le mur, on va utiliser la méthode présentée dans la revue de littérature. Dans ce cas-ci, du fait des propriétés géométriques, les rigidités sont les

mêmes pour tous les panneaux de même numérotation. On utilise ici la méthode de Balasubramanian et al. (2011) présentée à la partie 1.4.1.2 de la revue de littérature.

- rigidité des panneaux de type 1 :

$$k_{p1} = \frac{E_m \times t}{pq^3 + 3q}$$

q	r	s	p
1.23	1.23	1.23	13

$$k_{p1} = \frac{2200 \times 400}{13 \times 1.23^3 + 3 \times 1.23} = 31.2 \times 10^6 \text{ N / m}$$

- rigidité des panneaux de type 2 :

q	s	p
1.23	2.47	7

$$k_{p2} = \frac{2200 \times 400}{7 \times 1.23^3 + 3 \times 1.23} = 52.15 \times 10^6 \text{ N / m}$$

- rigidité des panneaux de type 3

$$k_{p2} = k_{p3} = 52.15 \times 10^6 \text{ N / m}$$

- rigidité des panneaux de type 4 :

q	p
1.23	4

$$k_{p4} = \frac{2200 \times 400}{4 \times 1.23^3 + 3 \times 1.23} = 78.36 \times 10^6 \text{ N / m}$$

- rigidité du mur du premier étage :

$$k_{1f,dp} = \frac{1}{\frac{1}{6k_{p2} + 4k_{p4}} + \frac{1}{6k_{p1}} + \frac{1}{6k_{p3} + 5k_{p4}}}$$

$$k_{1f,dp} = \frac{1}{\frac{1}{6 \times 52.15 + 4 \times 78.36} + \frac{1}{6 \times 31.2} + \frac{1}{6 \times 52.15 + 5 \times 78.36}}$$

$$k_{1f,dp} = 119.7 \times 10^6 \text{ N / m}$$

- rigidité du mur du second étage :

$$k_{2f,dp} = \frac{1}{\frac{1}{6k_{p2} + 5k_{p4}} + \frac{1}{6k_{p1}} + \frac{1}{6k_{p3} + 5k_{p4}}}$$

$$k_{2f,dp} = \frac{1}{\frac{1}{6 \times 52.15 + 5 \times 78.36} + \frac{1}{6 \times 31.2} + \frac{1}{6 \times 52.15 + 5 \times 78.36}}$$

$$k_{2f,dp} = 122.2 \times 10^6 \text{ N / m}$$

- masse du 1^{er} étage :

$$m_{1f,dp} = 27 \times l_m \times h_f \times \rho \times t + \text{plancher} = 27 \times 0.81 \times 1 \times 2300 \times 0.4 + 939$$

$$m_{1f,dp} = 21239 \text{ kg}$$

- masse du 2^{ème} étage :

$$m_{2f,dp} = 27 \times l_m \times h_f \times \rho \times t + \text{plancher et toiture} = 28 \times 0.81 \times 1 \times 2300 \times 0.2 + 2022$$

$$m_{2f,dp} = 22888 \text{ kg}$$

Modélisation du système à 2DDL

Équations d'équilibre

$$\begin{cases} (m_{1f,dp}\omega^2 - (k_{1f,dp} + k_{2f,dp}))x_1 + k_{2f,dp}x_2 = 0 \\ k_{2f,dp}x_1 + (m_{2f,dp}\omega^2 - k_{2f,dp})x_2 = 0 \end{cases}$$

On obtient le système matriciel suivant :

$$\begin{bmatrix} m_{1f,dp}\omega^2 - (k_{1f,dp} + k_{2f,dp}) & k_{2f,dp} \\ k_{2f,dp} & m_{2f,dp}\omega^2 - k_{2f,dp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Les racines du déterminant nous donnent les pulsations des deux modes :

$$\omega_1 = 48.84 \text{ rad / s}$$

$$\omega_2 = 129.53 \text{ rad / s}$$

On en déduit donc la valeur de la période fondamentale : $T_{1f,dp} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.129 \text{ s}$

Fonction de Transfert pour le cas des murs de côté sollicité dans le plan

Pour cet exemple, on choisit comme demande sismique d'entrée, le spectre d'aléa uniforme pour Montréal du CNBC 2010 (sol type C) ayant une probabilité de 2% en 50 ans.

$$S_{a,i}(T_{1f,dp} = 0.129) = 0.69g$$

$$C = x + (1-x) \times e^{-AT_1} = 0.05 + (1-0.05) \times e^{-15 \times 0.129}$$

$$C = 0.66$$

Après détermination des paramètres de la fonction de transfert et des fonctions TF_{har} , on obtient le spectre de réponse en accélération pour les murs de façade dans la direction hors-plan correspondant à la sollicitation du spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal.

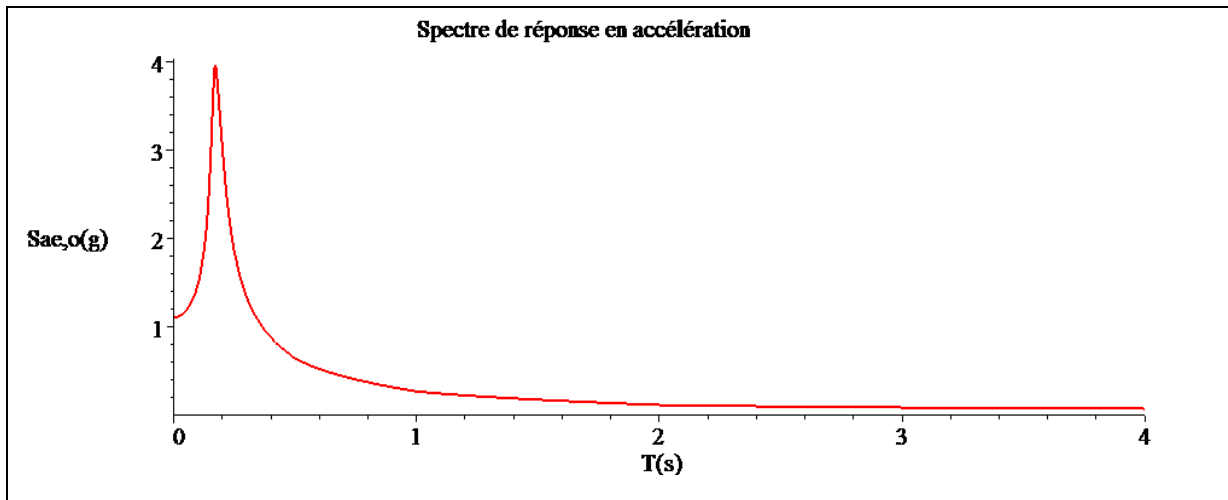


Figure-A VI-13 Spectre de réponse en accélération pour les murs de côté dans la direction hors-plan

Modèles tri-linéaires des murs de côté

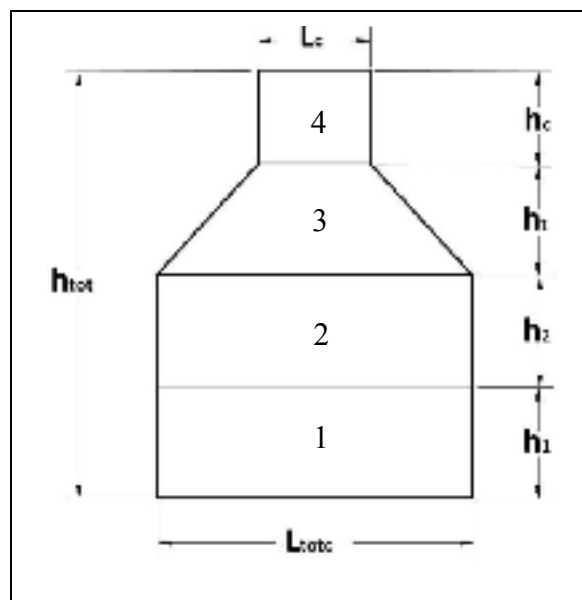


Figure-A VI-14 Représentation des murs de côté

On ne considère aucun ancrage de ce mur aux planchers. Néanmoins, on ne peut nier que les deux premiers étages sont quand même solidaires du mur de façade par le chaînage d'angle.

On peut donc diviser ce mur en quatre entités : les murs de 1^{er} (1) et 2^{ème} étage (2), l'étage de toiture (3) et le mur coupe-feu (4) (ou une cheminée).

Modèle tri linéaire du mur coupe-feu (4) :

- poids du mur :

$$W_{C,cf} = L_c \times (h_c) \times t \times \rho_m \times g = 3 \times 2.5 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 67\,689\,N = 67.7\,KN$$

- charge axiale supportée par le mur :

$$P_{o,Ccf} = 0$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{C,cf} = \frac{P_{o,Ccf}}{W_{C,cf}} = 0$$

- déplacement maximal du bout de mur :

$$\Delta_{ins,Ccf} = \frac{2}{3} t_n = \frac{2}{3} \times 400$$

$$\Delta_{ins,Ccf} = 267\,mm$$

- détermination de $PMR_{emp,Ccf}$:

$$PMR_{emp,Ccf} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h_c \cdot g \cdot t_n}{0.85 f_j' \cdot t} = 83 - \frac{2300 \times 2500 \times 9.81 \times 400}{0.85 \times 2.0 \times 380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,Ccf} = 79.5\,\%$$

- détermination de $\Delta_{1,Ccf}$:

$$\Delta_{1,Ccf} = 0.04 \Delta_{ins,Ccf} = 0.04 \times 267$$

$$\Delta_{1,Ccf} = 11\,mm$$

- détermination $\Delta_{2,Ccf}$:

$$\Delta_{2,Ccf} = (1 - 0.009 PMR_{emp,Ccf}) \Delta_{ins,Ccf} = (1 - 0.009 \times 79.5) \times 267$$

$$\Delta_{2,Ccf} = 76 \text{ mm}$$

- détermination $F_{0,Ccf}$:

$$F_{0,Ccf} = \frac{3}{4} \frac{M_{C,cf} \cdot g \cdot t_n}{h} = \frac{3 \times 67689 \times 400}{4 \times 2500}$$

$$F_{0,Ccf} = 8.1 \text{ KN}$$

- détermination $F_{i,Ccf}$:

$$F_{i,Ccf} = F_{0,Ccf} \left(1 - \frac{\Delta_{2,Ccf}}{\Delta_{ins,Ccf}} \right) = 8.1 \times \left(1 - \frac{76}{267} \right)$$

$$F_{i,Ccf} = 5.8 \text{ KN}$$

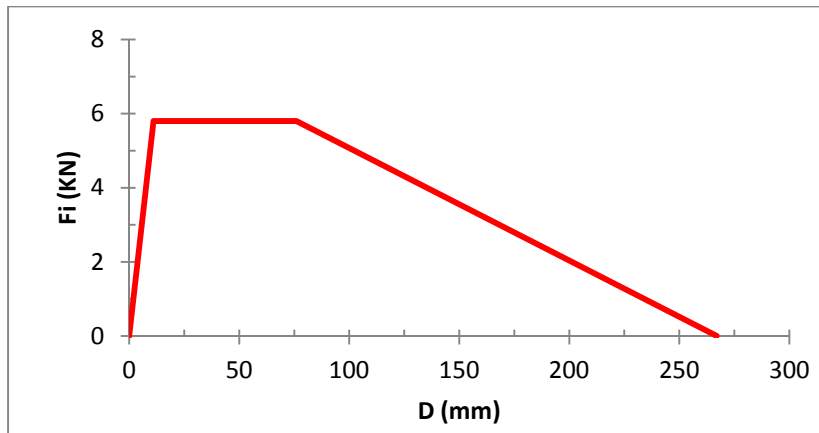


Figure-A VI-15 Modèle tri-linéaire du mur coupe-feu

On obtient $K_{hors-plan,Ccf} = \frac{F_{i,Ccf}}{\Delta_{2,Ccf}} = \frac{5800}{0.076} = 76315 \text{ N/m}$

D'où $T_{hors-plan,Ccf} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times M_{C,cf}}{K_{hors-plan,Ccf}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 6900}{76315}} = 1.63 \text{ s}$

Modèle tri-linéaire du mur de toiture (3) :

- poids du mur :

$$W_{C,t} = \frac{L_{toit} + L_c}{2} \times h_t \times t \times \rho_m \times g = \frac{8.50+3}{2} \times 3 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 155685 \text{ N} = 155.7 \text{ KN}$$

- charge axiale supporté par le mur :

$$P_{o,Ct} = 67.7 \text{ KN}$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{C,t} = \frac{P_{o,Ct}}{\frac{W_{C,t}}{2}} = \frac{67.7 \times 2}{155.7} = 0.87$$

- déplacement maximal du bout de mur :

$$\Delta_{ins,Ct} = \frac{2}{3} t_n \times \frac{1+0.75\psi_{C,t}}{1+\psi_{C,t}} \frac{2}{3} \times 400 \times \frac{1+0.75 \times 0.87}{1+0.87}$$

$$\Delta_{ins,Ct} = 236 \text{ mm}$$

- détermination de $PMR_{emp,Ct}$:

$$PMR_{emp,Ct} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h_t \cdot g}{0.85 f_j'} \left(\frac{0.5(2\psi_{C,t} + 1.5)}{1 + 1.5\psi_{C,t}} \right) \frac{t_n}{t} = 83 - \frac{2300 \times 3000 \times 9.81}{0.85 \times 2.0} \left(\frac{0.5(2 \times 0.87 + 1.5)}{1 + 1.5 \times 0.87} \right) \frac{400}{380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,Ct} = 80.0\%$$

- détermination de $\Delta_{1,Ct}$:

$$\Delta_{1,Ct} = 0.04 \Delta_{ins,Ct} = 0.04 \times 236$$

$$\Delta_{1,Ct} = 9 \text{ mm}$$

- détermination de $\Delta_{2,Ct}$:

$$\Delta_{2,Ct} = (1 - 0.009 PMR_{emp,Ct}) \Delta_{ins,Ct} = (1 - 0.009 \times 80.1) 236$$

$$\Delta_{2,Ct} = 66 \text{ mm}$$

- détermination de $F_{0,Ct}$:

$$F_{0,Ct} = \frac{3}{4} \frac{M_{C,t} \cdot g t_n}{h_t} \times 4(1 + \psi_{C,t}) = \frac{3 \times 155685 \times 400}{4 \times 3000} \times 4(1 + 0.87)$$

$$F_{0,Ct} = 116.5 \text{ KN}$$

- détermination de $F_{i,Ct}$:

$$F_{i,Ct} = F_{0,Ct} \left(1 - \frac{\Delta_{2,Ct}}{\Delta_{ins,Ct}} \right) = 116.5 \times \left(1 - \frac{66}{236} \right)$$

$$F_{i,Ct} = 83.6 \text{ KN}$$

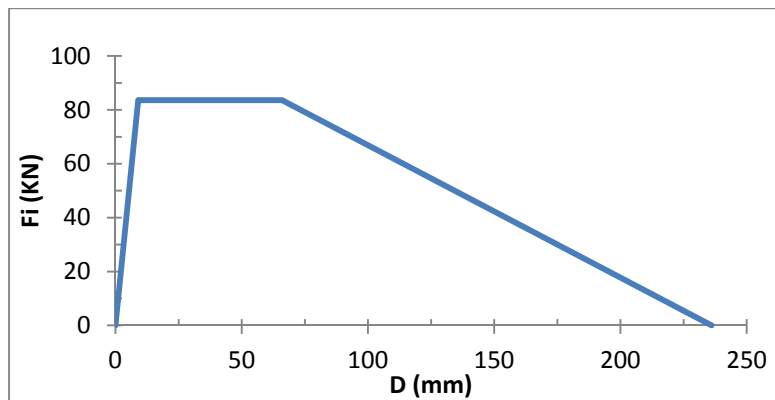


Figure-A VI-16 Modèle tri-linéaire du mur de toiture

On obtient $K_{hors-plan,Ct} = \frac{F_{i,Ct}}{\Delta_{2,Ct}} = \frac{83600}{0.066} = 1266667 \text{ N/m}$

D'où $T_{hors-plan,Ct} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times M_{C,t}}{K_{hors-plan,Ct}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 15870}{1266667}} = 0.61 \text{ s}$

Modèle tri-linéaire du deuxième étage (2):

- poids du mur

$$W_{C,2} = L_{totc} \times h_2 \times t \times \rho_m \times g = 8.50 \times 3 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 230143 \text{ N} = 230.1 \text{ KN}$$

- charge axiale supportée par le mur :

Aire tributaire pour chaque étage :

$$A_w = \frac{(L_{totc} - 2t)^2}{4} = \frac{(8.50 - 2 \times 0.4)^2}{4} = 14.82 \text{ m}^2$$

Poids du toit en bois estimé à 0.31 kPa

Poids du plancher en bois estimé à 0.37 kPa

$$P_{0,C2} = ((0.31 + 0.37) \times 14.82 + 67.7 + 155.7) = 233.5 \text{ KN}$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{C2} = \frac{P_{0,C2}}{\frac{W_{C,2}}{2}} = \frac{233.5 \times 2}{230.1} = 2.01$$

- déplacement maximal du bout de mur :

$$\Delta_{ins,C2} = \frac{2}{3} t_n \times \frac{1 + 0.75 \psi_{C2}}{1 + \psi_{C2}} = \frac{2}{3} \times 400 \times \frac{1 + 0.75 \times 2.01}{1 + 2.01}$$

$$\Delta_{ins,C2} = 221 \text{ mm}$$

- détermination de $PMR_{emp,C2}$:

$$PMR_{emp,C2} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h_2 \cdot g}{0.85 f_j} \left(\frac{0.5(2\psi_{C2} + 1.5)}{1 + 1.5\psi_{C2}} \right) \frac{t_n}{t} = 83 - \frac{2300 \times 3000 \times 9.81}{0.85 \times 2.0} \left(\frac{0.5(2 \times 2.01 + 1.5)}{1 + 1.5 \times 2.01} \right) \frac{400}{380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,C2} = 80.1\%$$

- détermination de $\Delta_{1,C2}$:

$$\Delta_{1,C2} = 0.04\Delta_{ins,C2} = 0.04 \times 221$$

$$\Delta_{1,C2} = 9 \text{ mm}$$

- détermination $\Delta_{2,C2}$:

$$\Delta_{2,C2} = (1 - 0.009 PMR_{emp,C2}) \Delta_{ins,C2} = (1 - 0.009 \times 80.1) 221$$

$$\Delta_{2,C2} = 63 \text{ mm}$$

- détermination de $F_{0,C2}$:

$$F_{0,C2} = \frac{3}{4} \frac{M_{C,2} \cdot g \cdot t_n}{h_2} \times 4(1 + \psi_{C2}) = \frac{3 \times 230143 \times 400}{4 \times 3000} \times 4(1 + 2.01)$$

$$F_{0,C2} = 277.1 \text{ KN}$$

- détermination de $F_{i,C2}$:

$$F_{i,C2} = F_{0,C2} \left(1 - \frac{\Delta_{2,C2}}{\Delta_{ins,C2}} \right) = 277.1 \times \left(1 - \frac{63}{225} \right)$$

$$F_{i,C2} = 198.1 \text{ KN}$$

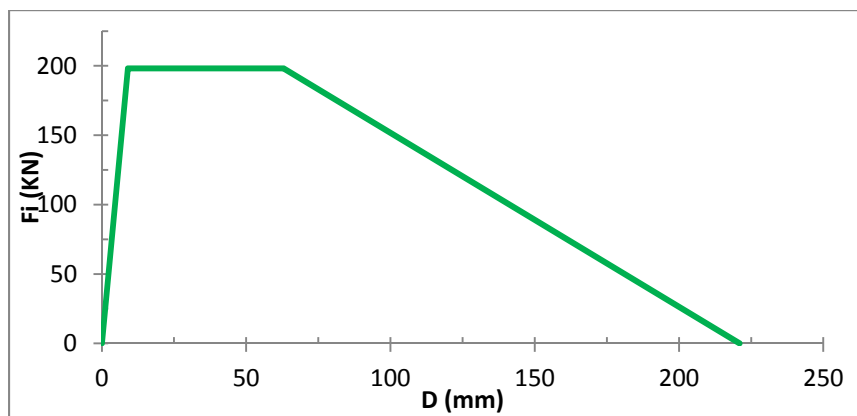


Figure-A VI-16 Modèle tri-linéaire du mur de côté – 2^{ème} étage

On obtient $K_{hors-plan,C2} = \frac{F_{i,C2}}{\Delta_{2,C2}} = \frac{198100}{0.063} = 3144444 \text{ N / m}$

D'où $T_{hors-plan,C2} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times M_{C,2}}{K_{hors-plan,C2}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 23460}{3144444}} = 0.47 \text{ s}$

Modèle tri-linéaire du premier étage (1):

- poids du mur :

$$W_{C,1} = L_{totc} \times h_1 \times t_n \times \rho_m \times g = 8.50 \times 3 \times 0.40 \times 2300 \times 9.81 = 230143 \text{ N} = 230.1 \text{ KN}$$

- charge axiale supporté par le mur :

$$P_{0,C1} = (0.37 \times 14.82 + 67.7 + 155.7 + 230.1) = 459.0 \text{ KN}$$

- ratio de pré-compression :

$$\psi_{C,1} = \frac{P_{0,C1}}{W_{C,1}} = \frac{459.0}{\frac{230.1}{2}} = 3.99$$

- déplacement maximal du bout de mur :

$$\Delta_{ins,C1} = \frac{2}{3} t_n \times \frac{1 + 0.75 \psi_{C,1}}{1 + \psi_{C,1}} = \frac{2}{3} \times 400 \times \frac{1 + 0.75 \times 3.99}{1 + 3.99}$$

$$\Delta_{ins,C1} = 213 \text{ mm}$$

- détermination de $PMR_{emp,C1}$:

$$PMR_{emp,C1} = 83 - \frac{\rho_m \cdot h_1 \cdot g}{0.85 f_j'} \left(\frac{0.5(2\psi_{C,1} + 1.5)}{1 + 1.5\psi_{C,1}} \right) \frac{t_n}{t} = 83 - \frac{2300 \times 3000 \times 9.81}{0.85 \times 2.0} \left(\frac{0.5(2 \times 3.99 + 1.5)}{1 + 1.5 \times 3.99} \right) \frac{400}{380} \times 10^{-7}$$

$$PMR_{emp,C1} = 80.2\%$$

- détermination de $\Delta_{1,C1}$:

$$\Delta_{1,C1} = 0.04\Delta_{ins,C1} = 0.04 \times 213$$

$$\Delta_{1,C1} = 9 \text{ mm}$$

- détermination de $\Delta_{2,C1}$:

$$\Delta_{2,C1} = (1 - 0.009 PMR_{emp,C1}) \Delta_{ins,C1} = (1 - 0.009 \times 80.1) 225$$

$$\Delta_{2,C1} = 59 \text{ mm}$$

- détermination de $F_{0,C1}$:

$$F_{0,C1} = \frac{3}{4} \frac{M_{C,1} \cdot g \cdot t_n}{h_1} \times 4(1 + \psi_{C,1}) = \frac{3 \times 230143 \times 400}{4 \times 3000} \times 4(1 + 3.99)$$

$$F_{0,C1} = 459.3 \text{ KN}$$

- détermination de $F_{i,C1}$:

$$F_{i,C1} = F_{0,C1} \left(1 - \frac{\Delta_{2,C1}}{\Delta_{ins,C1}} \right) = 459.3 \times \left(1 - \frac{59}{213} \right)$$

$$F_{i,C1} = 332.0 \text{ KN}$$

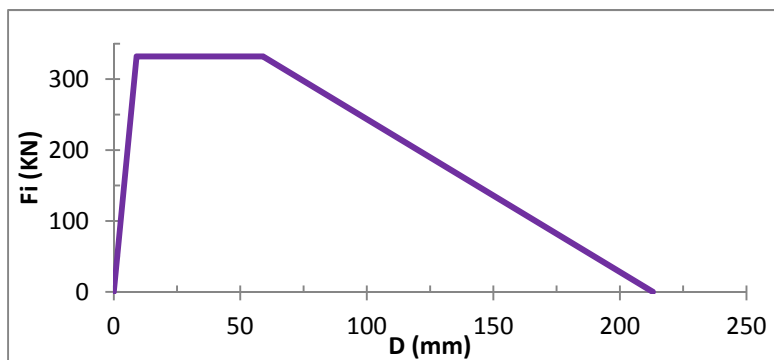


Figure-A VI-16 Modèle tri-linéaire du mur de côté – 1^{er} étage

On obtient $K_{hors-plan,C1} = \frac{F_{i,C1}}{\Delta_{2,C1}} = \frac{332100}{0.059} = 5629209 \text{ N/m}$

D'où $T_{hors-plan,C1} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times M_{C,1}}{K_{hors-plan,C1}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.75 \times 23460}{5629209}} = 0.35 \text{ s}$

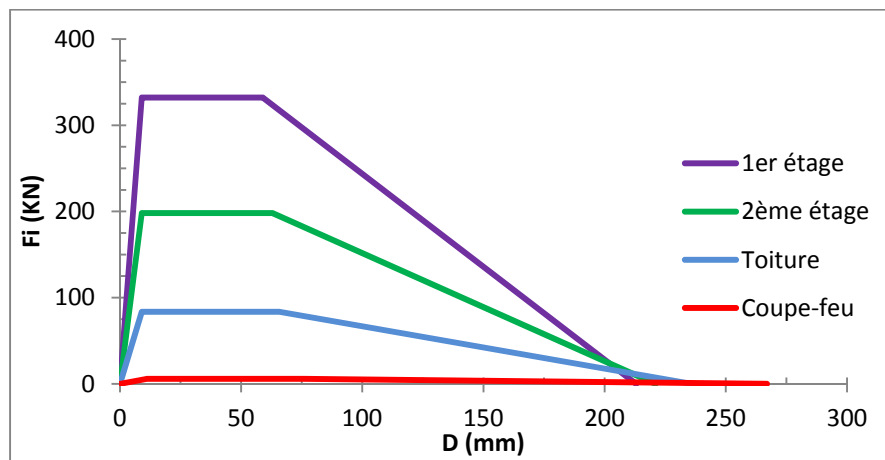


Figure-A VI-17 Comparatifs des modèles tri-linéaires pour les murs de côté

Tableau-A VI-4 Récapitulatif des résultats pour les différents murs de côtés

	Mur coupe-feu	Mur de toiture	2 ^{ème} étage	1 ^{er} étage
$K_{hors-plan,i}$ (N/m)	76 315	1 266 667	3 144 444	5 629 209
$T_{hors-plan,i}$ (s)	1.63	0.61	0.47	0.35

Passage au système à plusieurs DDL

Après système matriciel on trouve :

$$\omega_1 = 3.00 \text{ rad / s}$$

$$\omega_2 = 4.95 \text{ rad / s}$$

$$\omega_3 = 10.52 \text{ rad / s}$$

$$\omega_4 = 18.34 \text{ rad / s}$$

Soit :

$$T_{1,hors-plan,C} = 1.81 \text{ s}$$

$$T_{2,hors-plan,C} = 1.10 \text{ s}$$

$$T_{3,hors-plan,C} = 0.51 \text{ s}$$

$$T_{4,hors-plan,C} = 0.34 \text{ s}$$

Facteurs de formes du premier mode :

$$\Phi_{1,C} = [0 \quad 0.06 \quad 0.12 \quad 0.20 \quad 1]$$

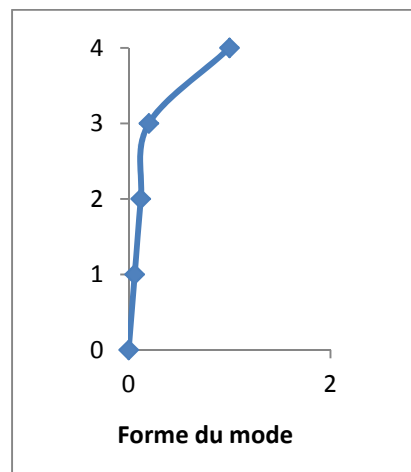


Figure-A VI-18 Facteur de forme du premier mode pour le cas CF

Facteur de participation modale :

$$\Gamma_{1,C} = 1.79$$

Facteurs de formes du deuxième mode :

$$\Phi_{2,C} = [0 \quad -0.51 \quad -0.91 \quad -1.18 \quad 1]$$

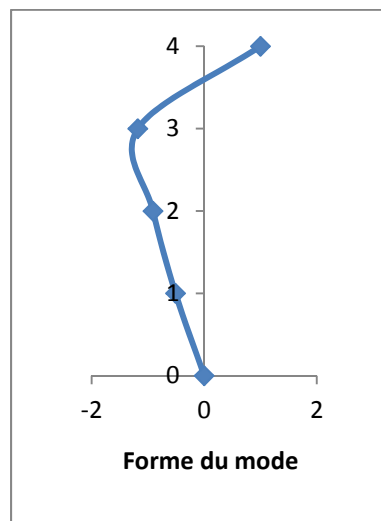


Figure-A VI-19 Facteur de forme du deuxième mode pour cas CF

Facteur de participation modale du deuxième mode:

$$\Gamma_{2,C} = -0.83$$

Facteurs de formes du troisième mode :

$$\Phi_{3,C} = [0 \quad 5.95 \quad 4.69 \quad -8.82 \quad 1]$$

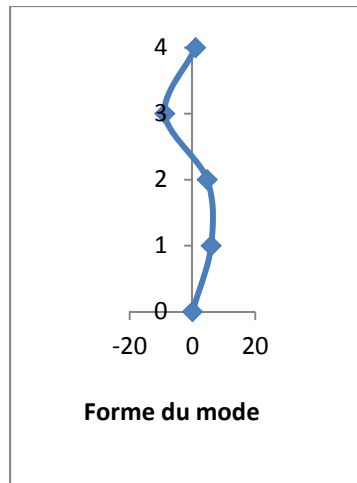


Figure-A VI-20 Facteur de forme du troisième mode pour le cas CF

Facteur de participation modale du deuxième mode:

$$\Gamma_{3,C} = 0.045$$

Application de la fonction de transfert

Composante du premier mode

- accélération spectrale (à la hauteur effective) obtenue à partir de la fonction de transfert :

$$S_{a,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) = S_{ae,o}(1.81) = 0.126g$$

- passage au déplacement spectral par pseudo-dérivation :

$$S_{d,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) = \frac{1.81^2 \times 0.126 \times g}{4\pi^2}$$

$$S_{d,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) = 0.103m$$

- calcul du déplacement maximum absolu :

$$D_{abs,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) \times \Gamma_{1,C} = 0.103 \times 1.79 = 0.184 \text{ m}$$

- calcul du déplacement relatif dans le premier mode:

$$D_{rela,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) = (\Phi_1^4 - \Phi_1^3) \times D_{abs,1,C}(T_{1,hors-plan,C})$$

$$D_{rela,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) = (1 - 0.20) \times 0.184$$

$$D_{rela,1,C}(T_{1,hors-plan,C}) = 0.165 \text{ mm}$$

Composante du deuxième mode

- accélération spectrale (à la hauteur effective) obtenue à partir de la fonction de transfert :

$$S_{a,2,C}(T_{2,hors-plan,C}) = S_{ae,o}(1.10) = 0.224 \text{ g}$$

- passage au déplacement spectral par pseudo-dérivation :

$$S_{d,1,C}(T_{2,hors-plan,C}) = \frac{1.10^2 \times 0.224 \times g}{4\pi^2}$$

$$S_{d,1,C}(T_{2,hors-plan,C}) = 0.067 \text{ m}$$

- calcul du déplacement maximum absolu :

$$D_{abs,2,C}(T_{2,hors-plan,C}) \times \Gamma_{2,C} = 0.067 \times (-0.09) = -0.006 \text{ m}$$

- calcul du déplacement relatif dans le deuxième mode :

$$D_{rela,2,C}(T_{2,hors-plan,C}) = (\Phi_2^4 - \Phi_2^3) \times D_{abs,2,C}(T_{2,hors-plan,C})$$

$$D_{rela,2,C}(T_{2,hors-plan,C}) = (1 - (-9.6)) \times -0.006$$

$$D_{rela,2,C}(T_{2,hors-plan,C}) = -0.063 \text{ m}$$

Composante du troisième mode

- accélération spectrale (à la hauteur effective) obtenue à partir de la fonction de transfert :

$$S_{a,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) = S_{ae,o}(0.51) = 0.544g$$

- passage au déplacement spectral par pseudo-dérivation :

$$S_{d,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) = \frac{0.51^2 \times 0.544 \times g}{4\pi^2}$$

$$S_{d,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) = 0.035 m$$

- calcul du déplacement maximum absolu :

$$D_{abs,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) \times \Gamma_{3,C} = 0.035 \times (0.045) = 0.0015 m$$

- calcul du déplacement relatif dans le troisième mode :

$$D_{rela,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) = (\Phi_3^4 - \Phi_3^3) \times D_{abs,3,C}(T_{3,hors-plan,C})$$

$$D_{rela,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) = (1 - (-8.82)) \times 0.0015$$

$$D_{rela,3,C}(T_{3,hors-plan,C}) = 0.015 m$$

- estimation du déplacement relatif maximum par la méthode CQC

La combinaison CQC donne $D_{max,relatif,C} = 200 mm$

ANNEXE VII

CODE INFORMATIQUE MAPLE POUR LES BÂTIMENTS DE DEUX ÉTAGES DU VIEUX-MONTRÉAL

```
> restart:
> with(plots): with(LinearAlgebra):
> Rhob:=350:
Rhom:=2300:
Em1:= [5500, 3300, 2200, 1100]:
Gm1:= [1375, 825, 550, 275]:
fj1:= [5, 3, 2, 1]:
R:= ["01", "1", "2", "5", "10", "15", "20", "30", "50", "70", "100", "120", "150"]:
Mplancher:=0.37:
Mtoiture:=0.3:
MUcnbc:=1.9:
g:=9.81:
ksi:=0.05:

L:= [seq(x, x=1..68)]:
L[1] := [seq(x, x=1..51)]:
L[64] := [seq(x, x=1..51)]:
L[65] := [seq(x, x=1..51)]:
L[66] := [seq(x, x=1..51)]:
L[67] := [seq(x, x=1..51)]:
L[68] := [seq(x, x=1..51)]:

Inventaire:=readdata("C:\\Users\\*****\\Desktop\\*****\\*****\\Montréal
\\inventaire2.txt", float, 14):
Convert(Inventaire, List):
TN:=Inventaire[1]:
H1:=Inventaire[2]:
H2:=Inventaire[3]:
Ht:=Inventaire[4]:
Hc:=Inventaire[5]:
LTOTF:=Inventaire[6]:
LTOTC:=Inventaire[7]:
LC:=Inventaire[8]:
HF:=Inventaire[9]:
LF:=Inventaire[10]:
NF:=Inventaire[11]:

> for s from 1 to 14

do
    tn:=TN[s]: h1:=H1[s]: h2:=H2[s]: ht:=Ht[s]: hc:=Hc[s]: Ltotf:=LTOTF[s]:
    Ltotc:=LTOTC[s]: Lc:=LC[s]: hf:=HF[s]: Lf:=LF[s]: nf:=NF[s]: t:=tn-20:
    Lm:= (Ltotf-2*tn-nf*Lf)/(nf+1):

for i from 1 to 68
do N[s][i] := [seq(x, x=1..68)];
```

```

od:

if Ltotc<Ltotf
  then Atrf:=(((Ltotc-2*t)/2)^2 + (Ltotf-Ltotc)*((Ltotc-2*t)/2))/(nf+1):
  Atrc:=(((Ltotc-2*t)^2)/4):
  else Atrc:=(((Ltotf-2*t)/2)^2 + (Ltotc-Ltotf)*((Ltotf-2*t)/2)):
  Atrf:=(((Ltotf-2*t)^2)/4)/(nf+1):
  fi:

for r from 1 to nops(R)

do
for i from 1 to 68
  do N[s][i]:= [seq(x,x=1..68)];
od:

A:=readdata(cat("C:\\Users\\Guillermo\\Desktop\\MEMOIRE\\modélisation\\Maple\\Spectres\\R",R[r], ".txt"),float,1173):

for z from 1 to 4
  do Em:=Eml[z]: Gm:=Gml[z]: fj:=fjl[z]:

# Murs sollicité dans le plan

# Sollicitation Hors-plan des murs de façade
# Détermination des masses

m1c:= (((Ltotc*h1)+Lm*h1*(nf+1)/2+Lf*((h1-hf)*2+0.5))*tn*Rhom)*1E-9 +
(Ltotc*Ltotf*Mplancher/(2*g))*1E-6:

m2c:= (((Ltotc*h2)+Lm*h2*(nf+1)/2+Lf*((h2-hf)*2.5))*tn*Rhom)*1E-
9+(Ltotc*Ltotf*(Mplancher+Mtoiture)/(2*g))*1E-6:

m3c:= ((Ltotc+Ltotf)*ht*tn*Rhom/2)*1E-9:

m4c:= (Lc*hc*t*Rhom)*1E-9:

# Calcul des rigidités

k1c:=evalf(1000/((h1^3/(12*Em*tn*Ltotc^3/12))+ (h1/(tn*h1*Gm))))):
k2c:=evalf(1000/((h2^3/(12*Em*tn*Ltotc^3/12))+ (h2/(tn*h2*Gm))))):
k3c:=evalf(1000/((ht^3/(12*Em*tn*((Ltotc+Lc)/2)^3/12))+ (ht/(tn*ht*Gm))))):
k4c:=evalf(1000/((hc^3/(3*Em*tn*Lc^3/12))+ (hc/(tn*hc*Gm))))):

# Détermination des pulsations modales

MatC:=Matrix([ [m1c*wc^2-(k1c+k2c), k2c, 0, 0], [k2c, m2c*wc^2-
(k2c+k3c), k3c, 0], [0, k3c, m3c*wc^2-(k3c+k4c), k4c], [0, 0, k4c, m4c*wc^2-k4c]]):

```

```

DetC:=Determinant(MatC):
SolC:=[fsolve(DetC,wc)]: #est une liste comprenant les pulsations modales

for i from 1 to nops(SolC)
  do SolC[i]:=abs(SolC[i]):
  od:
T1c:=2*Pi/min(SolC):

SSolC:=sort(SolC):

# Facteur de forme du premier mode pour les murs de côtés sollicité dans
le plan

INphic1:= [seq(x,x=1..4)]:
INphic1[4]:=1:

INphic1[3]:=fsolve( k4c*x4 + (m4c)*min(SolC)^2-k4c,x4):
INphic1[2]:=fsolve( k3c*x3 + ((m3c)*min(SolC)^2-
(k3c+k4c))*INphic1[3]+k4c,x3):
INphic1[1]:=fsolve( k2c*x2 + ((m2c)*min(SolC)^2- (k2c+k3c))*INphic1[2]+
k3c*INphic1[3],x2):

# Facteur de forme du deuxième mode pour les murs de côtés sollicité dans
le plan

INphic2:= [seq(x,x=1..4)]:
INphic2[4]:=1:

INphic2[3]:=fsolve( k4c*x4 + (m4c)*SSolC[3]^2-k4c,x4):
INphic2[2]:=fsolve( k3c*x3 + ((m3c)*SSolC[3]^2-
(k3c+k4c))*INphic2[3]+k4c,x3):
INphic2[1]:=fsolve( k2c*x2 + ((m2c)*SSolC[3]^2- (k2c+k3c))*INphic2[2]+
k3c*INphic2[3],x2):

# Facteur de forme du troisième mode pour les murs de côtés sollicité dans
le plan

INphic3:= [seq(x,x=1..4)]:
INphic3[4]:=1:

INphic3[3]:=fsolve( k4c*x4 + (m4c)*SSolC[5]^2-k4c,x4):
INphic3[2]:=fsolve( k3c*x3 + ((m3c)*SSolC[5]^2-
(k3c+k4c))*INphic3[3]+k4c,x3):
INphic3[1]:=fsolve( k2c*x2 + ((m2c)*SSolC[5]^2- (k2c+k3c))*INphic3[2]+
k3c*INphic3[3],x2):

# Facteur de forme du quatrième mode pour les murs de côtés sollicité dans
le plan

INphic4:= [seq(x,x=1..4)]:
INphic4[4]:=1:

INphic4[3]:=fsolve( k4c*x4 + (m4c)*SSolC[7]^2-k4c,x4):

```

```

INphic4[2]:=fsolve( k3c*x3 + ((m3c)*SSolC[7]^2-
(k3c+k4c))*INphic4[3]+k4c,x3):
INphic4[1]:=fsolve( k2c*x2 + ((m2c)*SSolC[7]^2-(k2c+k3c))*INphic4[2]+
k3c*INphic4[3],x2):

# Facteur de participation modal du premier mode pour les murs de côté
sollicités dans le plan

INGammac1:=((m1c)*INphic1[1]+(m2c)*INphic1[2]+(m3c)*INphic1[3]+(m4c)*INphi
c1[4])/((m1c)*INphic1[1]^2+(m2c)*INphic1[2]^2+(m3c)*INphic1[3]^2+(m4c)*INp
hic1[4]^2):

# Facteur de participation modal du deuxième mode pour les murs de côté
sollicités dans le plan

INGammac2:=((m1c)*INphic2[1]+(m2c)*INphic2[2]+(m3c)*INphic2[3]+(m4c)*INphi
c2[4])/((m1c)*INphic2[1]^2+(m2c)*INphic2[2]^2+(m3c)*INphic2[3]^2+(m4c)*INp
hic2[4]^2):

# Facteur de participation modal du troisième mode pour les murs de côté
sollicités dans le plan

INGammac3:=((m1c)*INphic3[1]+(m2c)*INphic3[2]+(m3c)*INphic3[3]+(m4c)*INphi
c3[4])/((m1c)*INphic3[1]^2+(m2c)*INphic3[2]^2+(m3c)*INphic3[3]^2+(m4c)*INp
hic3[4]^2):

# Facteur de participation modal du quatrième mode pour les murs de côté
sollicités dans le plan

INGammac4:=((m1c)*INphic4[1]+(m2c)*INphic4[2]+(m3c)*INphic4[3]+(m4c)*INphi
c4[4])/((m1c)*INphic4[1]^2+(m2c)*INphic4[2]^2+(m3c)*INphic4[3]^2+(m4c)*INp
hic4[4]^2):

# Facteur de participation modal de masse pour les murs de côté
sollicités dans le plan

INMeffc1:=((m1c)*INphic1[1]+(m2c)*INphic1[2]+(m3c)*INphic1[3]+(m4c)*INphi
c1[4])^2/((m1c)*INphic1[1]^2+(m2c)*INphic1[2]^2+(m3c)*INphic1[3]^2+(m4c)*INp
hic1[4]^2):

INMeffc2:=((m1c)*INphic2[1]+(m2c)*INphic2[2]+(m3c)*INphic2[3]+(m4c)*INphi
c2[4])^2/((m1c)*INphic2[1]^2+(m2c)*INphic2[2]^2+(m3c)*INphic2[3]^2+(m4c)*INp
hic2[4]^2):

INMeffc3:=((m1c)*INphic3[1]+(m2c)*INphic3[2]+(m3c)*INphic3[3]+(m4c)*INphi
c3[4])^2/((m1c)*INphic3[1]^2+(m2c)*INphic3[2]^2+(m3c)*INphic3[3]^2+(m4c)*INp
hic3[4]^2):

INMeffc4:=((m1c)*INphic4[1]+(m2c)*INphic4[2]+(m3c)*INphic4[3]+(m4c)*INphi
c4[4])^2/((m1c)*INphic4[1]^2+(m2c)*INphic4[2]^2+(m3c)*INphic4[3]^2+(m4c)*INp
hic4[4]^2):

```

```

# Pourcentage de la masse sollicité dans chaque mode

INPMeffc1:=evalf(INMeffc1/ (INMeffc1+INMeffc2+INMeffc3+INMeffc4)*100):
INPMeffc2:=evalf(INMeffc2/ (INMeffc1+INMeffc2+INMeffc3+INMeffc4)*100):
INPMeffc3:=evalf(INMeffc3/ (INMeffc1+INMeffc2+INMeffc3+INMeffc4)*100):
INPMeffc4:=evalf(INMeffc4/ (INMeffc1+INMeffc2+INMeffc3+INMeffc4)*100):

# Sollicitation hors-plan des murs de côté
# Détermination des masses

m1f:=(((nf+1)*3+nf*2-1)*Lm*0.5*(h1-hf)*Rhom*tn)*1E-
9+(Mplancher*Atrf*(nf+1)/9.81)*1E-6:
m2f:=(((nf+1)*3+nf*2)*Lm*0.5*(h2-hf)*Rhom*tn)*1E-
9+((Mplancher+Mtoiture)*Atrf*(nf+1)/9.81)*1E-6:

# Calcul des rigidités

# Panneau de type 1 au 1er étage

q11:=hf/Lm: r11:=0.5*(h1-hf)/Lm: s11:=0.5*(h1-hf)/Lm:

p11:=(q11^4+4*r11*q11^3+4*s11*q11^3+3*r11^2+q11^2+3*s11^2*q11^2+14*r11*s11
*q11^2+12*s11*r11^2*q11+12*s11^2*r11*q11+12*r11^2*s11^2)/(q11^4+r11*q11^3+
s11*q11^3+2*r11*s11*q11^2):

kp11:=(Em*tn)/(p11*q11^3+3*q11):

# Panneau de type 1 au 2ème étage

q12:=hf/Lm: r12:=0.5*(h2-hf)/Lm: s12:=0.5*(h2-hf)/Lm:

p12:=(q12^4+4*r12*q12^3+4*s12*q12^3+3*r12^2+q12^2+3*s12^2*q12^2+14*r12*s12
*q12^2+12*s12*r12^2*q12+12*s12^2*r12*q12+12*r12^2*s12^2)/(q12^4+r12*q12^3+
s12*q12^3+2*r12*s12*q12^2):

kp12:=(Em*tn)/(p12*q12^3+3*q12):

# Panneau de type 2 au 1er étage

q21:=0.5*(h1-hf)/Lm: s21:=(0.5*(h1-hf)+hf)/Lm:
p21:=(q21+3*s21)/q21:
kp21:=(Em*tn)/(p21*q21^3+3*q21):

# Panneau de type 2 au 2ème étage

q22:=0.5*(h2-hf)/Lm: s22:=(0.5*(h2-hf)+hf)/Lm:
p22:=(q22+3*s22)/q22:
kp22:=(Em*tn)/(p22*q22^3+3*q22):

```

```

# Panneau de type 3 au 1er étage

q31:=0.5*(h1-hf)/Lm: r31:=(hf+0.5*(h1-hf))/Lm:
p31:=(q31+3*r31)/q31:
kp31:=(Em*tn)/(p31*q31^3+3*q31):

# Panneau de type 3 au 2ème étage

q32:=0.5*(h2-hf)/Lm: r32:=(hf+0.5*(h2-hf))/Lm:
p32:=(q32+3*r32)/q32:
kp32:=(Em*tn)/(p32*q32^3+3*q32):

# Panneau de type 4 au 1er étage

p41:=4: q41:=hf/Lf:
kp41:=(Em*tn)/(p41*q41^3+3*q41):

# Panneau de type 4 au 2ème étage

p42:=4: q42:=hf/Lf:
kp42:=(Em*tn)/(p42*q42^3+3*q42):

# Rigidité du mur au 1er étage

k1f:=1000/(1/((nf+1)*kp21+(nf-
1)*kp41)+1/((nf+1)*kp11)+1/((nf+1)*kp31+nf*kp41)):

# Rigidité du mur au 2ème étage

k2f:=1000/(1/((nf+1)*kp22+nf*kp42)+1/((nf+1)*kp12)+1/((nf+1)*kp32+nf*kp42)
):

# Détermination des pulsations modales

MatF:=Matrix([ [m1f*wf^2-(k1f+k2f), k2f], [k2f, m2f*wf^2-k2f] ]):
DetF:=Determinant(MatF):

SolF:=fsolve(DetF, wf): #est une liste comprenant les pulsations modales

for i from 1 to nops(SolF)
do SolF[i]:=abs(SolF[i]):
od:
T1f:=2*Pi/min(SolF):

SSolF:=sort(SolF):

# Facteur de forme du premier mode pour les murs de façade non ancrés
sollicité dans le plan

INphifa1:=seq(x, x=1..2):
INphifa1[2]:=1:

INphifa1[1]:=fsolve(k2f*x+(m2f)*min(SolF)^2-k2f=0, x):

```



```

# Facteur de forme du Deuxième mode pour les murs de façade non ancrés
sollicité dans le plan

INphifa2:= [seq(x,x=1..2)]:
INphifa2[2]:=1:

INphifa2[1]:=fsolve( k2f*x+(m2f)*SSolF[3]^2-k2f=0,x):

# Facteur de participation modal du premier mode pour les murs de façade
non ancrés sollicité dans le plan

INGammafa:= (
(m1f)*INphifa1[1]+(m2f)*INphifa1[2])/((m1f)*INphifa1[1]^2+(m2f)*INphifa1[2]^2):

# Facteur de participation modal du deuxième mode pour les murs de façade
non ancrés sollicité dans le plan

INGammafa2:= (
(m1f)*INphifa2[1]+(m2f)*INphifa2[2])/((m1f)*INphifa2[1]^2+(m2f)*INphifa2[2]^2):

# Facteur de participation modal de masse pour les murs de façade non
ancrés

INMefffa1:= ((m1f)*INphifa1[1]+(m2f)*INphifa1[2])^2/((m1f)*INphifa1[1]^2+(m2f)*INphifa1[2]^2):

INMefffa2:= ((m1f)*INphifa2[1]+(m2f)*INphifa2[2])^2/((m1f)*INphifa2[1]^2+(m2f)*INphifa2[2]^2):

# Pourcentage de la masse sollicité dans chaque mode

INPMefffa1:=evalf(INMefffa1/(INMefffa1+INMefffa2)*100):
INPMefffa2:=evalf(INMefffa2/(INMefffa1+INMefffa2)*100):

#####

# Chargement du fichier avec les spectres changer la valeur numérique de
R* pour changer de fichier

B:= [seq(x[i],i=1..52)]:

for i from 1 to 52
do x[i]:= [seq(y[j],j=1..25)];
od:

for i from 3 to 25
do
k:=i-2;
B[1][i]:=1/(A[1][k]);
od:B[1][1]:=0: B[1][2]:=A[3][1]:

for i from 2 to 52 do

```

```

k:= 23*(i-1):
for j from 1 to 23
  do
l:=(k-23)+j;
m:=j+2;

B[i][m]:=A[4][1];
  od:

B[i][1]:=A[2][k]:
B[i][2]:=A[3][k]:
  od:

for i from 1 to 52
  do C[i]:=convert(B[i],list);
od:

for i from 2 to 52
  do for j from 3 to 25
    do C[i][j]:=10^(C[i][j])/(100*9.81):
  od: od:

PGA:=[seq(x,x=1..51)]:
for i from 1 to 51
  do k:=i+1; PGA[i]:=C[k][4]:
  od:

Sae03:=[seq(x,x=1..51)]:
for i from 1 to 51
  do k:=i+1; Sae03[i]:=C[k][14]:
  od:

# Fonction de transfert pour les murs de Façades sollicité dans le plan
alpha1f:=1.80: alf:=0.85: beta1f:=3.75: DT1f:=0.95: Af:=15:

Cf:=0.05+(1-0.05)*exp(-Af*T1f^2):

Th1f:=x->piecewise(x<0,0,x<=T1f,1/(sqrt((1-(x/T1f)^alpha1f)^2 + (
beta1f*ksi*x/T1f)^2)), x>T1f, 1/(sqrt((1-(x/T1f)^alf)^2 + (
beta1f*ksi*x/T1f)^2)) ):

# Définition des accélérations de la fonction de transfert pour les murs
de façade sollicité dans le plan

SaiTlelasf:=[seq(x,x=1..51)]:
Tmin1f:=[seq(x,x=1..23)]:

for i from 3 to 25
  do k:=i-2; Tmin1f[k]:=abs(T1f-C[1][i]);  od:

for j from 1 to 23
  do if evalf(Tmin1f[j])=evalf(min(Tmin1f))

```

```

then if evalf(T1f)-C[1][j+2]<0
  then for l from 1 to 51
    do SaiT1elasf[l]:=evalf(((C[l+1][j+2]-
C[l+1][j+1])/(C[1][j+2]-C[1][j+1]))*(T1f-C[1][j+1])+C[l+1][j+1]);

    od:

    else for l from 1 to 51 do
      SaiT1elasf[l]:=evalf(((C[l+1][j+3]-
C[l+1][j+2])/(C[1][j+3]-C[1][j+2]))*(T1f-C[1][j+3])+C[l+1][j+3]);
    od:
  fi:
fi;
od:

# Sollicitation Hors-plan des murs de façade non ancrés - Mécanisme de
rupture Mur façade pleine hauteur

# Modèle tri-linéaire

#Poids du mur

Wfna:=(Lm*(h1+h2)*tn)*Rhom*g*1E-9 :

# Paramètres du modèle tri-linéaire

Dinsfna:=(2/3)*tn:

PMRempfna:=83-(Rhom*(h1+h2)*9.81*t/(0.85*fj*tn))*10^(-7):

D1fna:=0.04*Dinsfna:

D2fna:=(1-0.009*PMRempfna)*Dinsfna:

Fifna:=0.75*tn*Wfna/(h1+h2)*(1-D2fna/Dinsfna):

Khpfn:= (Fifna/D2fna)*1E3:

Thpfna:=evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wfna/(9.81))/Khpfn)):

# Fonction de transfert pour les murs de côtés sollicité dans le plan -
Mode de rupture mur de façade pleine hauteur

alpha1c:=1.81: a1c:=0.85: beta1c:=3.70: DT1c:=0.95: Ac:=15:
Cc:=0.05+(1-0.05)*exp(-Ac*T1c^2):

T1c:=x->piecewise(x<0,0,x<=T1c,1/(sqrt(1-(x/T1c)^alpha1c)^2 + (
beta1c*ksi*x/T1c)^2)), x>T1c, 1/(sqrt(1-(x/T1c)^a1c)^2 + (
beta1c*ksi*x/T1c)^2)):

# Expression des fonctions de transferts pour les murs de côté sollicité
dans le plan - Mécanisme de rupture façade pleine hauteur

```

```

Saeifna:= [seq(x,x=1..51)]:

for j from 25 to 3 by -1 while
  evalf(Thpfna)-C[1][j]<0

do
  for l from 1 to 51
    do Saeifna[l]:=evalf(((C[l+1][j]-C[l+1][j-1])/
(C[1][j]-C[1][j-1]))*(Thpfna-C[1][j-1])+C[l+1][j-1]);
  od:
od:

# Définition des accélérations de la fonction de transfert pour les murs
de côté sollicité dans le plan

SaiTlelasc:= [seq(x,x=1..51)]:
Tminlc:= [seq(x,x=1..23)]:

for i from 3 to 25
  do k:=i-2; Tminlc[k]:=abs(Tlc-C[1][i]); od:

for j from 1 to 23
  do if evalf(Tminlc[j])=evalf(min(Tminlc))
    then if evalf(Tlc)-C[1][j+2]<0
      then for l from 1 to 51
        do SaiTlelasc[l]:=evalf(((C[l+1][j+2]-
C[l+1][j+1])/ (C[1][j+2]-C[1][j+1]))*(Tlc-C[1][j+1])+C[l+1][j+1]);
      od:
    else for l from 1 to 51 do
      SaiTlelasc[l]:=evalf(((C[l+1][j+3]-
C[l+1][j+2])/ (C[1][j+3]-C[1][j+2]))*(Tlc-C[1][j+3])+C[l+1][j+3]);
    od:
  fi:
od;

# Application de la fonction de transfert pour les murs de façade non
ancrés

Saeocfna:= [seq(x,x=1..51)]:

for i from 1 to 51
  do Saeocfna[i]:=Saeifna[i]*Cc+SaiTlelasc[i]*Thlc(Thpfna)*DTlc od:

Sdeohpfna:= [seq(x,x=1..51)]:

for i from 1 to 51
do Sdeohpfna[i]:= (3/2)*evalf((Saeocfna[i])*g*1000*Thpfna^2/(4*Pi^2)):
od:

```

```

# Sollicitation Hors-plan des murs de façade ancrés

# Modèles tri-linéaires

# Murs de façade du second étage

# Poids du mur

Wfa2 := (Lm*h2*tn*Rhom*g)*1E-9:

# Paramètres du modèle tri-linéaire

Dinsfa2 := (2/3)*tn:

PMRempfa2 := 83 - (Rhom*(h2)*9.81*t/(0.85*fj*tn))*10^(-7):

D1fa2 := 0.04*Dinsfa2:

D2fa2 := (1-0.009*PMRempfa2)*Dinsfa2:

Fifa2 := 0.75*tn*Wfa2/(h2)*(1-D2fa2/Dinsfa2):

Khpfa2 := (Fifa2/D2fa2)*1E3:

Thpfa2 := evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wfa2/(g))/Khpfa2)):

# Murs de façade du Premier étage

# Poids du mur

Wfa1 := (Lm*h1*tn*Rhom*g)*1E-9:

# Charge axiale supportée par le mur

Ofa1 := Wfa2 + (MUCnbc*Atrf)/10^(6):

# Ratio de précompression

Psyfa1 := Ofa1/(Wfa1/2):

# Paramètres du modèle tri-linéaire

Dinsfa1 := (2/3)*tn*(1+0.75*Psyfa1)/(1+Psyfa1):

PMRempfa1 := 83 - (Rhom*h1*g*(Psyfa1+(1-0.5)*(2*Psyfa1+2-0.5)/(2*(1-0.5)+(2-0.5)*Psyfa1)*tn/(t*0.85*fj)))*10^(-7):

D1fa1 := 0.04*Dinsfa1:

D2fa1 := (1-0.009*PMRempfa1)*Dinsfa1:

Fifa1 := (0.75*(Wfa1*tn*4*(1+Psyfa1))/h1)*(1-D2fa1/Dinsfa1):

```

```

Khpfa1:=(Fifa1/D2fa1)*1E3:
Thpfa1:=evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wfa1/(g))/Khpfa1)):

# Modélisation du système à 2DDL

# Détermination des pulsations modales

Matfa:=Matrix([[ (0.75*Wfa1/(g))*wfa^2-
(Khpfa1+Khpfa2),Khpfa2], [Khpfa2,(0.75*Wfa2/(g))*wfa^2-Khpfa2]]):
Detfa:=Determinant(Matfa):

Solfa:=fsolve(Detfa,wfa): #est une liste comprenant les pulsations
modales

for i from 1 to nops(Solfa)
do Solfa[i]:=abs(Solfa[i]);
od:

Thpfa1:=evalf(2*Pi/min(Solfa)):

SSolfa:=sort(Solfa);

Thpfa2:=evalf(2*Pi/SSolfa[3]):

# Facteur de forme du premier mode pour les murs de façade non ancrés

phifa:=[seq(x,x=1..2)]:
phifa[2]:=1:

phifa[1]:=fsolve( Khpfa2*x+(0.75*Wfa2/(g))*min(Solfa)^2-Khpfa2=0,x):

# Facteur de forme du Deuxième mode pour les murs de façade non ancrés

phifa2:=[seq(x,x=1..2)]:
phifa2[2]:=1:

phifa2[1]:=fsolve( Khpfa2*x+(0.75*Wfa2/(g))*SSolfa[3]^2-Khpfa2=0,x):

# Facteur de participation modal du premier mode pour les murs de façade
non ancrés

Gammafa1:= (
((0.75*Wfa1/(g))*phifa[1]+(0.75*Wfa2/(g))*phifa[2])/((0.75*Wfa1/(g))*phifa
[1]^2+(0.75*Wfa2/(g))*phifa[2]^2)):

# Facteur de participation modal du deuxième mode pour les murs de façade
non ancrés

Gammafa2:= (
((0.75*Wfa1/(g))*phifa2[1]+(0.75*Wfa2/(g))*phifa2[2])/((0.75*Wfa1/(g))*phi
fa2[1]^2+(0.75*Wfa2/(g))*phifa2[2]^2)):

```

```

# Facteur de participation modal de masse pour les murs de façade non
ancrés

Mefffa1:=(((0.75*Wfa1/(g))*phifa[1]+(0.75*Wfa2/(g))*phifa[2])^2/((0.75*Wfa
1/(g))*phifa[1]^2+(0.75*Wfa2/(g))*phifa[2]^2)):

Mefffa2:=(((0.75*Wfa1/(g))*phifa2[1]+(0.75*Wfa2/(g))*phifa2[2])^2/((0.75*W
fa1/(g))*phifa2[1]^2+(0.75*Wfa2/(g))*phifa2[2]^2)):

# Pourcentage de la masse sollicité dans chaque mode

PMefffa1:=evalf(Mefffa1/(Mefffa1+Mefffa2)*100):
PMefffa2:=evalf(Mefffa2/(Mefffa1+Mefffa2)*100):

# Application de la fonction de transfert pour les murs de façade ancrés

# Expression des fonctions de transferts pour les murs de côté sollicité
dans le plan - Mécanisme de rupture façade pleine hauteur

#Premier Mode

Saeifa1:= [seq(x,x=1..51)]:

for j from 25 to 3 by -1 while
evalf(Thpfa1)-C[1][j]<0
do
for l from 1 to 51
do Saeifa1[l]:=evalf(((C[l+1][j]-C[l+1][j-
1])/ (C[1][j]-C[1][j-1]))*(Thpfa1-C[1][j-1])+C[l+1][j-1));
od:
od:

Saeocfa1:= [seq(x,x=1..51)]:

for i from 1 to 51
do Saeocfa1[i]:=Saeifa1[i]*Cc+SaiTlelasc[i]*Thlc*DTlc od:

#Deuxième mode

Saeifa2:= [seq(x,x=1..51)]:

for j from 25 to 3 by -1 while
evalf(Thpfa2)-C[1][j]<0
do
for l from 1 to 51
do Saeifa2[l]:=evalf(((C[l+1][j]-C[l+1][j-
1])/ (C[1][j]-C[1][j-1]))*(Thpfa2-C[1][j-1])+C[l+1][j-1));
od:
od:

Saeocfa2:= [seq(x,x=1..51)]:

```

```

for i from 1 to 51
  do Saeocfa2[i]:=Saeifa2[i]*Cc+SaiTlelasc[i]*Thlc*DTlc od:

Saeohpfamod1:= [seq(x,x=1..51)]:
Saeohpfamod2:= [seq(x,x=1..51)]:

relatifSdeohpfa2mod1:= [seq(x,x=1..51)]:
relatifSdeohpfa2mod2:= [seq(x,x=1..51)]:

Sdeohpfamod1:= [seq(x,x=1..51)]:
Sdeohpfamod2:= [seq(x,x=1..51)]:

SdeohpfaCQC:= [seq(x,x=1..51)]:

relatifSdeohpfa2CQC:= [seq(x,x=1..51)]:

# Calcul du déplacement relatif du mur 2ème façade ancrée dans le premier
mode de vibration

for i from 1 to 51
do Saeohpfamod1[i]:=evalf((Saeocfa1[i](Thpfa1))*Gammafa1):
  Sdeohpfamod1[i]:=evalf(
Saeohpfamod1[i]*Thpfa1^2*g*1000/(4*Gammafa1*Pi^2)):
od:

for i from 1 to 51

  do relatifSdeohpfa2mod1[i]:=evalf( Saeohpfamod1[i]*(phifa[2]-
phifa[1])*Thpfa1^2*g*1000/(4*Pi^2)):
  od:

# Calcul du déplacement relatif du mur 2ème façade ancrée dans le deuxième
mode de vibration

for i from 1 to 51
do Saeohpfamod2[i]:=evalf((Saeocfa2[i](Thpfa2))*Gammafa2):
  Sdeohpfamod2[i]:=evalf(
Saeohpfamod2[i]*Thpfa2^2*g*1000/(4*Gammafa2*Pi^2)):
od:

for i from 1 to 51

  do relatifSdeohpfa2mod2[i]:=evalf( Saeohpfamod2[i]*(phifa2[2]-
phifa2[1])*Thpfa2^2*g*1000/(4*Pi^2)):
  od:

# Estimation du déplacement relatif maximum du mur du 3ème façade ancrée
par la méthode CQC

for i from 1 to 51

do

```



```

r11:=(8*ksi^2*(1+SSolfa[1]/SSolfa[1])*(SSolfa[1]/SSolfa[1])^(3/2))/((1-
(SSolfa[1]/SSolfa[1])^2)^2+4*ksi^2*(SSolfa[1]/SSolfa[1])*(1+(SSolfa[1]/SSo
lfa[1]))^2);

r12:=(8*ksi^2*(1+SSolfa[1]/SSolfa[3])*(SSolfa[1]/SSolfa[3])^(3/2))/((1-
(SSolfa[1]/SSolfa[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolfa[1]/SSolfa[3])*(1+(SSolfa[1]/SSo
lfa[3]))^2);

r22:=(8*ksi^2*(1+SSolfa[3]/SSolfa[3])*(SSolfa[3]/SSolfa[3])^(3/2))/((1-
(SSolfa[3]/SSolfa[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolfa[3]/SSolfa[3])*(1+(SSolfa[3]/SSo
lfa[3]))^2);

relatifSdeohpfa2CQC[i]:=(relatifSdeohpfa2mod1[i]*r11*relatifSdeohpfa2mod1[
i]+2*relatifSdeohpfa2mod1[i]*r12*relatifSdeohpfa2mod2[i]+relatifSdeohpfa2m
od2[i]*r22*relatifSdeohpfa2mod2[i])^0.5;

od:

# Estimation du déplacement déplacement spectral par la méthode CQC

for i from 1 to 51

do

r11:=(8*ksi^2*(1+SSolfa[1]/SSolfa[1])*(SSolfa[1]/SSolfa[1])^(3/2))/((1-
(SSolfa[1]/SSolfa[1])^2)^2+4*ksi^2*(SSolfa[1]/SSolfa[1])*(1+(SSolfa[1]/SSo
lfa[1]))^2);

r12:=(8*ksi^2*(1+SSolfa[1]/SSolfa[3])*(SSolfa[1]/SSolfa[3])^(3/2))/((1-
(SSolfa[1]/SSolfa[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolfa[1]/SSolfa[3])*(1+(SSolfa[1]/SSo
lfa[3]))^2);

r22:=(8*ksi^2*(1+SSolfa[3]/SSolfa[3])*(SSolfa[3]/SSolfa[3])^(3/2))/((1-
(SSolfa[3]/SSolfa[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolfa[3]/SSolfa[3])*(1+(SSolfa[3]/SSo
lfa[3]))^2);

SdeohpfaCQC[i]:=(Sdeohpfamod1[i]*r11*Sdeohpfamod1[i]+2*Sdeohpfamod1[i]*r12
*Sdeohpfamod2[i]+Sdeohpfamod2[i]*r22*Sdeohpfamod2[i])^0.5;

od:
#####
# Sollicitation Hors-plan des murs de côtés
# Modèles tri-linéaires

# Murs coupe-feu

# Poids du mur

Wccf:=(Lc*hc*tn*Rhom*g)*1E-9:

# Paramètres du modèle tri-linéaire

Dinsccf:=(2/3)*tn:

```

```

PMRempccf:=83-(Rhom*(hc)*9.81*t/(0.85*fj*tn))*10^(-7):
D1ccf:=0.04*Dinsccf:
D2ccf:=(1-0.009*PMRempccf)*Dinsccf:
Ficcf:=0.75*tn*Wccf/(hc)*(1-D2ccf/Dinsccf):
Khpccf:=(Ficcf/D2ccf)*1E3:
Thpccf:=evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wccf/(g))/Khpccf)):
# Mur de toit
# Poids du mur
Wct:=((Ltotc+Lc)/2)*ht*tn*Rhom*g)*1E-9:
# Charge axiale supportée par le mur
Oct:=Wccf:
# Ratio de précompression
Psyct:=Oct/(Wct/2):
# Paramètres du modèle tri-linéaire
Dinsct:=(2/3)*tn*(1+0.75*Psyct)/(1+Psyct):
PMRempct:=83-(Rhom*ht*g*(Psyct+(1-0.5)*(2*Psyct+2-0.5)/(2*(1-0.5)+(2-0.5)*Psyct))*tn/(t*0.85*fj))*10^(-7):
D1ct:=0.04*Dinsct:
D2ct:=(1-0.009*PMRempct)*Dinsct:
Fict:=(0.75*(Wct*tn*4*(1+Psyct))/ht)*(1-D2ct/Dinsct):
Khpct:=(Fict/D2ct)*1E3:
Thpct:=evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wct/(g))/Khpct)):
# Murs de deuxième étage
# Poids du mur
Wc2:=(Ltotc*h2*tn*Rhom*g)*1E-9:
# Charge axiale supportée par le mur
Oc2:=((0.26)*Atrc/(10^6)+Wct+Wccf)+MUCnbc*Atrc/(10^6):

```

```

# Ratio de précompression

Psync2:=Oc2/(Wc2/2):

# Paramètres du modèle tri-linéaire

Dinsc2:=(2/3)*tn*(1+0.75*Psync2)/(1+Psync2):

PMRempc2:=83-(Rhom*h2*g*(Psync2+(1-0.5)*(2*Psync2+2-0.5)/(2*(1-0.5)+(2-0.5)*Psync2)*tn/(t*0.85*fj)))*10^(-7):

D1c2:=0.04*Dinsc2:

D2c2:=(1-0.009*PMRempc2)*Dinsc2:

Fic2:=(0.75*(Wc2*tn*4*(1+Psync2))/h2)*(1-D2c2/Dinsc2):

Khpc2:=(Fic2/D2c2)*1E3:

Thpc2:=evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wc2/(g))/Khpc2)):

# Mur du 1er étage

# Poids du mur

Wc1:=(Ltotc*h1*tn*Rhom*g)*1E-9:

# Charge axiale supportée par le mur

Oc1:=(0.26*Attrc/(10^6)+Wccf+Wct+Wc2)+MUcnbc*Attrc/(10^6):

# Ratio de précompression

Psync1:=Oc1/(Wc1/2):

# Paramètres du modèle tri-linéaire

Dinsc1:=(2/3)*tn*(1+0.75*Psync1)/(1+Psync1):

PMRempc1:=83-(Rhom*h1*g*(Psync1+(1-0.5)*(2*Psync1+2-0.5)/(2*(1-0.5)+(2-0.5)*Psync1)*tn/(t*0.85*fj)))*10^(-7):

D1c1:=0.04*Dinsc1:

D2c1:=(1-0.009*PMRempc1)*Dinsc1:

Fic1:=(0.75*(Wc1*tn*4*(1+Psync1))/h1)*(1-D2c1/Dinsc1):

Khpc1:=(Fic1/D2c1)*1E3:

Thpc1:=evalf(2*Pi*sqrt((0.75*Wc1/(g))/Khpc1)):

# Modélisation du système à 4DDL

```

```

Matchp:=Matrix([[ (Wc1*0.75/(g)) *wchp^2-
(Khpc1+Khpc2), Khpc2, 0, 0], [Khpc2, (0.75*Wc2/(g)) *wchp^2-
(Khpc2+Khpc2), Khpc2, 0], [0, Khpc2, (0.75*Wct/(g)) *wchp^2-
(Khpct+Khpccf), Khpccf], [0, 0, Khpccf, (0.75*Wccf/(g)) *wchp^2-Khpccf]]):
Detchp:=Determinant(Matchp):

Solchp:=[fsolve(Detchp,wchp)]: #est une liste comprenant les pulsations
modales

for i from 1 to nops(Solchp)
  do Solchp[i]:=abs(Solchp[i]);
  od:
SSolchp:=sort(Solchp):

Thpc1:=evalf(2*Pi/SSolchp[1]):
Thpc2:=evalf(2*Pi/SSolchp[3]):
Thpc3:=evalf(2*Pi/SSolchp[5]):

# Facteur de forme du premier mode pour les murs de côtés

phic:= [seq(x,x=1..4)]:
phic[4]:=1:

phic[3]:=fsolve( Khpccf*x4 + (0.75*Wccf/(g)) *min(Solchp)^2-Khpccf,x4):
phic[2]:=fsolve( Khpct*x3 + ((0.75*Wct/(g)) *min(Solchp)^2-
(Khpct+Khpccf)) *phic[3]+Khpccf,x3):
phic[1]:=fsolve( Khpc2*x2 + ((0.75*Wc2/(g)) *min(Solchp)^2-
(Khpc2+Khpct)) *phic[2]+ Khpct*phic[3],x2):

# Facteur de forme du deuxième mode pour les murs de côtés

phic2:= [seq(x,x=1..4)]:
phic2[4]:=1:

phic2[3]:=fsolve( Khpccf*x4 + (0.75*Wccf/(g)) *SSolchp[3]^2-Khpccf,x4):
phic2[2]:=fsolve( Khpct*x3 + ((0.75*Wct/(g)) *SSolchp[3]^2-
(Khpct+Khpccf)) *phic2[3]+Khpccf,x3):
phic2[1]:=fsolve( Khpc2*x2 + ((0.75*Wc2/(g)) *SSolchp[3]^2-
(Khpc2+Khpct)) *phic2[2]+ Khpct*phic2[3],x2):

# Facteur de forme du troisième mode pour les murs de côtés

phic3:= [seq(x,x=1..4)]:
phic3[4]:=1:

phic3[3]:=fsolve( Khpccf*x4 + (0.75*Wccf/(g)) *SSolchp[5]^2-Khpccf,x4):
phic3[2]:=fsolve( Khpct*x3 + ((0.75*Wct/(g)) *SSolchp[5]^2-
(Khpct+Khpccf)) *phic3[3]+Khpccf,x3):
phic3[1]:=fsolve( Khpc2*x2 + ((0.75*Wc2/(g)) *SSolchp[5]^2-
(Khpc2+Khpct)) *phic3[2]+ Khpct*phic3[3],x2):

# Facteur de forme du quatrième mode pour les murs de côtés

phic4:= [seq(x,x=1..4)]:

```

```

phic4[4]:=1:

phic4[3]:=fsolve( Khpccf*x4 + (0.75*Wccf/(g))*SSolchp[7]^2-Khpccf,x4):
phic4[2]:=fsolve( Khpct*x3 + ((0.75*Wct/(g))*SSolchp[7]^2-
(Khpct+Khpccf))*phic4[3]+Khpccf,x3):
phic4[1]:=fsolve( Khpc2*x2 + ((0.75*Wc2/(g))*SSolchp[7]^2-
(Khpc2+Khpct))*phic4[2]+ Khpct*phic4[3],x2):

# Facteur de participation modal du premier mode pour les murs de côté

Gammac1:=(((0.75*Wc1/(g))*phic[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic[2]+(0.75*Wct/(g))*phic[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic[4])/((0.75*Wc1/(g))*phic[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic[4]^2)):

# Facteur de participation modal du deuxième mode pour les murs de côté

Gammac2:=(((0.75*Wc1/(g))*phic2[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic2[2]+(0.75*Wct/(g))*phic2[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic2[4])/((0.75*Wc1/(g))*phic2[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic2[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic2[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic2[4]^2)):

# Facteur de participation modal du troisième mode pour les murs de côté

Gammac3:=(((0.75*Wc1/(g))*phic3[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic3[2]+(0.75*Wct/(g))*phic3[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic3[4])/((0.75*Wc1/(g))*phic3[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic3[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic3[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic3[4]^2)):

# Facteur de participation modal du quatrième mode pour les murs de côté

Gammac4:=(((0.75*Wc1/(g))*phic4[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic4[2]+(0.75*Wct/(g))*phic4[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic4[4])/((0.75*Wc1/(g))*phic4[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic4[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic4[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic4[4]^2)):

# Facteur de participation modal de masse pour les murs de côté
sollicités hors-plan

Meffc1:=(((0.75*Wc1/(g))*phic[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic[2]+(0.75*Wct/(g))*phic[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic[4])^2/((0.75*Wc1/(g))*phic[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic[4]^2)):

Meffc2:=(((0.75*Wc1/(g))*phic2[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic2[2]+(0.75*Wct/(g))*phic2[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic2[4])^2/((0.75*Wc1/(g))*phic2[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic2[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic2[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic2[4]^2)):

Meffc3:=(((0.75*Wc1/(g))*phic3[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic3[2]+(0.75*Wct/(g))*phic3[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic3[4])^2/((0.75*Wc1/(g))*phic3[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic3[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic3[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic3[4]^2)):

Meffc4:=(((0.75*Wc1/(g))*phic4[1]+(0.75*Wc2/(g))*phic4[2]+(0.75*Wct/(g))*phic4[3]+(0.75*Wccf/(g))*phic4[4])^2/((0.75*Wc1/(g))*phic4[1]^2+(0.75*Wc2/(g))*phic4[2]^2+(0.75*Wct/(g))*phic4[3]^2+(0.75*Wccf/(g))*phic4[4]^2)):

# Pourcentage de la masse sollicité dans chaque mode

PMeffc1:=evalf(Meffc1/(Meffc1+Meffc2+Meffc3+Meffc4)*100):

```

```

PMeffc2:=evalf(Meffc2/ (Meffc1+Meffc2+Meffc3+Meffc4)*100):
PMeffc3:=evalf(Meffc3/ (Meffc1+Meffc2+Meffc3+Meffc4)*100):
PMeffc4:=evalf(Meffc4/ (Meffc1+Meffc2+Meffc3+Meffc4)*100):
# Application de la fonction de transfert pour les murs de côtés
Saeohpcmod1:= [seq(x,x=1..51)]:
Saeohpcmod2:= [seq(x,x=1..51)]:
Saeohpcmod3:= [seq(x,x=1..51)]:
relatifSdeohpccfmod1:= [seq(x,x=1..51)]:
relatifSdeohpccfmod2:= [seq(x,x=1..51)]:
relatifSdeohpccfmod3:= [seq(x,x=1..51)]:
Sdeohpcmod1:= [seq(x,x=1..51)]:
Sdeohpcmod2:= [seq(x,x=1..51)]:
Sdeohpcmod3:= [seq(x,x=1..51)]:
SdeohpcQC:= [seq(x,x=1..51)]:
relatifSdeohpccfQC:= [seq(x,x=1..51)]:
# Calcul du déplacement relatif du mur coupe-feu dans le premier mode de
vibration
# Expression des fonctions de transferts pour les murs de côté sollicité
dans le plan - Mécanisme de rupture façade pleine hauteur
#Premier Mode
Saeic1:= [seq(x,x=1..51)]:
for j from 25 to 3 by -1 while
    evalf(Thpc1)-C[1][j]<0
do
    for l from 1 to 51
        do Saeic1[l]:=evalf(((C[l+1][j]-C[l+1][j-
1])/ (C[1][j]-C[1][j-1]))*(Thpc1-C[1][j-1])+C[l+1][j-1]);
    od:
od:
Saeof1:= [seq(x,x=1..51)]:
for i from 1 to 51
    do Saeof1[i]:=Saeic1[i]*Cf+SaiTlelasf[i]*Thlf*DTlf od:
#Deuxième Mode
Saeic2:= [seq(x,x=1..51)]:
for j from 25 to 3 by -1 while

```

```

evalf(Thpc2)-C[1][j]<0
      do for l from 1 to 51
          do Saeic2[l]:=evalf(((C[l+1][j]-C[l+1][j-1])/(C[1][j]-C[1][j-1]))*(Thpc2-C[1][j-1])+C[l+1][j-1]);
      od:
od:
Saeof2:=[seq(x,x=1..51)]:
for i from 1 to 51
  do Saeof2[i]:=Saeic2[i]*Cf+SaiTlelasf[i]*Th1f*DT1f  od:

#Troisième Mode
Saeic3:=[seq(x,x=1..51)]:
  for j from 25 to 3 by -1 while
    evalf(Thpc3)-C[1][j]<0
      do
        for l from 1 to 51
          do Saeic3[l]:=evalf(((C[l+1][j]-C[l+1][j-1])/(C[1][j]-C[1][j-1]))*(Thpc3-C[1][j-1])+C[l+1][j-1]);
        od:
      od:
Saeof3:=[seq(x,x=1..51)]:
for i from 1 to 51
  do Saeof3[i]:=Saeic3[i]*Cf+SaiTlelasf[i]*Th1f*DT1f  od:

# Calcul du déplacement relatif du mur coupe-feu dans le premier mode de
vibration
for i from 1 to 51
do Saeohpcmod1[i]:=evalf((Saeof1[i](Thpc1))*Gammac1):
  Sdeohpcmod1[i]:=evalf( Saeohpcmod1[i]*Thpc1^2*g*1000/(4*Gammac1*Pi^2)):
od:

for i from 1 to 51

  do relatifSdeohpccfmod1[i]:=evalf( Saeohpcmod1[i]*(phic[4]-
phic[3])*Thpc1^2*g*1000/(4*Pi^2)):
  od:

# Calcul du déplacement relatif du mur coupe-feu dans le deuxième mode de
vibration

for i from 1 to 51

```

```

do Saeohpcmod2[i]:=evalf((Saeof2[i](Thpc2))*Gammac2):
  Sdeohpcmod2[i]:=evalf(Saeohpcmod2[i]*Thpc2^2*g*1000/(4*Gammac2*Pi^2)):
od:

for i from 1 to 51

  do relatifSdeohpccfmod2[i]:=evalf(Saeohpcmod2[i]*(phic2[4]-
phic2[3])*Thpc2^2*g*1000/(4*Pi^2)):
  od:

# Calcul du déplacement relatif du mur coupe-feu dans le troisième mode de
vibration

for i from 1 to 51
do Saeohpcmod3[i]:=evalf((Saeof3[i](Thpc3))*Gammac3):
  Sdeohpcmod3[i]:=evalf(Saeohpcmod3[i]*Thpc3^2*g*1000/(4*Gammac3*Pi^2)):
od:

for i from 1 to 51

  do relatifSdeohpccfmod3[i]:=evalf(Saeohpcmod3[i]*(phic3[4]-
phic3[3])*Thpc3^2*g*1000/(4*Pi^2)):
  od:

# Estimation du déplacement relatif maximum du mur coupe-feu par la
méthode CQC

for i from 1 to 51

do

r11:=(8*ksi^2*(1+SSolchp[1]/SSolchp[1])*(SSolchp[1]/SSolchp[1])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[1]/SSolchp[1])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[1]/SSolchp[1])*(1+(SSolchp[1]
]/SSolchp[1]))^2);

r12:=(8*ksi^2*(1+SSolchp[1]/SSolchp[3])*(SSolchp[1]/SSolchp[3])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[1]/SSolchp[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[1]/SSolchp[3])*(1+(SSolchp[1]
]/SSolchp[3]))^2);

r22:=(8*ksi^2*(1+SSolchp[3]/SSolchp[3])*(SSolchp[3]/SSolchp[3])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[3]/SSolchp[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[3]/SSolchp[3])*(1+(SSolchp[3]
]/SSolchp[3]))^2);

r13:=(8*ksi^2*(1+SSolchp[1]/SSolchp[5])*(SSolchp[1]/SSolchp[5])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[1]/SSolchp[5])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[1]/SSolchp[5])*(1+(SSolchp[1]
]/SSolchp[5]))^2);

```



```

r23 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[3]/SSolchp[5])*(SSolchp[3]/SSolchp[5])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[3]/SSolchp[5])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[3]/SSolchp[5])*(1+(SSolchp[3
]/SSolchp[5]))^2);

r33 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[5]/SSolchp[5])*(SSolchp[5]/SSolchp[5])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[5]/SSolchp[5])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[5]/SSolchp[5])*(1+(SSolchp[5
]/SSolchp[5]))^2);

relatifSdeohpccfCQC[i] := (relatifSdeohpccfmod1[i]*r11*relatifSdeohpccfmod1[
i]+2*relatifSdeohpccfmod1[i]*r12*relatifSdeohpccfmod2[i]+relatifSdeohpccfm
od2[i]*r22*relatifSdeohpccfmod2[i])^0.5+2*relatifSdeohpccfmod1[i]*r13*rela
tifSdeohpccfmod3[i]+2*relatifSdeohpccfmod2[i]*r23*relatifSdeohpccfmod3[i]
+ relatifSdeohpccfmod3[i]*r33*relatifSdeohpccfmod3[i] ;

od:

# Estimation du déplacement déplacement spectral par la méthode CQC

for i from 1 to 51

do

r11 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[1]/SSolchp[1])*(SSolchp[1]/SSolchp[1])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[1]/SSolchp[1])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[1]/SSolchp[1])*(1+(SSolchp[1
]/SSolchp[1]))^2);

r12 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[1]/SSolchp[3])*(SSolchp[1]/SSolchp[3])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[1]/SSolchp[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[1]/SSolchp[3])*(1+(SSolchp[1
]/SSolchp[3]))^2);

r22 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[3]/SSolchp[3])*(SSolchp[3]/SSolchp[3])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[3]/SSolchp[3])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[3]/SSolchp[3])*(1+(SSolchp[3
]/SSolchp[3]))^2);

r13 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[1]/SSolchp[5])*(SSolchp[1]/SSolchp[5])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[1]/SSolchp[5])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[1]/SSolchp[5])*(1+(SSolchp[1
]/SSolchp[5]))^2);

r23 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[3]/SSolchp[5])*(SSolchp[3]/SSolchp[5])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[3]/SSolchp[5])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[3]/SSolchp[5])*(1+(SSolchp[3
]/SSolchp[5]))^2);

r33 := (8*ksi^2*(1+SSolchp[5]/SSolchp[5])*(SSolchp[5]/SSolchp[5])^(3/2))/((1
-
(SSolchp[5]/SSolchp[5])^2)^2+4*ksi^2*(SSolchp[5]/SSolchp[5])*(1+(SSolchp[5
]/SSolchp[5]))^2);

```

```
SdeohpcCQC[i] := (Sdeohpcmod1[i]*r11*Sdeohpcmod1[i]+2*Sdeohpcmod1[i]*r12*Sdeohpcmod2[i]+Sdeohpcmod2[i]*r22*Sdeohpcmod2[i]+2*Sdeohpcmod1[i]*r13*Sdeohpcmod3[i]+2*Sdeohpcmod2[i]*r12*Sdeohpcmod3[i]+Sdeohpcmod3[i]*r33*Sdeohpcmod3[i])^0.5;
od:
```

```
L[1][1]:=0.04*tn: L[1][2]:=0.5*tn: L[1][3]:=tn:
```

```
L[2]:=PGA:
```

```
L[3]:=Sae03:
```

```
L[(15*z-11)]:=Sdeohpfna:
```

```
L[(15*z-10)]:=Sdeohpfna:
```

```
L[(15*z-9)] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[(15*z-8)] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z-7] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z-6] :=relatifSdeohpfa2CQC:
```

```
L[15*z-5] :=SdeohpfaCQC:
```

```
L[15*z-4] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z-3] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z-2] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z-1] :=relatifSdeohpccfCQC:
```

```
L[15*z] :=SdeohpcCQC:
```

```
L[15*z+1] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z+2] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
L[15*z+3] := [seq(x,x=1..51)]:
```

```
for i from 1 to 51
```

```
do L[15*z-9][i] :=evalf(L[1][1]-L[15*z-11][i]):
```

```
  L[15*z-8][i] :=evalf(L[1][2]-L[15*z-11][i]):
```

```
  L[15*z-7][i] :=evalf(L[1][3]-L[15*z-11][i]):
```

```
  L[15*z-4][i] :=evalf(L[1][1]-L[15*z-6][i]):
```

```
  L[15*z-3][i] :=evalf(L[1][2]-L[15*z-6][i]):
```

```
  L[15*z-2][i] :=evalf(L[1][3]-L[15*z-6][i]):
```

```
  L[15*z+1][i] :=evalf(L[1][1]-L[15*z-1][i]):
```

```
  L[15*z+2][i] :=evalf(L[1][2]-L[15*z-1][i]):
```

```
  L[15*z+3][i] :=evalf(L[1][3]-L[15*z-1][i]):
```

```
od:
```

```
L[1][11*z-7] :=evalf(T1c):
```

```
L[1][11*z-6] :=evalf(Thpfna):
```

```
L[1][11*z-5] :=evalf(Thpfal):
```

```
L[1][11*z-4] :=evalf(T1f):
```

```
L[1][11*z-3] :=evalf(Thpc1):
```

```
L[1][11*z-2] :=evalf(0.04*tn/(Gammafa1*(phifa[2]-phifa[1]))):
```

```
L[1][11*z-1] :=evalf(0.5*tn/(Gammafa1*(phifa[2]-phifa[1]))):
```

```
L[1][11*z] :=evalf(tn/(Gammafa1*(phifa[2]-phifa[1]))):
```

```
L[1][11*z+1] :=evalf(0.04*tn/(Gammac1*(phic[4]-phic[3]))):
```

```
L[1][11*z+2] :=evalf(0.5*tn/(Gammac1*(phic[4]-phic[3]))):
```

```
L[1][11*z+3] :=evalf(tn/(Gammac1*(phic[4]-phic[3]))):
```

```

L[64] [8*z-7] :=INMeffc1:
L[64] [8*z-6] :=INMeffc2:
L[64] [8*z-5] :=INMeffc3:
L[64] [8*z-4] :=INMeffc4:
L[64] [8*z-3] :=INPMeffc1:
L[64] [8*z-2] :=INPMeffc2:
L[64] [8*z-1] :=INPMeffc3:
L[64] [8*z] :=INPMeffc4:

L[65] [4*z-3] :=INMeffa1:
L[65] [4*z-2] :=INMeffa2:
L[65] [4*z-1] :=INPMeffa1:
L[65] [4*z] :=INPMeffa2:

L[66] [8*z-7] :=Meffc1:
L[66] [8*z-6] :=Meffc2:
L[66] [8*z-5] :=Meffc3:
L[66] [8*z-4] :=Meffc4:
L[66] [8*z-3] :=PMeffc1:
L[66] [8*z-2] :=PMeffc2:
L[66] [8*z-1] :=PMeffc3:
L[66] [8*z] :=PMeffc4:

L[67] [4*z-3] :=INMeffa1:
L[67] [4*z-2] :=INMeffa2:
L[67] [4*z-1] :=PMeffa1:
L[67] [4*z] :=PMeffa2:

L[68] [8*z-7] :=evalf(T1c):
L[68] [8*z-6] :=evalf(Thpfna):
L[68] [8*z-5] :=evalf(Thpfa1):
L[68] [8*z-4] :=evalf(Thpfa2):
L[68] [8*z-3] :=evalf(T1f) :
L[68] [8*z-2] :=evalf(Thpc1):
L[68] [8*z-1] :=evalf(Thpc2):
L[68] [8*z] :=evalf(Thpc3):

L[68-z] [33] :=Fifna;
L[68-z] [34] :=Fifa2:
L[68-z] [35] :=Ficcf:

od:

M[r] :=L;

od;

    for u from 1 to 68 do

for w from 1 to nops(R)
do if N[s] [u]=[seq(x,x=1..68)] then N[s] [u]:=[op(M[w] [u])]: else
N[s] [u]:=[op(N[s] [u]),op(M[w] [u])]: fi : od: od:

```

```
LISTE:= [seq(x,x=1..68)]:  
  
for i from 1 to 68  
  do LISTE[i]:= N[s][i];  
od;  
  
writedata(cat("C:\\*****\\*****\\*****\\*****\\modélisation\\Montr  
éal\\Résultats\\M2-",s, ".txt"),LISTE):  
  
od:
```

ANNEXE VIII

COURBES DE FRAGILITÉ EN FONCTION DE L'EDP

Cette annexe présente les représentations graphiques des courbes de fragilité pour les différents mécanismes de rupture dans chaque catégorie de l'inventaire et suivant l'IM choisit ($S_a(0.3)$ ou PGA). Les trois degrés de dommages ont été regroupés sur les mêmes graphiques.

Tableau-A VIII-I Courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par PGA pour les bâtiments du Vieux-Québec

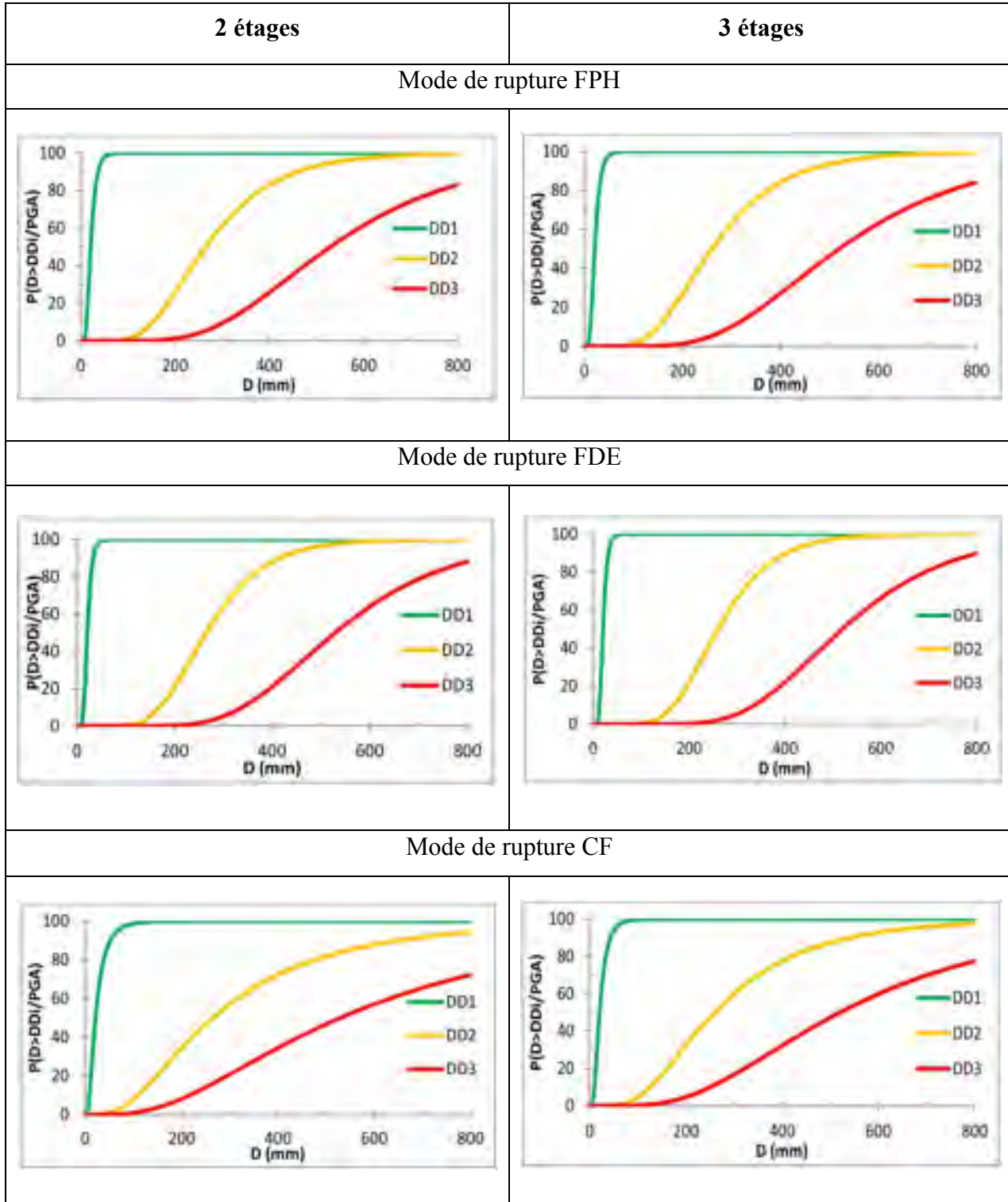


Tableau-A VIII-II Courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par PGA pour les bâtiments du Vieux-Montréal

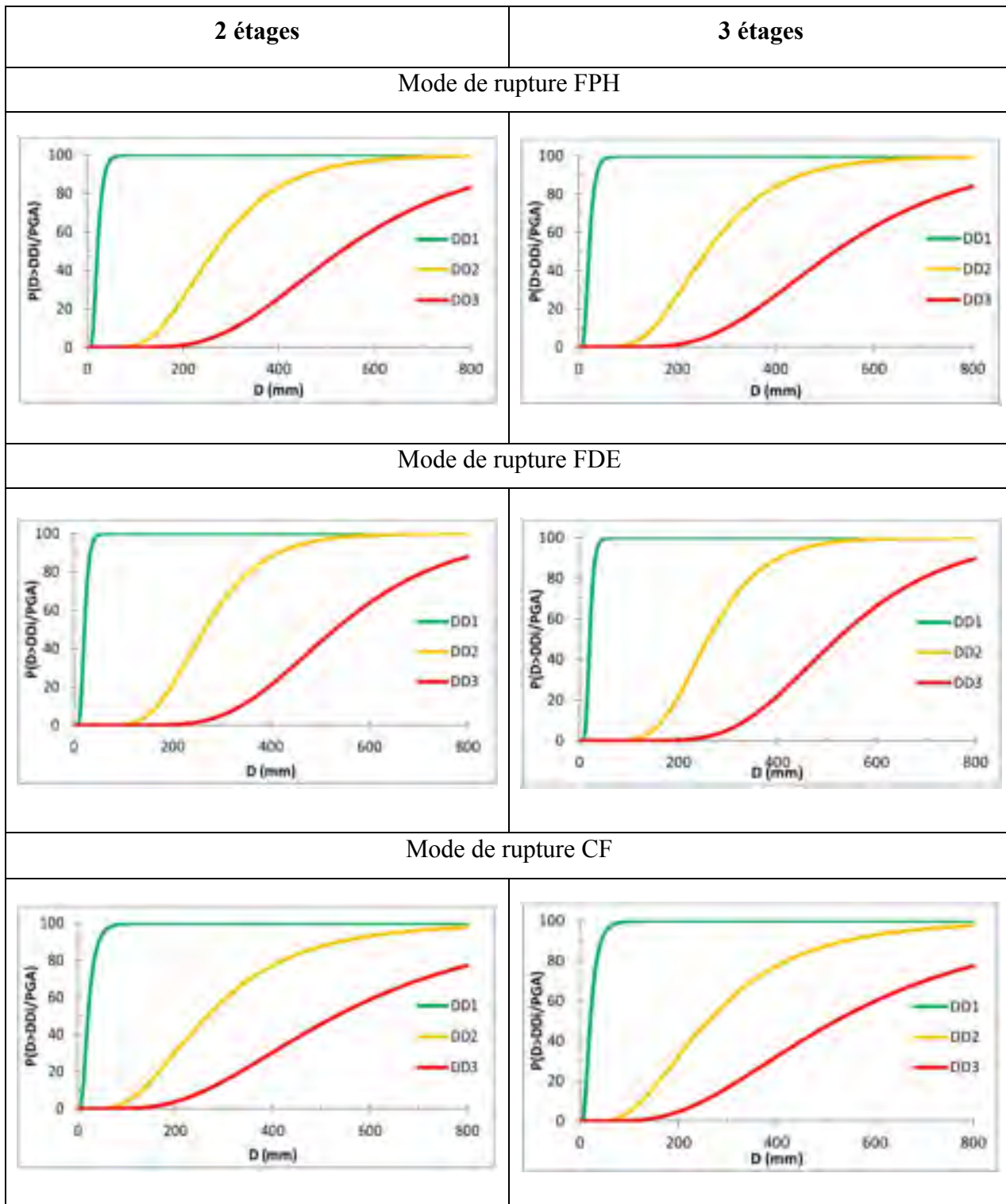


Tableau-A VIII-III Courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Québec

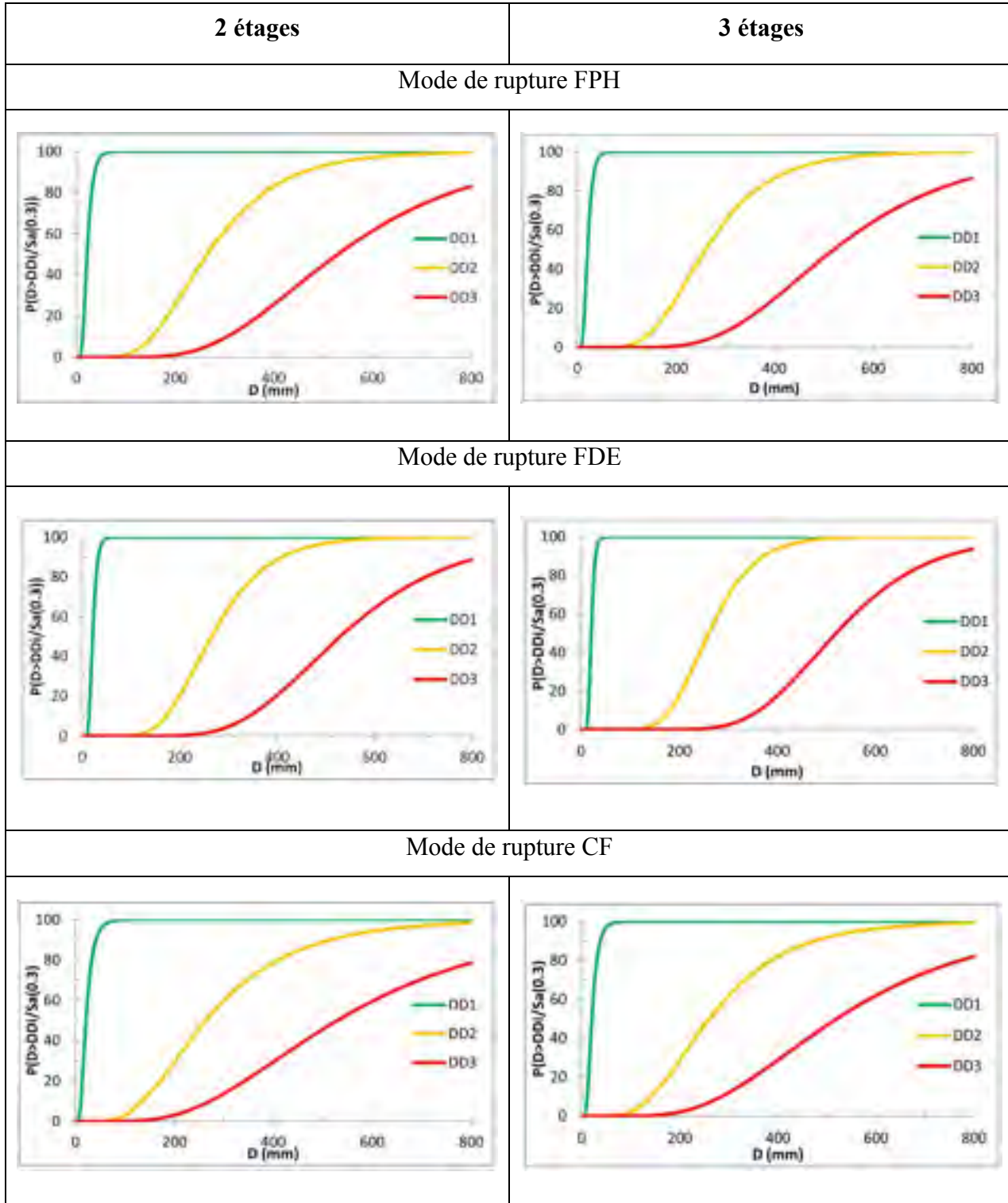
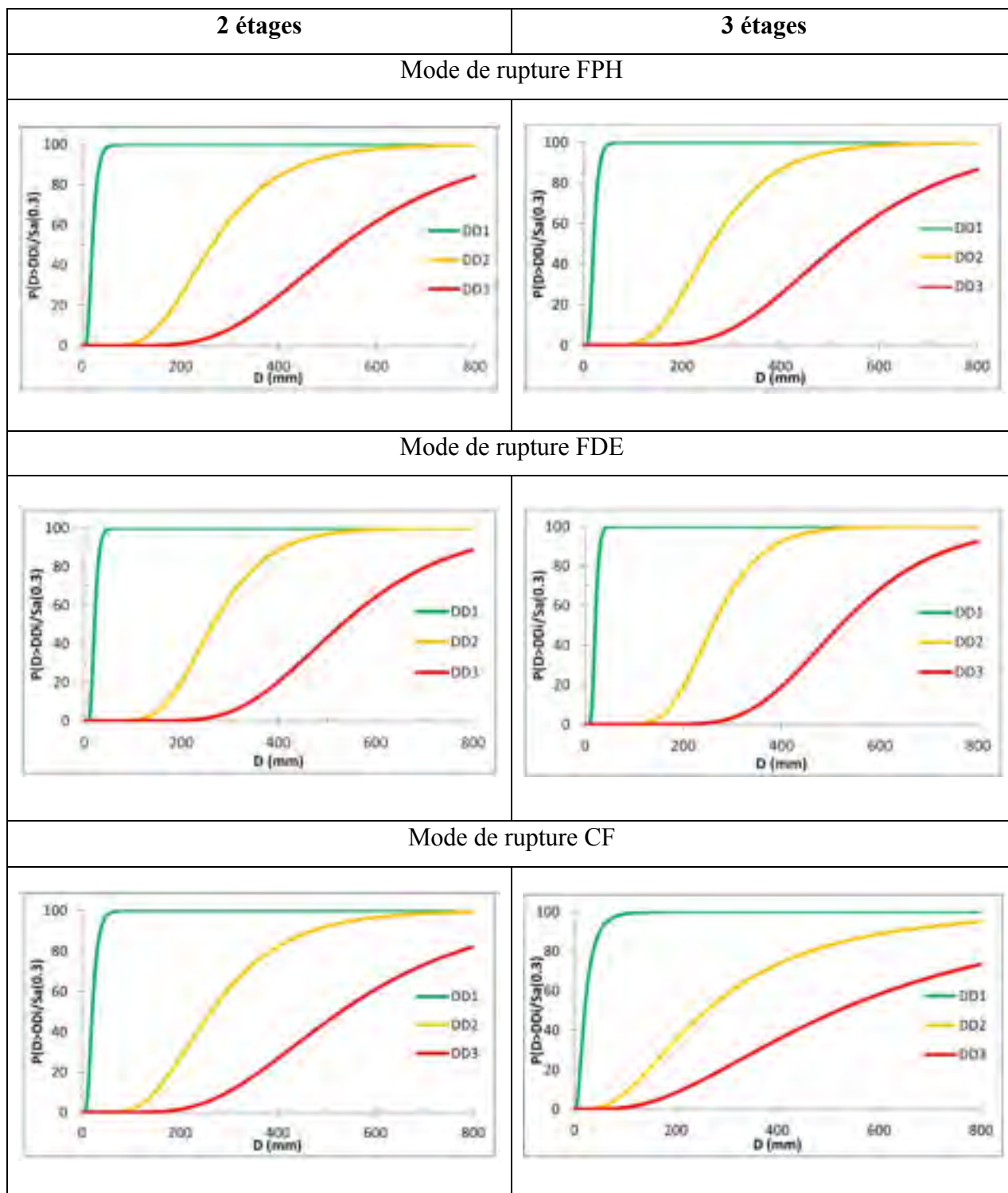


Tableau-A VIII-IV Courbes de fragilité en fonction de D conditionnées par $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Montréal



ANNEXE IX

COURBES DE FRAGILITÉ EN FONCTION DE IM

Cette annexe présente les représentations graphiques des courbes de fragilité pour les différents mécanismes de rupture dans chaque catégorie de l'inventaire en fonction de $S_a(0.3)$ ou PGA . Les trois degrés de dommages ont été regroupés sur les mêmes graphiques.

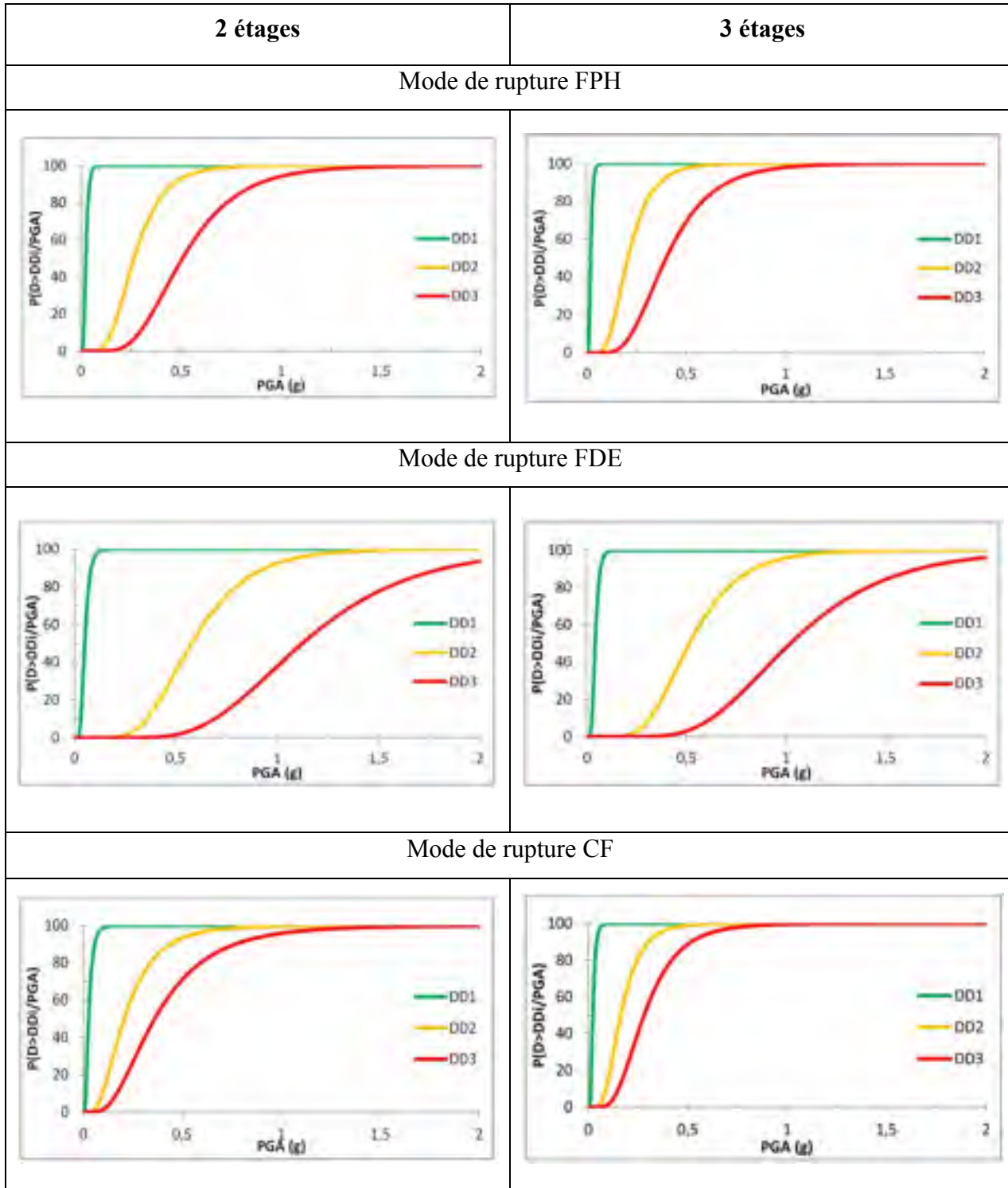
Tableau-A IX-I Courbes de fragilité en fonction *PGA* pour les bâtiments du Vieux-Québec

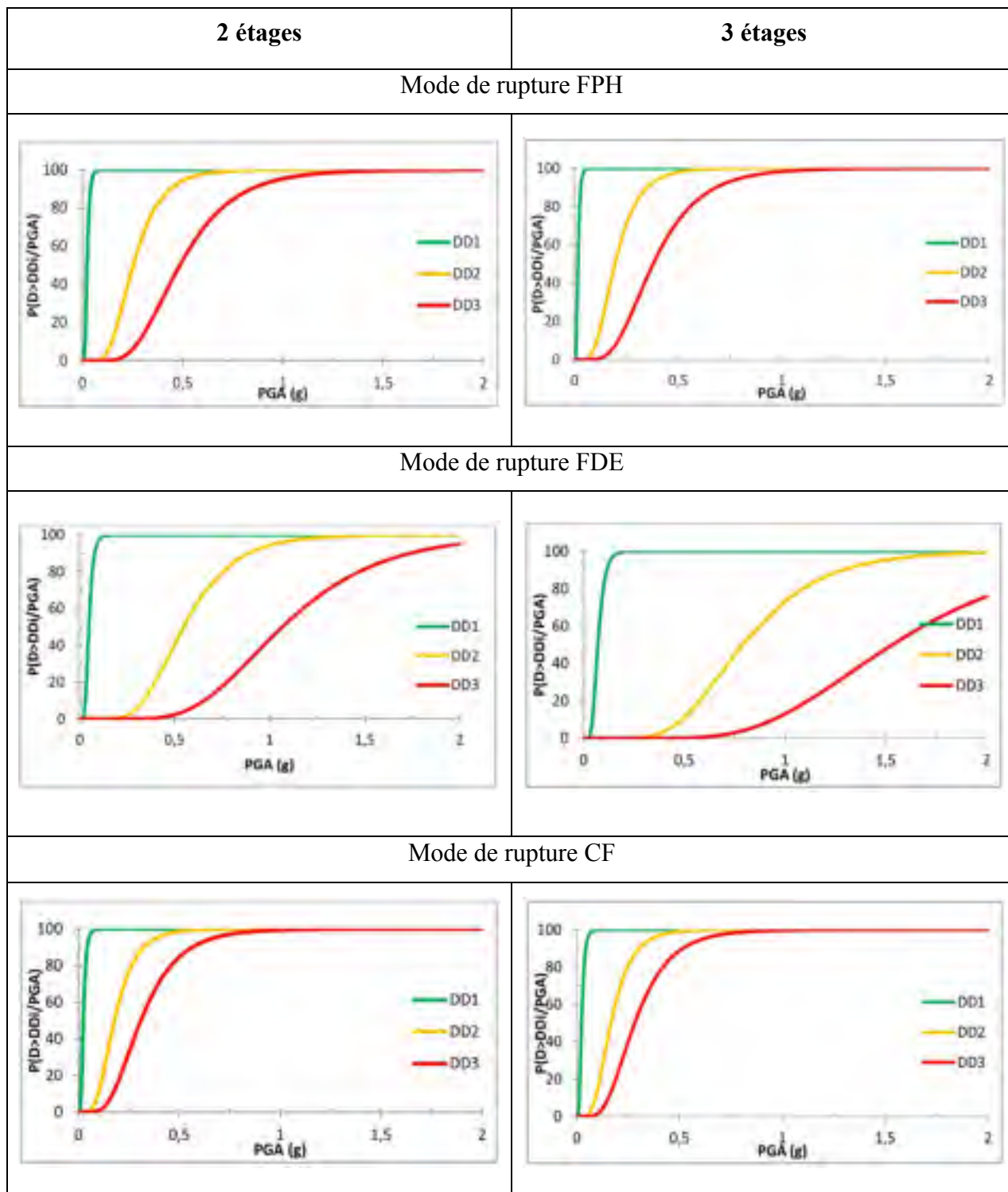
Tableau-A IX-II Courbes de fragilité en fonction PGA pour les bâtiments du Vieux-Montréal

Tableau-A IX-III Courbes de fragilité en fonction $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Québec

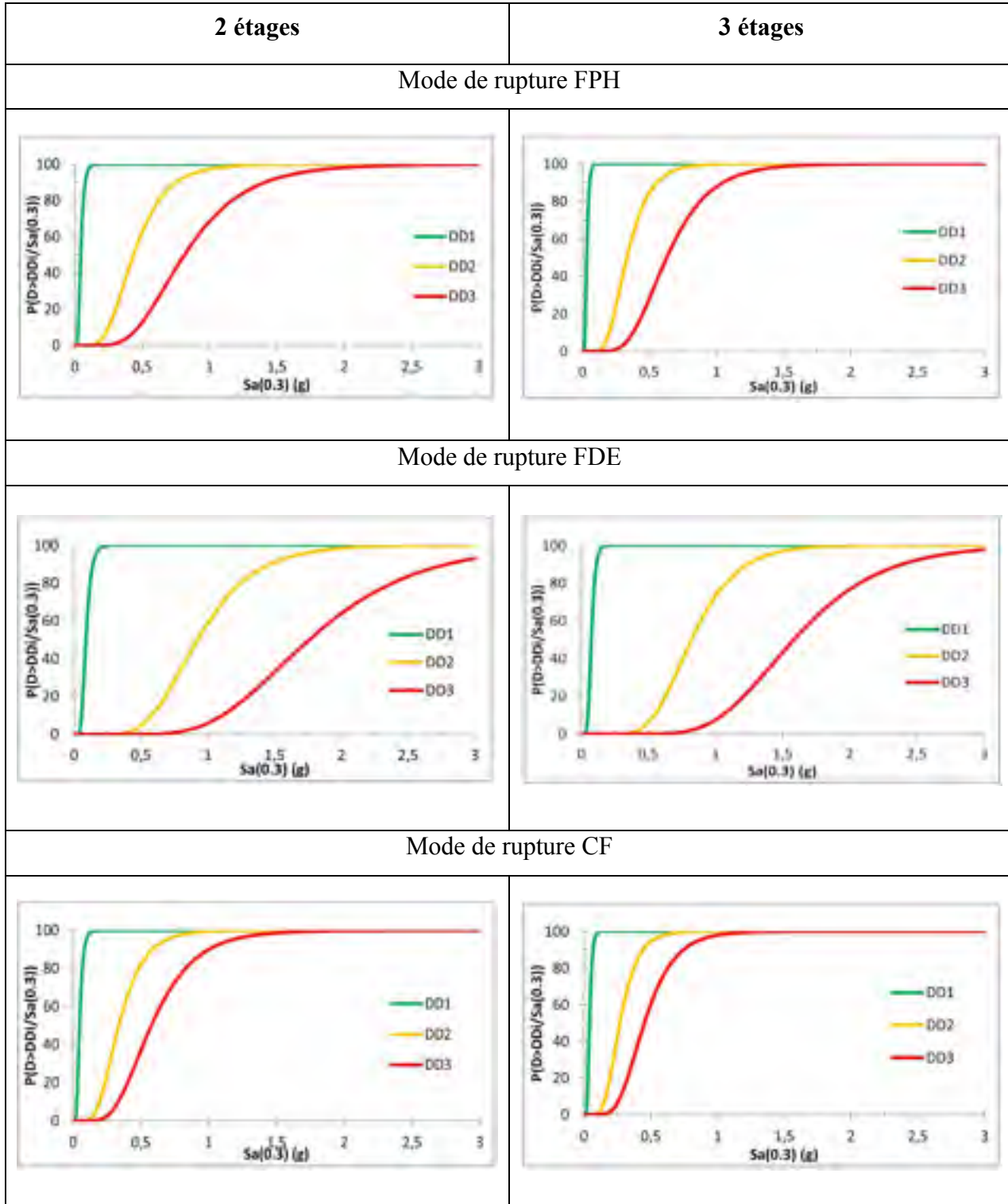
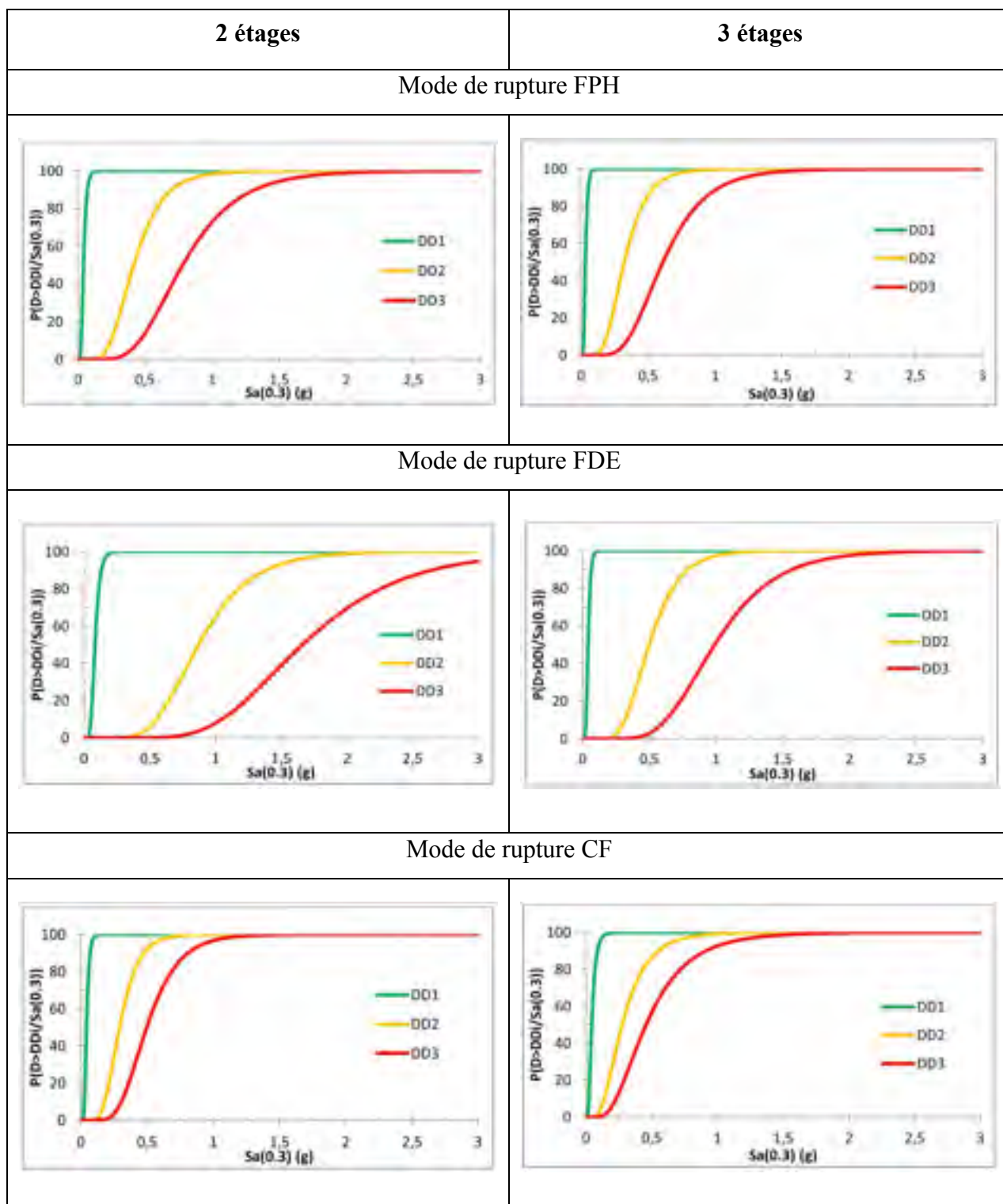


Tableau-A IX-IV Courbes de fragilité en fonction $S_a(0.3)$ pour les bâtiments du Vieux-Montréal



ANNEXE X

RÉSULTATS D'APPLICATION DES COURBES DE FRAGILITÉ

Résultats avec PGA en IM

Tableau-A X-1 Résultats de l'application des courbes de fragilité fonction du *PGA* pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal

	2 étages Montréal (PGA)		
	Mécanisme de rupture		
	FPH (%)	FDE (%)	CF (%)
DD1	100	100	100
DD2	73	9	91
DD3	18	0	56
P(DD1)	27	91	9
P(DD2)	55	9	35
P(DD3)	18	0.1	56

Tableau-A X-2 Résultats de l'application des courbes de fragilité fonction du *PGA* pour les bâtiments de trois étages du Vieux-Montréal

	3 étages Montréal (PGA)		
	Mécanisme de rupture		
	FPH (%)	FDE (%)	CF (%)
DD1	100	100	100
DD2	87	1	93
DD3	38	0	63
P(DD1)	13	99	7
P(DD2)	49	1	30
P(DD3)	38	0	63

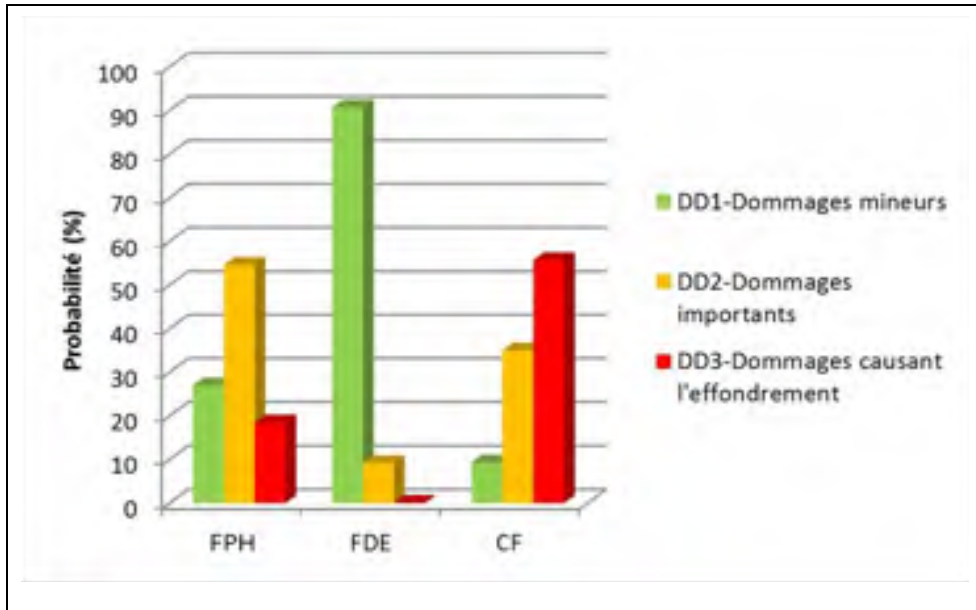


Figure-A X-1 Représentation graphique des résultats d'application des courbes de fragilité fonction du *PGA* pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal

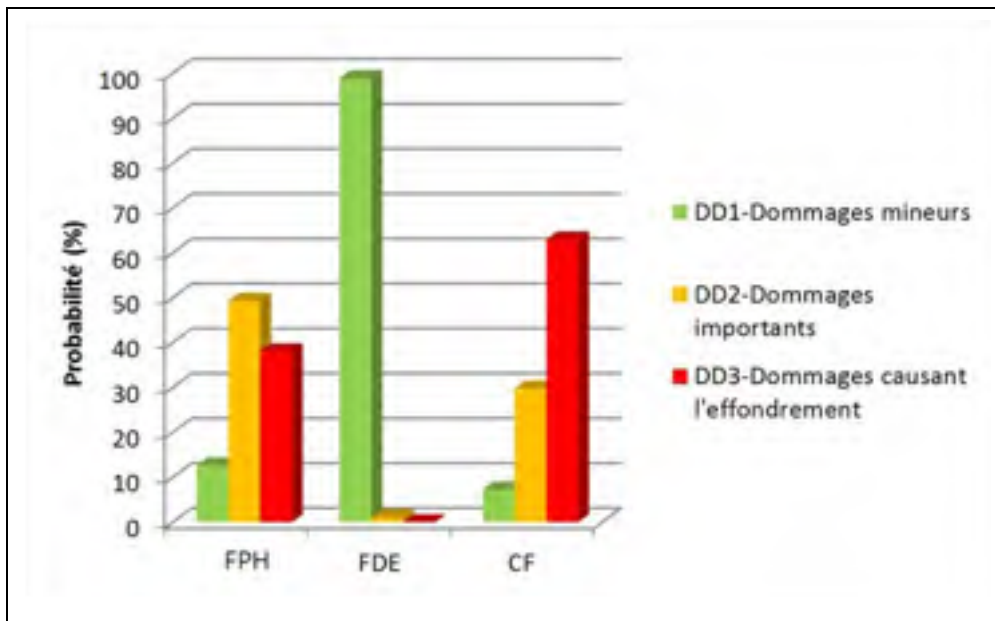


Figure-A X-2 Représentation graphique des résultats d'application des courbes de fragilité fonction du *PGA* pour les bâtiments de trois étages du Vieux-Montréal

Résultats avec $S_a(0.3)$ en IM

Tableau-A X-3 Résultats de l'application des courbes de fragilité fonction de $S_a(0.3)$ pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal

	2 étages Montréal ($S_a(0.3)$)		
	Mécanisme de rupture		
	FPH	FDE	CF
DD1	100	100	100
DD2	78	12	96
DD3	22	0	64
P(DD1)	22	88	4
P(DD2)	56	12	32
P(DD3)	22	0	64

Tableau-A X-4 Résultats de l'application des courbes de fragilité fonction de $S_a(0.3)$ pour les bâtiments de trois étages du Vieux-Montréal

	3 étages Montréal ($S_a(0.3)$)		
	Mécanisme de rupture		
	FPH	FDE	CF
DD1	100	100	100
DD2	92	65	91
DD3	43	6	66
P(DD1)	8	35	9
P(DD2)	48	58	25
P(DD3)	43	6	66

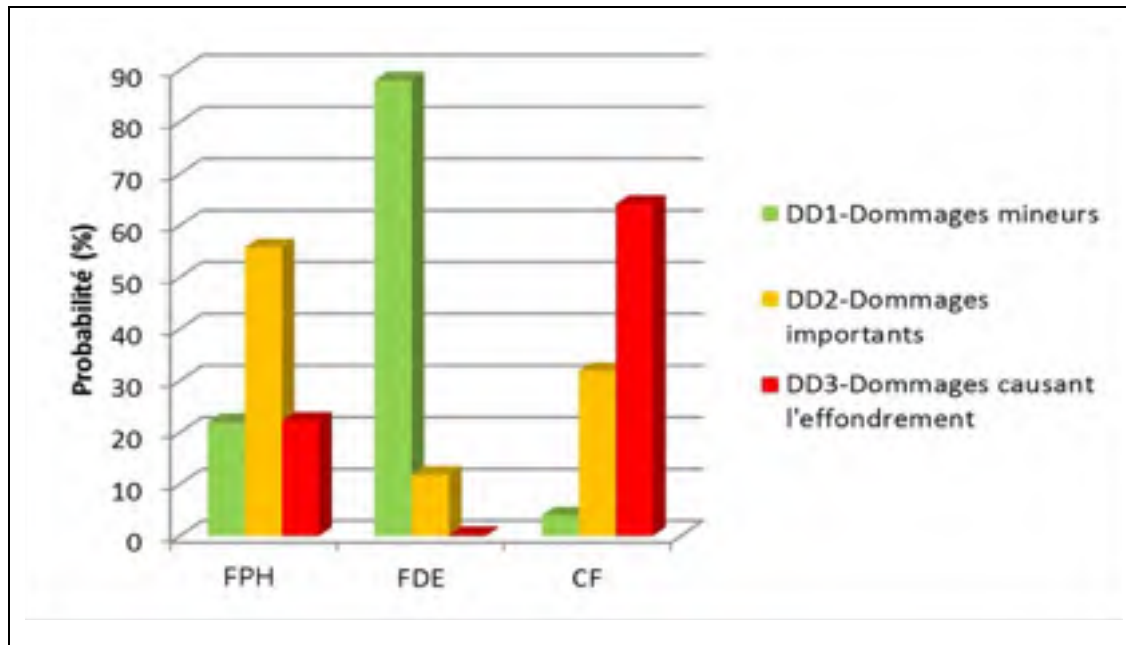


Figure-A X-3 Représentation graphique des résultats d'application des courbes de fragilité fonction de ($S_a(0.3)$) pour les bâtiments de deux étages du Vieux-Montréal

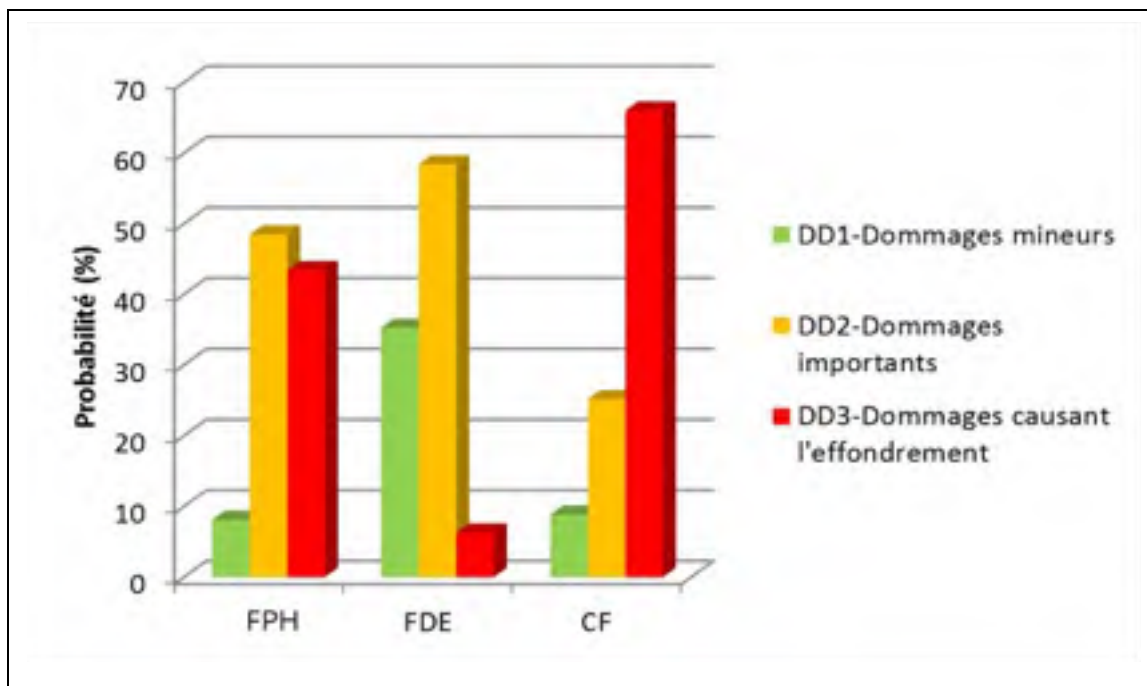


Figure-A X-4 Représentation graphique des résultats d'application des courbes de fragilité fonction de ($S_a(0.3)$) pour les bâtiments de trois étages du Vieux-Montréal

BIBLIOGRAPHIE

- Abo-El-Ezz, A. 2013. « Probabilistic seismic vulnerability and risk assessment of stone masonry structures ». Thèse de doctorat électronique. Ecole de Technologie Supérieure de Montréal (ETS), 150 p.
- Abo-El-Ezz, Ahmad, Marie-José Nollet et Miroslav Nastev. 2011a. « Characterization of Historic Stone Masonry Buildings for Seismic Risk Assessment, Example of Old Quebec City ». In *CSCE 2011, General Conference - Congrès général 2011 de la SCGC*. (Ottawa, Ontario, Canada). Société Canadienne de Génie Civil (SCGC).
- Abo-El-Ezz, Ahmad, Marie-josé Nollet et Miroslav Nastev. 2011b. « Analytical Displacement-based seismic fragility analysis of stone masonry buildings ». In *3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. (Corfu, Greece, 25-28 May 2011), p. 2503-2514. Leiden, Netherlands: Taylor and Francis/Balkema.
- Al Abadi, H., N. Lam et E.F. Gad. 2006. « A simple displacement-based model for predicting seismically induced overturning ». *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 10, n° 6, p. 775-814.
- Allen, C., H. Derakshan, D. Dizhur, M. Masia, J.M. Ingham et M.C Griffith. 2013. *What ductility value should be used when assessing unreinforced masonry buildings?* University of Newcatle (Australia), University of Adelaide (Australia), Faculty of engineering - University of Auckland (New-Zeland).
- ATC, Applied Technology Council. 1996. *ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (November 1996), 1. Redwood City, California, USA.
- Atkinson, G.M, K. Assatourians et B. Dunn. 2013. « Engineering Seismology Toolbox ». < www.seismotoolbox.ca >. Consulté le 15 février 2013 jusqu'au 15 décembre 2013.
- Atkinson, G.M, et D.M. Boore. 2006. « Earthquake Ground-Motion Prediction for Eastern North America ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, p. 2181-2205.
- Auger, J., et N. Roquet. 1998. *Mémoire de bâtisseur du Québec: répertoire illustré de systèmes de construction du 18e siècle à nos jours*. Montréal, Québec, Canada: Éditions du Méridien.
- Balasubramanian, S.R., K.B. Rao, D. Basu, M.B. Anoop et C.V. Vaidyanathan. 2011. « An Improved Method for Estimation of Elastic Lateral Stiffness of Brick Masonry Shear Walls with Openings ». *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 15, p. 281-293.

- Boore, D.M., et G.M Atkinson. 2008. « Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA,PGV and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01s and 10.0s ». *Earthquake Spectra*, vol. 24, p. 99-138.
- Borzi, B., H. Croley et R. Pinho. 2008. « Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment (SP-BELA), Method for Masonry Buildings ». *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*, vol. 2:4, p. 353-376.
- Bruneau, M. 1994. « Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings - a state-of-the-art report ». *Canadian Journal of Civil Engineering - Journal Canadien de Génie Civil*, vol. 21, p. 512-539.
- Calvi, G.M., M.J.N Priestley et M.J Kowalsky. 2008. « Displacement-Based Seismic Design of Structure ». In *3ème Conférence Nationale sur le génie sismique et les tremblements de terre (traduit du grec)*. (Grèce, 5-7 Novembre 2008).
- CCB, Conseil Canadien du Bois. 2013. « Site internet du Conseil Canadien du Bois ». < <http://www.cwc.ca/index.php/fr/> >. Consulté le 15 janvier 2013 jusqu'à fin décembre 2013.
- Chopra, A.K. 1995. *Dynamics of Structures : theory and application to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey, USA: Prentice-Hall, Inc, 794 p.
- CNRC, Conseil National de Recherches Canada. 2010. *Code National du bâtiment - Canada 2010 (CNBC)*. Ottawa, Ontario, Canada: Comité associé du Code national du bâtiment, conseil national de recherche du Canada.
- Cornell, C.A., J. Jalayer, R.O. Hamburger et D.A. Foutch. 2002. « Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines ». *Journal of Structural Engineering - ASCE*.
- Da Cruz, Antonio. 2012. *PhotoFiltre*.(Version 6.5.3). < www.photofiltre.com >.
- Derakshan, H. 2011. « Seismic Assessment of Out-Of-Plane Loaded Unreinforced Masonry Walls ». Thèse de doctorat. Auckland, Nouvelle-Zélande, University of Auckland.
- Derakshan, H., M.C Griffith et J.M. Ingham. 2013. « Out-of-Plane Behaviour of One-Way Spanning Unreinforced Masonry Walls ». *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*, vol. 139, p. 409-417.
- Derakshan, H., et J.M. Ingham. 2008. « Out-of-plane testing of an unreinforced masonry wall subjected to one-way bending ». In *Australian Earthquake Engineering Conference*.

(Ballarat, Victoria, Australie), sous la dir. de Society, Australian Earthquake Engineering. AEES.

Derakshan, H., J.M. Ingham et M.C Griffith. 2009. « Tri-linear force-displacement models representative of out-of-plane unreinforced masonry wall behaviour ». In *11th Canadian Masonry Symposium*. (Toronto, Ontario, Canada, May 31- June 3, 2009).

Doherty, K., M.C Griffith, N. Lam et J. Wilson. 2002. « Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p. 833-850.

FEMA, Federal Emergency Management Agency. 2000. *FEMA 356 - Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (November 2000). Washington, D.C., USA.

FEMA, Federal Emergency Management Agency. 2005. *FEMA 440 - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* (June 2005). Washington, D.C.

FEMA, Federal Emergency Management Agency 2003. *HAZUS-MH-MRI, Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model, Advanced Engineering building module, Technical and user's manual*. Washington, D.C.

Ferreira, T., R. Vicente, H. Varum et A. Costa. 2012. « Out-of-plane seismic response of stone masonry walls: Experimentation and analytical study of real piers ». In *15th WCEE, World Conference in Earthquake Engineering*. (Lisbon, Portugal).

Filiatrault, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul de dynamique des structures*. Montréal, Québec, Canada: Éditions de l'École polytechnique de Montréal.

Franklin, S., J. Lynch et D.P. Abrams. 2001. *Performance of Rehabilitated URM Shear Walls: Flexural Behavior of Piers*. Urbana, Illinois, USA: University of Illinois at Urbana-Champaign.

Freeman, S.A. 1998. « Development and use of the capacity spectrum method ». In *6th US NCEE - US National Conference on Earthquake Engineering*. (Seattle, Washington, USA, May 31 - June 4).

Google. 2013. *Google Maps*. < <http://maps.google.com> >. Consulté le 15 janvier 2013 jusqu'au 15 décembre 2013.

Griffith, M.C, G. Magenes, G. Melis et L. Picchi. 2003. « Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation ». *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 7, n° Special Issue 1, p. 141-169.

- Lang, K. 2002. *Seismic vulnerability of existing buildings* (February 2002). Zurich, Suisse: Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology.
- Lindeburg, M.R., et M. Baradar. 2001. *Seismic Design of Building Structures - A professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details*. Belmont, California, USA: Professional Publications, Inc.
- Lumantarna, E., J. Vaculik, M.C Griffith, N. Lam et J. Wilson. 2006. « Seismic fragility curves for un-reinforced masonry walls ». In *Earthquake Engineering in Australia*. (Canberra, Australia, 24-25 November 2006).
- Makris, N., et D. Konstandinis. 2003. « The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 32, p. 265-289.
- MCCQ, Ministère de la Culture et des Communications du Québec. 2013. « Répertoire du patrimoine culturel du Québec ». < www.patrimoine-culturel.gouv.qc.ca >. Consulté le 15 mai 2013 jusqu'au 15 novembre 2013.
- Menon, A., et G. Magenes. 2008. « Accounting for inelastic response of urm buildings in acceleration demands on face-loaded walls ». In *14th WCEE - World Conference on Earthquake Engineering*. (Beijing (Pékin), Chine, October 12-17, 2008).
- Menon, A., et G. Magenes. 2011a. « Definition of Seismic Input for Out-of-Plane Response of Masonry Walls: I. Parametric Study ». *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, p. 165-194.
- Menon, A., et G. Magenes. 2011b. « Definition of Seismic Input for Out-of-Plane Response of Masonry Walls: II. Formulation ». *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, p. 195-213.
- Newmark, N.M, et W.J. Hall. 1982. *Earthquake spectra and design*. Coll. « Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and Strong Motion Records ». Berkeley, California, USA: The Earthquake Engineering Research Institute.
- Nielson, B.G. 2005. « Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones ». Thèse de doctorat. Atlanta, Georgia, USA, Georgia Institute of Technology.
- Nielson, B.G., et R. DesRoches. 2007. « Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States ». *Earthquake Spectra*, vol. 23, p. 615-633.
- Nollet, Marie-José., C. Désilets, Ahmad. Abo-El-Ezz et Miroslav. Nastev. 2013. *Approche méthodologique d'inventaire de bâtiments pour les études de risque sismiques en*

milieu urbain: Ville de Québec, Arrondissement La Cité-Limoilou ; Commission géologique du Canada, Dossier public 7260. Sherbrooke, Québec, Canada: Commission géologique du Canada - Ressources Naturelles Canada, 103 p.

- Ourabah, A., S. Hamouche, A. Seghir et A. Tahakourt. 2010. « Analyse pushover d'une structure auto stable (R+8) - Pushover analysis of multistory structures ». In *SICZS 2010 - Symposium International sur la Construction en Zone Sismique*. (Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie, 26-27 Octobre 2010).
- Pauley, T., et M.J.N Priestley. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. USA: John Wiley and sons, inc., 765 p.
- Priestley, M.J.N. 1985. « Seismic behaviour of unreinforced masonry walls ». *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 18.
- Priestley, M.J.N, G.M. Calvi et M.J Kowalsky. 2007. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italie: IUSS Press, 733 p.
- Qamaruddin, M. 1999. « In-plane stiffness of shear walls with openings ». *Building and Environment*, vol. 34, p. 109-127.
- Ramamoorthy, S.K., P. Gardoni et J.M. Bracci. 2006. « Probabilistic Demand Models and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames ». *Journal of Structural Engineering - ASCE*, vol. 132.
- Ramanathan, K., R. DesRoches et J.E. Padgett. 2010. « Analytical Fragility Curves for Multispan Continuous Steel Girder Bridges in Moderate Seismic Zones ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, p. 173-182.
- RNC, Ressources naturelles Canada. 2013. « Séismes Canada ». < <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca> >. Consulté le 15 janvier 2013 jusqu'à février 2014.
- Servat, E. 2013. *Notes de cours UMBGT29 - Statistiques en Hydrologie*. Université Montpellier 2 - France. < <http://mon.univ-montp2.fr/claroline/backends/download.php?url=L0NvdXJzNmItbG9pX2xvZ190LnBkZg%3D%3D&cidReset=true&cidRe q=UMBGT29> >.
- Shinozuka, M., M.Q Feng, H. Kim, T. Uzawa et T. Ueda. 2001. *Statistical Analysis of Fragility Curves*. Los Angeles, California, USA: University of Southern California.
- Simsir, C.C. 2004. « Influence of diaphragm flexibility on the out-of-plane dynamic response of unreinforced masonry walls ». Thèse de doctorat. Urbana, Illinois, USA, University of Illinois at Urbana-Champaign.

- Sonley, E., et G.M Atkinson. 2005. « Empirical Relationship between Moment Magnitude and Nuttli Magnitude for Small-magnitude Earthquakes in Southeastern Canada ». *Seismological Research Letters*, vol. 76.
- Tavares, D.H., J.R. Suescun, P. Paultre et J.E. Padgett. 2013. « Seismic Fragility of a Highway Bridge in Quebec ». *Journal of Bridges Engineering - ASCE*.
- Tomazevic, M. 1999. *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*, 1. Coll. « Innovation in Structures and Construction ». Londres, Royaume-Uni: Imperial College Press.
- Vallières, A. 1999. « Processus de transformation typologique du bâti résidentiel dans l'arrondissement historique du Vieux-Québec ». Maîtrise en architecture. Québec, Canada, Université Laval.
- Ville de Montréal, et Ministère de la Culture et des Communications du Québec MCCQ. 2013. « Site internet du Vieux Montréal, Québec-Canada ». < www.vieux.montreal.qc.ca >. Consulté le 15 Mai 2013 jusqu'au 15 octobre 2013.
- Ville de Québec. 2013. « Site Internet de la ville de Québec Carte interactive de la ville de Québec ». < www.ville.quebec.qc.ca/carte_interactive/index.aspx >. Consulté le 15 mai 2013 jusqu'au 15 octobre 2013.
- Wang, Z., L. Dueñas-Osorio et J.E. Padgett. 2012. « Optimal Intensity Measures for Probabilistic Response Analysis of Bridges on Liquefiable and Non-liquefiable Soils ». In *Structures Congress 2012 - ASCE*. (Chicago, Illinois , USA, March 29-31, 2012).
- WMInc, Waterloo Maple Inc., Maplesoft. 2008. *Maple 12.00*.(Version 12.0).