

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	7
1.1 Généralité sur les séismes .....	7
1.1.1 Risque et aléa sismique.....	7
1.1.2 Sismicité au Québec.....	9
1.2 Procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique .....	10
1.3 Bâtiments en MNA .....	11
1.3.1 Bâtiment en MNA de pierre.....	11
1.3.2 Bâtiment en MNA de brique.....	12
1.4 Spectre de réponse .....	14
1.4.1 Spectre de réponse élastique .....	14
1.4.2 Spectre de réponse inélastique .....	15
1.4.3 Modèle de prédiction spectrale .....	16
1.5 Analyse de vulnérabilité des bâtiments.....	18
1.5.1 Courbe de capacité ou courbe « pushover » .....	18
1.5.2 Degrés de dommage.....	20
1.5.3 Demande en déplacement ou point de performance .....	21
1.5.3.1 Méthode de coefficient de déplacement .....	21
1.5.3.2 Méthode de la capacité spectrale .....	23
1.5.3.3 Méthode N2 .....	24
1.5.4 Courbes de fragilité et de vulnérabilité.....	25
1.6 Réponse des murs en maçonnerie non-armée aux sollicitations sismiques.....	27
1.6.1 Modes de rupture .....	27
1.6.2 Résistance latérale de la maçonnerie non-armée dans son plan .....	29
1.6.2.1 Résistance au balancement .....	30
1.6.2.2 Résistance à l'écrasement au pied du mur .....	31
1.6.2.3 Résistance au glissement des joints .....	32
1.6.2.4 Résistance à la traction diagonale .....	34
1.7 Modélisation par macroéléments à l'aide du logiciel 3Muri © .....	35
1.7.1 Présentation générale du logiciel 3Muri © .....	35
1.7.2 Macroélément .....	35
1.7.3 Cadre équivalent .....	37
1.7.4 Comportement des éléments structurels .....	38
1.7.5 Assemblage tridimensionnel de la structure .....	42
1.8 Conclusion .....	43
CHAPITRE 2 MODÉLISATION DU BÂTIMENT ET MODÈLE DE CAPACITÉ .....	45
2.1 Prototype de bâtiment .....	45
2.2 Calcul de modèle de capacité par les équations de prédiction.....	46
2.2.1 Résistance latérale du bâtiment.....	47
2.2.2 Discussion des modes des ruptures.....	49
2.2.2.1 ASCE-41 (2013) .....	49

	2.2.2.2	Magenes et Calvi (1997).....	51
	2.2.2.3	NZSEE (2006b).....	52
	2.2.2.4	Eurocode (2005b) et SIA (2011).....	52
	2.2.3	Détermination des déplacements caractéristiques .....	53
	2.2.4	Construction du modèle de capacité .....	57
2.3		Modélisation numérique avec 3-Muri©.....	58
	2.3.1	Données d'entrée .....	59
	2.3.1.1	Définition de la structure .....	59
	2.3.1.2	Propriétés mécaniques de la maçonnerie .....	61
	2.3.1.3	Définition des charges et de la demande sismique .....	62
	2.3.2	Analyse de la structure.....	63
	2.3.2.1	Vérification statique.....	65
	2.3.2.2	Analyse statique non-linéaire.....	67
	2.3.3	Comparaison avec les résultats de calcul par les équations de prédiction .....	72
2.4		Étude paramétrique de l'analyse de poussée .....	74
CHAPITRE 3 ÉTUDE DE VULNÉRABILITÉ DU PROTOTYPE DE BÂTIMENT EN MNA DE PIERRE.....			79
3.1		Méthodologie .....	79
3.2		Modèle de capacité .....	80
3.3		Modèle de dommage.....	81
	3.3.1	Identification des degrés de dommages .....	81
	3.3.2	Variation des états de dommage .....	88
3.4		Modèle de demande sismique.....	89
3.5		Courbe de fragilité .....	94
	3.5.1	Selon la demande en déplacement inélastique $S_d$ .....	94
	3.5.2	Selon une mesure de l'intensité (IM).....	97
3.6		Analyse des pertes.....	100
	3.6.1	Point de performance .....	100
	3.6.2	Probabilité de dommage .....	104
	3.6.3	Courbe de vulnérabilité exprimée par le facteur de dommage moyen (MDF) .....	108
3.7		Évaluation de la vulnérabilité par scénario .....	109
3.8		Comparaison avec les résultats de Abo El Ezz (2013) .....	115
CHAPITRE 4 ÉTUDE DE LA VULNÉRABILITÉ DE BÂTIMENT EN MAÇONNERIE DE BRIQUE À MONTRÉAL.....			119
4.1		Prototypes des bâtiments.....	119
4.2		Modélisation numérique avec 3Muri©.....	120
	4.2.1	Paramètres mécaniques .....	120
	4.2.2	Définition des modèles de macroéléments .....	120
	4.2.3	Analyse statique non linéaire .....	123
	4.2.4	Modèle de capacité médian.....	128
4.3		Étude de vulnérabilité .....	129
	4.3.1	Courbe de fragilité et MDF .....	129

4.3.2	Probabilités de dommage.....	132
	CONCLUSION.....	135
	RECOMMANDATIONS .....	141
ANNEXE I	RÉSISTANCE À L'ÉCRASSEMENT AU PIED DU MUR.....	143
ANNEXE II	CALCUL DE LA RÉSISTANCE LATÉRALE DU BÂTIMENT EN MNA DE PIERRE .....	145
ANNEXE III	DISCUSSION SUR LES MODES DE RUPTURE.....	149
ANNEXE IV	ESTIMATION DES CHARGES PERMANENTE DE PLANCHERS ET DE TOITURE .....	153
ANNEXE V	RÉSULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE.....	155
ANNEXE VI	VARIATION DES PARAMÈTRES DES FONCTIONS DE FRAGILITÉ .....	157
ANNEXE VII	ATKINSON ET BOORE (2006) ÉQUATION DE PRÉDICTION DE MOUVEMENT DU SOL POUR L'AMÉRIQUE DE NORD-EST.....	159
ANNEXE VIII	ETUDE DE FRAGILITÉ DES BATIMENTS EN MNA DE BRIQUE .	165
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	169



## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Séisme d'importance à l'est de la Canada .....	10
Tableau 1.2	Modes de rupture dans le plan .....	28
Tableau 2.1	La capacité de bâtiment dans la direction du mur de façade .....	48
Tableau 2.2	Calcul du déplacement élastique pour les différents modèles.....	55
Tableau 2.3	Calcul de déplacement ultime pour les différents modèles .....	57
Tableau 2.4	Paramètres utilisés pour la modélisation sous 3Muri© .....	61
Tableau 2.5	Paramètres des modèles de cisaillement de 3Muri© .....	62
Tableau 2.6	Charges permanentes .....	62
Tableau 2.7	Résultats de l'analyse statique.....	66
Tableau 2.8	Résultats de l'analyse statique non linéaire.....	69
Tableau 2.9	Caractéristiques du système équivalent à un degré de liberté « SDOF » ..	72
Tableau 2.10	Les caractéristiques mécaniques des modèles réalisés .....	75
Tableau 3.1	Les Seuils des degrés de dommage.....	83
Tableau 3.2	Déplacement caractéristiques de chaque DS par la méthode multi-échelle .....	84
Tableau 3.3	Déplacement inter-étage de chaque DS des murs en maçonnerie de pierre .....	88
Tableau 3.4	Caractéristiques des DS pour un bâtiment en pierre de deux étages .....	89
Tableau 3.5	Exemple d'évaluation des probabilités de dommage pour chaque DS .....	92
Tableau 3.6	Paramètre lié à la variabilité du modèle de capacité et la demande sismique .....	94
Tableau 3.7	Paramètres des fonctions de fragilité en fonction de la demande en déplacement inélastique $S_d$ pour les bâtiments en MNA de pierre .....	95
Tableau 3.8	Paramètres des fonctions de fragilité en fonction de PGA pour les bâtiments en MNA de pierre.....	99

Tableau 3.9	Caractéristiques de point de performance pour les différents scénarios de séisme.....	112
Tableau 4.1	Propriétés mécaniques de la MNA (brique).....	120
Tableau 4.2	Résultats de l'analyse statique non linéaire pour les différents modèles réalisés.....	127
Tableau 4.3	Variabilité des propriétés mécanique de maçonnerie de brique .....	128
Tableau 4.4	Paramètres des fonctions de fragilité pour les bâtiments isolés de deux étages en MNA de brique.....	130

## LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Carte de l'aléa sismique 2015.....	8
Figure 1.2	Localisation des zones de sismicité au Québec .....	9
Figure 1.3	Procédure d'évaluation de la vulnérabilité .....	11
Figure 1.4	Typologie de bâtiments de MNA de pierre du Vieux-Québec .....	12
Figure 1.5	Maison de faubourg de type URM-B1: a) toit en mansarde b) toit en fausse mansarde .....	13
Figure 1.6	Spectre d'aléa uniforme 2% sur 50 ans pour Montréal .....	14
Figure 1.7	Spectres d'accélération inélastiques obtenu par la méthode de Vidic et al. (1994).....	16
Figure 1.8	Exemple d'un bâtiment de 3 étage : a) Représentation d'un système mécanique MDOF et du système SDOF équivalent Tirée de Abo El Ezz (2013) b) Courbe de capacité obtenue par analyse de poussée.....	18
Figure 1.9	Illustration de conversion de système MDOF à un ESDOF (courbe de capacité en spectre accélération déplacement) .....	20
Figure 1.10	Identification des degrés de dommage.....	21
Figure 1.11	Processus de la méthode de coefficient de déplacement .....	22
Figure 1.12	Illustration graphique de la méthode de capacité spectrale .....	23
Figure 1.13	Illustration graphique de la méthode N2.....	25
Figure 1.14	Procédure de construction de courbes de fragilité et de vulnérabilité .....	26
Figure 1.15	Exemple de courbes de fragilité d'une structure en maçonnerie non-armée .....	26
Figure 1.16	Schéma de rupture par les différents modes d'un mur de MNA .....	27
Figure 1.17	Représentation graphique des hauteurs effectives sur la façade d'un bâtiment.....	29
Figure 1.18	Représentation des forces dans la partie comprimée au pied de mur .....	32

## XVIII

Figure 1.19	Schéma de macroéléments .....	36
Figure 1.20	Identification de cadre équivalent d'une structure .....	37
Figure 1.21	Illustration de la méthode d'identification de la hauteur effective .....	38
Figure 1.22	Identification des modes de rupture pour un macroélément .....	39
Figure 1.23	Exemple 3D d'un bâtiment modélisé sur 3Muri© .....	42
Figure 2.1	Paramètres géométrique du mur de façade pour le prototype choisi (les dimensions sont en [m]) .....	46
Figure 2.2	Représentation de la courbe de capacité bilinéaire .....	46
Figure 2.3	Identification des mur structuraux: (a) vue de dessus, (b) vue de façade avec terminologie .....	47
Figure 2.4	Schéma d'un trumeau .....	49
Figure 2.5	Prédiction des modèles de l'ASCE-41 (2013) .....	50
Figure 2.6	Prédiction des modèles de Magenes et Calvi (1997) .....	51
Figure 2.7	Prédiction des modèles du NZSEE .....	52
Figure 2.8	Prédictions des modelés de l'Eurocode 8/SIA .....	53
Figure 2.9	Modèle mécanique simplifié pour l'évaluation de la courbe de capacité des bâtiments en MNA de pierre .....	54
Figure 2.10	Représentation de la relation entre le déplacement ultime et la contrainte normale des spécimens testés par Moretti (2017) .....	56
Figure 2.11	Les courbes de capacité avec les différentes équations de prédiction utilisées .....	58
Figure 2.12	Processus de fonctionnement de 3Muri© .....	59
Figure 2.13	Prototype modélisé sur 3Muri© (a) vue de dessus, (b) modèle 3D .....	60
Figure 2.14	Spectre de réponse pour le Vieux Québec .....	63
Figure 2.15	Discretisation des murs de maçonnerie .....	64
Figure 2.16	La structure en cadre équivalent du mur de façade .....	64



Figure 2.17	Résultats de l'analyse statique non linéaire par les deux modèles de cisaillement dans les différentes directions.....	68
Figure 2.18	Les modes de rupture des macroéléments .....	70
Figure 2.19	Les courbes de capacité idéalisées avec les différentes approches.....	73
Figure 2.20	Les courbes de capacité des différents groupes .....	76
Figure 2.21	Courbe de capacité médiane .....	78
Figure 3.1	Processus d'analyse de fragilité.....	80
Figure 3.2	Courbe de Capacité médiane dans le domaine $S_a$ - $S_d$ .....	81
Figure 3.3	Identification des degrés de dommage par l'approche de macroélément...83	
Figure 3.4	Identification des degrés de dommage par l'approche globale .....	84
Figure 3.5	Identification des différents états de dommage .....	87
Figure 3.6	Illustration de la variabilité de la demande en déplacement correspondante un PGA donné .....	91
Figure 3.7	Ajustement de la distribution de probabilité de l'incertitude combinée des modèle de capacité et demande sismique pour chaque DS .....	93
Figure 3.8	Déduction de log-normal CONV ( $\beta_C$ , $\beta_D$ ).....	93
Figure 3.9	Les courbes de fragilité en fonction de $S_d$ .....	96
Figure 3.10	Représentation de $S_d$ en fonction de PGA pour un bâtiment en MNA de pierre situé à Québec .....	98
Figure 3.11	Les courbes de fragilité en fonction de PGA pour les bâtiments en MNA de pierre à Québec pour différents modèles de fragilité : a)Québec b)Euler c)Hazus .....	100
Figure 3.12	Spectre de Vieux-Québec idéalisé .....	101
Figure 3.13	Illustration de la méthode de détermination de point de performance.....	103
Figure 3.14	Définition des répartitions des états de dommage à partir des probabilités cumulatives des fonctions de fragilité en fonction de $S_d$ .....	105
Figure 3.15	Définition des répartitions des états de dommage à partir des probabilités cumulatives des fonctions de fragilité en fonction de PGA.....	106

Figure 3.16	Probabilités de dommage d'un bâtiment en MNA de pierre selon différentes méthodes de détermination de point de performance .....107
Figure 3.17	Probabilités de dommage avec les différents modèles de fragilité utilisés .....108
Figure 3.18	Courbes de vulnérabilité « MDF » d'un bâtiment en MNA de pierre selon différents modèles de fragilité .....109
Figure 3.19	Spectre de réponse idéalisé pour des scénarios de séisme avec variation de la magnitude et la distance épacentrale .....110
Figure 3.20	Les courbes de fragilité pour les différents scénarios de séisme .....111
Figure 3.21	Les courbes de vulnérabilité pour les différents scénarios de séisme.....112
Figure 3.22	Les probabilités de dommage de bâtiment en MNA de pierre soumis à différents scénarios de séisme 2% sur 50 ans .....114
Figure 3.23	Courbes de fragilité pour les bâtiments de MNA de pierre .....116
Figure 3.24	Probabilités de dommage d'un bâtiment en MNA de pierre selon Abo El Ezz (2013) et cette étude « Québec » .....117
Figure 4.1	Caractéristiques géométriques d'un bâtiment en MNA typique « URM-B1 » (a) Vue en face (b) vue 3D.....119
Figure 4.2	Les prototypes de deux étages modélisés sur 3Muri© (a) bâtiment isolé avec toit en mansarde (b) bâtiment isolé avec toit régulier (c) rangée de six bâtiments .....121
Figure 4.3	Les prototypes avec un seul étage modélisés sur 3Muri© (a) bâtiment isolé avec toit en régulier (b) bâtiment isolé avec toit en mansarde .....122
Figure 4.4	Discretisation des murs de façades et coupe-feu (a) direction X (b) direction Y.....123
Figure 4.5	Courbes de capacité des bâtiments isolé à un seul étages.....125
Figure 4.6	Courbes de capacité des bâtiments isolés à deux étages.....125
Figure 4.7	Courbes de capacité d'une rangée de six bâtiments avec toit régulier .....126
Figure 4.8	Courbe de capacité médiane d'un bâtiment isolé de deux étages en MNA de brique .....129
Figure 4.9	Courbes de fragilité avec les paramètres du modèle de « Montréal » .....131

Figure 4.10	Courbes de vulnérabilité avec les différents modèles.....	131
Figure 4.11	Probabilités de dommage pour les bâtiments isolés de deux étages en MNA de brique .....	133



## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ASCE	American society of civil engineers
ATC	Applied technology council
CSM	Capacity spectrum method
CNBC	Code national de bâtiment du Canada
CNRC	Conseil national de recherche du Canada
DCM	Displacement coefficient method
DS	Damage state
DF	Damage factor
ELER	Earthquake loss estimation routine
ESDOF	Equivalent single degree of freedom
GMPE	Ground motion prediction equation
HAZUS	Hazards United States loss estimation method
IM	Intensity measure
MDF	Mean damage factor
MDOF	Multi- degree of freedom
MNA	Maçonnerie non-armée
PGA	Peak ground acceleration
URM	Unreinforced masonry



## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

### SYMBOLES

$A_n$	Surface nette de la section horizontale du mur
$A_b$	Surface supérieure et inférieure de la brique testée lors de l'essai in-situ
$c$	Cohésion
$e$	Épaisseur du mur
$f_b$	Contrainte en compression de la brique
$f'_{td}$	Résistance en traction diagonale de la MNA
$f'_j$	Résistance en compression du mortier
$f'_m$	Résistance en compression de la MNA
$f_{vlim}$	Limite supérieure de la résistance au cisaillement de la MNA
$f_{vm0}$	Résistance caractéristique au cisaillement de la MNA à compression nulle
$h$	Hauteur de l'étage ou d'un trumeau
$h_{eff}$	Hauteur effective d'un trumeau de MNA
$k_{eq}$	Rigidité équivalente
$l$	Longueur du trumeau
$m$	Masse de la structure
$m^*$	Masse équivalente du système MDOF
$M_u$	Moment ultime
$V_b$	Résistance latérale associée à la rupture par balancement du trumeau
$V_{td}$	Résistance latérale associée à la rupture par traction diagonale du trumeau
$V_{tc}$	Résistance latérale associée à la rupture par écrasement au pied du trumeau
$V_g$	Résistance latérale associée à la rupture par glissement des joints du trumeau
$V_R$	Résistance latérale du trumeau
$V_u$	Résistance latérale ultime du bâtiment en MNA
$\alpha$	Coefficient de condition de retenue
$\alpha_c$	Rapport hauteur effective sur la longueur du mur
$\beta$	Coefficient d'élanement du mur
$\beta_{DS}$	Déviations standard (écart type) d'un état de dommage
$\mu$	Coefficient de friction
$\tau$	Contrainte de cisaillement diagonale
$\psi$	Coefficient prenant en compte les conditions aux limites du mur
$v_{me}$	Résistance au glissement de joint déterminée par essai in-situ
$v_{te}$	Moyenne des $v_{to}$ déterminés par essai in-situ
$S_d$	Déplacement spectral
$S_a$	Accélération spectrale
$T_{x,y}$	Période fondamentale de vibration dans une direction donnée
$T$	Période fondamentale de vibration de la structure
$d_y$	Déplacement élastique du MDOF
$d^*_y$	Déplacement élastique du ESDOF
$d_u$	Déplacement ultime du MDOF
$d^*_u$	Déplacement ultime du MDOF
$\theta$	Déplacement inter-étage

$EI_{eff}$	Rigidité effective en flexion
$GA_{eff}$	Rigidité effective en cisaillement
$E_m$	Module d'élasticité de la maçonnerie
$G_m$	Module d'élasticité en cisaillement de la maçonnerie
$\Gamma$	Facteur de participation modale
$M$	Magnitude d'un séisme
$R$	Distance épicertrale d'un séisme
$g$	Accélération gravitationnelle
$T_{AV}$	Période critique du spectre de réponse



## INTRODUCTION

### Contexte et problématique

Les séismes sont parmi les risques naturels qui engendrent des dégâts sur l'environnement bâti. Vu l'importance des pertes au niveau économique et social, il est nécessaire d'étudier ce phénomène afin de mieux planifier les mesures de mitigations pour limiter les impacts dont les dégâts aux bâtiments. Les anciens bâtiments en maçonnerie non-armée (MNA) sont reconnus pour être parmi les plus vulnérables, car ils sont construits pour résister généralement aux charges gravitaires ce qui explique leur faible résistance aux charges sismiques. Bien que la pierre et la brique soient des matériaux linéaires élastiques, l'assemblage avec le mortier fait de la maçonnerie un matériau au comportement non linéaire relié à la fissuration progressive. Il est donc nécessaire d'utiliser une approche qui prend en compte cette non-linéarité pour l'analyse d'un bâtiment en MNA et évaluer sa vulnérabilité sismique.

Ce travail de recherche fait suite à des travaux antérieurs qui se sont penchés sur la fragilité des bâtiments en MNA de pierre (Abo El Ezz, 2013) et sur la caractérisation expérimentale de la MNA de pierre et de la brique dans les constructions traditionnelles (Touraille, 2019). La présente étude s'intéresse à caractériser le comportement dans le plan des murs d'un bâtiment en MNA par la détermination de son modèle de capacité selon différentes méthodes. De nombreux chercheurs ont proposé différentes solutions pour la modélisation non linéaire de la maçonnerie, parmi eux se distingue Gambarotta et Lagomarsino qui en 1996 ont présenté une nouvelle méthodologie « l'analyse non linéaire pushover (statique) par macroélément » (Lagomarsino et al., 2008a). La méthode consiste à décomposer les murs de MNA en macroéléments et étudier leur comportement dans le plan pour obtenir à la fin le modèle de capacité de l'ensemble du bâtiment. Chaque macroélément est caractérisé par un modèle à 2 ddl pouvant représenter à la fois le renversement en flexion et le comportement hystérétique non-linéaire relié à la réponse en cisaillement. Leur méthode a été utilisée pour développer le logiciel 3Muri©. Ce logiciel est utilisé ici pour modéliser deux prototypes de bâtiments en maçonnerie non-armée, un en pierre pour Québec et l'autre en brique pour Montréal, pour

déterminer les résultats de fragilité et également pour estimer les pourcentages de coût de réparation en prenant en considération les caractéristiques spécifiques du prototype modélisé.

Bien que les bâtiments en MNA de pierre (Vieux-Québec, Vieux-Montréal) existent depuis de longues années, il manque des données sur la fragilité de ce type de structure. Pour cette raison, l'étude de risque sismique est complexe et utilise souvent différentes sources qui ne sont parfois pas appropriées. Les données de fragilité de « Hazus », approche développée essentiellement pour les bâtiments en MNA de brique américains, sont généralement exploitées pour étudier le risque sismique des bâtiments en MNA de pierre en Amérique du nord. Or, les bâtiments en MNA de brique à Montréal ont des caractéristiques géométriques différentes, bâtiments en rangée et des maisons unifamiliales avec particularité de toiture (mansarde ou régulière), de ceux identifiés dans Hazus. On trouve aussi l'approche « Euler », qui est basé sur des observations et des modèles pour des bâtiments en pierre européens. Or, des différences constructives (géométrie et matériaux) existent entre les bâtiments en pierre européens et ceux du Québec affectant leur capacité latérale (Abo El Ezz, 2013). Le manque de données concernant les propriétés mécaniques de la maçonnerie rend la caractérisation du comportement du bâtiment face aux sollicitations sismiques plus complexe puisque le modèle de capacité dépend essentiellement des propriétés des matériaux. Par ailleurs, le point de performance qui indique la réponse sismique en termes de déplacement de la structure peut être calculé par différentes méthodes. Ceci soulève la question de l'impact de la méthode de calcul du point de performance sur les résultats de fragilité. Il convient donc de mieux définir la capacité et la fragilité des bâtiments en MNA non-armée.

## **Objectifs**

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer la vulnérabilité sismique dans le plan des murs d'un bâtiment en maçonnerie non-armée dans le Vieux-Québec et Montréal avec la méthode des macroéléments. Les objectifs spécifiques sont :

- 1) développer un modèle de capacité du bâtiment en MNA de pierre représentatif de la ville de Québec.

- 2) définir un processus d'analyse de vulnérabilité (définition des critères de dommage, choix de la méthode de calcul du point de performance).
- 3) comparer la vulnérabilité du bâtiment en MNA de pierre de la ville de Québec avec les données de vulnérabilité obtenues par les modèles Hazus et Euler.
- 4) étudier l'influence des scénarios sismiques (2% sur 50 ans) sur l'estimation des dommages pour les bâtiments en MNA de la ville de Québec.
- 5) développer la fragilité et la vulnérabilité des bâtiments en MNA de brique de Montréal pour évaluer l'influence des caractéristiques typologiques (toiture, isolé et en rangée).

### **Méthodologie**

La méthodologie adoptée afin de répondre aux objectifs est présentée à la Figure 0.1 et est constituée des étapes suivantes.

- 1) extraire de la littérature les différents modèles théoriques pour le calcul de la résistance latérale, les modes de rupture, les processus d'étude de vulnérabilité et introduire l'approche de macroélément utilisée dans ce travail;
- 2) définir la typologie des bâtiments du Vieux-Québec et les caractéristiques intrinsèques des murs en MNA;
- 3) développer le modèle de capacité du bâtiment illustré par la courbe bilinéaire. Ces courbes sont basées sur des modèles théoriques et obtenus par analyse de poussée (pushover) sur un logiciel de calcul par macroélément spécialisé dans la maçonnerie, 3Muri©. Finalement, calibrer un modèle simplifié à un degré de liberté, à partir des résultats des analyses de poussée;
- 4) réaliser une étude paramétrique en variant les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie. L'étude consiste à effectuer plusieurs analyses de poussée en variant les caractéristiques intrinsèques de la maçonnerie. Les modèles de capacité trouvés sont utilisés pour déterminer la courbe de capacité médiane appropriée au prototype étudié;
- 5) générer les courbes de fragilité en utilisant les résultats de l'analyse de poussée sous 3Muri© pour un prototype en maçonnerie de pierre. Les résultats de fragilité avec les paramètres développés dans ce travail sont comparés avec ceux de Hazus et Euler.

- 6) déterminer le point de performance avec différentes méthodes (CSM, DCM et N2) en réalisant une discussion des résultats. Les coordonnées du point de performance permettent de déduire les probabilités pour chaque état de dommage et aussi les pertes économiques.
- 7) soumettre le bâtiment à différents scénarios de séismes en variant la magnitude et la distance épacentrale et comparer les résultats de fragilité;
- 8) appliquer les méthodes développées auparavant pour étudier la vulnérabilité des différents types de bâtiment en maçonnerie de brique non-armée à Montréal (maison avec toit en mansarde et fausse mansarde, rangée des maisons). Le modèle de capacité médiane équivalent est déterminé par l'analyse de poussée sur 3Muri©. Les paramètres de fragilité sont déterminés à partir des résultats du logiciel. Ensuite, réaliser une étude comparative entre les différents modèles de fragilité utilisés et aussi entre les résultats de fragilité des bâtiments en maçonnerie de brique et pierre.

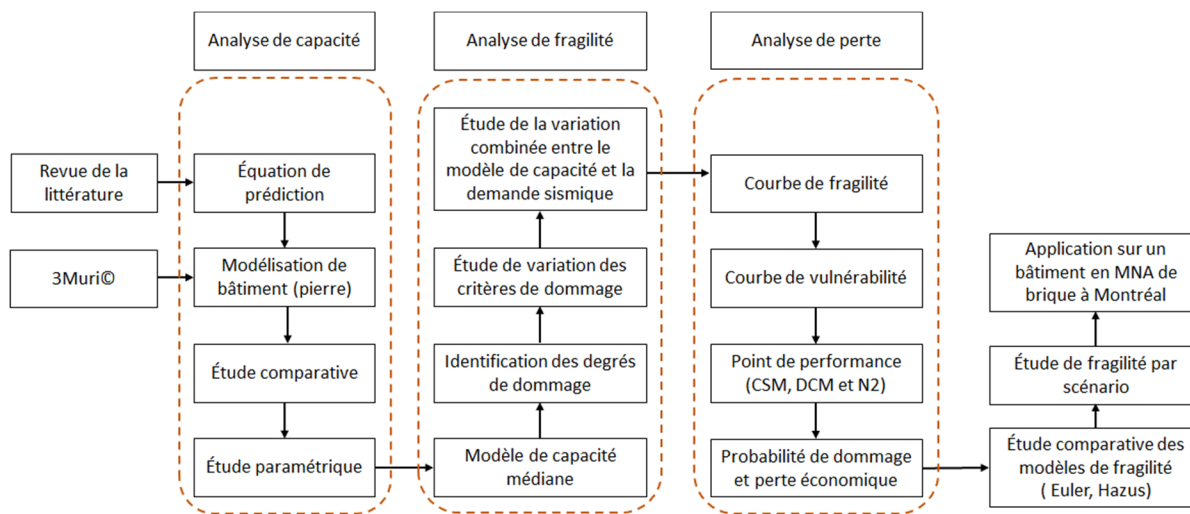


Figure 0.1 Méthodologie du mémoire

### Organisation et contenu du mémoire

Le mémoire est organisé en quatre chapitres. Le premier chapitre présente une revue de littérature sur la vulnérabilité sismique des bâtiments en MNA. On commence par définir la sismologie du Québec, les spectres de réponse ainsi que les équations de prédictions de

mouvement du sol. Ensuite, on développe la méthode d'étude de vulnérabilité utilisée dans ce travail. On explore aussi les modes de rupture et les différents modèles théoriques pour les calculs de la résistance latérale d'un trumeau en maçonnerie.

Le CHAPITRE 2 présente une étude de capacité latérale d'un prototype de bâtiment du Vieux-Québec en MNA de pierre. Le modèle de capacité est calculé par les équations de prédiction tirées de la littérature et aussi suite à l'analyse de poussée réalisée avec 3Muri© basée sur l'approche de macroéléments. Les résultats sont comparés afin de porter un jugement sur l'impact d'utiliser une méthode ou l'autre sur la résistance globale du bâtiment. Finalement une analyse paramétrique est réalisée en variant les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie afin d'évaluer l'impact sur le modèle de capacité.

Au CHAPITRE 3, les résultats obtenus dans le chapitre précédent, essentiellement les courbes de capacité et les résultats de 3Muri©, sont utilisés pour évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment typique en maçonnerie de pierre non-armé. En utilisant les résultats de 3Muri©, les paramètres de fragilité sont déterminés afin de générer les courbes de fragilité et aussi les courbes de vulnérabilité, lesquelles prennent en compte les pertes économiques. Une étude comparative est faite en se basant sur les résultats trouvés dans ce chapitre et aussi avec les résultats issus de l'utilisation des paramètres de fragilité tirés de deux sources différentes, Hazus et Euler avec une discussion sur les méthodes pour calculer le point de performance. Finalement, le processus proposé pour l'étude de fragilité est utilisé dans les cas de différents scénarios de séisme avec variation de la magnitude et la distance épacentrale pour une probabilité d'occurrence de 2% en 50 ans.

Dans le CHAPITRE 4 on applique la méthode proposée dans les chapitres précédents afin d'étudier la vulnérabilité sismique d'un bâtiment résidentiel typique en maçonnerie de brique non-armée à Montréal. Le prototype est sélectionné suite à un inventaire réalisé dans le cadre du projet de maîtrise de Gendron (2018) et trois modèles sont étudiés : bâtiment isolé avec toiture plate et avec toiture à mansarde et bâtiments intégrés à un îlot avec toiture plate. Les modèles de capacité et les systèmes mécaniques équivalents SDOF sont issus de l'analyse de poussée sur 3Muri©. Ensuite, les résultats de fragilité et les probabilités de dommage sont

présentés et comparés avec les résultats de fragilité issues des paramètres proposés par Euler et Hazus.

Enfin, on termine le mémoire avec une conclusion récapitulant les résultats obtenus dans ce travail et les recommandations pour les prochains travaux.

# **CHAPITRE 1**

## **REVUE DE LITTÉRATURE**

Dans ce chapitre, on présente une revue de littérature sur la vulnérabilité sismique des bâtiments en MNA. On commence par définir la séismicité du Québec, les spectres de réponse ainsi que les équations de prédictions de mouvement du sol. Ensuite, on développe la méthode d'étude de vulnérabilité en définissant les différentes étapes pour obtenir une estimation de dommage. On explore aussi les modes de rupture et les différents modèles théoriques pour les calculs de la résistance latérale d'un trumeau en maçonnerie. Enfin, on termine par une description détaillée de la modélisation par macroélément sur 3Muri©.

### **1.1 Généralité sur les séismes**

#### **1.1.1 Risque et aléa sismique**

Bien que les tremblements de terre soient rares, leurs conséquences économiques et sociales ne doivent pas être sous-estimées. Les séismes sont imprévisibles et sont caractérisés par leur variation dans le temps et dans l'espace, soit l'aléa sismique ou la probabilité qu'un séisme survienne à un endroit donné sur une période de temps donnée. Le risque sismique ne dépend pas uniquement de l'aléa, mais aussi des conséquences d'un séisme, lesquelles dépendent de la densité de la population et des moyens mis en œuvre dans la conception des ouvrages afin qu'ils résistent à un séisme. L'ampleur de la catastrophe est liée à plusieurs facteurs parmi lesquelles : la proximité des zones urbaines, l'intensité du séisme, la densité de population et le niveau social de l'endroit. Il est presque impossible de prédire un déclenchement de tremblement de terre, mais la mitigation des conséquences permet de limiter des dégâts. Conformément à la terminologie proposée par l'UNDRO (office of the United Nations Disasters Relief Coordinatoor) (UNDRO, 1991), le risque sismique est défini comme le produit de l'aléa sismique et la vulnérabilité, laquelle combine la fragilité et la valeur des éléments exposés.

Risque sismique = Aléa sismique x Fragilité x Valeur des éléments exposés

Les données d'aléa sismique sont mises à jour régulièrement au Canada et sont exprimées par la probabilité d'occurrence d'un événement sismique, en termes de magnitude, au cours d'une période de référence. Le code national de bâtiment du Canada 2015 (CNRC, 2015) et les données des accélérations spectrales publiées sur le site de Ressources naturelles du Canada en fonction des coordonnées géographiques sont utilisés comme référence dans ce travail (RNC; Ressources Naturelles Canada, 2018b). La Figure 1.1 représente la carte de l'aléa sismique du CNRC (2015) selon l'accélération spectrale à 0,2 secondes pour un site de référence C (sol très dense et roche tendre) pour une probabilité de 2% sur 50 ans.

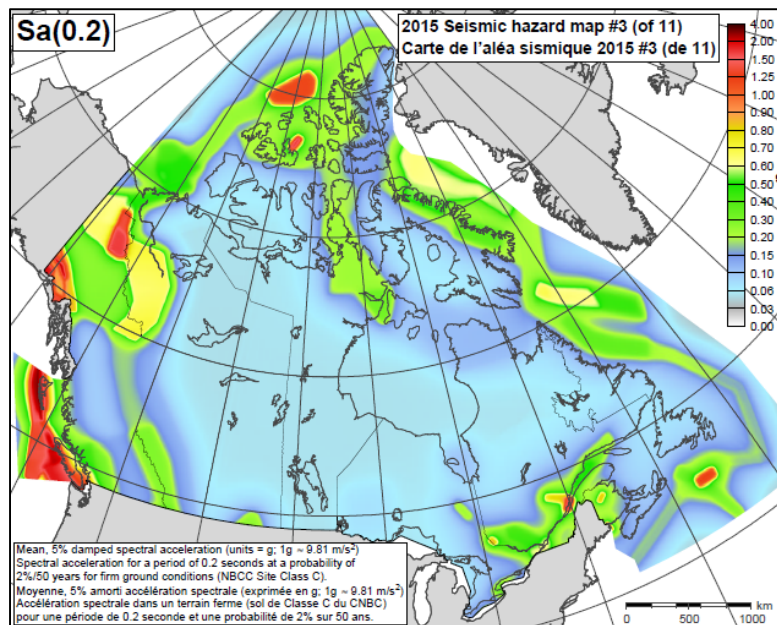


Figure 1.1 Carte de l'aléa sismique 2015  
Tirée de RNC; Ressources Naturelles Canada (2018b)

La fragilité d'une structure est définie par la probabilité d'atteindre un degré de dommage à une intensité sismique donnée laquelle peut être reliée à différents événements sismiques. Elle dépend essentiellement des caractéristiques physiques et géométriques du bâtiment. La vulnérabilité sismique d'une structure est définie par le produit de la fragilité d'une structure exposée et de sa valeur socio-économique. L'étude de vulnérabilité peut être définie à



différentes échelles : pour un bâtiment unique, un ensemble de même type de bâtiments ou aussi à l'échelle d'une ville (Antunez, 2014). Dans le cas d'un seul bâtiment, il faut effectuer des analyses structurales en utilisant des logiciels appropriés et prendre en considération l'incertitude des données afin de calibrer un modèle proche de la réalité.

### 1.1.2 Sismicité au Québec

Le Québec se trouve dans une zone de sismicité stable, à l'intérieur de la plaque de l'Amérique du nord. Malgré cela, le Québec est qualifié comme zone de sismicité modérée à élevée. D'après Filiatrault (1996), la réactivation d'un système de failles de rift datant de plusieurs centaines de million d'années est à l'origine de cette activité sismique. La Figure 1.2 montre les trois grandes zones de sismicité de Québec : l'Ouest du Québec, la région de Charlevoix-Kamouraska et la région du bas Saint-Laurent.

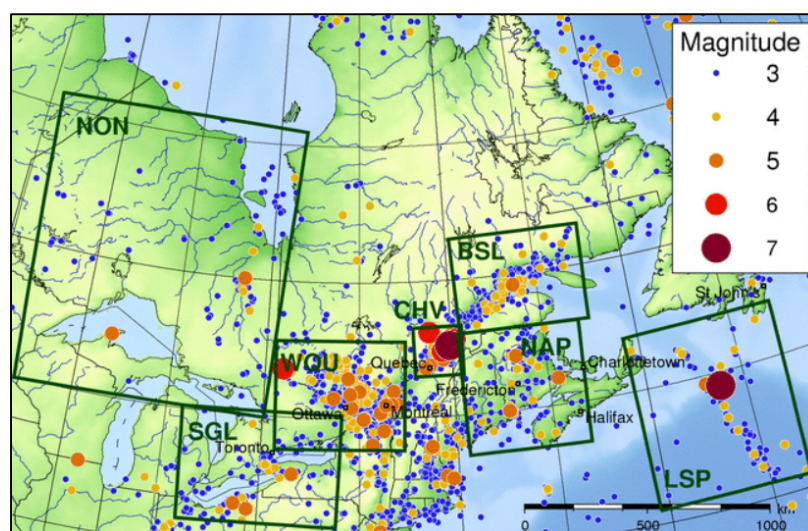


Figure 1.2 Localisation des zones de sismicité au Québec  
Adaptée de RNC; Ressources Naturelles Canada (2018a)

A l'ouest du Québec, la zone sismique se compose de trois parties : la vallée de l'Outaouais depuis Montréal jusqu'au Témiscamingue, les régions des Laurentides et de l'Est de l'Ontario. Deux zones sont considérées plus sollicitées par les séismes : la première le long de la rivière des Outaouais et la seconde le long d'un axe Montréal-Maniwaki. Pour l'Est du Canada, la

zone sismique de Charlevoix (ZSC), située à 100 kilomètres en aval de la ville de Québec, est la plus sollicitée. En effet cinq séismes de magnitude égale ou supérieure à 6 ont eu lieu dans la ZSC. Une dernière zone sismique active à retenir est celle de la région du Bas Saint Laurent (BSL), située à 400 kilomètres en aval de la ville de Québec, bien que les tremblements de terre enregistrés dans cette région n'ont jamais dépassé 5,1 de magnitude (RNC; Ressources Naturelles Canada, 2018b). Le Tableau 1.1 présente des séismes importants enregistrés à l'Est du Canada.

Tableau 1.1 Séisme d'importance à l'est de la canada  
Adapté de Filiatrault (1996) et RNC; Ressources Naturelles Canada (2018b)

Région	Localité	Année	Magnitude « $M_w$ »
<b>Ouest du Québec</b>	Montréal	1732	~5,8
	Ottawa	1861	~5,5
	Témiscamingue	1935	~6,2
	Cornwall-Massena	1944	~5,7
<b>Charlevoix</b>	Région de La Malbaie	1663	~7
	Saguenay	1860	~6
<b>Bas Saint-Laurent</b>		1999	~5,1

## 1.2 Procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique d'un prototype de bâtiment est définie par la probabilité d'atteindre un niveau de perte économique pour un niveau d'intensité sismique donné. Elle est obtenue par la combinaison entre le modèle de fragilité, i.e. la probabilité d'atteindre un état de dommages pour un niveau d'intensité sismique donné, et les pertes économiques associées à chaque état de dommage.

Le modèle de fragilité nécessite l'analyse de la réponse sismique d'un prototype de bâtiment. Le comportement physique d'un bâtiment vis-à-vis des sollicitations sismiques est représenté par le modèle de capacité ou la courbe pushover. La combinaison de la courbe de capacité à la demande sismique, représentée par le spectre de réponse sismique, permet de déterminer le point de performance du prototype. Différentes méthodes sont disponibles pour établir le point de performance et seront détaillées à la section 1.5.3. L'état de dommage atteint par le prototype (léger, modéré, étendu et complet) est déterminé en comparant le point de performance à des degrés de dommages établis selon des paramètres quantitatifs (ex. déplacement) ou qualitatifs (état de fissuration).

La variabilité du modèle de capacité, de la demande sismique et la définition des degrés de dommage permet de déterminer les paramètres caractéristiques des fonctions de fragilité et de déduire les probabilités pour chaque état de dommage (léger, modéré, étendu et complet). Finalement, les dommages physiques représentés par les probabilités peuvent être traduites en pertes économiques par le développement de courbes de vulnérabilité.

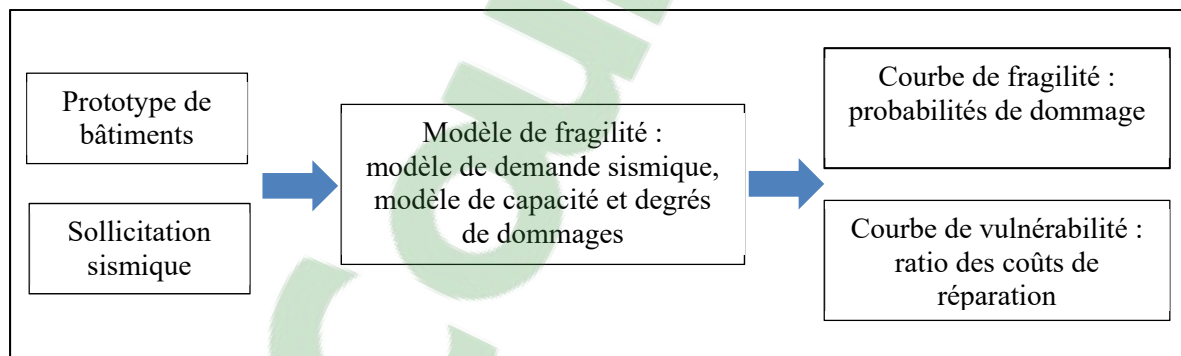


Figure 1.3 Procédure d'évaluation de la vulnérabilité

### 1.3 Bâtiments en MNA

#### 1.3.1 Bâtiment en MNA de pierre

À partir de la première moitié du XVII siècle, les ossatures en bois de type colombage ont fait leur apparition dans les villes du Québec. Mais en 1682, à la suite des incendies dévastateurs à Québec les autorités ont été obligées de bannir ce type de construction vu qu'ils n'assurent

pas la sécurité face aux incendies. D'où l'apparition des bâtiments en maçonnerie de pierre (Vallières, 2000). Dans le but d'identifier ce type de bâtiments, un inventaire a été réalisé dans le Vieux-Québec (l'arrondissement de Cité-Limoilou) par Nollet et al. (2013). Dans la zone d'étude, 168 bâtiments en maçonnerie de pierre ont été identifiés, représentant 14% des 1220 bâtiments répertoriés.

Les constructions en maçonnerie de pierre peuvent être classées en trois typologies selon leurs époques de construction (Nollet et al., 2013; Vallières, 2000). On cite : la maison urbaine surhaussée (1760-1800), la maison mitoyenne surhaussée (1800-1830), la maison mitoyenne multipliée (1830-1860). Le nombre des étages et la surface d'habitation sont les principales différences entre ces modèles. La première typologie (maison urbaine surhaussée) est la plus présente dans la zone d'étude. C'est la raison pour laquelle cette typologie a été sélectionnée comme modèle d'étude des bâtiments en MNA de pierre de faible hauteur.

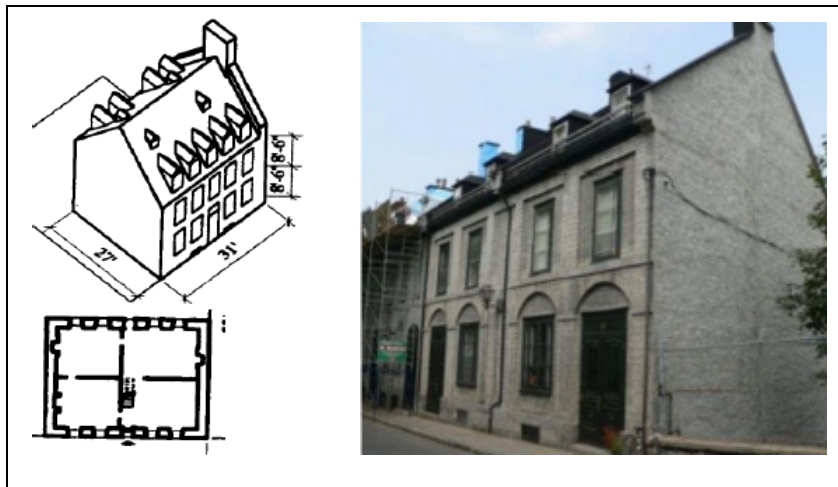


Figure 1.4 Typologie de bâtiments de MNA de pierre du Vieux-Québec  
Adaptée de Vallières (2000) et Nollet et al. (2013)

### 1.3.2 Bâtiment en MNA de brique

Vers la fin du 18<sup>ème</sup> siècle, les mouvements d'industrialisation ont favorisé le développement des quartiers peu organisés, appelés faubourgs, à l'extérieur de la vieille ville de Montréal (Gendron, 2018). Les maisons de ces quartiers sont construites principalement en bois suivant d'anciens modèles qu'on retrouve en campagne (Centre d'histoire de Montréal, 2018). En

1852, des incendies ont dévasté Montréal et détruit 1200 maisons. Suite à cet événement, la ville impose des règlements sur la construction en bois (Centre d'histoire de Montréal, 2018). En effet dès la moitié du 19ème siècle, on commence à retrouver le type d'habitation en maçonnerie non-armée de brique identifiée ici URM-B1 (UnReinforced Masonry).

A partir de 1870 des maisons unifamiliales, à un ou deux étages, ont été bâties dans les quartiers de type faubourg (Auger & Roquet, 1998). Ce type de structure est caractérisé par deux murs porteurs en MNA (façades et arrière), deux murs mitoyens coupe-feu sur une fondation de pierre. Les bâtiments URM-B1 se distinguent par l'architecture distinctive du toit en mansarde. Parfois une vraie mansarde c'est-à-dire un toit à deux versants ou d'une fausse mansarde c'est-à-dire un toit plat avec une structure décorative en façade. La Figure 1.5 illustre les modèles de bâtiment URM-B1 avec les deux types de toiture.

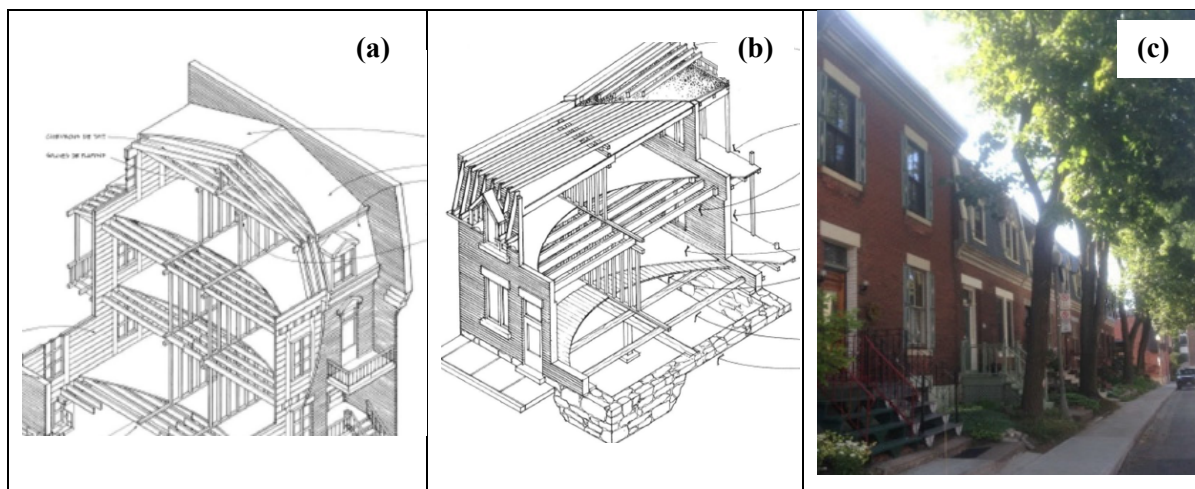


Figure 1.5 Maison de faubourg de type URM-B1: a) toit en mansarde  
b) toit en fausse mansarde

Tirée de Auger et Roquet (1998) et Gendron (2018)

Selon Gendron (2018), il existe des bâtiment URM-B1 avec un seul étage. En plus on trouve des maisons URM-B1 en rangée (Figure 1.5c), association de plusieurs bâtiments avec un seul mur mitoyen séparant les structures voisines, au Nord et à l'ouest de l'arrondissement Ville-Marie, au nord du Plateau-Mont-Royal, dans Westmount et dans le sud-ouest. Ces cas seront modélisés en prenant les mêmes dimensions et aspect architectural.

## 1.4 Spectre de réponse

### 1.4.1 Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique résume la réponse maximale de n'importe quel oscillateur simple linéaire soumis à des sollicitations données (Lestuzzi & Badoux, 2013). La détermination d'un spectre de réponse nécessite la résolution de l'équation de mouvement d'un système à un degré de liberté en appliquant un accélérogramme particulier. Le spectre de réponse est construit en regroupant les valeurs maximales des réponses élastiques pour chaque oscillateur en fonction de sa période de vibration. Les valeurs de réponse sont déterminées pour une valeur fixée du coefficient d'amortissement. Les spectres utilisés dans les codes parasismiques sont des graphiques représentant l'accélération spectrale ( $S_a$ ) en fonction de la période ( $T$ ). La Figure 1.6 montre un exemple le spectre de réponse pour la ville de Montréal pour une probabilité de 2% en 50 ans pour un site de catégorie C selon les données publiées sur RNC; Ressources Naturelles Canada (2018b).

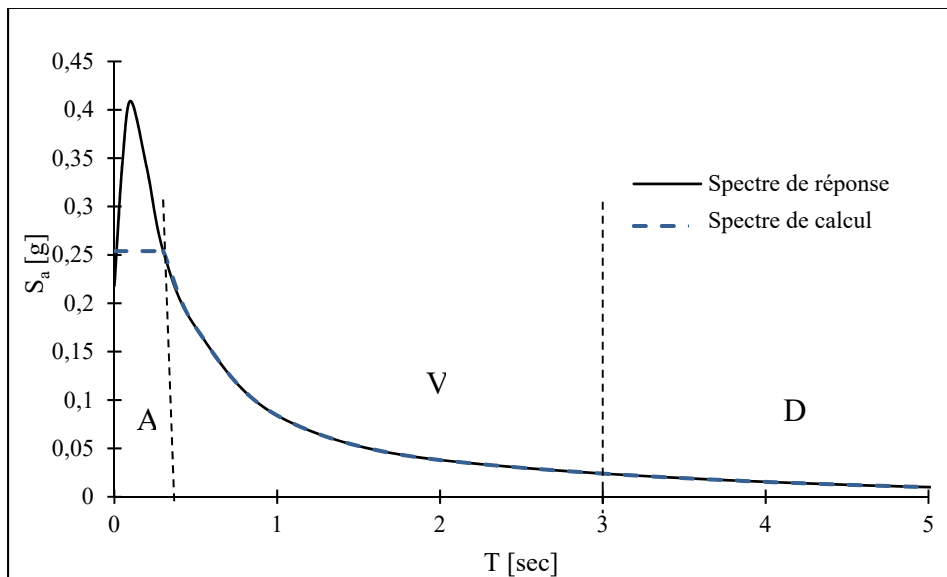


Figure 1.6 Spectre d'aléa uniforme 2% sur 50 ans pour Montréal  
Adaptée de RNC; Ressources Naturelles Canada (2018a)

Le spectre de calcul est caractérisé par un palier horizontal dont l'accélération est constante jusqu'à atteindre la période 0.2s (la zone A) ensuite il décroît en fonction du temps avec une

vitesse constante (zone V) pour avoir à la fin une faible valeur presque constante (zone D). Il est possible de représenter le spectre de réponse élastique sous la forme AD accélération ( $S_a$ ) – déplacement ( $S_{de}$ ). L'équation (1.1) permet de calculer le déplacement élastique correspondant à chaque période  $T$ . Cette relation permet de passer d'un spectre de réponse de forme traditionnelle à un spectre de la forme AD.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi} S_a(T) \quad (1.1)$$

#### 1.4.2 Spectre de réponse inélastique

Parfois les tremblements de terre engendrent un comportement inélastique d'une structure. En effet pour un système inélastique, la représentation du spectre de réponse inélastique sous la forme AD (l'accélération spectrale  $S_a$ , déplacement spectrale  $S_d$ ) peut être déterminée avec les équations (1.2) et (1.3) proposées par Vidic et al. (1994).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1.2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (1.3)$$

Tel que  $\mu$  est le facteur de ductilité,  $R_\mu$  représente le facteur de réduction qui dépend de la ductilité et essentiellement de la dissipation de l'énergie hystérétique pour les structures ductiles. Afin de déterminer le facteur de réduction  $R_\mu$ , Miranda et Bertero (1994) proposent une approche résumée par les équations ci-dessous.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (1.4)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (1.5)$$



Avec  $T_c$  est la période caractéristique du mouvement du sol (la période qui désigne la fin de la première partie du spectre qui est le palier horizontal. Pour le spectre de Montréal  $T_c$  égale 0,2 sec). La Figure 1.7 présente un exemple des spectres de réponse inélastique sous la forme AD déterminés à partir d'un spectre de réponse élastique ( $\mu = 1$ ) en utilisant les équations (1.4) et (1.5) (avec variation du facteur de ductilité  $\mu$ ).

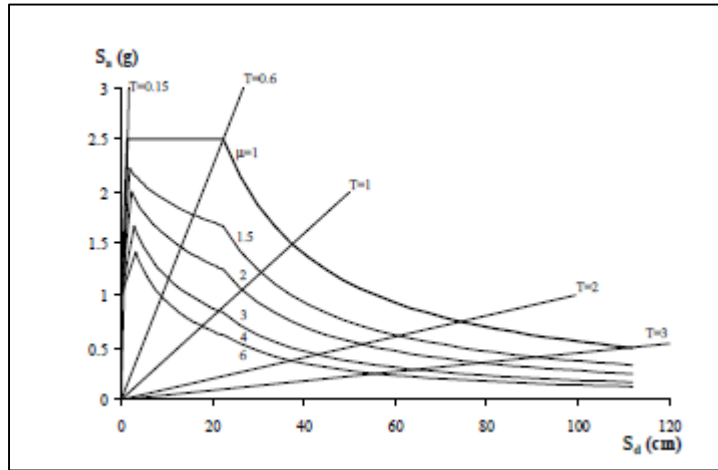


Figure 1.7 Spectres d'accélération inélastiques  
obtenus par la méthode de Vidic et al. (1994)  
Tirée de Fajfar et Fischinger (1988)

### 1.4.3 Modèle de prédiction spectrale

Boore et Atkinson (2008) ont développé des équations de prédiction de mouvement du sol (GMPE) qui permettent de déterminer les spectres de réponse sismique (élastique) dans l'Est de l'Amérique pour les différentes catégories d'emplacement sismique (site de classe B, C ou D). Les équations mises en œuvre permettent d'estimer l'accélération spectrale en fonction de plusieurs paramètres. L'équation de prévision de mouvement du sol pour estimer l'accélération spectrale à une période ( $T$ ) donnée pour une magnitude ( $M$ ) à une distance de la rupture de la faille ( $R$  : distance de l'épicentre) est la suivante :

$$\log[S_a(T)] = c_1 + c_2M + c_3M^2 + (c_4 + c_5M)f_1 + (c_6 + c_7M)f_2 + (c_8 + c_9M)f_0 + c_{10}R + S \quad (1.6)$$



Avec  $f_0 = \max\left(\log\left(\frac{R_0}{R}\right), 0\right)$  ;  $f_1 = \max(\log(R), \log(R_1))$  ;  $f_2 = \max\left(\log\left(\frac{R}{R_2}\right), 0\right)$  ;  
 $R_0 = 10$   $R_1 = 70$   $R_2 = 140$  et  $S$  est le paramètre de site du sol déterminé par les relations  
suivantes :

$$S = \log \left\{ \exp \left[ b_{lin} \ln \left( \frac{V_{30}}{V_{ref}} \right) + b_{nl} \ln \left( \frac{60}{100} \right) \right] \right\} \quad pgaBC \leq 60cm/s^2 \quad (1.7)$$

$$S = \log \left\{ \exp \left[ b_{lin} \ln \left( \frac{V_{30}}{V_{ref}} \right) + b_{nl} \ln \left( \frac{pgaBC}{100} \right) \right] \right\} \quad pgaBC > 60cm/s^2 \quad (1.8)$$

$$b_{nl} = b_1 \quad si \ V_{30} \leq v_1 \quad (1.9)$$

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln \left( \frac{V_{30}}{v_2} \right) / \ln \left( \frac{v_1}{v_2} \right) + b_2 \quad si \ v_1 < V_{30} < v_2 \quad (1.10)$$

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln \left( \frac{V_{30}}{V_{ref}} \right) / \ln \left( \frac{v_2}{V_{ref}} \right) + b_2 \quad si \ v_2 < V_{30} < V_{ref} \quad (1.11)$$

$$b_{nl} = 0 \quad si \ V_{30} > V_{ref} \quad (1.12)$$

Avec  $V_{30}$  est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol à une profondeur inférieure à 30m ;  $pgaBC$  est la valeur prévue de PGA pour  $V_{30} = 760 \text{ m/s}$  et  $V_{ref} = 760 \text{ m/s}$  (limite entre des sites de classe B et C) ;  $v_2 = 300 \text{ m/s}$  (limite pour des sites de classe D) et  $v_1 = 180 \text{ m/s}$  (limite pour des sites de classe E). Atkinson a développé des calculs numériques de prédiction de l'accélération spectrale, selon que les magnitudes varient entre M4,5 et M8, les périodes de 0,05s à 10s, les distances de l'épicentre de 1km à 800km, pour des sites de classe C. Les résultats numériques sont publiés sur un site numérique détaillant tous les paramètres utilisés.

## 1.5 Analyse de vulnérabilité des bâtiments

### 1.5.1 Courbe de capacité ou courbe « pushover »

La courbe de capacité est la représentation de l'évolution de la résistance latérale à la base d'une structure en fonction du déplacement. La courbe de capacité peut être déterminée de deux façons : les équations de prédiction qui sont basées sur les principes de résistance du matériau et des mécanismes de résistance pouvant se développer dans les éléments d'une structure (section 1.6.2) ou par la méthode statique non-linéaire en poussée progressive appelée analyse « pushover » ou analyse de poussée. Cette dernière présente des multiples avantages et obtient pour résultat une courbe « pushover » qui peut être simplifiée par une représentation bilinéaire incorporant l'aspect élasto-plastique de la structure. L'analyse de poussée est une série d'analyses élastiques superposées afin de générer une courbe de capacité. Le principe de cette méthode consiste à simplifier le modèle à plusieurs degrés de liberté MDOF (multi degrees of freedom) à un modèle équivalent à un degré de liberté SDOF (simple degree of freedom) puisque des recherches antérieures (Saiidi & Sozen, 1981) ont montré que le déplacement d'un système MDOF est approximativement égal à celui d'un système SDOF quand la réponse sismique de la structure étudiée est dominée par le premier mode (Figure 1.8a). Il est à noter que selon le FEMA (FEMA, 2005), les bâtiments en MNA à faible hauteur sont dominés par le premier mode.

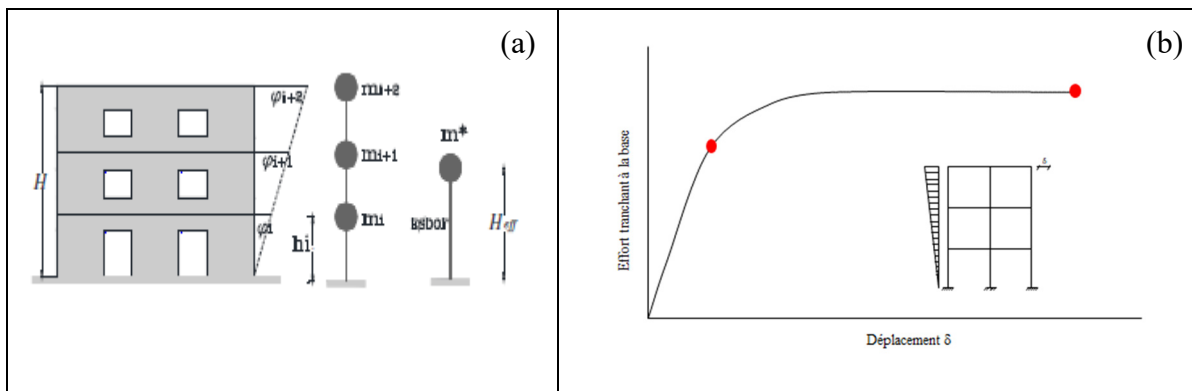


Figure 1.8 Exemple d'un bâtiment de 3 étages : a) Représentation d'un système mécanique MDOF et du système SDOF équivalent Tirée de Abo El Ezz (2013) b) Courbe de capacité obtenue par analyse de poussée

La Figure 1.8b illustre la représentation de la courbe de capacité sous la forme force-déplacement. Cette courbe est caractérisée par deux points essentiels. Le premier définit le moment où le comportement de la structure passe de l'état élastique à l'état plastique. Le second est le point ultime qui représente le déplacement et la résistance latérale maximale après laquelle le bâtiment n'est plus sécuritaire et risque de s'effondrer. La courbe de capacité peut être transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement (la forme AD). Pour la conversion des forces et des déplacements d'un système à multiples degrés de liberté ( $F, d$ ) à un système équivalent à un degré de liberté ( $F^*, d^*$ ), on a recours à la méthode proposée par Fajfar (2000) présentée ci-dessous:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad (1.13)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (1.14)$$

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} = \frac{F}{\Gamma \times m^*} \quad (1.15)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \varphi_i^2} \quad (1.16)$$

$$m^* = \sum m_i \times \varphi_i \quad (1.17)$$

Où  $\Gamma$  est le facteur de participation modale ;  $m^*$  est la masse équivalente du MDOF ;  $m_i$  est la masse centrée du plancher pour laquelle la masse du mur est partagée entre les planchers supérieur et inférieur ;  $\varphi_i$  : est le premier mode de déformation pour le ième plancher uniformisé tel que  $\varphi_i = 1$ . À partir des équations présentées ci-dessus, on peut convertir la courbe de capacité (force-déplacement) en courbe de réponse spectrale (accélération spectrale-déplacement spectral) (Figure 1.9).

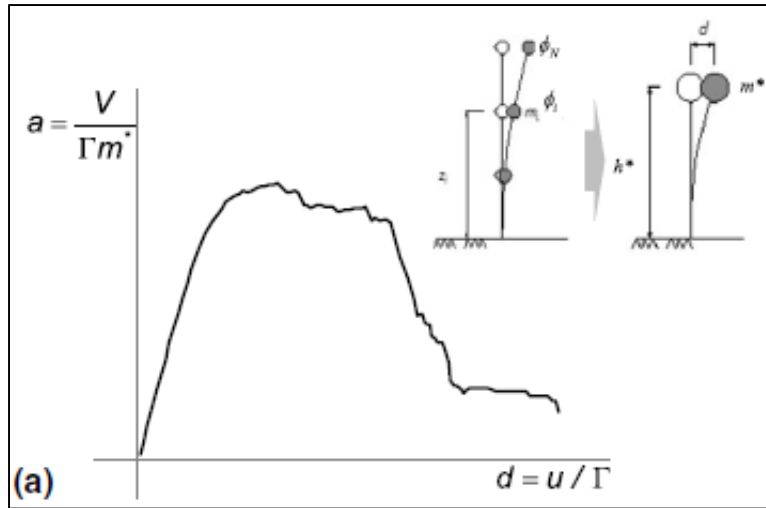


Figure 1.9 Illustration de conversion de système MDOF à un ESDOF  
(courbe de capacité en spectre accélération déplacement)  
Tirée de Ourabah et al. (2010)

Le temps d'oscillation du modèle 1DDL équivalent ou la période fondamentale de vibration  $T^*$  est calculée par l'équation suivante :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \times d^*}{F^*}} \quad (1.18)$$

### 1.5.2 Degrés de dommage

L'analyse de fragilité des bâtiments en MNA est caractérisée par l'identification des degrés de dommage qui représentent l'état de dégradation de la structure suite à un tremblement de terre. Dans la littérature, les états de dommage ne sont pas définis de la même façon. Par exemple, le FEMA (2003) suggère quatre états de dommage (léger, modéré, étendu, complet ou effondrement) qui sont identifiés essentiellement par l'observation. Les degrés de dommage peuvent aussi être définis par les déplacements expérimentaux de mur en MNA issus des essais de chargement cyclique (Borzi et al., 2008; Bosiljkov et al., 2010; Restrepo-Vélez, 2003; Ruiz-García & Negrete, 2009). D'autres sources utilisent le comportement physique, représenté par le déplacement de la toiture et le déplacement inter-étage, de la structure comme critère

d'identification des degrés de dommage. La dernière approche est basée sur l'emplacement des états de dommage sur la courbe de capacité. La Figure 1.10 illustre la méthode d'identification des degrés de dommage sur la courbe de capacité proposée par (Bosiljkov et al., 2010; Tomažević & Weiss, 2010).

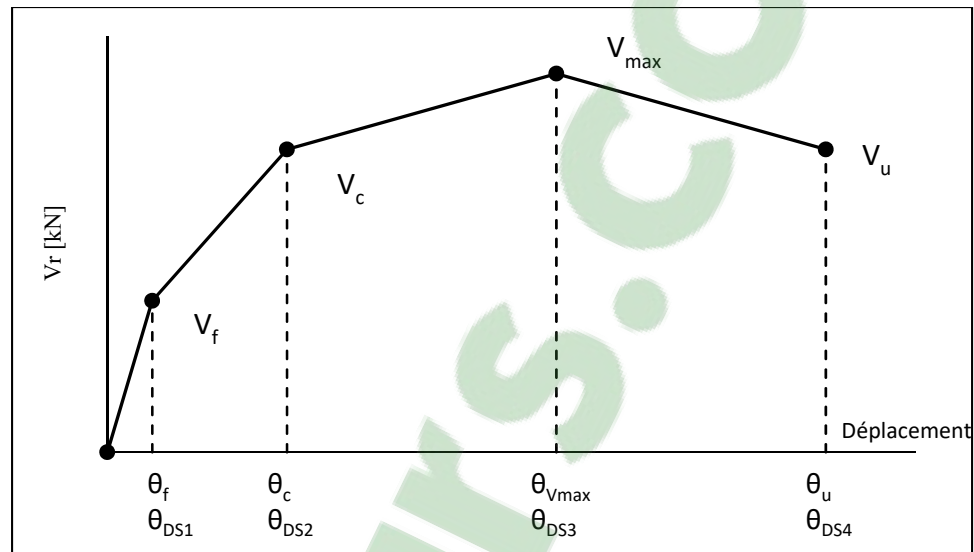


Figure 1.10 Identification des degrés de dommage

La courbe est la représentation de la résistance latérale de la structure en fonction de déplacement inter-étage. L'augmentation de la force latérale provoque une augmentation du déplacement et cela induit des fissures et une dégradation des murs en MNA. Les états de dommage léger ( $\theta_f$ ) et modéré ( $\theta_c$ ) sont caractérisés respectivement par l'apparition des fissures par flexion et cisaillement. Or l'état de dommage étendu ( $\theta_{Vmax}$ ) correspond à l'atteinte de la résistance latérale maximale du bâtiment. L'état de dommage complet ( $\theta_u$ ) est identifié par le déplacement correspondant à la réduction de 20 % de la capacité maximale de la structure.

### 1.5.3 Demande en déplacement ou point de performance

#### 1.5.3.1 Méthode de coefficient de déplacement

La méthode de coefficient de déplacement « CDM » décrite dans le FEMA (2000) est une procédure approximative non itérative basée sur des facteurs de modification de déplacement.

Le déplacement maximal inélastique du système MDOF non linéaire est calculé en modifiant le déplacement élastique spectrale du système SDOF équivalent avec une série de coefficients ( $C_0$   $C_1$   $C_2$   $C_3$  où le facteur  $C_0$  est équivalent au,  $\Gamma$ , le facteur de participation modale). La méthode consiste à linéariser la courbe de capacité, à déduire ensuite la rigidité effective  $k_{eff}$ , puis à déterminer la période effective  $T_e$  par une procédure graphique prenant en compte les pertes de rigidité entre le passage du comportement élastique et le comportement inélastique (Figure 1.11). Le déplacement spectral élastique maximal est lié à l'accélération spectrale que l'on calcule à partir de l'équation suivante à partir de la période effective :

$$S_{de} = \frac{T_e^2}{4\pi} S_a(T_e) \quad (1.19)$$

Le dépassement cible ou inélastique est calculé par l'équation (1.20).

$$\delta = S_{d,inélastique} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_{de} \quad (1.20)$$

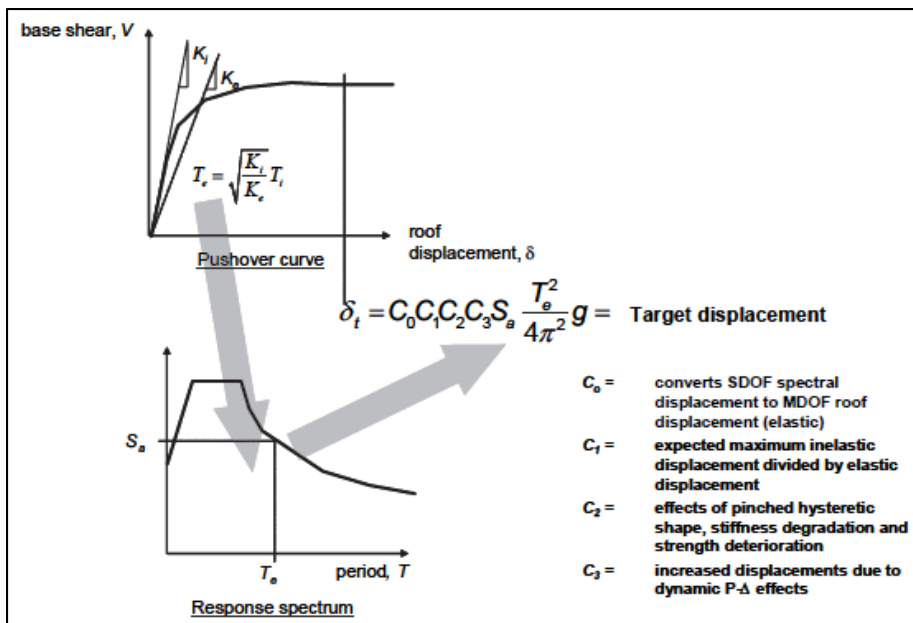


Figure 1.11 Processus de la méthode de coefficient de déplacement  
Tirée de FEMA (2005)

### 1.5.3.2 Méthode de la capacité spectrale

La méthode de capacité spectrale « CSM » est basée sur une approche de linéarisation équivalente qui a été introduite pour la première fois par Freeman (1975) dans le cadre d'un projet d'étude de la fragilité sismique d'un bâtiment. La déformation totale maximale (élastique et inélastique) d'un système SDOF est estimée à partir de la réponse élastique d'un système avec une période plus longue et un amortissement supérieur à celui de la structure d'origine. Le processus commence par la conversion de la courbe de capacité (force-déplacement) en courbe de réponse spectrale (accélération spectrale-déplacement spectral) tel qu'évoqué à la section 1.5.1. La période est déterminée à partir de la ligne reliant l'origine à l'intersection de la demande sismique, qui est réduite par l'amortissement supplémentaire dû à la réponse non linéaire, avec la courbe de capacité. Le point d'intersection de deux courbes est appelé « point de performance », tel que montré à la Figure 1.12 où la zone en grisé représente l'amortissement équivalent du système. Puisque la période équivalente ( $T_{eq}$ ) et la zone d'amortissement  $E_D$  sont tous deux fonctions du déplacement, le déplacement inélastique est obtenu par itération. Cette méthode est présentée dans ATC-40 (1996) pour déterminer la demande en déplacement inélastique d'un bâtiment.

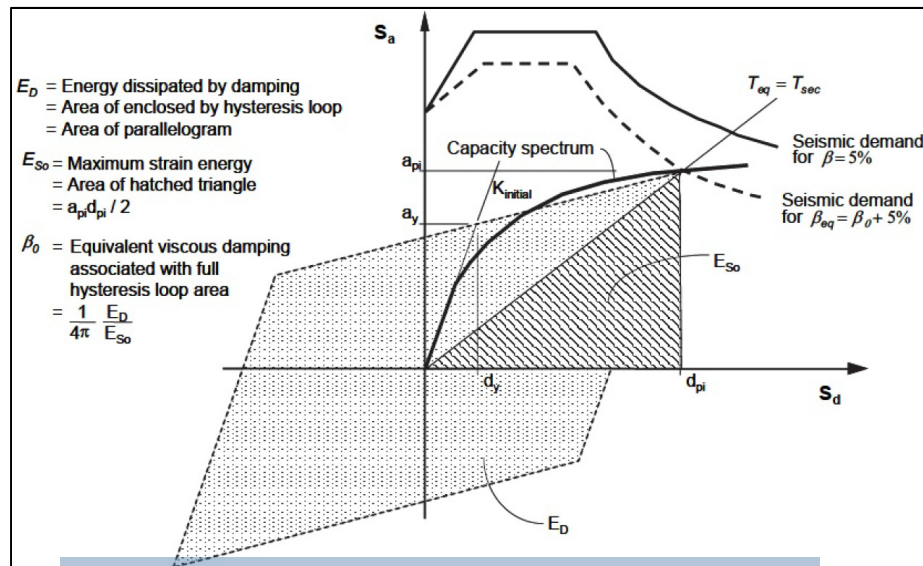


Figure 1.12 Illustration graphique de la méthode de capacité spectrale  
 Tirée de ATC-40 (1996)

Des études récentes (Chopra & Goel, 2000; Powell, 2006) montrent que la méthode CSM mise en œuvre dans ATC 40 surestime le déplacement inélastique maximal pour les structures à faible période. FEMA (2005) propose une version améliorée de CSM dans laquelle la période équivalente du système linéaire équivalent est calculée à partir de la rigidité équivalente (la partie oblique au début de la courbe de capacité).

### 1.5.3.3 Méthode N2

La méthode N2 (N représente l'analyse non linéaire et 2 correspond à deux modèles mathématiques) a été développée à l'université de Ljubljana au début des années 1980 (Fajfar & Fischinger, 1987; Fajfar & Fischinger, 1988) puis elle a été reformulée au format accélération-déplacement (Fajfar, 1999). En effet, la dernière version combine les avantages de la représentation graphique de la méthode de capacité spectrale et la base physique des spectres de demandes inélastiques. La demande en déplacement du système équivalent SDOF peut être déterminée par la méthode graphique. Le spectre de demande inélastique (section 1.5.3) et la courbe de capacité équivalente de la forme AD issue de l'analyse de poussée sont illustrés sur la même figure (Figure 1.13). L'intersection de deux courbes représente le point de demande (ou point de performance). La demande en déplacement dépend essentiellement de la période de vibration de système SDOF équivalent ( $T^* < T_c$  ou  $T^* \geq T_c$  avec  $T_c$  étant la période caractéristique de mouvement de sol). La demande en déplacement inélastique,  $S_d$ , peut être déterminée aussi par les équations suivantes :

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad T^* < T_c \quad (1.21)$$

$$S_d = S_{de} \quad T^* \geq T_c \quad (1.22)$$



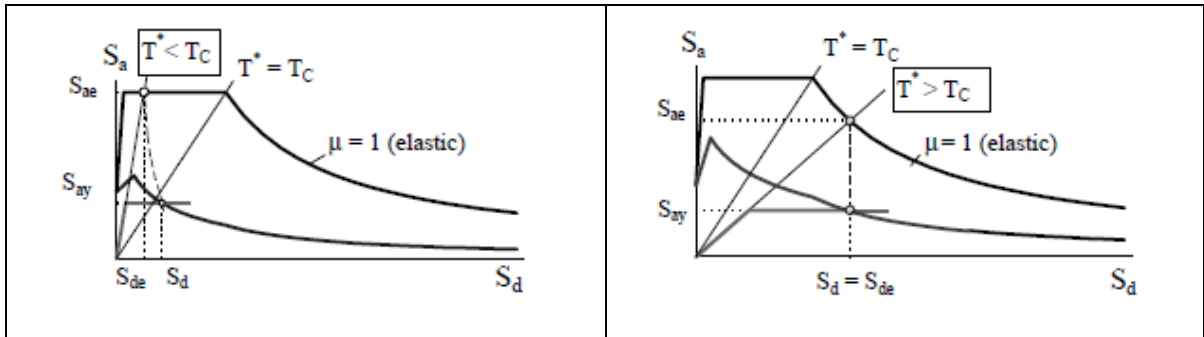


Figure 1.13 Illustration graphique de la méthode N2  
Tirée de Fajfar (2000)

#### 1.5.4 Courbes de fragilité et de vulnérabilité

La fragilité désigne la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage donné, définie en fonction d'une mesure d'intensité sismique. Le résultat de l'analyse de fragilité est un ensemble de courbes de fragilité décrivant les différents dommages. La vulnérabilité sismique d'une structure est définie par le produit de la fragilité d'une structure exposée et de sa valeur socio-économique. Les courbes de fragilité peuvent être obtenues par différentes approches : empirique, jugement d'experts, analytique et hybride (Abo-El-Ezz et al., 2011). La méthode analytique est la plus récente, elle est souvent utilisée dans le domaine de la recherche puisque qu'il est possible de varier des paramètres afin de réduire l'incertitude. Une courbe de fragilité traduit la probabilité qu'une structure soumise à des sollicitations latérales puisse atteindre ou dépasser un certain degré de dommage. L'analyse de fragilité est basée essentiellement sur l'obtention d'une courbe de fragilité en suivant les étapes illustrées dans la Figure 1.14. La première étape consiste à définir un prototype de bâtiment, sur la base d'un inventaire, et à définir la sollicitation sismique selon l'aléa considéré. La combinaison de ces derniers permet de déterminer ensuite le modèle de capacité du bâtiment qui permettra de déduire les paramètres de la fonction log-normal de fragilité, soient le déplacement spectral médian caractéristique de chaque DS ( $S_{d,DSi}$ ) et l'écart -type correspondant ( $\beta_{DSi}$ ). Finalement, les courbes de fragilité générées (Figure 1.15) donnent l'opportunité de déduire les courbes de vulnérabilité en traduisant les pourcentages de dommage en termes de pertes économiques (ratio des coûts de remplacement de la structure étudiée).

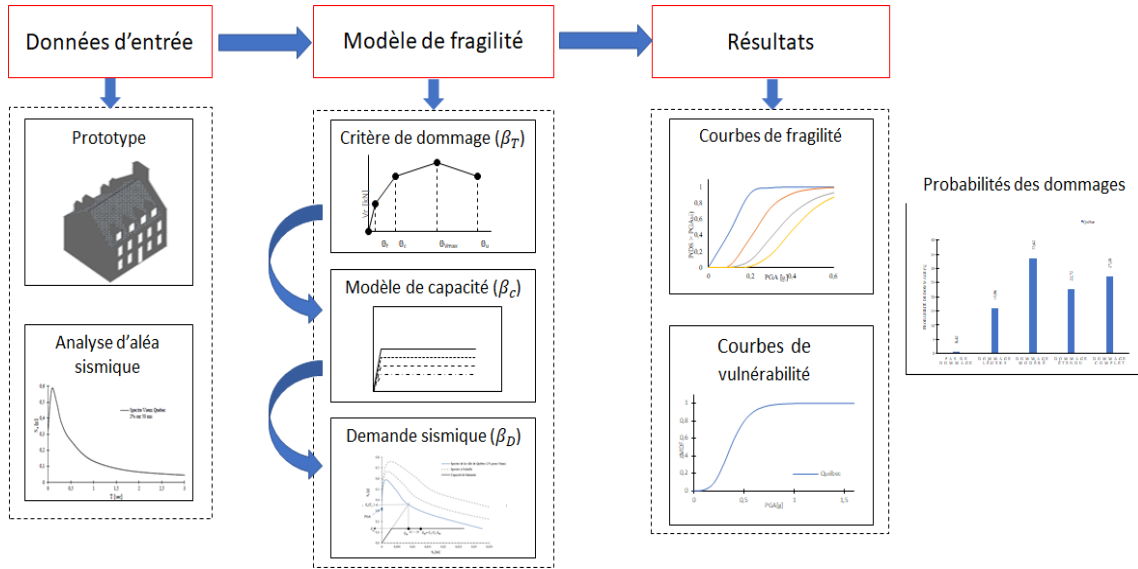


Figure 1.14 Procédure de construction de courbes de fragilité et de vulnérabilité

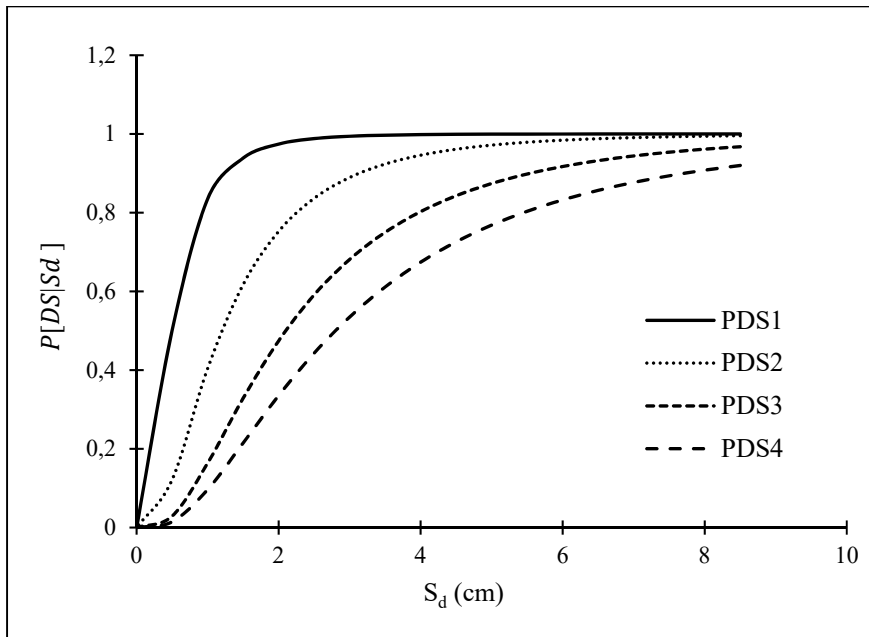


Figure 1.15 Exemple de courbes de fragilité d'une structure en maçonnerie non-armée

## 1.6 Réponse des murs en maçonnerie non-armée aux sollicitations sismiques

### 1.6.1 Modes de rupture

Afin de qualifier le comportement des trumeaux ou piliers de murs en maçonnerie, exprimé par la relation force-déplacement, il est nécessaire de prendre en considération les différents modes de rupture. L'observation des dégâts sur les murs en maçonnerie soumis à des événements sismiques permet de distinguer deux types de comportement dans le plan : flexion (balancement, écrasement du pied du mur) et cisaillement (rupture par glissement dans les joints, traction diagonale), tels qu'illustrés à la Figure 1.16.

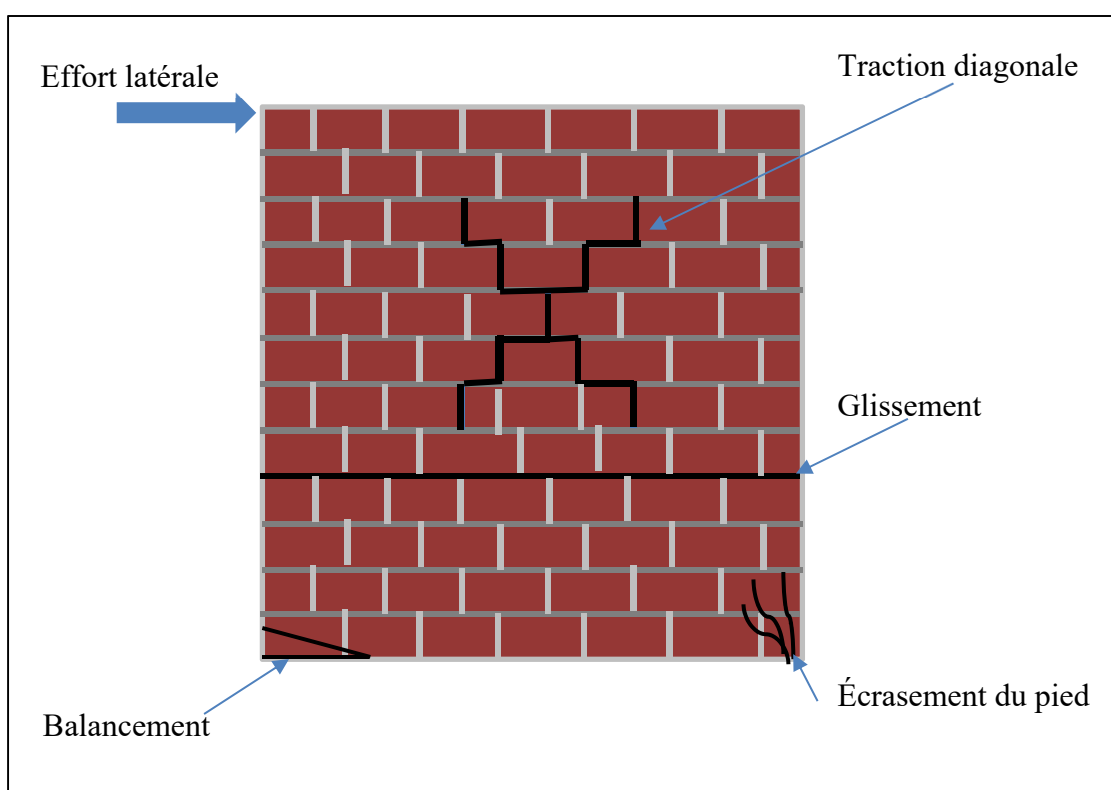


Figure 1.16 Schéma de rupture par les différents modes d'un mur de MNA

Les ruptures par balancement et écrasement du pied du mur sont deux modes de rupture flexionnelle. Quand le mur est sollicité dans son plan, les joints horizontaux à la base du mur se fissurent en traction, ce qui induit un mouvement de flexion au niveau du coin inférieur

comprimé. Or, la rupture par cisaillement est gouvernée par la formation et le développement de fissures horizontales et diagonales. La forme des fissures dépend essentiellement de la limite de résistance des joints de mortier, de l'interface de contact bloc / mortier. La rupture par cisaillement se manifeste selon deux formes : glissement et traction diagonale. La rupture par glissement est caractérisée par l'apparition d'une fissure sur toute la longueur d'un joint d'assise. La partie supérieure du mur glisse sur la partie inférieure. La rupture par traction diagonale est caractérisée par l'apparition des fissures en forme de « X » qui commencent dans le centre du mur en se propageant vers les extrémités à travers les joints. Ce mode de rupture a été le plus fréquemment observé lors d'évènement sismique passé.

Selon Franklin et al. (2001) et FEMA (2000), le mode de rupture dépendra des propriétés mécaniques de la maçonnerie et également des rapports largeur  $L$  et hauteur effective  $h_{eff}$  du trumeau. Le Tableau ci-dessous présente les modes de rupture dans le plan en fonction de l'élancement ( $l/h_{eff}$ ).

Tableau 1.2 Modes de rupture dans le plan  
Adapté de ASCE-41 (2013)

Élancement	Type d'élancement	Mode de rupture
$l/h \leq 0,67$	Élancé	Balancement : grande ductilité
$0,67 < l/h \leq 1,5$	Moyen	Écrasement au pied ou Traction diagonale : faible ductilité
$l/h > 1,5$	Trapu	Glissement des joints : très grand ductilité

On retrouve aussi le mode de rupture hors plan des murs en MNA qui peut se produire lorsque l'ancrage entre la structure et les planchers est faible. Selon le FEMA-356, l'évaluation de la stabilité des murs hors-plan est basée sur l'élancement ( $l/h_{eff}$ ) et la sismicité de l'endroit considéré. Ce mode de défaillance se manifeste de deux façons : flambement ou renversement des murs qui dépendent essentiellement de la nature des liaisons dans les extrémités du mur.

Certaines études ont aussi démontré que la qualité de la maçonnerie joue un rôle sur l'initiation de la fissuration lors d'une rupture hors-plan (Antunez, 2014).

### 1.6.2 Résistance latérale de la maçonnerie non-armée dans son plan

Il existe de nombreuses normes et auteurs qui proposent des modèles pour évaluer la résistance latérale des murs en MNA. Le concept consiste à déterminer la résistance minimale du mur en MNA selon les différents modes de rupture possible, tel que présentés à la section 1.6.1, lors d'un chargement latéral dans le plan (solicitation sismique). Quand un mur contient des ouvertures, il est nécessaire de déterminer les dimensions de chaque trumeau ou pilier, la longueur  $l$  et la hauteur effective  $h_{eff}$ , puisque la résistance latérale du mur est la somme de la résistance minimale de chaque pilier. La Figure 1.17 illustre la façon de définir les dimensions des trumeaux à analyser, en particulier  $h_{eff}$ , selon ASCE-41 (2013).

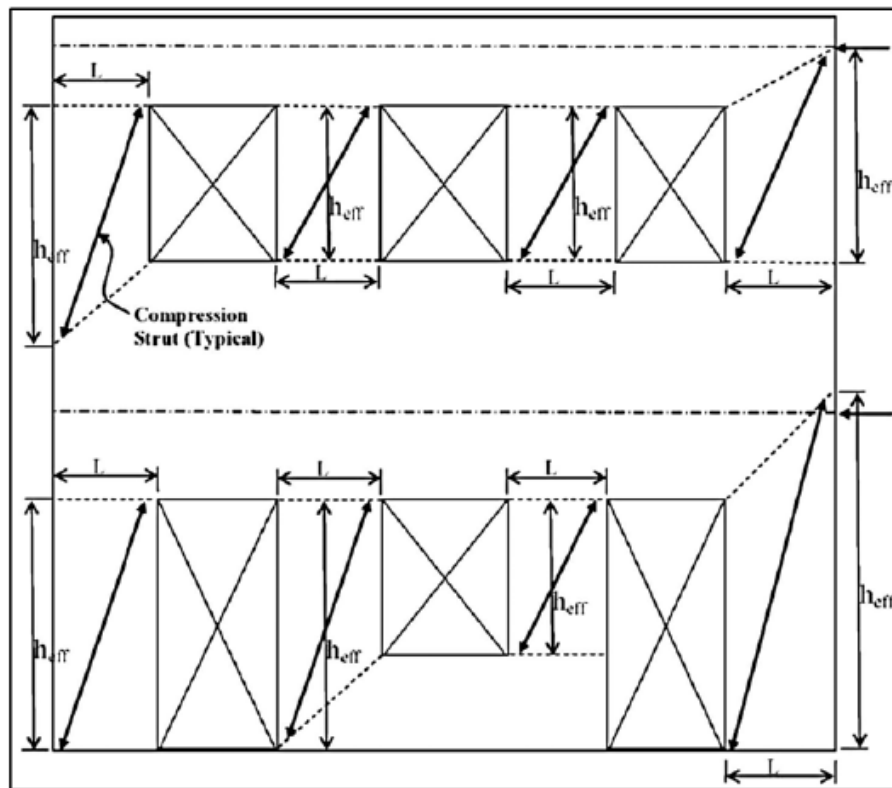


Figure 1.17 Représentation graphique des hauteurs effectives sur la façade d'un bâtiment  
Tirée de ASCE-41 (2013)

La résistance latérale du mur en MNA ( $V_R$ ) est la valeur minimale de résistance associée à chaque mode de rupture (Équation (1.23)). Les efforts latéraux correspondant à chaque mode de rupture sont identifiés de la façon suivante :

$V_b$  : Résistance latérale associée à la rupture par balancement du trumeau

$V_{tc}$  : Résistance latérale associée à la rupture par écrasement au pied du trumeau

$V_{td}$  : Résistance latérale associée à la rupture par traction diagonale du trumeau

$V_g$  : Résistance latérale associée à la rupture par glissement des joints du trumeau

$$V_R = \min(V_b; V_{tc}; V_{td}; V_g) \quad (1.23)$$

Dans ce qui suit, les modèles de calcul de la résistance latérale d'un refend en MNA pour chaque mode de rupture ont été tirés des références suivantes : ASCE-41 (2013) ; Eurocode (2005b); SIA (2011); Magenes et Calvi (1997) et NZSEE (2006b). Il est à noter que certaines des équations proposées dans ces sources incluent des coefficients de sécurité puisqu'elles servent à dimensionner des bâtiments.

### 1.6.2.1 Résistance au balancement

Seule l'ASCE-41 (2013) adresse directement la résistance au balancement du mur en considérant l'équilibre limite d'un mur par la relation suivante :

$$V_b = 0,9(\alpha P_D + 0,5P_w) \frac{L}{h_{eff}} \quad (1.24)$$

Avec  $P_D$  : Charge permanente non pondérée agissant au haut du mur ou du trumeau

$P_w$  : Poids propre du trumeau ou du mur.

$\alpha$  : Coefficient considérant les conditions de retenu du mur ou du trumeau ;  $\alpha = 0,5$  :

Pour un mur en porte à faux (fixé d'un côté et libre de rotation au sommet ;  $\alpha = 1$  :

Pour un mur encastré aux deux extrémités ou trumeau entre deux ouvertures.

### 1.6.2.2 Résistance à l'écrasement au pied du mur

Plusieurs normes et auteurs ont évalué ce type de défaillance. La résistance à l'écrasement du pied de mur se calcule avec les équations suivantes selon des modèles différents :

- ASCE-41 (2013)

$$V_{tc} = 0,9(\alpha P_D + 0,5P_w) \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{f_a}{0,7f'_m}\right) \quad (1.25)$$

- SIA (2011); Magenes et Calvi (1997) et NZSEE (2006b)

$$V_{tc} = \frac{P}{2\alpha_v} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right) = \alpha P \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right) \quad (1.26)$$

$$\alpha_v = \frac{h_0}{L} = \frac{\psi h_{eff}}{L} \quad (1.27)$$

$$\text{Et } A_n = L \times e \quad (1.28)$$

$A_n$ : Surface nette de la section horizontale ( $m^2$ ) où  $e$  est l'épaisseur de mur

$f'_m$ : Résistance à la compression de la maçonnerie, déterminée à partir des essais non destructifs

$h_0$ : Hauteur où le moment est nul

$\psi$ : Coefficient prenant en compte les conditions de retenue du mur.  $\psi$  est équivalent à 1 lorsque le refend est fixé à une extrémité et libre de pivoter au sommet et  $\psi$  vaut 0,5 quand le mur est fixé aux deux extrémités. La généralisation de l'équation en fonction de  $\alpha$  est détaillée dans ANNEXE I.

$f_a$ : Contrainte axiale de compression causée par les charges de gravité selon la combinaison de charges applicables pour les charges sismiques ( $D + 0,25S$ ), calculée sur l'aire nette de la surface comprimée du mur ou du pilier ( $A_n$ )

Pour les deux modèles présentés ci-dessus, le principe consiste à calculer l'équilibre des forces appliquées sur le trumeau avec des estimations différentes. Les coefficients 0,7 ou 0,85 (Équation 1.25 et 1.26) sont utilisés pour estimer le bloc de contraintes de compression équivalent à la distribution parabolique au niveau du pied de mur (Figure 1.18).

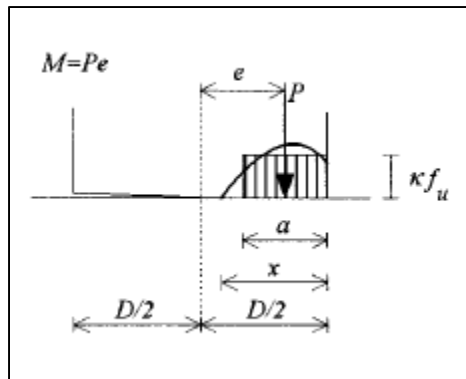


Figure 1.18 Représentation des forces dans la partie comprimée au pied de mur  
Tirée de Magenes et Calvi (1997)

### 1.6.2.3 Résistance au glissement des joints

La résistance au glissement des joints attendue est donnée par les modèles présentés ci-dessous :

- ASCE-41 (2013)

Correspond à l'initiation de la fissuration au niveau de joint

$$V_g = v_{me}A_n ; v_{me} = \frac{0,75 \left( 0,75v_{te} + \frac{P_D}{A_n} \right)}{1,5} \leq 0,7MPa \quad (1.29)$$

$$v_{te} = \frac{V_{test}}{A_b} - P_{D+L} \quad (1.30)$$

$v_{me}$  : Résistance au glissement du lit de mortier (MPa)

$v_{te}$  : Résistance attendue au cisaillement du joint (MPa) obtenue par essai, sera déterminée conformément à la relation suivante lorsque le test est effectué conformément à la norme ASTM (2016c):

$A_b$  : La somme des surfaces couvertes par du mortier se trouvant au-dessus et au-dessous de l'élément testé.



$P_{D+L}$  : Contrainte résultante de la charge permanente réelle, plus la surcharge en place au moment de l'essai.

$V_{test}$  : Charge au premier mouvement observé pour chaque essai de cisaillement sur un élément de maçonnerie en place.

Le coefficient 0,75 multipliant  $v_{te}$  tient compte du fait que la résistance au cisaillement du joint obtenue par essais inclut la résistance du joint montant. Ce coefficient peut être omis si la participation du joint montant est négligeable pour un mur à une seule paroi de brique. Le coefficient 1,5 est un facteur de sécurité qui réduit la résistance obtenue par essai à une résistance moyenne du lit de mortier du mur.

Après fissuration initiale, le mur offre encore une résistance au glissement

$$V_R = 0,5P_D \quad (1.31)$$

- Magenes et Calvi (1997)

$$V_g = c A_n + \mu P \quad (1.32)$$

Avec  $c$  est la cohésion ;  $\mu$  est le coefficient de friction.

Cette approche est basée sur le modèle de Mohr-Coulomb tel que la répartition de charge est uniforme sur la section horizontale du mur.

- Magenes et Calvi (1997) et NZSEE (2006b)

$$V_g = \frac{1,5 c A_n + \mu P}{1 + \frac{3 c A_n \alpha_v}{P}} = \frac{1,5 c A_n + \mu P}{1 + \frac{1,5 c A_n h_{eff}}{P \alpha L}} \quad (1.33)$$

Ce modèle tient compte l'apparition des fissures suite à la flexion du mur avec une répartition linéaire de contrainte au niveau de la section horizontale non fissurée.

- Eurocode (2005b) et SIA (2011)

$$V_g = c A_n + 0,4 P \leq 0,065 f'_b L_c e \quad (1.34)$$

$$L_c = \frac{3L}{2} \frac{P}{0,85 A_n f'_m} \quad (1.35)$$

Ce modèle est valide que lorsque tous les joints entre les briques de maçonnerie sont remplis de mortier. Il est presque identique à celui proposé par Magenes et Calvi (1997) mais le coefficient de friction est fixé à 0,4.

#### 1.6.2.4 Résistance à la traction diagonale

La résistance à la traction diagonale est calculée avec les modèles suivants :

- ASCE-41 (2013) et Magenes et Calvi (1997)

$$V_{td} = f'_{td} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{td}}} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \beta = 0,67 & : \frac{L}{h_{eff}} < 0,67 \\ \beta = \frac{L}{h_{eff}} & : 0,67 \leq \frac{L}{h_{eff}} \leq 1 \\ \beta = 1 & : \frac{L}{h_{eff}} > 1 \end{array} \right. \quad (1.36)$$

$f'_{td}$  = Résistance minimale à la traction diagonale (MPa).

$\beta$  = Paramètre dépendant d'élançement du mur qui permet de prendre en compte la distribution de la contrainte de cisaillement au centre du refend

- NZSEE (2006b)

$$V_{td} = \frac{\sqrt{f'_{td} A_n (f'_{td} A_n + P)}}{2,3 (1 + \alpha_v)} \quad \text{avec } (1 + \alpha_v) \leq 2,5 \quad (1.37)$$

$$V_{td} = \frac{c A_n + \mu P}{1 + \alpha_v} \quad (1.38)$$

L'équation (1.37) est applicable dans le cas où les résistances du mortier et de la brique de maçonnerie sont comparables. Alors que l'équation (1.38) s'applique lorsque la résistance du

mortier est faible par rapport à celle de la maçonnerie et les fissures se propagent seulement dans les joints de mortier.

## 1.7 Modélisation par macroéléments à l'aide du logiciel 3Muri ©

### 1.7.1 Présentation générale du logiciel 3Muri ©

Le logiciel 3Muri© est conçu pour l'analyse des structures en maçonnerie et matériaux mixtes au moyen d'une analyse non linéaire ou de poussée (pushover) et statique. 3Muri© utilise une méthode de calcul innovante (méthode de cadre équivalent « FME ») qui peut fournir plus d'informations sur le comportement réel de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques. La méthode consiste à décomposer l'ensemble de la structure en macroéléments afin de définir le cadre équivalent. 3Muri© propose une zone de dessin pour l'insertion de la structure, une interface pour le choix du modèle de calcul et leurs solutions, ainsi qu'un post processeur pour la présentation des résultats en visualisant l'évolution de l'état du bâtiment au cours de l'analyse de poussée pour finir par un rapport de calcul. Initialement développé pour la recherche et diffusé sous le nom de Tremuri, 3Muri© a été créé par un projet commun de S.T.A. DATA et le professeur Sergio Lagomarsino, du département de construction de l'université de Gênes. Il a collaboré avec d'autres spécialistes, Andrea Penna Alessandro Galasco et Serena Cattari, afin de finaliser les aspects théoriques du logiciel en se basant sur des expériences en laboratoire et des analyses sur des structures réelles (3Muri©, 2019).

### 1.7.2 Macroélément

La construction d'un macroélément non linéaire, représentatif d'un panneau de maçonnerie complet, permet, avec un nombre limité de degrés de liberté, de représenter un modèle cinématique décrivant les mécanismes de déformation et d'endommagement. Le macroélément proposé par Gambarotta et Lagomarsino se compose de trois parties, illustrées sur la Figure 1.19. Les deux parties de bords ① et ③, dont la hauteur  $\Delta$  est infinitésimale, présentent une concentration de déformations dues aux forces axiales et aux moments de

flexion. Tandis que dans la partie centrale ②, de hauteur  $h$ , les effets concentrés sont dus aux forces transversales de cisaillement (Lagomarsino et al., 2008b).

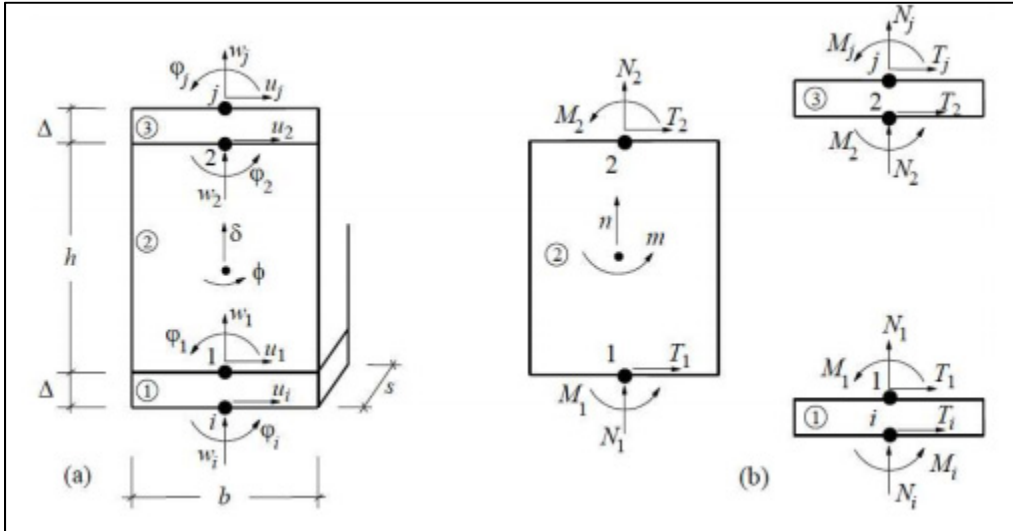


Figure 1.19 Schéma de macroéléments  
Tirée de Lagomarsino et al. (2008b)

Afin de décrire le modèle cinématique complet du macroélément, il faut considérer les trois degrés de liberté des nœuds  $i$  et  $j$  correspondant à l'interface de ① et ③. La cinématique du modèle (Figure 1.19) peut être simplifiée à l'aide des approximations suivantes :

$u_1 = u_i$  et  $u_2 = u_j$  car les éléments d'extrémités ont une rigidité infinie au cisaillement.  
 $w_1 = w_2 = \delta$  et  $\varphi_1 = \varphi_2 = \Phi$  car la partie centrale a une rigidité axiale et en flexion infinie.  
 Avec  $w$  et  $u$  les déplacements axiaux et transversaux;  $\varphi$  la rotation;  $\delta$  et  $\Phi$  représentent respectivement le déplacement axial et la rotation du corps central.

La cinématique est décrite par un vecteur à huit degrés de liberté;  $a_T = \{u_i w_i \varphi_i u_j w_j \varphi_j \delta \Phi\}$ , qui est établi pour chaque macroélément. En raison de la très faible résistance à la traction du mur en maçonnerie, il est également nécessaire de modéliser le renversement de l'élément. Le mécanisme de renversement est modélisé par un contact élastique mono-latéral entre les interfaces 1 et 3 (Lagomarsino et al., 2008b).

### 1.7.3 Cadre équivalent

La méthode mise en œuvre dans le code de calcul consiste à schématiser la structure à travers un cadre équivalent constitué par des macroéléments (FME Frame by Macro Elements). Cette approche permet de mieux saisir le comportement sismique des structures en maçonnerie. La présence des ouvertures dans le mur permet de décomposer l'ensemble en panneaux ou trumeaux. Chaque trumeau est assimilé à un élément unidirectionnel, dans lequel les caractéristiques de non linéarité sont concentrées, identifiés par deux éléments rigides dans les extrémités et une partie centrale déformable (Figure 1.20).

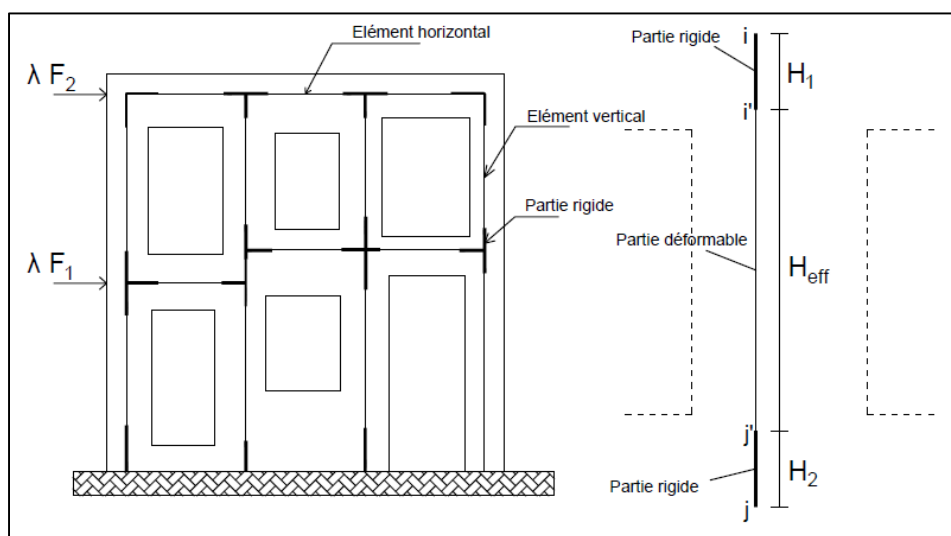


Figure 1.20 Identification de cadre équivalent d'une structure

Les éléments rigides dans les extrémités ou les nœuds rigides sont des parties non endommagées qui servent à transférer les charges verticales et les forces d'inertie à la partie centrale. Parfois l'irrégularité des ouvertures provoque une ambiguïté pour la définition de la hauteur effective du trumeau. Une méthode d'identification de la hauteur effective proposée par Dolce (1991) suppose une inclinaison maximale de  $30^\circ$  des fissures à partir des coins des ouvertures (Figure 1.21), ce qui assure une augmentation constante de la hauteur des piliers extérieurs par rapport aux dimensions de l'ouverture. Cette méthode a été utilisée dans le développement de logiciel 3Muri©, elle permet de résoudre le problème d'irrégularité des ouvertures et aussi de chercher la hauteur effective d'un pilier extérieur.

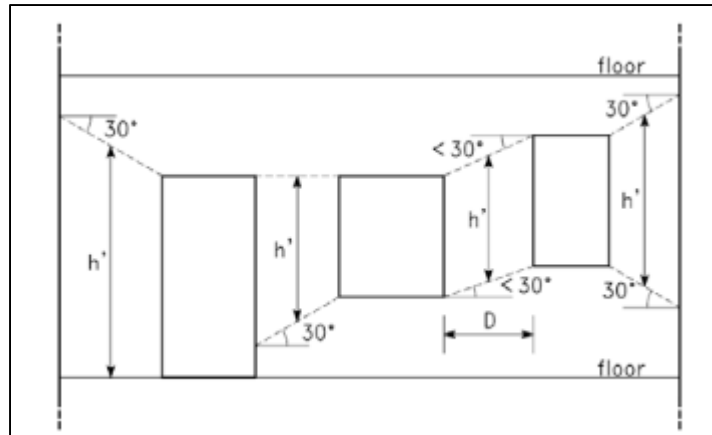


Figure 1.21 Illustration de la méthode d'identification de la hauteur effective  
Tirée de Dolce (1991)

#### 1.7.4 Comportement des éléments structurels

Après la modélisation des murs en cadre équivalent, il est primordial d'étudier le comportement de chaque élément afin d'obtenir la réponse de tout le bâtiment. La maçonnerie est l'assemblage de mortier et de briques, cela donne à l'ensemble un comportement non-linéaire dû aux caractéristiques intrinsèques des matériaux. Le logiciel de calcul 3Muri© utilise une forme de modélisation simple et non-linéaire des éléments pour obtenir à la fin une réponse en termes de rigidité, de résistance et de capacité de déplacement ultime.

Afin d'obtenir des résultats fiables du comportement de la structure, modélisés par la courbe de capacité (force-déplacement), il est essentiel de prendre en compte les différents modes de rupture possible des macroéléments. Tel qu'évoqué à la section 1.6.1, il existe deux types de rupture pour les trumeaux : 1) flexionnelle qui se manifeste sous forme de rupture par balancement et; 2) cisaillement qui apparaît sous forme de rupture de glissement et rupture par traction diagonale. En modélisant le mur par des macroéléments, ces types de comportement se révèlent essentiellement dans la partie centrale. Un mur composé par des macroéléments peut être caractérisé par différents comportements de défaillance pour chaque refend en raison des différents états de contraintes qui agissent sur ces derniers. La valeur de la charge axiale appliquée sur un trumeau est importante car elle permet d'identifier le mécanisme d'effondrement. Au cours de l'analyse de poussée, l'augmentation de la charge horizontale

donne naissance à un phénomène de redistribution. Donc, la charge verticale peut prendre différentes valeurs pour chaque trumeau suivant l'évolution de l'analyse statique non linéaire. Ensuite, le déplacement maximal  $\delta_u$  est à fixer puisqu'au-delà de cette valeur le refend perd sa capacité de résistance. La Figure 1.22 montre schématiquement un exemple d'identification des modes de rupture pour un macroélément.

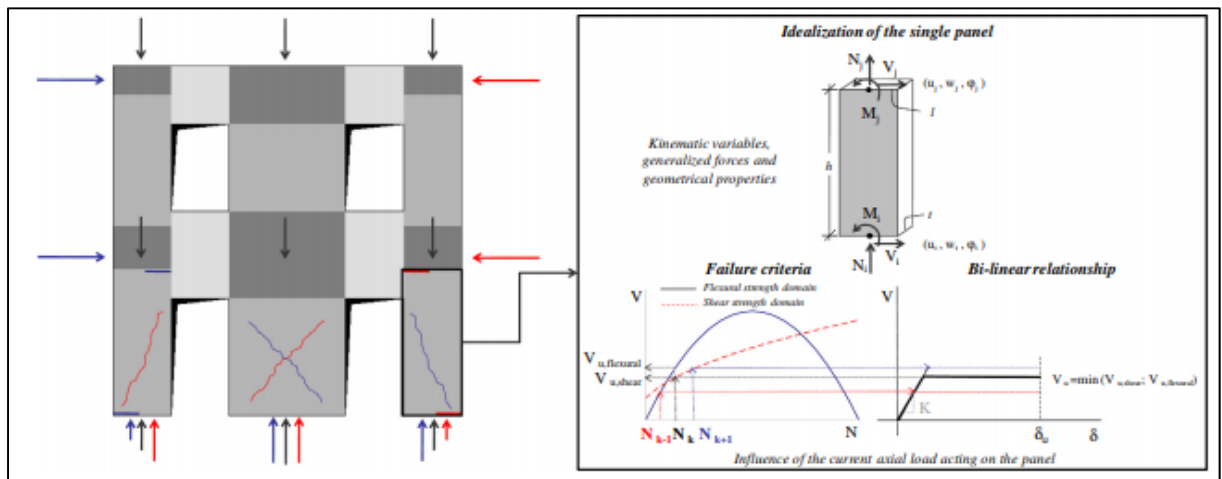


Figure 1.22 Identification des modes de rupture pour un macroélément  
Tirée de Lagomarsino et al. (2013)

L'identification du mécanisme de rupture d'un macroélément dépend donc de la géométrie du panneau, de la valeur de la charge axiale et aussi des caractéristiques mécaniques du matériau utilisé. Il est à noter que les forces agissent seulement au niveau des nœuds. La branche élastique (la partie oblique de la courbe de capacité) est déterminée par la rigidité en cisaillement et en flexion. Elle est calculée essentiellement à partir des propriétés géométriques et mécaniques du refend. Le comportement élastique est régi par l'équation suivante (Lagomarsino et al., 2013) :

$$\begin{Bmatrix} V_i \\ N_i \\ M_i \\ V_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ v_j \\ \varphi_j \end{Bmatrix} \quad (1.39)$$

$\psi$  calculé par la relation suivante  $\frac{1,2EI^2}{Gh^2}$  ;  $G$  et  $E$  sont respectivement les modules de cisaillement et de Young ;  $A$  est la section du panneau ;  $J$  est le moment d'inertie du panneau ;  $h$  est la hauteur du panneau.

Les critères de résistance auxquels se réfère 3Muri© sont ceux proposés dans le cas des panneaux de maçonnerie ordinaire. La plupart sont inspirés de Magenes et Calvi (1997) A chaque étape de l'analyse de poussée, le logiciel met à jour les variables cinématiques en fonction de la variation de la contrainte normale. Les critères de résistance mis en œuvre dans le logiciel sont les suivants :

### Critère de résistance à la flexion

Le moment ultime de flexion est défini par la relation suivante :

$$\text{Trumeau: } M_u = \frac{\sigma_0 \times l_w^2 \times t_w}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m} \right) = \frac{N l_w}{2} \left( 1 - \frac{N}{N_u} \right) \quad (1.40)$$

$$\text{Linteau: } M_u = \frac{h_l H_p}{2} \left( 1 - \frac{H_p}{0,85 f_h h_l t_l} \right) \quad (1.41)$$

Avec  $l$  est la largeur du panneau;  $t$  est l'épaisseur;  $N$  est la forces de compression normale;  $\sigma_0$  est la contrainte de compression normale sur toute la surface ( $\sigma_0 = \frac{N}{l.t}$ );  $f_m$  est la résistance moyenne à la compression de la maçonnerie ;  $h_l$  est la hauteur du linteau ;  $t_l$  est l'épaisseur du linteau ;  $f_h$  est la résistance à la compression de maçonnerie dans la direction horizontale ;  $H_p$  est le minimum entre la résistance à la traction effective de l'élément et  $0,4f_h h_l t_l$



### Critère de résistance au cisaillement

Le critère utilisé est celui de Mohr-Coulomb où la force de cisaillement ultime est donnée par la relation suivante :

$$\text{Trumeau: } V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N \quad (1.42)$$

$$\text{Linteau: } V_u = h_l t_l f_{v0} \quad (1.43)$$

$l'$  est la longueur de section en compression ;  $t$  est l'épaisseur de la section ;  $f_{v0}$  est la résistance en cisaillement sans compression ;  $N$  : La compression axiale ;  $\mu$  est le coefficient de frottement de Mohr-Coulomb.

### Critère de la résistance à la traction diagonale

Le critère utilisé est celui de Turnšek et Čačovič (1971) où la force de cisaillement ultime est donné par la relation suivante :

$$\text{Trumeau: } V_u = l_t \frac{1,5 \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5 \tau_0 l_t}} \quad (1.44)$$

$$\text{Linteau: } V_u = \frac{1}{h_l} (l_l t_l f_{v0} + \mu N) \quad (1.45)$$

où  $\tau_0$  représente la résistance au cisaillement de la maçonnerie (fissure diagonale) ;  $b$  est un coefficient de forme (rapport de hauteur sur longueur de l'élément tel que  $1 \leq \frac{h}{l} \leq 1,5$ ).

Conformément à l'Eurocode (2005b) dans une annexe de sa partie 3, le logiciel contrôle l'inclinaison de mur en supposant des valeurs limites en fonction du mode de rupture. 3Muri© calcule l'inclinaison du panneau en utilisant l'équation suivante :

$$\delta = \frac{u_j - u_i}{h} - \frac{\varphi_j - \varphi_i}{2} \leq \delta_u \quad (1.46)$$

Les valeurs limites d'inclinaison,  $\delta_u$ , sont calculées par les équations suivantes :

$$\text{Pour les nouveaux bâtiments: } \delta_u = \begin{cases} \text{Flexion: } 0,8\% \frac{h_{eff}}{l} \\ \text{Cisaillement: } 0,4\% \frac{h_{eff}}{l} \end{cases} \quad (1.47)$$

$$\text{Pour les anciens bâtiments : } \delta_u = \begin{cases} \text{Flexion: } 0,6\% \frac{h_{eff}}{l} \\ \text{Cisaillement: } 0,4\% \frac{h_{eff}}{l} \end{cases} \quad (1.48)$$

### 1.7.5 Assemblage tridimensionnel de la structure

La modélisation en 3D des bâtiments en maçonnerie nécessite l'introduction de certaines hypothèses sur le comportement de la structure et du séisme. Une réponse globale aux séismes n'est possible que lorsque les éléments structuraux sont correctement connectés de telle façon que le bâtiment se comporte comme une boîte. Afin d'assembler les différents éléments structuraux d'un bâtiment, il est nécessaire de définir un système de coordonnées globales (X Y Z). Les murs sont définis par des points avec leurs coordonnées et l'angle entre l'axe X et plan du mur (Figure 1.23). Les murs sont modélisés avec la méthode de cadre équivalent évoquée dans la section 1.7.3. Ces derniers sont divisés en 2 éléments : des macroéléments (partie centrale et nœud rigide) et des linteaux.

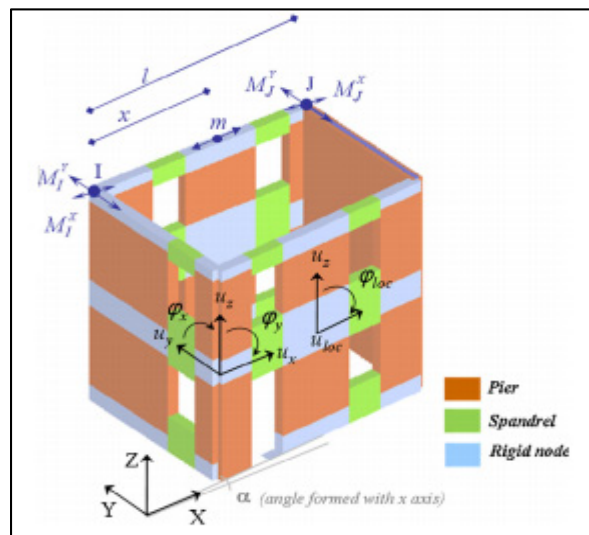


Figure 1.23 Exemple 3D d'un bâtiment modélisé sur 3Muri©  
Tirée de Lagomarsino et al. (2013)

Dans les coins, c'est à dire l'intersection de deux murs, il y a des nœuds 3D qui sont décrits par cinq degrés de liberté dans le système de coordonnées globales  $\{u_x u_y u_z \varphi_x \varphi_y\}$  ; la

rotation autour de l'axe z est ignorée. Les nœuds locaux dans un refend, sont des nœuds 2D, leur cinématique est décrite par un vecteur à trois degrés de liberté;  $\{u_{loc} \ u_z \ \varphi_{loc}\}$ . Afin de réduire le nombre total de degrés de liberté du modèle, les quantités cinématiques dans les nœuds 2D sont transférées vers les nœuds 3D, ce qui permet une analyse plus efficace. De même pour les masses modales dans les nœuds 2D qui sont transférées vers les nœuds 3D adjacents du même étage en appliquant les relations suivantes :

$$M_x^l = M_x^l + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l - x}{l} \quad (1.49)$$

$$M_y^l = M_y^l + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l - x}{l} \quad (1.50)$$

Où m et M sont des masses aux nœuds 2D et 3D, et l est la longueur du bâtiment dans la direction X. Concernant les planchers, ils sont modélisés par des éléments membranaires finis à 4 nœuds avec deux degrés de libertés par nœud (déplacement  $u_x$  et  $u_y$ ). Ils sont caractérisés par deux modules élastiques différents (E1 et E2 selon la déformation), le coefficient de poisson et un module d'élasticité tangentiel.

## 1.8 Conclusion

Ce chapitre commence par introduire l'activité sismique de Québec, les spectres de réponse ainsi que les équations de prédiction de mouvement du sol (GMPE). Ensuite, les étapes de l'analyse de fragilité sont abordées. Ces dernières seront appliquées dans la suite pour développer une méthode d'analyse de vulnérabilité propre aux cas de bâtiment en MNA de pierre et brique sollicité dans le plan des murs. Aussi, les modes de rupture et les différents modèles théoriques pour les calculs de la résistance latérale d'un trumeau en maçonnerie ont été passés en revue. Enfin, la méthode de macroélément implémentée dans le logiciel 3Muri© a été présentée en détail (mode de fonctionnement : identification des macroéléments, la détermination du cadre équivalent et les modèles mécaniques utilisés pour identifier les dommages de chaque trumeau).

À partir de la revue de littérature, il est possible de proposer une méthode d'analyse de vulnérabilité des bâtiments en MNA pour ce projet. Tout d'abord, il faut choisir un prototype

de bâtiment. Ensuite, on détermine le modèle de capacité du bâtiment en réalisant une comparaison entre les modèles issus des équations de prédiction et celui de la modélisation par macroélément sur 3Muri©. Vu le manque des données concernant les propriétés mécaniques du matériau, il faut réaliser une étude paramétrique et voir l'influence sur la courbe bilinéaire de capacité (CHAPITRE 2). Puis, il faut déterminer les paramètres de fragilité en exploitant les résultats de 3Muri© pour générer les courbes de fragilité et aussi estimer les pertes économiques (CHAPITRE 3). La méthode développée (Figure 0.1) pourra être appliquée sur un autre prototype de bâtiment avec des caractéristiques géométriques et mécaniques différentes (CHAPITRE 4).

## CHAPITRE 2

### MODÉLISATION DU BÂTIMENT ET MODÈLE DE CAPACITÉ

Ce chapitre présente une étude de la capacité latérale d'un prototype de bâtiment du Vieux-Québec en MNA de pierre. Le modèle de capacité est calculé par les équations de prédiction extraites de la littérature. Ensuite une analyse de poussée est réalisée avec 3Muri© basée sur l'approche par macroéléments. Les résultats sont comparés afin de porter un jugement sur l'impact d'utilisation d'une méthode ou d'une autre sur le comportement global du bâtiment vis-à-vis des sollicitations latérales. Finalement une analyse paramétrique est réalisée en variant les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie afin d'évaluer l'impact sur le modèle de capacité.

#### 2.1 Prototype de bâtiment

Une maison urbaine surhaussée peut être identifiée selon les caractéristiques qui suivent. Des murs périphériques épais allant de 0,4 à 0,6 m. Des fenêtres et des portes s'ouvrant sur les côtés avant et arrière du bâtiment. Ces ouvertures sont surmontées par des linteaux en bois. La hauteur de l'étage est généralement comprise entre 2,7 à 3,3m. Le plancher typique est constitué par des solives en bois reposant sur les murs périphériques avec des ancrages en acier (système d'esses) et double placage. Les façades et les murs coupe-feu en maçonnerie de pierre présentent le seul système de reprise des charges gravitaires et latérales. Les murs de pierre ont été construits avec des blocs de calcaires liés par un mortier de chaux. La Figure 2.1 montre les propriétés géométriques du prototype utilisé pour développer l'analyse de fragilité.

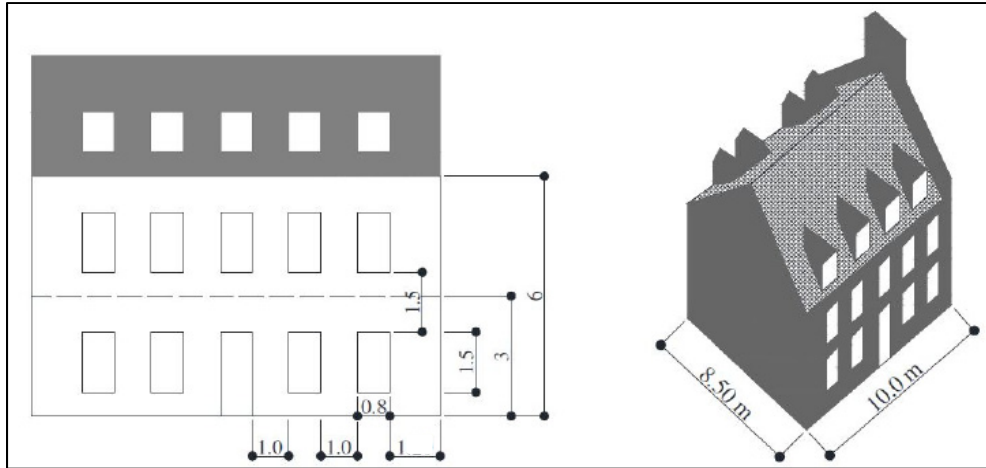


Figure 2.1 Paramètres géométrique du mur de façade pour le prototype choisi  
(les dimensions sont en [m])  
Tirée de Abo El Ezz (2013)

## 2.2 Calcul de modèle de capacité par les équations de prédiction

Le modèle de capacité est déterminé par une approximation bilinéaire. La courbe est élastique linéaire jusqu'au point où la capacité de cisaillement est atteinte puis une partie parfaitement plastique à rigidité nulle commence. La courbe de capacité bilinéaire d'une structure est définie par trois paramètres illustrés à la Figure 2.2: la capacité de cisaillement ou la résistance latérale de la structure  $V_r$  (ou  $V_{base}$ ), le déplacement élastique au sommet du mur  $\Delta_e$  et le déplacement ultime de la structure  $\Delta_u$ . Ils sont déterminés en fonction des caractéristiques intrinsèques du mur en pierre et seront développés dans la suite du travail.

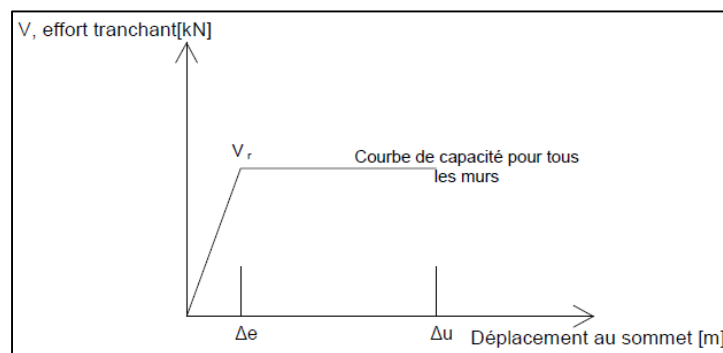


Figure 2.2 Représentation de la courbe de capacité bilinéaire

## 2.2.1 Résistance latérale du bâtiment

Afin de déterminer la résistance latérale d'un bâtiment, il est nécessaire de sélectionner les éléments structuraux qui supportent les forces latérales. Pour les anciens bâtiments en maçonnerie, Bachmann (1997) suggère que les murs dont l'épaisseur est supérieure à 12 cm soient considérés comme des éléments structuraux. Concernant le bâtiment étudié en MNA de pierre, les murs périphériques (murs de façade et de coupe-feu) sont considérés comme des murs structuraux porteurs. La Figure 2.3 illustre respectivement une vue de dessus des éléments structuraux et une vue de face du bâtiment avec identification des murs structuraux.

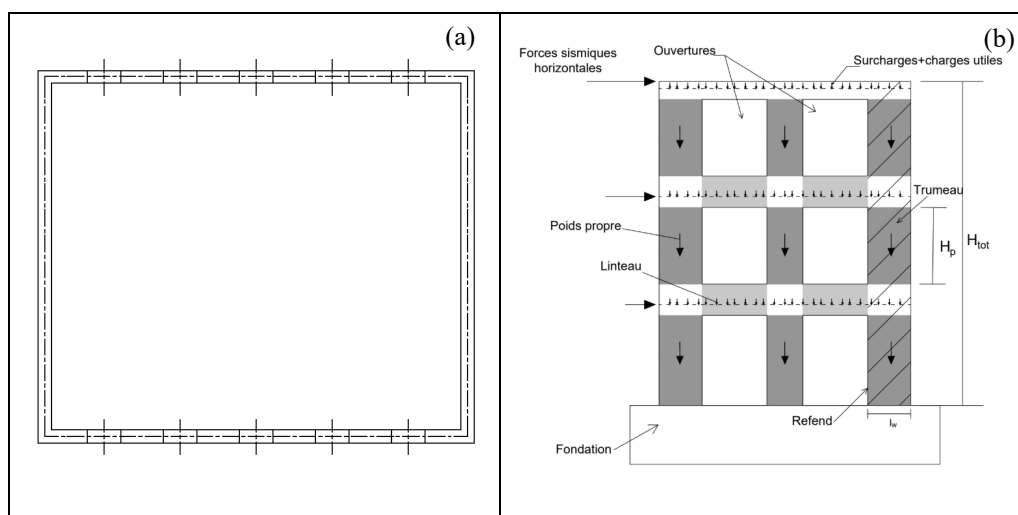


Figure 2.3 Identification des mur structuraux: (a) vue de dessus, (b) vue de façade avec terminologie  
Tirée de Lestuzzi et Badoux (2013)

Les murs de façade parallèles à la direction X sont les plus vulnérables à cause de la présence de plusieurs ouvertures (porte, fenêtres) sur une longueur de 10m. En considérant le prototype de la Figure 2.1, la terminologie suivante est utilisée pour la détermination de la courbe de capacité de bâtiment :

- un mur est défini comme un élément structural de longueur  $l_w$  et de hauteur égale à la hauteur totale du bâtiment  $h_{totale}$  (la partie hachurée dans la Figure 2.3(b));
- un mur est constitué par des trumeaux de longueur  $l_w$  et de hauteur effective  $h_{eff}$  (la partie grise dans la Figure 2.3(b));

- un linteau est l'élément délimité par deux ouvertures dans la direction horizontale (la partie foncée dans la Figure 2.3(b));
- les charges verticales comprennent le poids propre de chaque trumeau, la descente de charge provenant de la toiture et le plancher incluant les surcharges et les charges d'exploitation.

La résistance latérale à la base du bâtiment est la somme des résistances au cisaillement des trumeaux du premier étage dans une direction donnée. Les capacités des trumeaux du premier étage sont évaluées suivant deux modes de rupture : 1) par flexion sous forme de balancement (équation (1.24)) et écrasement au pied de mur (équation (1.25), (1.26)), 2) par cisaillement sous forme de traction diagonale (équation (1.36), (1.37), (1.38)) et glissement de joint (équation (1.29), (1.31), (1.32), (1.33), (1.34)). Les équations de prédictions sont tirées de quatre sources différentes évoquées dans la section 1.6.2 (ASCE-41 (2013); Eurocode (2005b); SIA (2011); Magenes et Calvi (1997) et NZSEE (2006b)). La résistance latérale des trumeaux est la valeur minimale des résistances calculées en prenant en considération tous les modes de rupture. Le calcul de la résistance latérale du prototype est présenté en détails dans l'ANNEXE II ainsi que les propriétés géométriques et mécaniques de base. Les résultats de la capacité du bâtiment dans la direction du mur de façade sont présentés dans le Tableau 2.1 ainsi que les modes de rupture dominants.

Tableau 2.1 La capacité de bâtiment dans la direction du mur de façade

	$V_R$ (kN)	Mode de rupture dominant
<b>ASCE-41 (2013)</b>	286,18	Balancement
<b>Magenes et Calvi (1997)</b>	272,96	Écrasement au pied
<b>NZSEE (2006b)</b>	272,96	Écrasement au pied
<b>Eurocode (2005b)/SIA (2011)</b>	198,41	Écrasement au pied



## 2.2.2 Discussion des modes des ruptures

Le calcul de la capacité du bâtiment étudié dans la direction X (parallèle à la façade) a été effectué en se basant sur différentes références. Tous les calculs donnent un mode de rupture par flexion pour les différents modèles utilisés indépendamment des charges appliquées au-dessus des trumeaux. Ces résultats seront expliqués par la suite. Les calculs ont été effectués en considérant des trumeaux de dimension géométrique ( $h_{eff}$ ,  $l_w$ ) fixe car la majorité des trumeaux dans le mur de façade ont les mêmes dimensions effectives. On choisit d'étudier le comportement d'un trumeau fixé aux deux extrémités soumis à un chargement vertical variant de 0 à 400kN (Figure 2.4). Les paramètres mécaniques de la maçonnerie de pierre utilisée ont été tirés du mémoire de Moretti (2017).

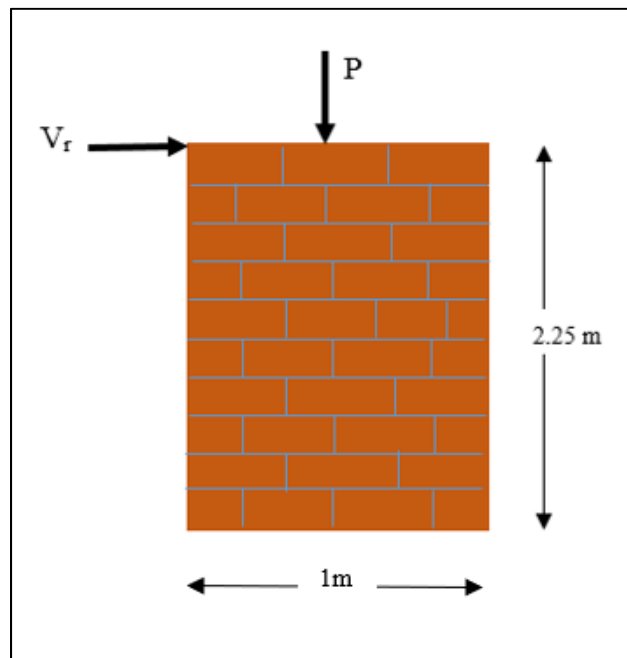


Figure 2.4 Schéma d'un trumeau

### 2.2.2.1 ASCE-41 (2013)

Les modèles de prédiction proposés par l'ASCE-41 (2013) considèrent quatre comportements mécaniques du mur en maçonnerie : traction diagonale (Équation (1.36)), cisaillement au joint

(Équation (1.29), (1.31)), écrasement au pied (Équation (1.25)) et balancement (Équation (1.24)). Il est à noter que seule l'ASCE-41 (2013) considère le modèle de balancement qui est fréquemment observé dans les essais et même dans le cas réel. La variation des résistances latérales en fonction de la charge verticale  $P$  selon les différents modèles de l'ASCE-41 sont illustrés sur la Figure 2.5. À noter que la charge verticale  $P$  inclut la moitié du poids de mur estimé à 16,2kN.

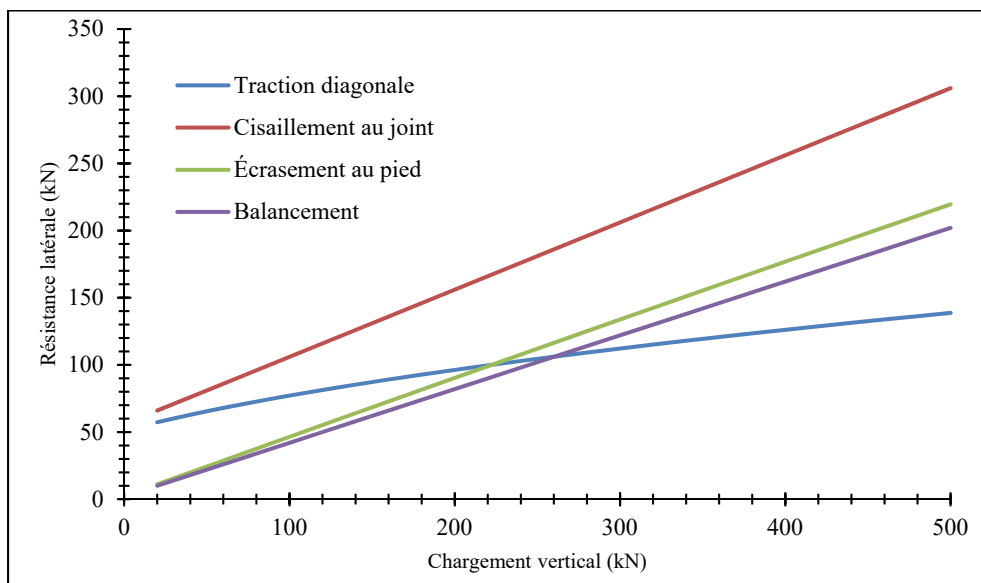


Figure 2.5 Prédiction des modèles de l'ASCE-41 (2013)

Comme première observation, on remarque que le mur en maçonnerie de pierre cède, lorsque le chargement est nul, avec un mode de rupture en flexion. Cela contredit la réalité car le mur peut résister au chargement latéral grâce à son poids propre. L'évolution de la résistance latérale est linéaire pour tous les modèles de rupture proposés par ASCE-41 (2013). Pour un chargement entre 0 et 270kN, cette norme prévoit une rupture par balancement, au-delà de cet intervalle, la rupture par traction diagonale est envisageable. Le mode de rupture par cisaillement au joint n'est pas envisagé pour le prototype analysé sur la plage de chargement selon l'ASCE-41 (2013).

### 2.2.2.2 Magenes et Calvi (1997)

Les mécanismes de rupture évoqués par Magenes et Calvi (1997) sont : 1) l'écrasement au pied (Équation (1.26)) comme mode de rupture de flexion, 2) le cisaillement, traité avec deux modes de rupture : la traction diagonale (Équation (1.36)) et le cisaillement au joint (Équation (1.32), (1.33)). La Figure 2.6 représente la variation des résistances latérales en fonction de la charge verticale P selon les différents modèles de rupture.

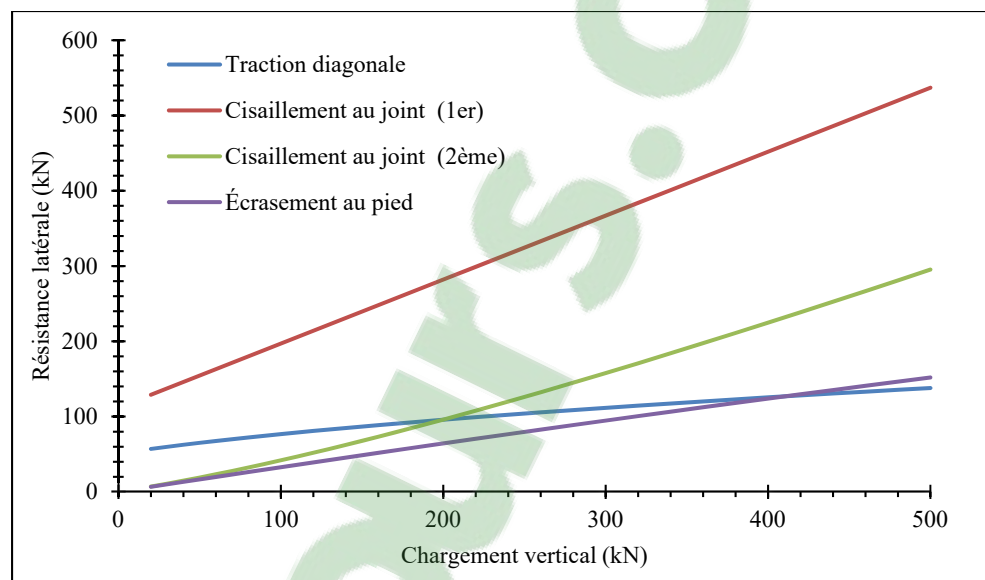


Figure 2.6 Prédiction des modèles de Magenes et Calvi (1997)

Pour un chargement nul, deux modes de ruptures sont possibles pour le mur : écrasement au pied et cisaillement (2<sup>ème</sup> interprétation), mais ce résultat est non envisageable dans la réalité. Il est clair que la rupture de cisaillement au joint (1<sup>er</sup> interprétation) ne peut pas se produire car quel que soit le chargement, la résistance latérale suivant ce mode est supérieure de 100kN à la résistance par cisaillement au joint (2<sup>ème</sup> interprétation). Pour récapituler, selon Magenes et Calvi (1997), la rupture par écrasement au pied est le seul mode de rupture envisageable pour un chargement entre 0 et 400kN.

### 2.2.2.3 NZSEE (2006b)

Les modèles de prédiction du NZSEE (2006b) sont illustrés dans la Figure 2.7. NZSEE (2006b) propose des modes de ruptures par traction diagonale (Équation (1.37), (1.38)), par cisaillement au joint (Équation (1.33)) et par écrasement au pied (Équation (1.26)).

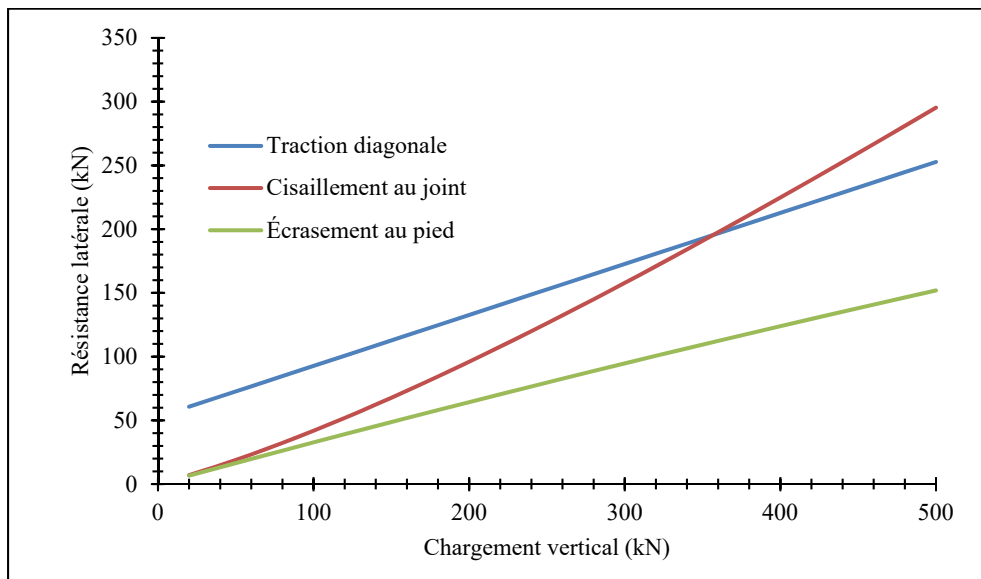


Figure 2.7 Prédiction des modèles du NZSEE

Quand le chargement est entre 0 et 50kN, NZSEE (2006b) prévoit deux modes de rupture possibles : écrasement au pied et cisaillement au joint. A partir d'un chargement de 50kN, NZSEE (2006b) prédit un seul mode de rupture : la rupture par écrasement au pied.

### 2.2.2.4 Eurocode (2005b) et SIA (2011)

Les modèles de l'Eurocode (2005b) et SIA (2011) sont représentés sur la Figure 2.8. Ces codes proposent deux modèles : la rupture par flexion essentiellement l'écrasement au pied (Équation (1.26)) et le cisaillement au joint (Équation (1.34)).

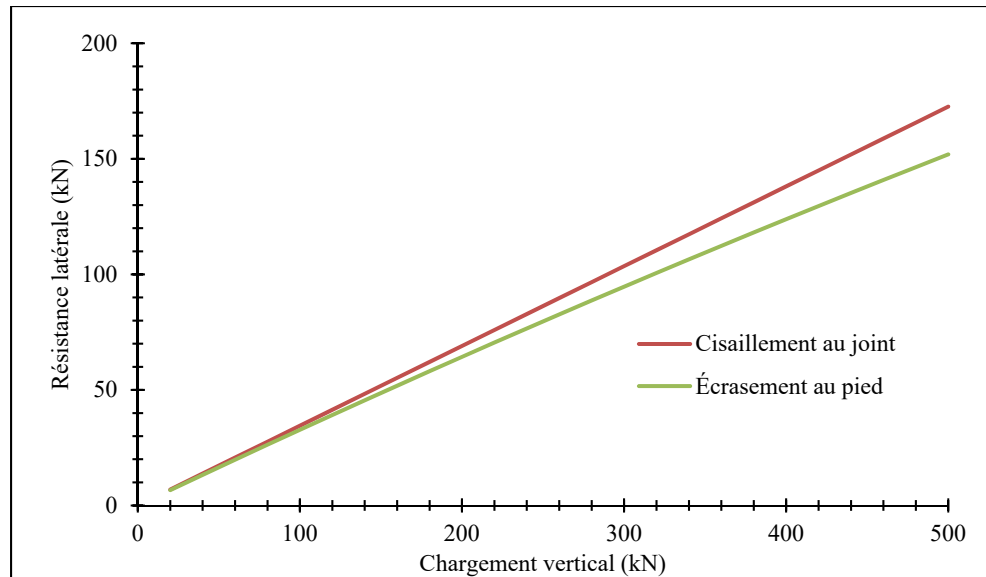


Figure 2.8 Prédictions des modèles de l'Eurocode 8/SIA

La variation des modèles est linéaire. Pour des chargements verticaux entre 0 et 100kN, l'Eurocode prévoit la rupture par cisaillement ou l'écrasement au pied. A partir de 100kN, l'écrasement au pied peut se produire avant la rupture par cisaillement.

La charge appliquée au-dessus de chaque trumeau de mur de façade ne dépasse pas 100kN. Ce chargement correspond à la descente de charge (toiture, plancher...) et aux charges d'exploitation. En faisant référence à la discussion des différents modèles, la rupture par flexion est prévue par l'ensemble des équations de prédiction utilisées. Pour ce cas de chargement vertical, l'ASCE-41 (2013) prévoit la rupture par balancement, or les autres références prévoient la rupture par écrasement au pied du mur. La plupart des équations de prédiction sont en fonction d'élanement du mur. Ce dernier peut être un facteur important dans la prédiction du mode de rupture. L'ANNEXE III présente la discussion des modes de rupture en variant la hauteur du trumeau avec un chargement fixe de 100kN.

### 2.2.3 Détermination des déplacements caractéristiques

La courbe de capacité équivalente bilinéaire est caractérisée par la résistance latérale représentée par un palier horizontal délimité par le déplacement élastique et le déplacement

ultime au sommet du bâtiment (Figure 2.9). La partie oblique permet de définir la rigidité de la structure. En supposant que le déplacement élastique est constant sur toute la hauteur de bâtiment et est égal au déplacement élastique du premier étage  $\theta_y$ , le déplacement élastique au toit  $\Delta_e$  est calculé avec l'équation (2.1), H étant la hauteur du bâtiment.

$$\Delta_e = \theta_y \times H \quad (2.1)$$

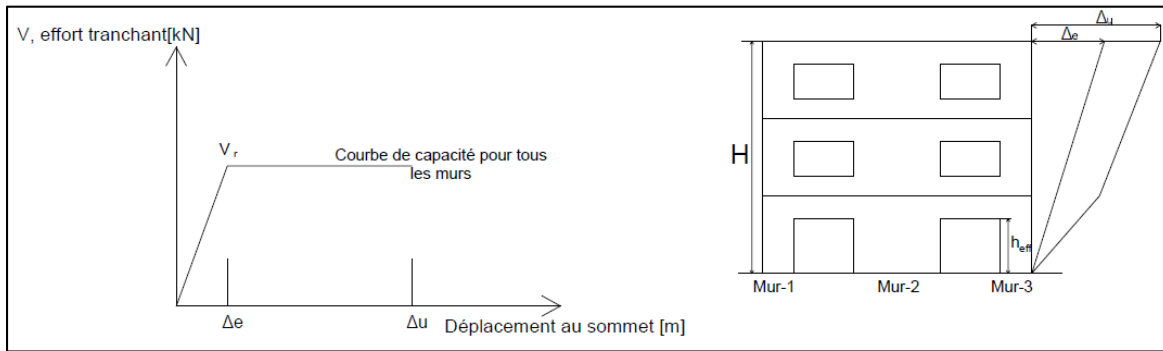


Figure 2.9 Modèle mécanique simplifié pour l'évaluation de la courbe de capacité des bâtiments en MNA de pierre

Dans un cas réel, le déplacement élastique d'un étage n'est pas égal à la somme des déplacements élastiques des trumeaux. Chaque trumeau est caractérisé par un déplacement limite propre à lui-même puisque l'existence des ouvertures permet de varier la géométrie de chaque trumeau ainsi que son comportement vis à vis des sollicitations latérales. Néanmoins, Lang (2002) a prouvé que cette hypothèse permettait une approximation raisonnable de la déformation élastique. Le déplacement élastique du premier étage,  $\theta_y$ , est calculé par l'équation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_y = \frac{\Delta_{e, \text{trumeau}}}{h_{eff}} \\ \Delta_{e, \text{trumeau}} = \frac{V_y}{K_{e, \text{trumeau}}} \\ K_{e, \text{trumeau}} = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{12EI_{eff}} + \frac{\vartheta h_{eff}}{GA_{eff}}} \end{array} \right\} \rightarrow \theta_y = V_y \left( \frac{h_{eff}^2}{12EI_{eff}} + \frac{\vartheta}{GA_{eff}} \right) \quad (2.2)$$

Où  $H_{eff}$  est la hauteur effective du trumeau ;  $K_{e,trumeau}$  est la rigidité élastique du trumeau encasté des deux extrémités,  $\nu$  est le coefficient de cisaillement égal à 1.2 pour les sections rectangulaires,  $EI_{eff}$  et  $GA_{eff}$  représentent les rigidités effectives en flexion et en cisaillement, leurs valeurs peuvent être estimées à la moitié des rigidités quand la section est intacte ( $0.5EI$  et  $0.5GA$ ) (Lang, 2002). Les résultats du déplacement élastique au sommet du bâtiment pour les différentes approches sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau 2.2 Calcul du déplacement élastique pour les différents modèles

	$\theta_y$ [%]	$\Delta_e$ [cm]
<b>ASCE-41</b>	0,0635	0,38
<b>G, Magenes and G. M. Calvi</b>	0.0606	0,36
<b>NZSEE (2006)</b>	0,0606	0,36
<b>Eurocode (2005b)/SIA (2011)</b>	0,04	0,246

Une résistance latérale de mur de MNA maximale ( $V_y; \Delta_e$ ) n'implique pas nécessairement la défaillance du mur. Dans certains cas le déplacement élastique représente 12% de la capacité de déformation limite en termes de déplacement (Lang, 2002). Les murs de MNA ne doivent pas être considérés comme fragile. En effet les essais de laboratoire ont montré que la MNA possède une capacité considérable de déformation plastique (Ganz & Thürlimann, 1984). En se basant sur le comportement linéaire élastique parfaitement plastique, le déplacement ultime est exprimé par l'équation suivante :

$$\Delta_u = \mu_w \times \Delta_e \quad (2.3)$$

Où  $\mu_w$  est la ductilité de déplacement du mur. Elle est définie comme le rapport de la déformation élasto-plastique totale à la déformation élastique. Elle peut être calculée par la relation suivante :

$$\mu_w = 1 + \frac{h_{eff}}{H} (\mu_{WE} - 1) \quad (2.4)$$

$\mu_{WE}$  est la ductilité de déplacement d'un trumeau dans le mur. La ductilité du mur en MNA n'est pas une ductilité au vrai sens du mot comme pour le béton armé par exemple. Ici, la ductilité est obtenue par le déplacement d'un élément du mur sans perdre de résistance latérale significative. Elle est fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$ , de la géométrie exprimée par le ratio d'élanement  $h_{eff}/l_w$  et des propriétés de matériau exprimées par la résistance à la compression  $f_m$ .

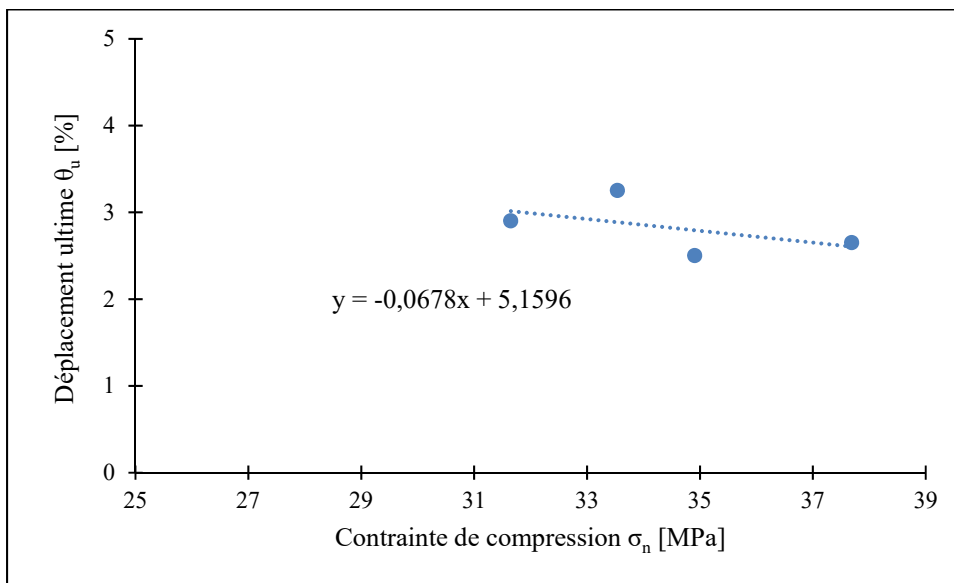


Figure 2.10 Représentation de la relation entre le déplacement ultime et la contrainte normale des spécimens testés par Moretti (2017)

La relation entre la ductilité et la contrainte normale est quantifiée à l'aide des résultats des essais de chargement cyclique latéral sur des spécimens de maçonnerie en pierre réalisés dans le cadre de mémoire de Boldireff (2018). Les essais ont été réalisés sur des spécimens de même géométrie normalisés par la norme ASTM (2016b). En utilisant une interpolation linéaire, le déplacement ultime (en %) est déterminé en fonction de la contrainte normale (en MPa) :

$$\theta_u = 5.16 - 0.069 \times \sigma_n$$

Cette relation montre que, lorsque les efforts axiaux sont négligeables, le trumeau en MNA est susceptible de se déformer sans engendrer une diminution de la résistance latérale. Dans le cas contraire le trumeau a tendance à moins se déformer. D'après la littérature (Anthoine et al.,



1995), des essais statiques cycliques sur des spécimens en MNA avec variation d'élanement ( $h/l$ ) révèlent l'influence de la géométrie. Afin de tenir compte du comportement de chaque trumeau d'élanement différent, il est suggéré de déduire la capacité de déplacement ultime comme suit :

$$\theta_u = \begin{cases} 0.8 \times (5.16 - 0.069 \times \sigma_n) & \frac{h_{eff}}{l} \leq 0.5 \\ 5.16 - 0.069 \times \sigma_n & 0.5 < \frac{h_{eff}}{l} < 1.5 \\ 1.2 \times (5.16 - 0.069 \times \sigma_n) & \frac{h_{eff}}{l} > 1.5 \end{cases} \quad (2.5)$$

Finalement, la ductilité du trumeau est obtenue par la relation suivante :

$$\mu_{WE} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.6)$$

Il est à noter qu'une limite supérieure de la ductilité du trumeau en MNA est définie par  $\mu_{WE_{max}} = 12$  (Lang, 2002). La ductilité de mur  $\mu_W$  est estimée à 5,125. Le Tableau 2.3 présente les valeurs de déplacement ultime considérées selon les différentes approches.

Tableau 2.3 Calcul de déplacement ultime pour les différents modèles

	$\Delta_u$ [cm]
<b>ASCE-41</b>	1,95
<b>G, Magenes and G. M. Calvi</b>	1,86
<b>NZSEE (2006)</b>	1,86
<b>Eurocode (2005b)/SIA (2011)</b>	1,35

## 2.2.4 Construction du modèle de capacité

L'assemblage des résultats obtenus dans les sections précédentes permet d'élaborer le modèle de capacité du bâtiment dans la direction longitudinale pour les différentes approches. La Figure 2.11 illustre les modèles de capacité. Magenes & Calvi et NZSEE (2006) proposent les mêmes résultats au niveau de la résistance latérale et les déplacements critiques, car les deux

approches ont les mêmes équations de prédiction de la résistance latérale. On remarque que les parties inclinées des courbes bilinéaires des différentes approches sont confondues car la rigidité est la même. L’Eurocode prédit les résultats les plus conservateurs en termes de capacité et déplacement ultime. Mais on ne peut pas porter un jugement radical concernant les autres modèles car finalement on compare des équations de prédiction basées sur des approximations et des essais expérimentaux réalisés dans des régions différentes (Europe et Amérique).

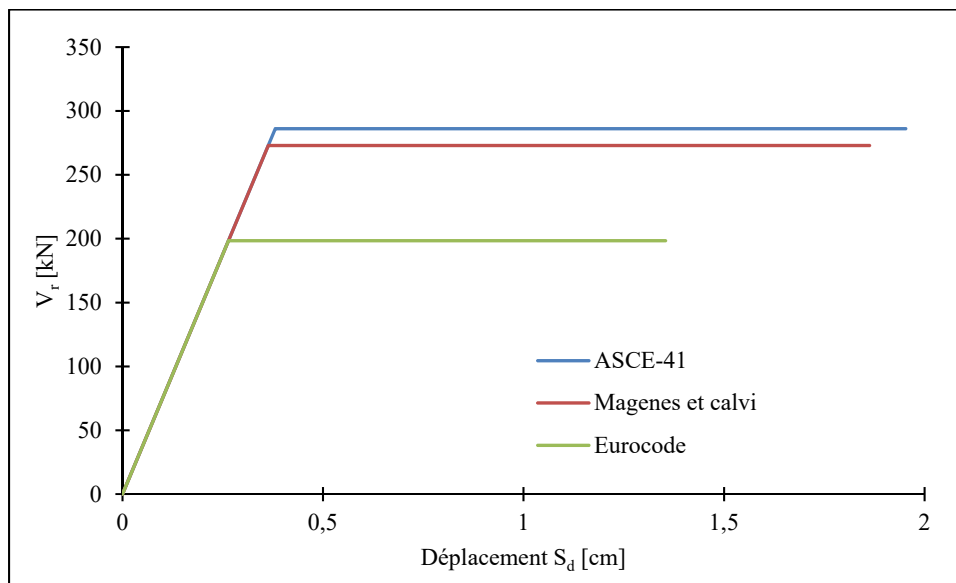


Figure 2.11 Les courbes de capacité avec les différentes équations de prédiction utilisées

### 2.3 Modélisation numérique avec 3-Muri©

La modélisation avec 3Muri© se compose de trois phases. La première consiste à définir les données d’entrée : essentiellement les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure. La deuxième phase est la phase d’analyse, lors de laquelle le logiciel établit le maillage afin d’identifier les différents composants du mur (trumeau, linteau, dalle., etc.) ce qui permettra de compléter l’analyse de poussée (statique non linéaire) ainsi que l’analyse statique et modale. La troisième et dernière phase est la vérification : le logiciel utilise la

méthode N2 pour calculer la demande en déplacement de la structure. La Figure 2.12 montre schématiquement le mode de fonctionnement de 3Muri©.

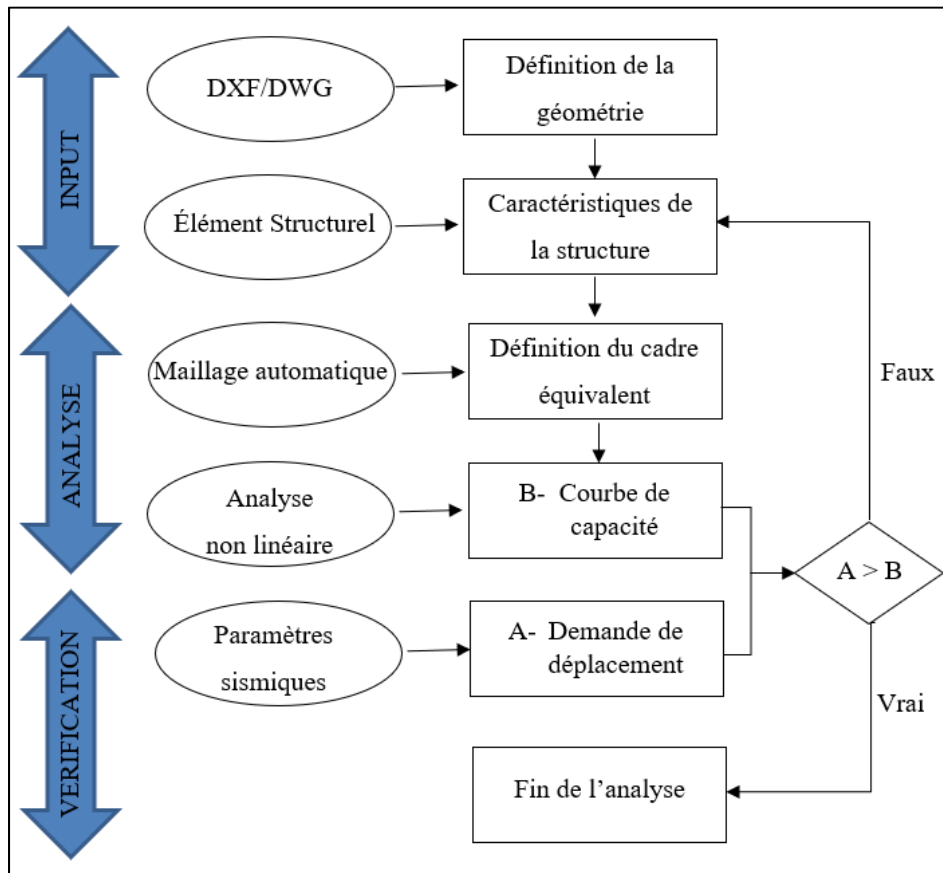


Figure 2.12 Processus de fonctionnement de 3Muri©  
Tirée de Manzi (2013)

## 2.3.1 Données d'entrée

### 2.3.1.1 Définition de la structure

Les caractéristiques géométriques, représentées principalement par des éléments linéaires, sont introduits graphiquement par l'intermédiaire d'un fichier de format DXF ou DWG. La première phase consiste à l'introduction graphique de la structure en définissant les éléments structuraux (panneaux de maçonnerie, poutre en bois ...). Les murs sont disposés dans les

directions (X, Y), cela permet d'introduire les nœuds d'intersection qui vont assurer un rôle très important dans l'assemblage spatial de la structure et aussi dans la transmission du chargement. Les nœuds d'intersection bidimensionnels entre les panneaux sont considérés comme infiniment rigides. Une fois que les murs sont définis, il faut introduire les ouvertures, fenêtres ou portes. Le calcul peut être effectué seulement quand les planchers et la toiture sont définis car ils assurent la liaison entre les différents éléments structurels. Le choix du plancher est complexe car il ne faut pas sortir la structure de son contexte historique. Pour cela en se référant au livre *La Mémoire des bâtisseurs* de Jules Auger (Auger & Roquet, 1998) décrivant les systèmes structurels des bâtiments traditionnels au Québec, le plancher est modélisé par des poutres supportant un platelage double dont l'ensemble est en bois. Les caractéristiques des planchers et de la toiture sont présentées en détails dans l'ANNEXE IV. La toiture est supportée par le mur de façade et une poutre en bois de dimensions 20x20cm. Il est à mentionner que tout le travail est effectué dans le plan (X,Y) en introduisant à chaque étape l'élévation de chaque élément. Par la suite le logiciel assure la modélisation tridimensionnelle en fonction des données introduites. La Figure 2.13 montre le prototype modélisé sur 3Muri©.

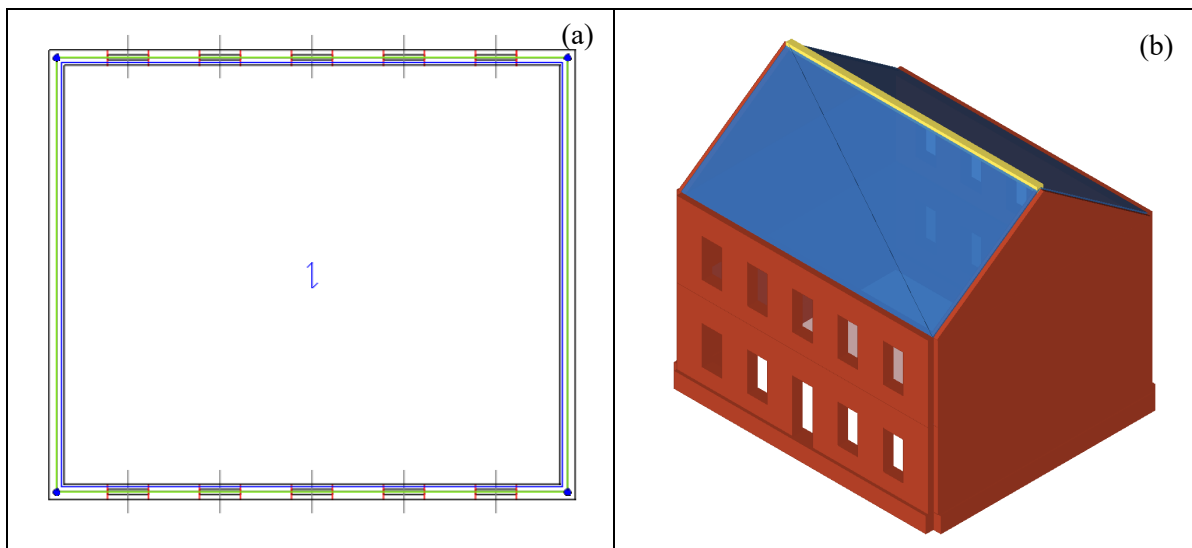


Figure 2.13 Prototype modélisé sur 3Muri© (a) vue de dessus, (b) modèle 3D

### 2.3.1.2 Propriétés mécaniques de la maçonnerie

Comme mentionné auparavant, les propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre du Vieux-Québec sont tirées des résultats des essais expérimentaux du mémoire de Moretti (2017). Dans son travail, il a caractérisé mécaniquement la maçonnerie de pierre. Le Tableau 2.4 présente les résultats expérimentaux, issus des essais sur la maçonnerie.

Tableau 2.4 Paramètres utilisés pour la modélisation sous 3Muri©

Paramètre		Valeur
Module d'élasticité de la maçonnerie	$E'_m$	2823 ±186 MPa
Module de cisaillement de la maçonnerie	$G'_m$	487,17 ±9,6 MPa
Contrainte en compression de la brique	$f_{bs}$	100,6 ±13,5 MPa
Résistance en compression de la MNA	$f'_m$	33,23 ±3,23 MPa
Résistance en compression du mortier	$f_j$	3,3 ±0,2 MPa
Cohésion	$c$	0,56 MPa
Coefficient de friction	$\mu$	0,85
Résistance en traction diagonale de la MNA	$f'_{td}$	0,37 MPa
Masse volumique de la maçonnerie	$W$	22 kN/m <sup>3</sup>

3Muri© propose deux modèles de cisaillement (Mohr-Coulomb, Turnšek et Čačovič). Lors de la définition des propriétés d'un matériau, le logiciel exige de sélectionner l'un des deux modèles de cisaillement. Selon le manuel de 3Muri©, il est recommandé d'opter pour le modèle de Turnšek et Čačovič (1971) pour les anciennes structures et celui de Mohr-Coulomb pour les nouvelles structures. Dans la suite de l'étude, les deux méthodes de calculs sont utilisées afin de d'évaluer la différence dans les résultats de l'analyse. Il existe d'autres paramètres, définis par l'Eurocode 6 et l'Eurocode 8, définis comme suit :

- $f_{vm0}$  est la résistance au cisaillement de la maçonnerie à compression nulle, elle est équivalente à la cohésion «  $c$  » et intervient dans le modèle de Mohr-Coulomb ;
- $f_{vlim}$  est égale à  $0,065 f_{bs}$  et intervient dans le modèle de Mohr-Coulomb ;

- $\tau_0$  est définie dans l'équation (1.44) et est égale à  $0,67 f'_{td}$ . Autrement selon Lagomarsino et al. (2008b), ce paramètre est égal à  $f_{vm0}$ , c'est-à-dire à « c », il intervient dans le modèle de Turnšek et Čačovič (1971);
- $\delta_s$  est la déviation d'un trumeau lors d'une rupture par flexion et est égale à 0,004% ;
- $\delta_f$  est la déviation d'un trumeau lors d'une rupture par cisaillement et est égale à 0,008% ;

Tableau 2.5 Paramètres des modèles de cisaillement de 3Muri©

Paramètre	Valeur
$f_{vm0}$	0,56 MPa
$f_{vlim}$	6,54 MPa
$\tau_0$	0,25MPa
$\tau_0$ selon Lagomarsino et al. (2008b)	0,56 MPa
$\delta_s$	0,004%
$\delta_f$	0,008%

### 2.3.1.3 Définition des charges et de la demande sismique

Les charges permanentes correspondent aux poids du plancher, de la toiture et de la maçonnerie. Pour la maçonnerie, la définition du poids volumique du matériau ( $w=22\text{kN/m}^3$ ) permet au logiciel de générer automatiquement le poids propre de la maçonnerie. En revanche, il faut définir manuellement les charges permanentes provenant du plancher et de la toiture. L'estimation de ces derniers a été réalisée en se référant à un plan de bâtiment typique du Québec (Auger & Roquet, 1998). L'ANNEXE IV présente le plan du bâtiment et les détails de calculs. Le Tableau 2.6 présente les valeurs des charges permanentes utilisées dans la modélisation.

Tableau 2.6 Charges permanentes

Charge permanente associée à la toiture (kPa)	0,566
Charge permanente associée au plancher (kPa)	0,634

La demande sismique est représentée par le spectre de réponse caractérisé par son accélération de pointe au sol PGA. Le spectre de réponse pour la ville de Québec (Figure 2.14) avec une probabilité de dépassement de 2% sur 50 ans est utilisé dans cette étude et est conforme aux données du CNB 2015 (RNC; Ressources Naturelles Canada, 2018b). L'introduction du spectre sera utile dans le calcul de demande en déplacement du système SDOF. 3Muri© adopte la méthode N2 pour chercher ce paramètre.

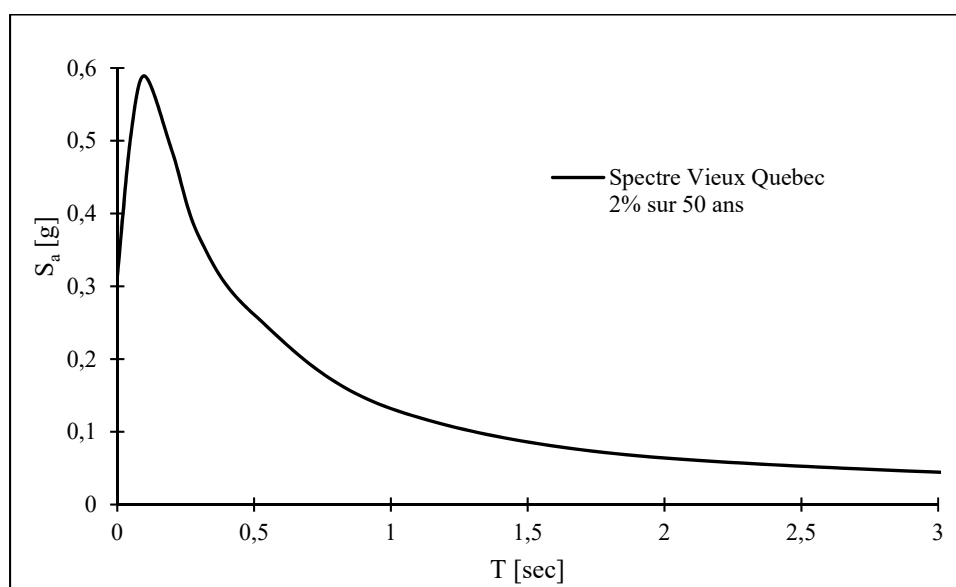


Figure 2.14 Spectre de réponse pour le Vieux Québec

### 2.3.2 Analyse de la structure

Tous les murs sont discrétisés pour l'identification des macroéléments tels que : murs de maçonnerie, bande de plancher, linteaux, nœuds rigides bidimensionnels. La décomposition en macroéléments (Figure 2.15) permet de définir la structure en cadre équivalent (Figure 2.16) ce qui est la base du développement du logiciel 3Muri©. La géométrie des trumeaux est identifiée par le critère de répartition à 30° décrit dans la revue de littérature (voir Section 1.7.3). Pour notre prototype, le maillage est rapide car les éléments résistants sont facilement identifiables vu la régularité des refends et des ouvertures. La Figure 2.15 représente la discrétisation des murs latéraux et longitudinaux du bâtiment.

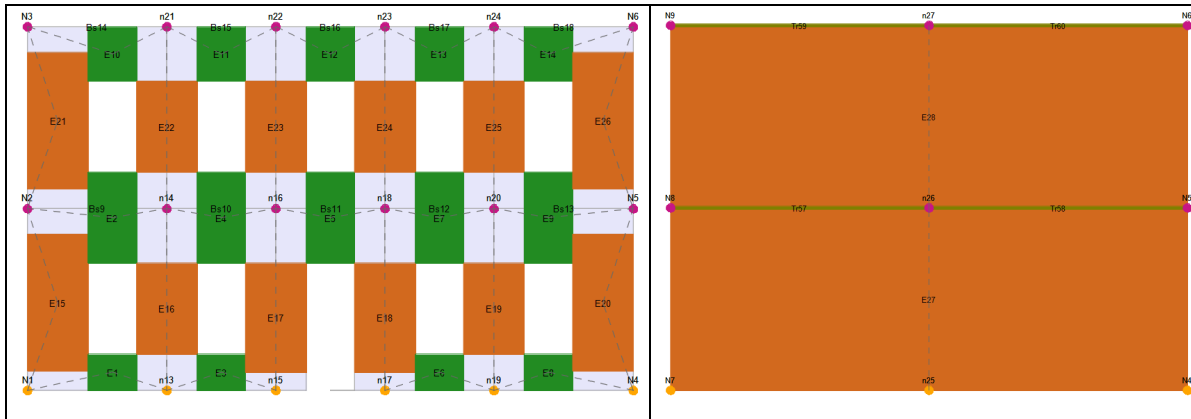


Figure 2.15 Discretisation des murs de maçonnerie

Le mur longitudinal du bâtiment, où il y a les ouvertures, est décomposé en 26 macroéléments dont 14 éléments jouent le rôle des linteaux (en vert) et 12 trumeaux (en orange) qui assurent essentiellement la stabilité de toute la structure vis-à-vis du chargement vertical et latéral. Le mur coupe-feu est défini seulement par 2 trumeaux en maçonnerie puisqu'il ne contient pas d'ouvertures. La décomposition en macroélément permet de définir la structure en cadre équivalent dont les linteaux et les refends sont représentés par des lignes qui résument les caractéristiques mécaniques (masse, rigidité...) de chaque composant. La Figure 2.16 illustre la structure équivalente pour le mur de façade.

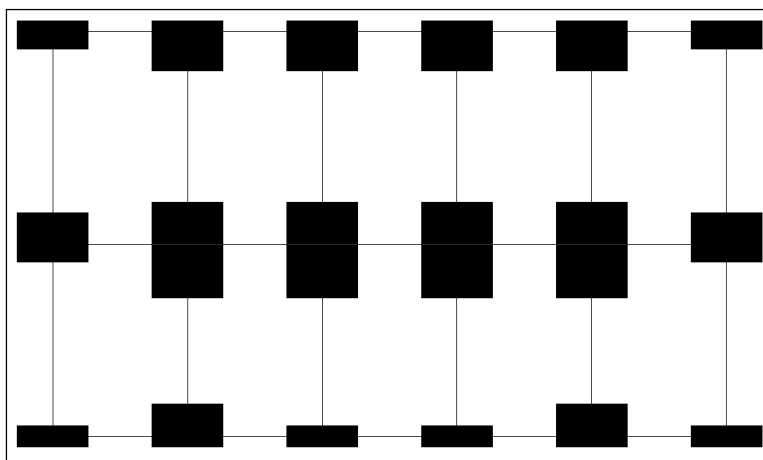


Figure 2.16 La structure en cadre équivalent du mur de façade



### 2.3.2.1 Vérification statique

L'analyse statique est réalisée par 3Muri©. Elle permet de mettre en évidence le calcul dans trois sections différentes (inférieure, centrale, supérieure) de chaque trumeau. Il est à noter que les linteaux ne seront pas analysés puisque seulement les refends en maçonnerie assurent la stabilité de la structure vis-à-vis des charges gravitaires. Deux vérifications sont effectuées en utilisant les différentes combinaisons de charge statique conformément aux réglementations de l'Eurocode. La première consiste à vérifier l'élancement des murs (hauteur/épaisseur) et s'assurer que la valeur de ce dernier soit inférieure à 20. La deuxième est de comparer la charge verticale calculée à la base du mur  $N_{ed}$  à la résistance verticale du mur  $N_{rd}$  en termes de ratio de telle sorte que la valeur soit inférieure à 1. Afin d'adapter le calcul au contexte canadien, les coefficients de charge ont été modifiés conformément aux exigences du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) 2015 CNRC (2015). Le Tableau 2.7 présente les résultats de l'analyse statique des murs latéraux et de façade. Les détails de calcul pour les 3 zones considérées sont présentés dans l'ANNEXE V.

Tableau 2.7 Résultats de l'analyse statique

	No Trumeau	$h_{ef}/t_{ef}$	$N_{ed}/N_{Rd,Max}$	
Mur de façade	15	7,5	0,07	
	16	7,5	0,11	
	17	7,5	0,1	
	18	7,5	0,1	
	19	7,5	0,11	
	20	7,5	0,07	
	21	7,5	0,08	
	22	7,5	0,07	
	23	7,5	0,07	
	24	7,5	0,07	
	25	7,5	0,07	
Mur latéral	27	7,5	0,05	
	28	7,5	0,03	

L'analyse statique des murs de façade montre que tous les trumeaux en MNA résistent à l'action des charges verticales dont le ratio varie entre 0,07 et 0,11. Les différents trumeaux en MNA - (les figures dans le Tableau 2.7) colorés en vert - représentent la stabilité totale aux charges verticales. Pour le mur coupe-feu, le ratio est très faible variant entre 0,03 et 0,05 car le chargement des planchers et la toiture sont portés par les murs de façade. Le critère d'élançement est vérifié pour tous les trumeaux. On peut en déduire que la structure supporte adéquatement les chargements verticaux appliqués.

### 2.3.2.2 Analyse statique non-linéaire

L'analyse statique non-linéaire présente un avantage considérable par rapport à l'analyse linéaire puisqu'elle prend en considération les aspects liés aux faiblesses structurelles. Ainsi ce type d'analyse permet de collecter des informations importantes concernant les instabilités probables (locales et globale), l'évolution de la plastification, les zones les plus sollicitées (ductilité) et les éléments rigides. Néanmoins, il y a des limitations dans le domaine d'application de l'analyse de poussée: les effets dynamiques ne sont pas considérés avec précision, en particulier lorsque les effets secondaires des modes de vibration deviennent pertinents (Snoj, 2014). Pour les bâtiments en MNA existants, les normes simplifient le problème en considérant que la forme du mode de vibration fondamental de la structure n'a pas d'impact sur la réponse globale. L'analyse statique non-linéaire déterminera la réponse globale du bâtiment dans les deux directions principales (X; Y), longitudinale et transversale, en appliquant l'action sismique à travers deux distributions de forces. Une distribution de masse proportionnelle à la répartition des charges statiques et une distribution modale calculée suivant le 1<sup>er</sup> mode identifié à la suite du calcul modal. L'excentricité du centre de masse entre en jeu dans les deux directions (X, Y) pour déterminer la réponse du bâtiment. Le choix du point de contrôle est complexe car un choix d'un point situé sur le mur coupe-feu, qui est très résistant, peut engendrer une sous-estimation de la capacité de déplacement ultime de la structure. Posons le nœud 1 comme point de contrôle, il correspond à l'intersection au sol des murs de façade et du ou des mur(s) latéral(aux). La précision de calcul est fixée à 0,005 pour toutes les identités calculées (masse, déplacement...). La combinaison de l'excentricité, la charge sismique et la direction (X, Y) permettent de réaliser 24 analyses. 3Muri© propose deux modèles de cisaillement. On commence l'analyse numérique en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb puis le modèle de Turnšek et Čačovič (1971). Les résultats de l'analyse de poussée par les deux modèles, sans excentricité sont présentés dans les figures ci-dessous ainsi que les modèles bilinéaires correspondants (en traitillé).

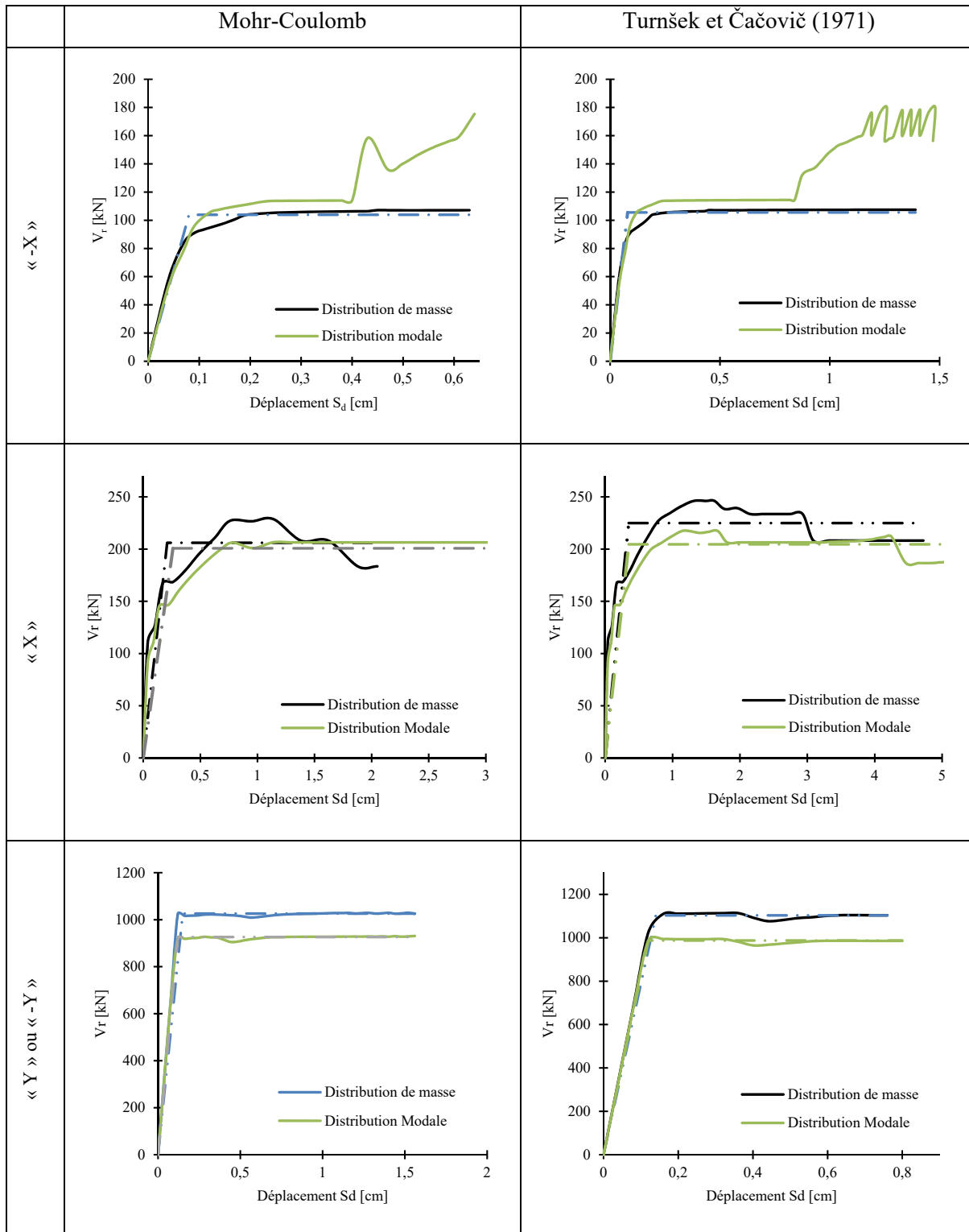


Figure 2.17 Résultats de l'analyse statique non linéaire par les deux modèles de cisaillement dans les différentes directions

On remarque que le résultat converge pour donner la courbe bilinéaire dans toutes les directions sauf suivant  $-X$  pour la distribution modale. La capacité du bâtiment dans la direction  $Y$ , correspondant au mur coupe-feu, est toujours supérieure à celle dans la direction  $X$  car le mur de façade comporte plusieurs ouvertures. Bien que le bâtiment soit symétrique, la résistance latérale de la structure suivant «  $+X$  », par exemple 206,06 kN pour le modèle de Mohr coulomb, est le double de celle suivant «  $-X$  », 103,87 kN. Afin de mieux comprendre les résultats, on a réalisé les mêmes simulations en faisant une rotation de 180 degrés du prototype c'est-à-dire la permutation des directions  $-X$  et  $+X$ . Les résultats qui correspondaient à la valeur dans la direction  $-X$  précédemment sont cette fois-ci apparus dans la nouvelle direction  $-X$ . Ce qui soulève une question quant à une erreur potentielle de 3Muri© dans la direction  $-X$  lors des analyses de poussée. Les résultats dans la direction  $+X$  sont conservés pour les discussions dans le reste de ce travail. Dans la direction du mur coupe-feu, les résultats sont identiques suivant «  $+Y$  » et «  $-Y$  ». L'application de la charge sismique sous forme de distribution de masse donne une résistance latérale légèrement supérieure à l'application de la distribution modale (1<sup>er</sup> mode), par exemple suivant «  $+X$  » la différence entre les deux est de l'ordre de 3%. Les résultats montrent que la considération du modèle de Turnšek et Čačovič (1971) comme modèle de cisaillement propose des valeurs de résistance latérale un peu supérieures aux résultats de Mohr Coulomb. Le Tableau 2.8 résume les résultats de résistance latérale, le déplacement élastique  $d_y$ , le déplacement ultime  $d_u$  qui indique l'endommagement à 80% du bâtiment et la rigidité équivalente  $K_e$ .

Tableau 2.8 Résultats de l'analyse statique non linéaire

Action sismique		Masse			Modale	
		-X	+X	-Y ou +Y	+X	-Y
$d_y$ [cm]	Mohr-Coulomb	0,08	0,21	0,15	0,26	0,12
	Turnšek et Čačovič	0,08	0,35	0,15	0,35	0,12
$V_r$ [kN]	Mohr-Coulomb	103,87	206,06	1026,00	200,78	926,35
	Turnšek et Čačovič	105,57	224,90	1103,41	224,90	987,22
$d_u$ [cm]	Mohr-Coulomb	0,63	2,05	1,56	5,42	1,56
	Turnšek et Čačovič	1,39	4,72	0,76	5,15	0,80
$K_e$ [kN/m]	Mohr-Coulomb	129837,50	98123,81	684000	77223,08	771958,33
	Turnšek et Čačovič	131962,50	64257,14	788150	64257,14	822683,33

Le Tableau 2.8 répertorie les caractéristiques de chaque courbe bilinéaire. Pour les deux modèles de cisaillement considérés, on constate que dans le cas de la distribution modale, 3Muri© prédit des résistances  $V_r$  légèrement supérieures à celles obtenues avec une distribution de masse. Concernant le déplacement élastique, les deux modèles proposent des valeurs comparables dans toutes les directions, en particulier suivant « X » pour laquelle la différence qui ne dépasse pas 0.09 cm. En effet pour le même modèle de cisaillement le déplacement élastique est presque identique pour les deux distributions de charges. On remarque une variation importante dans les valeurs de rigidité équivalente  $K_e$ . Cela est attendu puisque  $K_e$  est la pente de la partie inclinée de la courbe, c'est-à-dire qu'elle dépend essentiellement de  $d_y$  et  $V_r$  qui est variable pour chaque modèle de cisaillement. En revanche, le déplacement ultime  $d_u$  est influencé par les choix des modèles de cisaillement. De plus, il est assez variable dans toutes les directions sauf suivant « +X » dans le cas d'un chargement modal. Malgré la variabilité de  $V_r$ , la rupture des murs, plus précisément les trumeaux, est affectée seulement par le choix du modèle de cisaillement. La Figure 2.18 illustre les modes d'endommagement pour chaque élément de la structure.

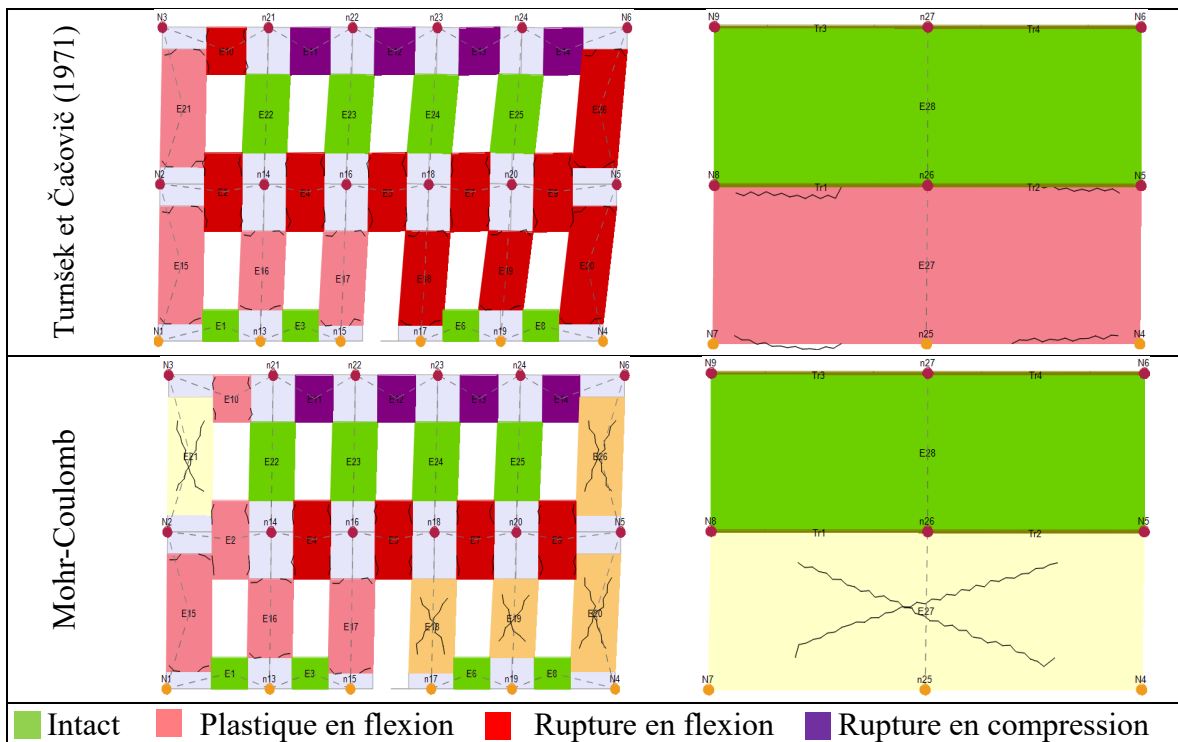


Figure 2.18 Les modes de rupture des macroéléments

Tout d'abord, on constate que le mode de rupture par flexion sous forme d'écrasement au pied du mur est le mode dominant dans la phase critique. La figure du mur de façade endommagé représente le mur sollicité suivant « X ». Les linteaux du 1<sup>er</sup> étage, au-dessus de chaque ouverture (E2, E4, E5, E7 et E9), atteignent la rupture en flexion. En revanche ceux du dernier étage sont endommagés par la compression. Cela s'explique par le fait que cet élément n'est pas conçu pour supporter les charges verticales et lors de l'analyse de poussée les linteaux bougent avec le reste du bâtiment et deviennent un support pour la toiture et le plancher, ce qui implique qu'ils subissent un chargement vertical plus important au niveau du 2<sup>ème</sup> étage.

Le modèle de Mohr-Coulomb prédit qu'une rupture par cisaillement sous forme de traction diagonale de la plupart des trumeaux, alors que les piliers résistent et restent intacts au 2<sup>ème</sup> étage. La rupture des macroéléments par traction diagonale est illustrée par des X. En outre, le modèle de Turnšek et Čačovič prédit le mode de rupture par flexion comme mode dominant dans tous les trumeaux. La rupture du mur coupe-feu survient quand ce dernier est sollicité dans la direction « Y ». Le mur latéral est endommagé seulement au niveau du 1<sup>er</sup> étage sans atteindre la rupture, par la flexion pour le modèle Turnšek et Čačovič et par la traction diagonale dans le cas du modèle de Mohr-Coulomb. Pour le modèle de Mohr-Coulomb, défini par la cohésion  $c$  qui vaut 0,58 MPa, la rupture par cisaillement est dominante dans la plupart des trumeaux. Or, l'utilisation du modèle de cisaillement de Turnšek et Čačovič, défini par la traction diagonale «  $f_{td}$  » qui vaut 0.25MPa, engendre une rupture par balancement. Malgré la différence physique entre les deux modèles de cisaillement, on peut en déduire que la diminution du paramètre lié au comportement de cisaillement influence la prédiction des modes de rupture.

La courbe de capacité établie en premier lieu par 3Muri© représente le comportement de la structure en globalité, c'est-à-dire le système MDOF. Afin de déterminer la demande en déplacement par la méthode N2, le logiciel convertit le système MDOF en système SDOF par l'intermédiaire des équations définies dans la section 1.5.1. Le système SDOF est caractérisé par les paramètres suivants :  $d_y^*$  est le déplacement élastique ;  $d_u^*$  est déplacement ultime;  $T^*$  est la période fondamentale équivalente (ou la période effective) de la structure dans la

direction considérée (X ou Y), elle est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement – effort tranchant);  $m^*$  est la masse effective.

Tableau 2.9 Caractéristiques du système équivalent à un degré de liberté « SDOF »

Action sismique		Masse			Modale	
Direction		-X	+X	-Y ou +Y	+X	-Y
$d_y^*$ [cm]	Mohr-Coulomb	0,12	0,31	0,21	0,38	0,17
	Turnšek et Čačovič	0,12	0,51	0,19	0,51	0,17
$d_u^*$ [cm]	Mohr-Coulomb	0,93	3,01	2,17	7,97	2,17
	Turnšek et Čačovič	2,04	6,94	1,06	7,57	1,11
$m^*$ [kg]	Mohr-Coulomb	249 222	249 222	241 054	249 222	241 054
	Turnšek et Čačovič	249 251	249 251	241 083	249 251	241 083
$T^*$ [sec]	Mohr-Coulomb	0,269	0,309	0,106	0,39	0,11
	Turnšek et Čačovič	0,269	0,413	0,106	0,41	0,11
$T_0$ [sec]		0,1338				
$m$ [sec]		275937				

Le passage du système MDOF à SDOF (section 1.5.1) est assuré par la masse effective et aussi par le facteur de participation modale,  $\Gamma$ , estimé à 0,68 suivant « X » et 0,72 suivant « Y ». La demande en déplacement de la structure déterminée par la méthode N2 (section 1.5.3.3),  $D^*$ , reste invariable, estimée à 0,9cm, pour les deux modèles de cisaillement en considérant les deux distributions de charge possibles. L'analyse modale réalisée par 3Muri© donne la période propre fondamentale de la structure, estimée à 0,134 sec.

### 2.3.3 Comparaison avec les résultats de calcul par les équations de prédiction

Dans la première section de ce chapitre, on a calculé la résistance latérale du bâtiment ainsi que les déplacements critiques par l'intermédiaire des équations de prédiction citées dans les différentes normes ainsi que les déplacements critiques issus des essais expérimentaux. L'analyse de poussée sur 3Muri© propose un modèle de capacité basé sur l'approche de macroéléments. La Figure 2.19 illustre les courbes de capacité idéalisées du bâtiment en MNA



avec les différentes approches utilisées dans cette étude. On tient à préciser que les modèles de capacité sont bien évidemment du système MDOF.

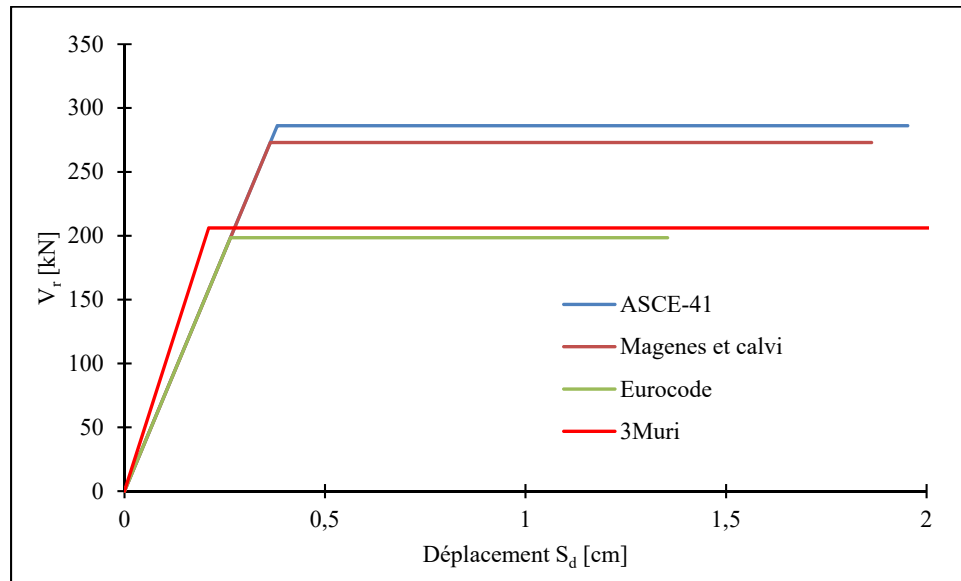


Figure 2.19 Les courbes de capacité idéalisées avec les différentes approches

Concernant le mode de rupture des trumeaux, on remarque que 3Muri© envisage des ruptures variables suivant le modèle de cisaillement utilisé : rupture par flexion dans tous les trumeaux avec le modèle de Turnšek et Čačovič ; rupture par flexion et cisaillement avec le modèle de Mohr-Coulomb. Tandis que tous les modèles de la littérature, prédisent une rupture par balancement qui est un mode de dommage flexionnel qui coïncide avec les résultats de 3Muri© en utilisant le modèle de Turnšek et Čačovič. On remarque que la courbe bilinéaire trouvée par 3Muri© est proche de celle de l'Eurocode. En ce qui concerne la résistance latérale à la base du bâtiment, identifiée par le palier horizontal dans la courbe bilinéaire, la valeur prédite par 3Muri© est comparable à celle obtenue par l'Eurocode. Or on ne peut pas comparer les déplacements ultimes,  $d_u$ , puisque 3Muri© arrête ses analyses à 80% de dommage. Cependant la valeur estimée par 3Muri© est supérieure à tous les autres modèles.

## 2.4 Étude paramétrique de l'analyse de poussée

Le modèle de base du prototype a été défini en utilisant les paramètres mécaniques issus des essais réalisés dans le cadre du mémoire de Moretti (2017). En variant les paramètres mécaniques, on peut obtenir des modèles de capacité différents. Pour cette raison, une étude paramétrique simple a été faite, dans laquelle on a étudié le comportement de 20 autres modèles, avec pour objectif de déterminer l'influence de quelques paramètres mécaniques intrants sur les résultats des analyses de poussée. Le Tableau 2.10 résume les modèles réalisés qui sont classés en 5 groupes et où chaque groupe est caractérisé par la variation d'un paramètre.

Les propriétés mécaniques recommandées pour évaluer la résistance latérale du bâtiment sont :  $f_m$  la résistance à la compression de la maçonnerie,  $f_{vm0}$  la résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie à compression nulle,  $E$  le module d'élasticité,  $G$  le module de cisaillement et  $W$  le poids volumique de la maçonnerie.

Le premier groupe (1-4) est composé des modèles dans lesquels le module d'élasticité et de cisaillement varient de  $\pm 20\%$ ,  $+50\%$ . Dans ce groupe on a considéré que le rapport  $G/E$  est le même que celui du modèle de base (modèle 3). Cependant dans le deuxième groupe (5-8), le rapport  $G/E$  varie entre les valeurs 0,15 et 0,4. La limite supérieure de  $E/G$ , égale à 0,4, est une recommandation de l'Eurocode 6, mais Tomažević (2009b) a observé que ce rapport peut avoir des valeurs variables et même plus grandes que 0,4 en réalisant une série d'essais expérimentaux. Dans notre cas, le poids des murs contribue à presque 90% dans la masse de l'ensemble de la structure. En effet, le troisième groupe (9-12) est l'objet de la variation du poids de la maçonnerie qui varie entre  $20 \text{ kN/m}^3$  et  $24 \text{ kN/m}^3$ . La MNA travaille essentiellement en compression avec une résistance à la traction très faible. Dans le quatrième groupe (13-16), on varie la résistance à la compression du MNA  $f_m$ , allant de 6,8MPa à 32,5 MPa (Mazon, 2010; Tomažević & Apih, 1993; Tomazevic & Sheppard, 1982). Le dernier groupe des modèles (17 -20) s'intéresse à la variation de la résistance au cisaillement à compression nulle,  $f_{vm0}$  ou la cohésion  $c$ , allant de 0,15MPa à 0,44 MPa, selon des valeurs tirées de la littérature (Silva et al., 2014). À noter que le cas 2-réel représente les paramètres mécaniques utilisées précédemment et tirés des essais expérimentaux de Moretti.

Tableau 2.10 Les caractéristiques mécaniques des modèles réalisés

Groupe	No Modèle	E [MPa]	G [MPa]	G/E	W [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [MPa]	f <sub>vm0</sub> [MPa]
<b>Groupe 1</b>	1	2258.4	383.93	0.17	22	33.23	0.56
	2-réel	2823	487	0.17	22	33.23	0.56
	3	3387.6	575.9	0.17	22	33.23	0.56
	4	4234.5	719.87	0.17	22	33.23	0.56
<b>Groupe 2</b> Ratio G/E	5	2823	423.45	0.15	22	33.23	0.56
	6	2823	564.6	0.2	22	33.23	0.56
	7	2823	846.9	0.3	22	33.23	0.56
	8	2823	1129.2	0.4	22	33.23	0.56
<b>Groupe 3</b> Poids volumique	9	2823	487	0.17	20	33.23	0.56
	10	2823	487	0.17	21	33.23	0.56
	11	2823	487	0.17	23	33.23	0.56
	12	2823	487	0.17	24	33.23	0.56
<b>Groupe 4</b> Résistance à la compression	13	2823	487	0.17	22	6.8	0.56
	14	2823	487	0.17	22	12.8	0.56
	15	2823	487	0.17	22	19.7	0.56
	16	2823	487	0.17	22	32.5	0.56
<b>Groupe 5</b> Résistance au cisaillement	17	2823	487	0.17	22	33.23	0.15
	18	2823	487	0.17	22	33.23	0.25
	19	2823	487	0.17	22	33.23	0.39
	20	2823	487	0.17	22	33.23	0.44

Les analyses de poussée sont réalisées sur 3Muri© suivant « +X », puisque le mur longitudinal est le plus vulnérable, avec la distribution de masse comme action sismique sans excentricité et une précision de 0,005 en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb comme modèle de cisaillement. Les figures ci-dessous présentent les courbes de capacité idéalisées pour chaque groupe. La comparaison est faite sur trois critères essentiels : la résistance latérale  $V_r$ , la rigidité

équivalente de la structure  $K_e$  et le déplacement ultime  $u_u$  qui indique l'endommagement à 80% du bâtiment.

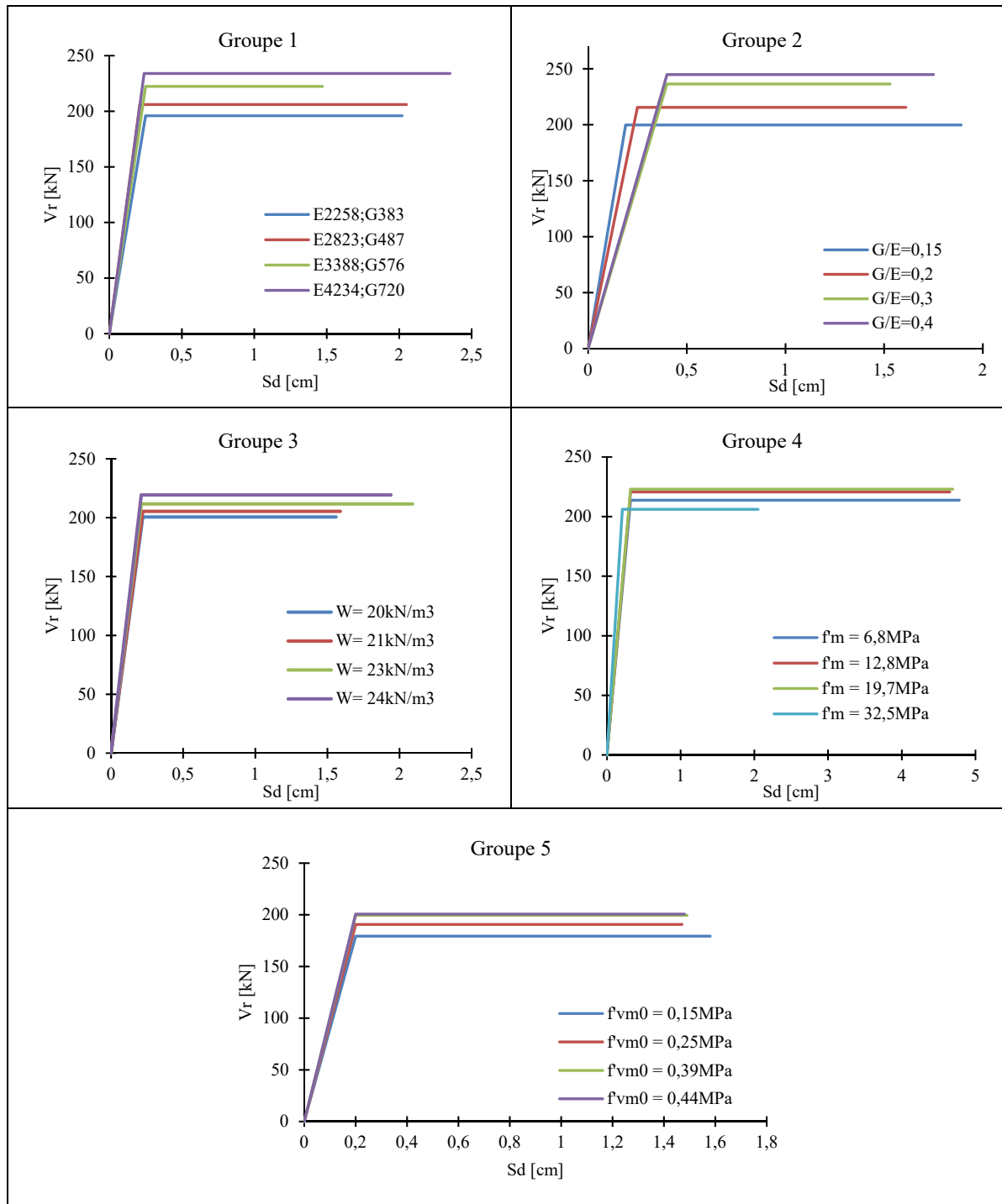


Figure 2.20 Les courbes de capacité des différents groupes

La variation de E et G en gardant un ratio de 0.17 constant induit une variation de résistance latérale de la structure, allant de 195kN à 234kN. L'augmentation de E et G résulte en une augmentation dans la capacité avec une légère variation de la rigidité. La rigidité équivalente moyenne est de 90 737 kN/m avec un écart-type de 9 243 kN/m. Le déplacement ultime moyenne pour atteindre 80% de dommage vaut 1,97 cm avec un écart-type de 0,37cm. En outre, le troisième modèle (E3388; G576) présente la plus faible valeur à 1,45 cm.

Le deuxième groupe montre un comportement intéressant au niveau de la capacité des murs tel que l'augmentation du ratio G/E induit une augmentation de la résistance latérale, variant de 199 kN à 245 kN, une diminution de la rigidité équivalente, variant de 105 142kN/m à 61 200kN/m, ainsi qu'une augmentation du déplacement ultime, variant de 0,19 cm à 0,4.

L'augmentation du poids de la maçonnerie favorise la stabilité de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques. L'augmentation du poids se traduit dans les résultats des analyses de poussée par une augmentation de la résistance latérale, de 200kN à 219kN. Pour les 4 modèles, les pentes des courbes de capacité sont confondues. On peut en déduire que la rigidité est constante à 91 160 kN/m. Le déplacement ultime moyen est de 1,8 cm avec un écart-type de 0,26cm.

Quand la résistance à la compression de la maçonnerie passe de 6,8MPa à 19,7MPa (modèles 13, 14 et 15), la résistance latérale de la structure augmente en conséquence, variant de 214kN à 223kN, avec une rigidité équivalente et un déplacement ultime presque constants, respectivement 66 957 kN/m et 4,7cm. Pour le dernier modèle de ce groupe, où  $f'_m$  est la plus grande 32,5MPa, la valeur de la résistance latérale et du déplacement ultime, respectivement 206kN et 2cm, sont les plus faible dans ce groupe. En revanche la valeur de la rigidité est plus grande, 98 111kN/m.

Le dernier groupe considère la variation de la résistance au cisaillement  $f'_{vm0}$ . L'augmentation de  $f'_{vm0}$ , allant de 0,15MPa à 0,44MPa induit une légère augmentation de la résistance latérale, passant de 180kN à 200kN, avec un déplacement ultime constant de 1,5cm. Dans les analyses

de poussée réalisées précédemment, le modèle de cisaillement « Mohr-Coulomb » montre que la rupture par cisaillement (traction diagonale) est le mode dominant. Ce mode d'endommagement est affecté directement par le paramètre de cisaillement  $f'_{vm0}$ , ce qui explique les résultats trouvés dans ce groupe. La rigidité moyenne équivalente de la structure est de 96 284kN/m avec un écart-type de 4 935kN/m.

Cette étude paramétrique permet de déduire la courbe de capacité idéalisée médiane qui sera utilisée dans la suite de cette étude afin de générer les courbes de fragilité. La résistance latérale médiane est de 209kN. Le déplacement élastique, qui définit la fin de la partie oblique, est de 0,22cm. Le déplacement ultime médian est de 1,82cm.

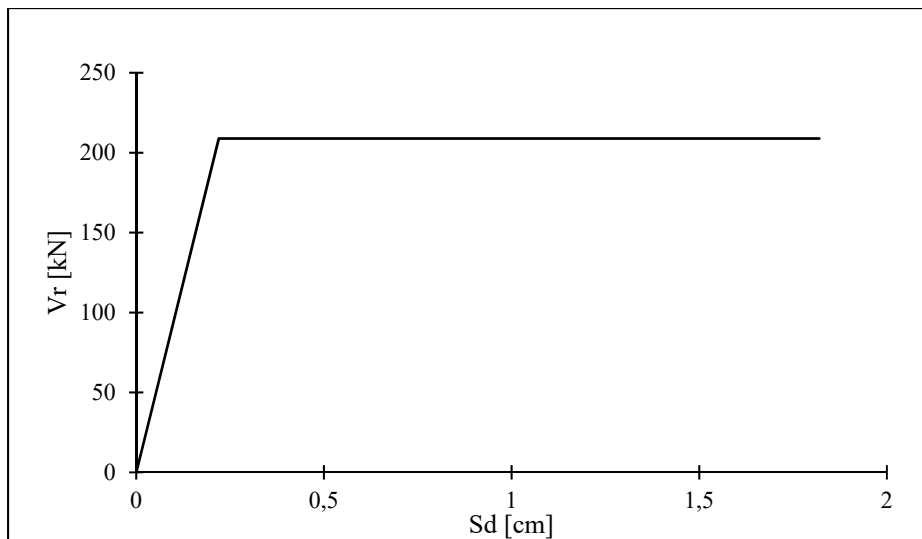


Figure 2.21 Courbe de capacité médiane

Malgré la variation des paramètres mécaniques, 3Muri© propose la même valeur de demande en déplacement, 0,9 cm, calculée par la méthode N2 en utilisant le spectre de demande de Québec de 2% en 50 ans. Cela nous permet de poser la question sur la validité de ce paramètre. Dans le troisième chapitre, la demande en déplacement (point de performance) sera calculée par différentes méthodes.

## CHAPITRE 3

### ÉTUDE DE VULNÉRABILITÉ DU PROTOTYPE DE BÂTIMENT EN MNA DE PIERRE

Le but de ce chapitre est de réaliser une analyse de vulnérabilité du prototype de bâtiment en MNA de pierre. Pour ce faire, les résultats fournis par 3Muri© (la courbe de capacité, le comportement de chaque trumeau, etc.) sont analysés pour générer les courbes de fragilité et aussi estimer les pertes économiques. Différents scénarios sismiques sont considérés et comparés pour visualiser les différents résultats de vulnérabilité.

#### 3.1 Méthodologie

L'étude de la vulnérabilité dans le plan des bâtiments en MNA consiste à développer les courbes de fragilité selon un processus à plusieurs étapes. Il faut tout d'abord choisir un prototype de bâtiment représentatif d'un large échantillon d'un inventaire réalisé. Le modèle de capacité de bâtiment est calculé par l'analyse de poussée sous 3Muri©. La variation des propriétés mécaniques du matériau (pierre ou brique) permet de prendre en considération la variabilité du modèle de capacité. La demande sismique est représentée par le spectre de réponse sismique caractéristique du Vieux-Québec pour notre cas d'étude. La variabilité de demande sismique  $\beta_D$  et la variabilité du modèle de capacité  $\beta_c$  sont combinées par le facteur  $CONV(\beta_c, \beta_D)$ . Les résultats de 3Muri© sont utilisés pour identifier les degrés de dommage sous forme de déplacements caractéristiques,  $S_{DSi}$ . La variation des degrés de dommage permet de déterminer le paramètre  $\beta_T$ , ou la variabilité liée au seuil de définition d'un degré de dommage DS. En utilisant la relation log-normale et les paramètres caractéristiques de chaque DS, les courbes de fragilité peuvent être générées. À partir de ces courbes, il est possible de déterminer les probabilités de dommage et aussi estimer la perte économique par le ratio de coût de réparation. La Figure 3.1 illustre le processus d'analyse de fragilité élaboré dans ce travail.

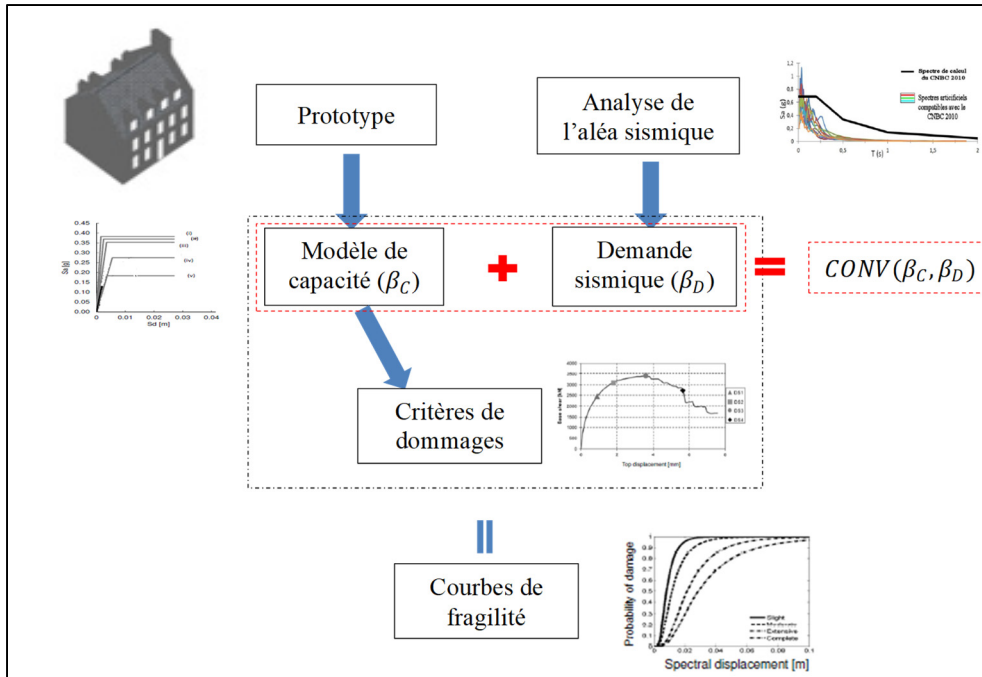


Figure 3.1 Processus d'analyse de fragilité

### 3.2 Modèle de capacité

Cette section est dédiée à l'étude de la contribution de la variabilité du modèle de capacité à la fragilité des bâtiments en MNA de pierre. Le modèle de capacité est représenté par la courbe « pushover » obtenue avec 3Muri©. La variation des propriétés mécaniques de la maçonnerie mène à une variabilité significative sur les courbes de capacité développées. Les propriétés mécaniques requises pour évaluer la résistance sismique des murs en pierre sont les suivantes: la résistance à la compression  $f_m$ , le module d'élasticité  $E_m$  et le module de cisaillement  $G_m$  et la résistance au cisaillement de la maçonnerie à compression nulle  $f_{m0}$ . Ce travail a été réalisé dans la section 2.4 du chapitre précédent. Il suffit de convertir la courbe pushover médiane (déplacement – force) en courbe de capacité de la forme déplacement- accélération du système SDOF (Section 1.5.1). Les murs de façade sont les plus vulnérables puisqu'ils ont plusieurs ouvertures. C'est ce qui explique le choix de la courbe pushover médiane suivant la direction « +X » en plus du modèle Mohr-Coulomb. La courbe de capacité est caractérisée par une



accélération spectrale médiane  $S_{ay}=0,14[g]$ , déplacement élastique  $d_e$  égal  $0,32\text{cm}$ , déplacement ultime  $d_u$  égal  $2,7\text{cm}$  et une période de vibration moyenne  $T_y$  vaut  $0,334\text{sec}$ .

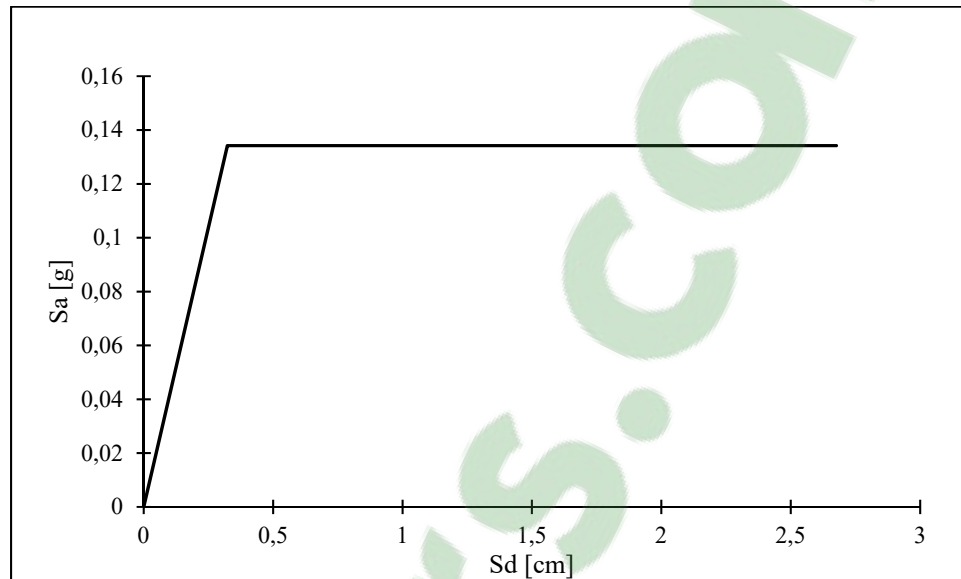


Figure 3.2 Courbe de Capacité médiane dans le domaine  $S_a$ - $S_d$

### 3.3 Modèle de dommage

#### 3.3.1 Identification des degrés de dommages

Les degrés de dommage DS (Damage state) sont positionnés sur la courbe pushover en utilisant toutes les informations issues de l'analyse statique non linéaire incrémentielle. La tâche est assez complexe mais les recommandations et les consignes dans les codes peuvent être regroupées en deux approches:

- Approche par les éléments structurels : Cette approche désigne que le DS attribué à une structure est le DS atteint par le premier élément structurel. Cette approche est adoptée quand le modèle mécanique utilisé ne tient pas compte de la dégradation progressive de la résistance latérale.
- Approche heuristique ou globale : Les DS sont directement placées sur la courbe pushover en utilisant des limites conventionnelles, généralement exprimées en fonction de déplacement entre deux étages ou de la fraction de résistance latérale globale de la base.

Le bâtiment modélisé est ancien, il date des années 1760-1800. Il est important d'élaborer les deux approches présentées ci-dessus afin de déterminer les DS. Le mur en MNA est constitué par des macroéléments c'est à dire des trumeaux simples à identifier. Le principe adopté dans ce travail est d'étudier le comportement de chaque trumeau et d'identifier les DS sur la courbe de capacité suivant des limites bien précises afin de déduire les valeurs minimums pour chaque degré de dommage. Le déplacement,  $S_{DS,i}$ , correspondant à  $DS_i$  est calculé comme suit :

$$S_{DL,i} = \min(U_{M,DSi} ; U_{G,DSi}) \quad i = 1, \dots, 4 \quad (3.1)$$

Avec  $U_{M,DSi}$  et  $U_{G,DSi}$  sont les déplacements à l'échelle de macroélément (M) et global (G) en considérant les conditions aux limites prédéfinies.  $i$  désigne la nature de DS tel que : 1 pour dommages légers; 2 pour dommages modérés; 3 pour dommages étendus; 4 pour dommages complets.

À l'échelle globale, la variable choisie pour contrôler l'atteinte de déplacement correspondant à un DS ( $U_{G,DLi}$ ) est la fraction ( $\kappa_G$ ) de la résistance latérale de la base par rapport à la résistance latérale maximale de la courbe pushover ( $\kappa_G = V/V_{max}$ ). Les seuils appropriés ( $\kappa_{DLi}$ ) sont définis pour DS1 et DS2 sur la partie ascendante de la courbe, tandis que DS3 et DS4 sont situés sur la partie descendante.

A l'échelle des macroéléments, la variable  $\theta_{w,l}$  est adoptée.  $\theta_{w,l}$  représente le déplacement entre deux étages dans un mur en MNA tel que  $w = 1, \dots, N_w$ : *Nombre des murs*  $l = 1, \dots, N_l$ : *Nombre des étages*. Le déplacement entre deux étages  $\theta_{w,l}$  est évalué en prenant en compte la contribution du déplacement horizontal du mur ainsi que la rotation des nœuds, suivant la relation suivante :

$$\theta_{w,l} = \frac{\bar{U}_{w,l} - \bar{U}_{w,l-1}}{h_l} + \frac{\bar{\varphi}_{w,l} + \bar{\varphi}_{w,l-1}}{2} \quad (3.2)$$

Avec :  $h_l$  est la hauteur entre deux étages,  $\bar{U}_{w,l}$  et  $\bar{\varphi}_{w,l}$  sont respectivement le déplacement horizontal et la rotation de nœud placé à l'étage  $l$  pour le mur  $w$ .

Le Tableau 3.1 propose les seuils possibles pour le contrôle à différentes échelles (structurale ou globale). À l'échelle des macroéléments, les limites de déplacement entre deux étages sont représentées par un intervalle des données compatible avec les valeurs proposées par Calvi (1999). À l'échelle globale, la plage des données sélectionnée (fraction de la résistance latérale avec la résistance maximale) est compatible avec les dispositions de l'Eurocode (2005b).

Tableau 3.1 Les Seuils des degrés de dommage

Échelle	Variable	DS1	DS2	DS3	DS4
<b>Globale</b>	$\kappa_G$ (%)	$\geq 50$	95-100	80-90	60-70
<b>Macroélément</b>	$\theta_{w,l}$ (%)	0,05-0,1	0,15-0,3	0,35-0,5	0,55-0,7

La Figure 3.3 montre l'évolution du déplacement inter étage en fonction du déplacement de chaque trumeau. Les mouvements de chaque refend sont déterminés à partir des résultats de 3Muri© (Équation (3.2)). La Figure 3.4 illustre la variation de  $\kappa_G$  en fonction du déplacement de l'ensemble du bâtiment.

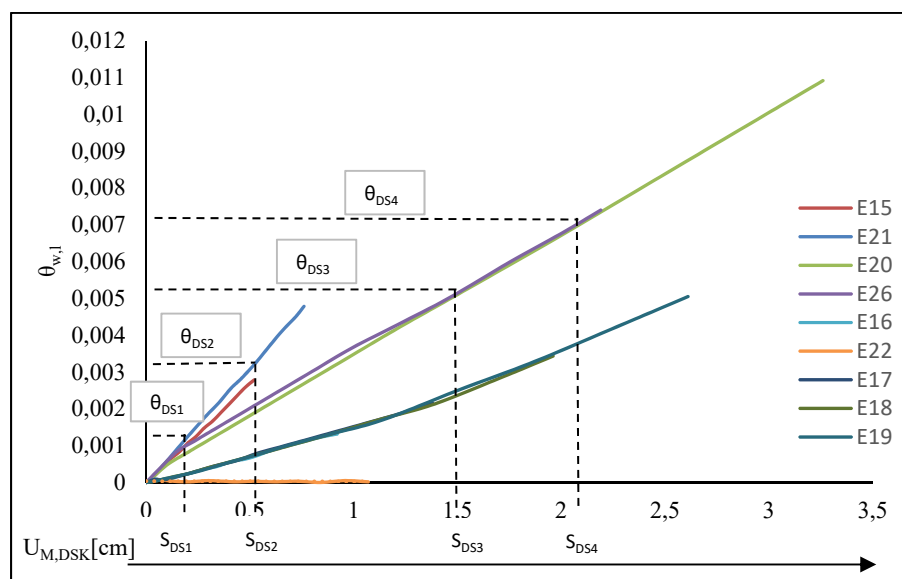


Figure 3.3 Identification des degrés de dommage par l'approche de macroélément

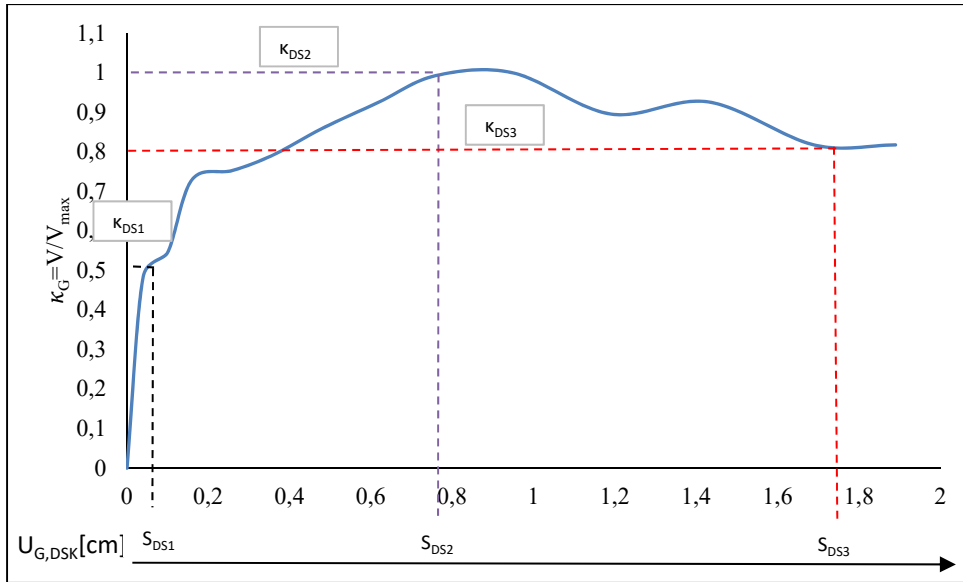


Figure 3.4 Identification des degrés de dommage par l'approche globale

En se basant sur la méthode multi-échelle, les degrés de dommage sont identifiés graphiquement (Figure 3.3, Figure 3.4). Le Tableau 3.2 représente les résultats de cette identification. On remarque que l'identification des DS par les deux échelles définies donne des résultats comparables et proches. En revanche sur la courbe pushover modifiée, le DS4, référant au dommage complet, est non identifiable puisque le logiciel arrête ses analyses quand la structure atteint 80% de dégât. Ce qui représente une limite de cette méthode. Au final, les DS sont identifiés par l'échelle de macroélément excepté le DS1.

Tableau 3.2 Déplacement caractéristiques de chaque DS par la méthode multi-échelle

	$U_{M,DS}$	$U_{G,DS}$	$S_{DS}$
<b>DS1</b>	0,2	0,09	0,09
<b>DS2</b>	0,5	0,75	0,5
<b>DS3</b>	1,4	1,8	1,4
<b>DS4</b>	2,2	✘	2,2

Afin de mieux identifier les différents états de dommage, une description de ces derniers est donnée ci-dessous (Figure 3.5) basée sur l'analyse par macroélément de 3Muri©.

Domage léger « DS1 » : Les premières fissures dans les éléments de maçonnerie en pierre surviennent généralement très rapidement. Souvent dans les trumeaux, le comportement de flexion prédomine, des petites fissures horizontales apparaissent dans le coin de l'élément sous tension en raison de l'inclinaison mutuelle. Parfois il y aura un comportement en cisaillement, des fissures de cisaillement à peine visibles apparaissent au milieu du mur et se propagent ensuite dans les coins. Dans cet état de dommage, les fissures ne présentent aucun risque significatif pour l'élément et même pour la structure, elles peuvent être facilement réparées. 3-Muri© enregistre la rotation de chaque nœud qui permet à la fin de définir DS1. Dans notre cas, le déplacement limite,  $S_{DL1}$ , est estimé au déplacement de 50% de la capacité de charge maximale, où on suppose généralement que le premier dommage se produit.

Domage modéré « DS2 » : Lorsque la capacité maximale de la structure est presque atteinte, l'endommagement des éléments devient plus pertinent, ce qui provoque une diminution de la capacité de charge jusqu'à l'effondrement. Les premières fissures diagonales majeures apparaissent dans les refends où le comportement de cisaillement prévaut (les trumeaux d'extrémités). Ces fissures ont une épaisseur inférieures à 0,2mm (Tomažević, 2007). Le comportement de flexion prédomine dans la majorité des macroéléments où plusieurs fissures se produisent dans les coins d'une faible épaisseur. Les dommages produits sont encore réparables et ne présentent pas de danger sur la résistance de la structure.

Domage étendu « DS3 » : La capacité du bâtiment décroît jusqu'à atteindre 80% de la capacité maximale. Des dommages importants apparaissent dans la plupart des macroéléments. Le comportement de cisaillement se développe en plus par l'apparition des fissures diagonales dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 10mm. La majorité des autres refends sont endommagés par la flexion où l'épaisseur des fissures est plus importante dans les coins, résultat de la compression. Dans cet état de dommage les dégâts sont plus graves et toujours réparables, même si la réhabilitation est à justifier économiquement.

Domage complet « DS4 » : Dans cet état de dommage, la structure est sur le seuil de l'effondrement. Parfois le bâtiment est tellement endommagé que sa capacité de charge est négligeable lors du chargement horizontal. Les fissures diagonales de cisaillement sont dominantes. En plus quelques dégâts sont provoqués par la flexion de certains éléments, qui induisent une rupture par compression des linteaux dans le deuxième étage. Dans la modélisation sur 3Muri©, l'analyse de poussée s'achève avant l'effondrement de la structure car certains trumeaux perdent l'équilibre. Pour cette raison le déplacement limite,  $S_{DL4}$ , est défini par l'angle de rotation des éléments. La détermination de  $S_{DL4}$  avec l'instabilité des macroéléments est peu fiable car à la base ce degré de dommage est défini par l'effondrement total du bâtiment.

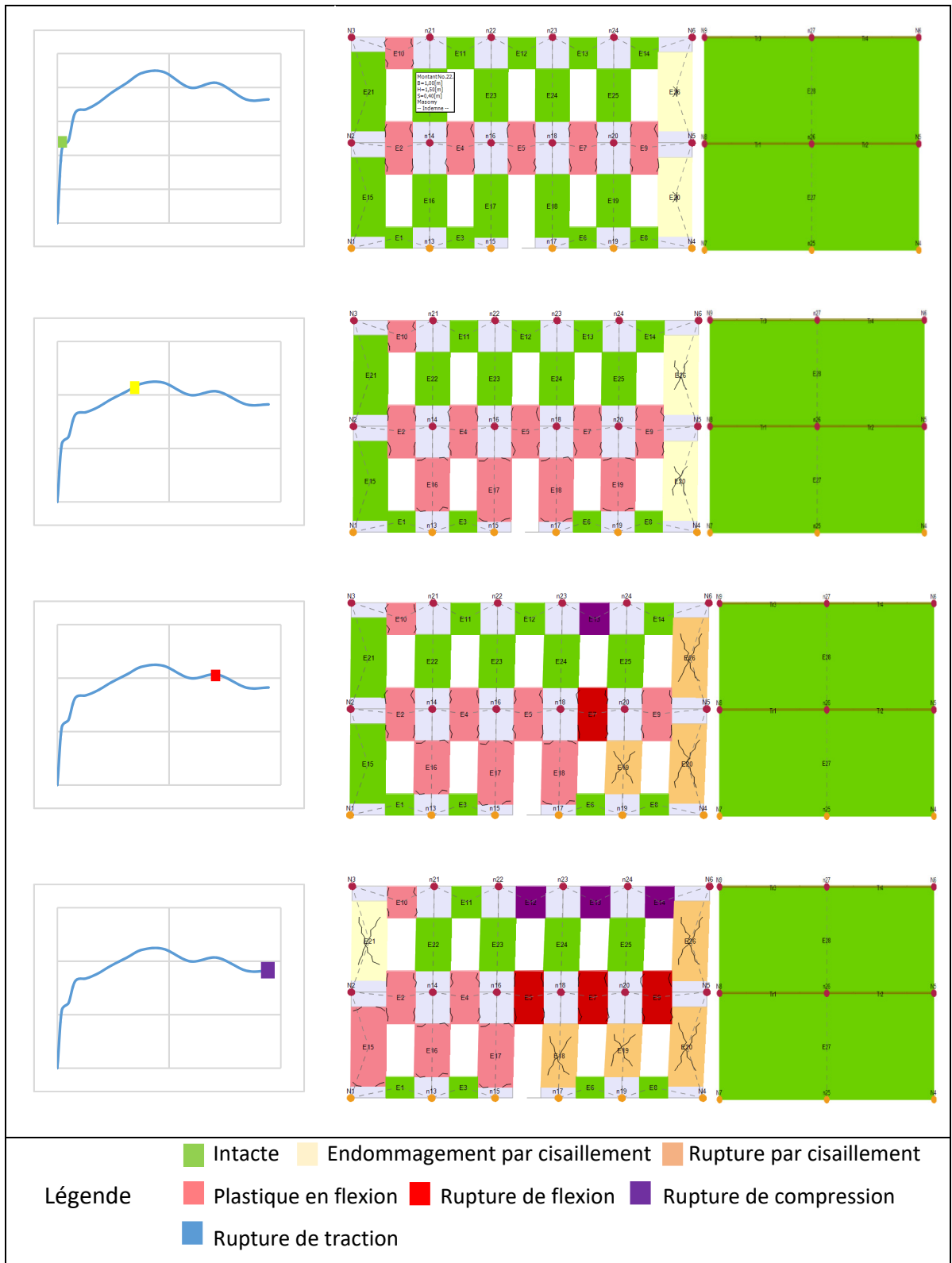


Figure 3.5 Identification des différents états de dommage

### 3.3.2 Variation des états de dommage

Les états de dommage sont identifiés sur la courbe pushover en marquant la demande en déplacement associée à chaque DS. Dans la majorité des articles et thèses de recherche, les auteurs préfèrent utiliser le ratio de déplacement inter-étage comme paramètre de demande. Afin de prendre en considération la variation de chaque état de dommage, des valeurs de déplacement entre étages sont tirés de la littérature (Elmenschawi et al., 2010; Magenes et al., 2010; Rota et al., 2010; Tomažević & Lutman, 2007; Tomažević & Weiss, 2010; Vasconcelos, 2005). Les valeurs de ratio de déplacements des murs en pierre sont obtenues à la suite d'essais de chargement cyclique. Abo El Ezz (2013) a proposé une compilation des différentes valeurs considérées par ces auteurs (Tableau 3.3), et a déterminé la courbe de fragilité et le paramètre  $\beta_T$  correspondant. Or, dans ce projet on utilisera des équations tirées de FEMA-P-58-1 (2012) afin de déterminer  $\beta_T$ .

Tableau 3.3 Déplacement inter-étage de chaque DS des murs en maçonnerie de pierre selon Abo El Ezz (2013)

$\theta_{DS1}[\%]$	$\theta_{DS2}[\%]$	$\theta_{DS3}[\%]$	$\theta_{DS4}[\%]$
0,06	0,1	0,28	0,45
0,07	0,13	0,34	0,46
0,07	0,2	0,36	0,48
0,08	0,2	0,4	0,51
0,08	0,26	0,41	0,61
0,08	0,28	0,41	0,67
0,09	0,3	0,58	0,86
0,09	0,3	0,7	1
0,1	0,41	0,8	1,2
0,1	0,41	1,15	1,83
0,1	0,47	1,19	1,92
0,11	0,5	1,19	2,01
0,12	0,57	1,38	2,14
0,12	0,66	1,42	2,33
0,13	0,85	1,65	2,33



Pour chaque spécimen testé, la valeur médiane de la demande à laquelle l'état de dommage est susceptible de se produire,  $\theta_{DSj}$ , est donné par l'équation suivante (FEMA-P-58-1, 2012):

$$\theta_{DSj} = e^{\left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln \theta_i\right)} \quad (3.3)$$

La valeur de l'écart type ou dispersion médiane lié à la variabilité dans le seuil d'un état de dommage,  $\beta_T$ , est calculé par la relation suivante (FEMA-P-58-1, 2012):

$$\beta_T = \sqrt{\left(\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \left(\ln \left(\theta_i / \theta_{DSj}\right)\right)^2\right)^2} \quad (3.4)$$

Le Tableau 3.4 présente les valeurs de dispersion  $\beta_T$  associées à chaque état de dommage ainsi que les déplacements limites correspondants. Afin de distinguer la différence entre les paramètres trouvés et ceux définis dans les normes, nous avons consulté les valeurs correspondantes dans Euler et Hazus pré-code pour le cas des bâtiments en maçonnerie non-armée à faible hauteur.

Tableau 3.4 Caractéristiques des DS pour un bâtiment en pierre de deux étages

	Cas d'étude		Euler		Hazus pre-code	
	S <sub>DSj</sub> [cm]	β <sub>T</sub>	S <sub>DSj</sub> [cm]	β <sub>T</sub>	S <sub>DSj</sub> [cm]	β <sub>T</sub>
<b>DS1</b>	0,09	0,22	0,2	0,4	0,8	0,4
<b>DS2</b>	0,5	0,58	0,4	0,4	1,6	0,4
<b>DS3</b>	1,4	0,59	0,7	0,4	4,1	0,4
<b>DS4</b>	2,2	0,63	1,1	0,4	9,6	0,4

### 3.4 Modèle de demande sismique

Cette section évoque la contribution de la variabilité de la demande sismique à la fragilité des bâtiments en maçonnerie de pierre. Pendant un séisme, la structure étudiée est caractérisée par une déformation inélastique déterminante afin de déduire l'ampleur des dommages. En outre

l'analyse non linéaire statique ou dynamique peut prédire ce genre de comportement de manière explicite. Il existe plusieurs techniques afin de déterminer la demande sismique (Shinozuka et al., 2000). Ruiz-García et Miranda (2007) ont proposé une procédure statique non linéaire qui prend en considération l'incertitude de la demande sismique. La méthode consiste à appliquer une analyse statique de la demande en déplacement à partir de la réponse dynamique du système SDOF non linéaire soumis à une série de tremblement de terre. Il est à noter que le comportement dynamique des bâtiments à faible hauteur est dominé par le premier mode de vibration (FEMA, 2005). Cette procédure permet d'évaluer la variabilité combinée de la capacité et aussi de la demande sismique, CONV ( $\beta_C, \beta_D$ ).

Dans cette étude, on utilisera le spectre de réponse destiné à la ville de Québec avec une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans (Figure 2.14). Les paramètres de capacité (période fondamentale  $T_y$  et accélération spectrale du bâtiment  $S_{ay}$ ) sont obtenus à partir de la courbe de capacité médiane (section 3.2). Le déplacement en tête des refends est le paramètre de demande sélectionné. Il est évalué à différents niveaux de sollicitation sismiques en utilisant la méthode du coefficient de déplacement « DCM » (ATC-40, 1996; FEMA, 2005). Cette approche statique non linéaire est très utilisée. Elle consiste à modifier la réponse élastique en termes de déplacement du système SDOF par multiplication avec une série de coefficients (Section 1.5.3.1) afin d'obtenir une estimation de la réponse inélastique,  $S_d$ , calculé par l'équation suivante :

$$S_d = c_1 c_2 S_a(T_y) \frac{T_y^2}{4\pi^2} g \quad (3.5)$$

$$c_1 = 1 + \frac{R - 1}{a T_y^2} \quad (3.6)$$

$$c_2 = 1 + \frac{1}{800} \left[ \frac{R - 1}{T_y} \right]^2 \quad (3.7)$$

$$R = \frac{S_a(T_y)}{S_{ay}} \quad (3.8)$$

Avec  $c_1$  est le paramètre qui relie le déplacement maximal attendu d'un système SDOF inélastique au déplacement calculé à partir de la réponse spectrale élastique;  $c_2$  est le paramètre qui prend en compte les effets de la forme de spectre, la dégradation de la rigidité et la détérioration de la résistance;  $S_a(T_y)$  est l'accélération spectrale à la période fondamentale du système,  $a$  est une constante qui dépend de la classe de site ( $a=130$  pour la classe de site B, site de Vieux-Québec)(CNRC, 2015);  $S_{ay}$  est l'accélération limite du système SDOF.

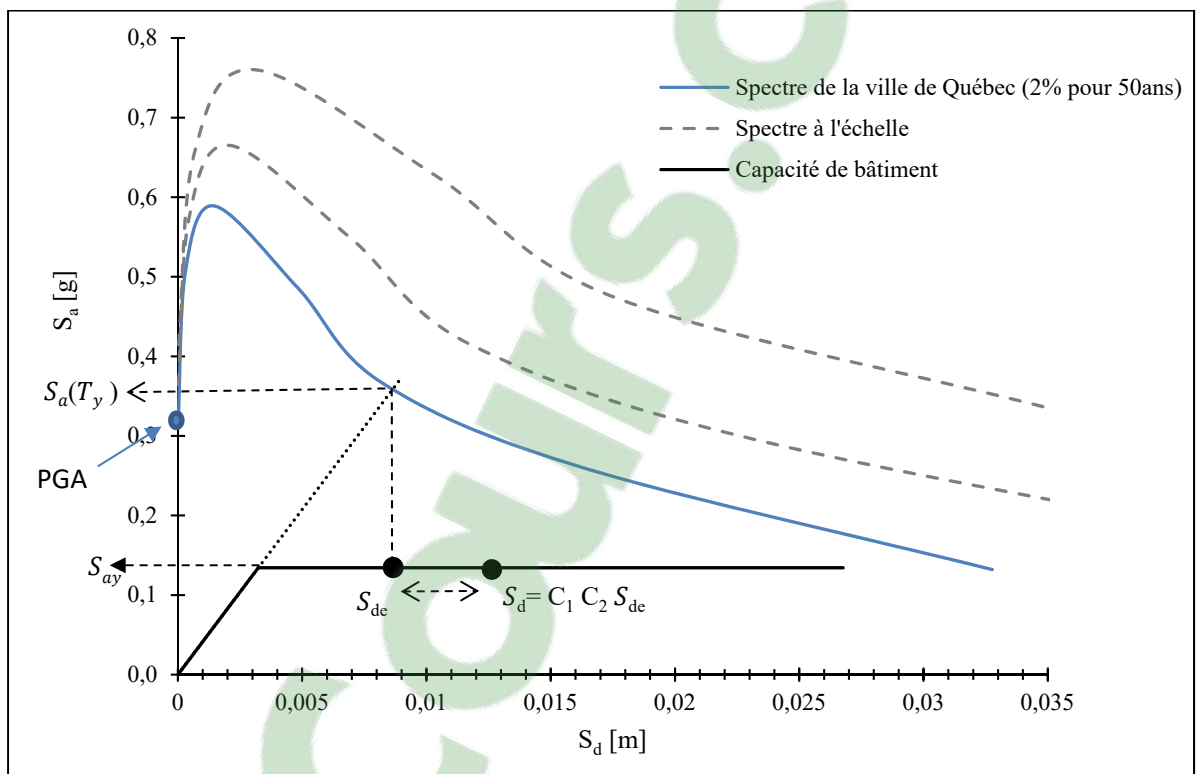


Figure 3.6 Illustration de la variabilité de la demande en déplacement correspondante un PGA donné

La demande sismique est représentée par le spectre de réponse qui peut être calibré à l'échelle pour différentes valeurs d'accélération maximale du sol PGA. La Figure 3.6 illustre des spectres de réponse calibré à l'échelle pour différents PGA. À chaque valeur de PGA,  $P_{ij}$  est la probabilité de dépasser un certain état de dommage  $DS_i$ , calculée par l'équation suivante :

$$P_{ij}(S_d > S_{d,(DSi)} | PGA_j) = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(S_{d,(DSi)}) - \lambda_{Sd(PGA_j)}}{\beta_{Sd(PGA_j)}} \right] \quad (3.9)$$

$$\beta_{Sd(PGA_j)} = \left[ \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2(T_y + 0,1)} \right] \alpha \quad (3.10)$$

$$\alpha = A_3 [1 - e^{-A_4(R-1)}] \quad (3.11)$$

La procédure probabiliste proposée par Ruiz-García et Miranda (2007) permet de prendre en considération la variabilité du paramètre  $c_1$ . Cette méthode estime les paramètres de la distribution log-normal ( $\lambda_{Sd(PGA_j)}$  et  $\beta_{Sd(PGA_j)}$ ) pour la demande en déplacements inélastiques,  $S_d$ , déterminée par DCM.

$\lambda_{Sd(PGA_j)} = \ln(S_d)$  étant le log normal médian;

$\beta_{Sd(PGA_j)}$  est l'écart type de log-normal;

$A_1 = 5,876$ ;  $A_2 = 11,749$ ;  $A_3 = 1,957$  et  $A_4 = 0,739$ ;

$S_{d,(DSi)}$  est le déplacement limite qui définit chaque état de dommage (la section 3.3.1).

Le Tableau 3.5 montre les résultats de calcul et la Figure 3.7 illustre la répartition de probabilité pour chaque degré de dommage.

Tableau 3.5 Exemple d'évaluation des probabilités de dommage pour chaque DS

PGA	0,15	0,2	0,25	0,31	0,35	0,4
$S_d$ [m]	0,0020	0,0042	0,0067	0,0107	0,0138	0,0198
$P_{DS1,PGA_j}$	0,60	0,80	0,95	1,00	1,00	1,00
$P_{DS2,PGA_j}$	0,05	0,16	0,65	0,88	0,93	0,97
$P_{DS3,PGA_j}$	0	0	0,14	0,31	0,49	0,70
$P_{DS4,PGA_j}$	0	0	0	0,09	0,22	0,44

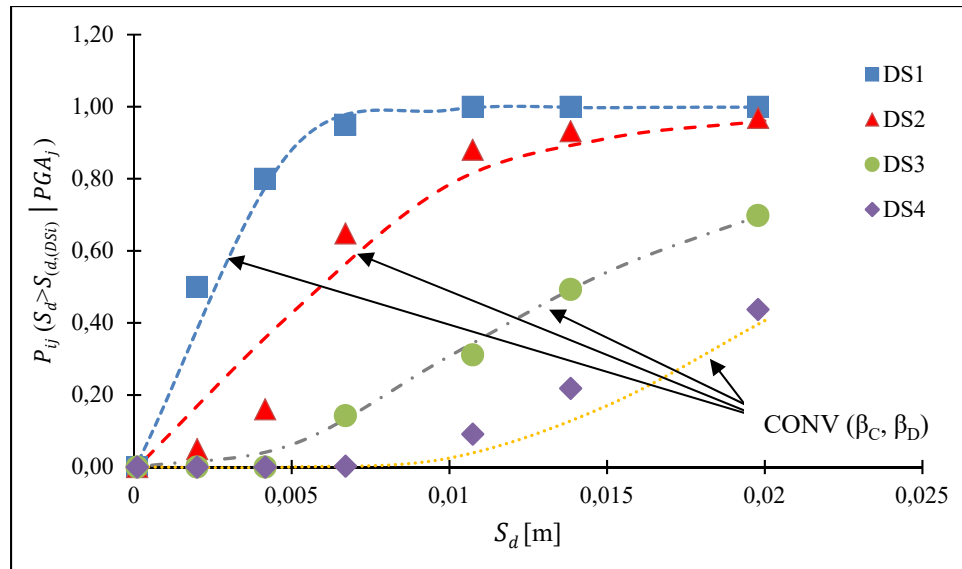


Figure 3.7 Ajustement de la distribution de probabilité de l'incertitude combinée des modèle de capacité et demande sismique pour chaque DS

L'application de la fonction inverse de log-normal,  $\Phi^{-1}$ , permet de définir une relation linéaire entre le paramètre  $Z(DSi) = \Phi^{-1}(P_{DSi})$  et  $\ln(S_d)$ . La pente de cette relation linéaire est l'écart type de log-normal, et  $CONV(\beta_C, \beta_D)$ , qui représente la variabilité combinée du modèle de capacité et de demande sismique.

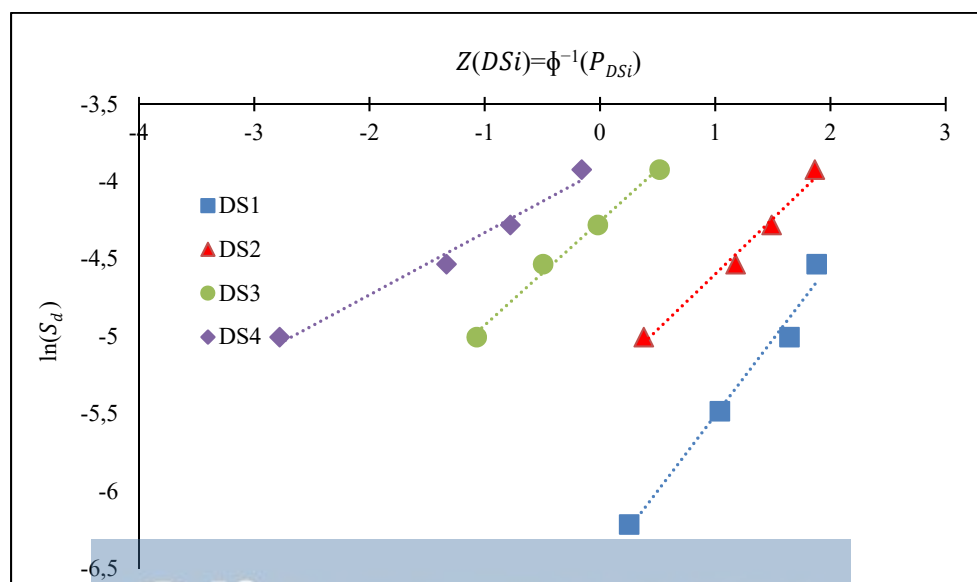


Figure 3.8 Dédution de log-normal  $CONV(\beta_C, \beta_D)$

À partir de la Figure 3.8, on peut en déduire les valeurs de l'écart type de log-normal dues à la variabilité combinée de la capacité et aussi de la demande sismique pour chaque degré de dommage (Tableau 3.6). Ensuite les valeurs de CONV ( $\beta_C$ ,  $\beta_D$ ) trouvées serviront à déterminer l'écart type de log-normal,  $\beta_{DS}$ , afin de générer les courbes des fragilités.

Tableau 3.6 Paramètre lié à la variabilité du modèle de capacité et la demande sismique

	CONV ( $\beta_C$ , $\beta_D$ )
<b>DS1</b>	0,98
<b>DS2</b>	0,72
<b>DS3</b>	0,67
<b>DS4</b>	0,40

### 3.5 Courbe de fragilité

#### 3.5.1 Selon la demande en déplacement inélastique $S_d$

La fonction de fragilité est généralement explicitée sous la forme d'une distribution log-normale de la probabilité d'atteindre un état de dommage. Un état de dommage peut être défini par un paramètre d'ingénierie définissant la demande ou x « Engineering Demand Parameter » (EDP). L'EDP choisi dans cette étude est la demande en déplacement inélastique du système SDOF. La probabilité conditionnelle d'atteindre un état de dommage particulier DS avec selon la demande en déplacement  $S_d$  est définie par la relation suivante (Kircher et al., 1997a):

$$P[DS|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{DS}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,DS}} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$\beta_{DS} = \sqrt{CONV(\beta_C, \beta_D)^2 + \beta_T^2} \quad (3.13)$$

Où  $\Phi$  est la fonction de distribution cumulative normale;

$\bar{S}_{d,DS}$  est la valeur de déplacement spectral inélastique auquel le bâtiment atteint le seuil de l'état de dommage DS;

$\beta_C$  est l'écart type log-normal lié à la variabilité dans le modèle de capacité (voir Tableau 3.6);

$\beta_D$  est l'écart type log-normal lié à la variabilité dans le modèle de demande (solicitation sismique) (voir Tableau 3.6);

$\beta_T$  est l'écart type log-normal lié à la variabilité du seuil d'un état de dommage DS (voir Tableau 3.4).

Le Tableau 3.7 résume les paramètres de fragilité établis pour le cas d'étude (voir section 2.1), ainsi que les paramètres tirés d'Euler pour le cas de bâtiment en maçonnerie de pierre de faible hauteur. À titre comparatif les paramètres tirés de Hazus pour les bâtiments en MNA de brique sont aussi présentés.

Tableau 3.7 Paramètres des fonctions de fragilité en fonction de la demande en déplacement inélastique  $S_d$  pour les bâtiments en MNA de pierre

	Cas d'étude		Euler		Hazus pre-code (MNA brique)	
	$S_{DSi}$ [cm]	$\beta_{DS}$	$S_d$ [cm]	$\beta_{DS}$	$S_d$ [cm]	$\beta_{DS}$
<b>DS1 (Léger)</b>	0,09	1	0,2	1,02	0,8	0,99
<b>DS2 (Modéré)</b>	0,5	0,92	0,4	1,02	1,6	1,05
<b>DS3 (étendu)</b>	1,4	0,89	0,7	1,02	4,1	1,1
<b>DS4 (Complet)</b>	2,2	0,75	1,1	1,02	9,6	1,1

L'objectif de la comparaison entre les différents modèles est d'évaluer l'impact des paramètres des fonctions de fragilité sur le développement des courbes qui permettent de déduire l'ampleur de dommage. On remarque une correspondance entre l'écart type log-normal  $\beta_{DS}$  pour les différentes sources avec les valeurs développées dans ce travail. Cependant, le l'écart type log-normal diminue lorsque l'état de dommage augmente, variant de 1 pour DS1 à 0,75 pour DS4, alors que pour le Euler ce paramètre est constant augmente de 0,99 pour DS1 à 1,1 pour DS4 dans le cas d'Hazus. Aussi on constate que les déplacements pour chaque état de dommage

identifiés précédemment sont du même ordre de grandeur que ceux proposés par Euler sauf pour DS4 où il est du double (1,1 pour le cas d'étude et 2,2 pour Euler). En revanche Hazus propose des déplacements largement supérieurs, allant de 0.8 à 9.6 cm ce qui souligne la différence de comportement entre un bâtiment en MNA de brique et de pierre et remet en question l'utilisation des paramètres de fragilité Hazus pour estimer les dommages aux bâtiments en MNA de pierre. La Figure 3.9 présente les courbes de fragilité pour les différents modèles.

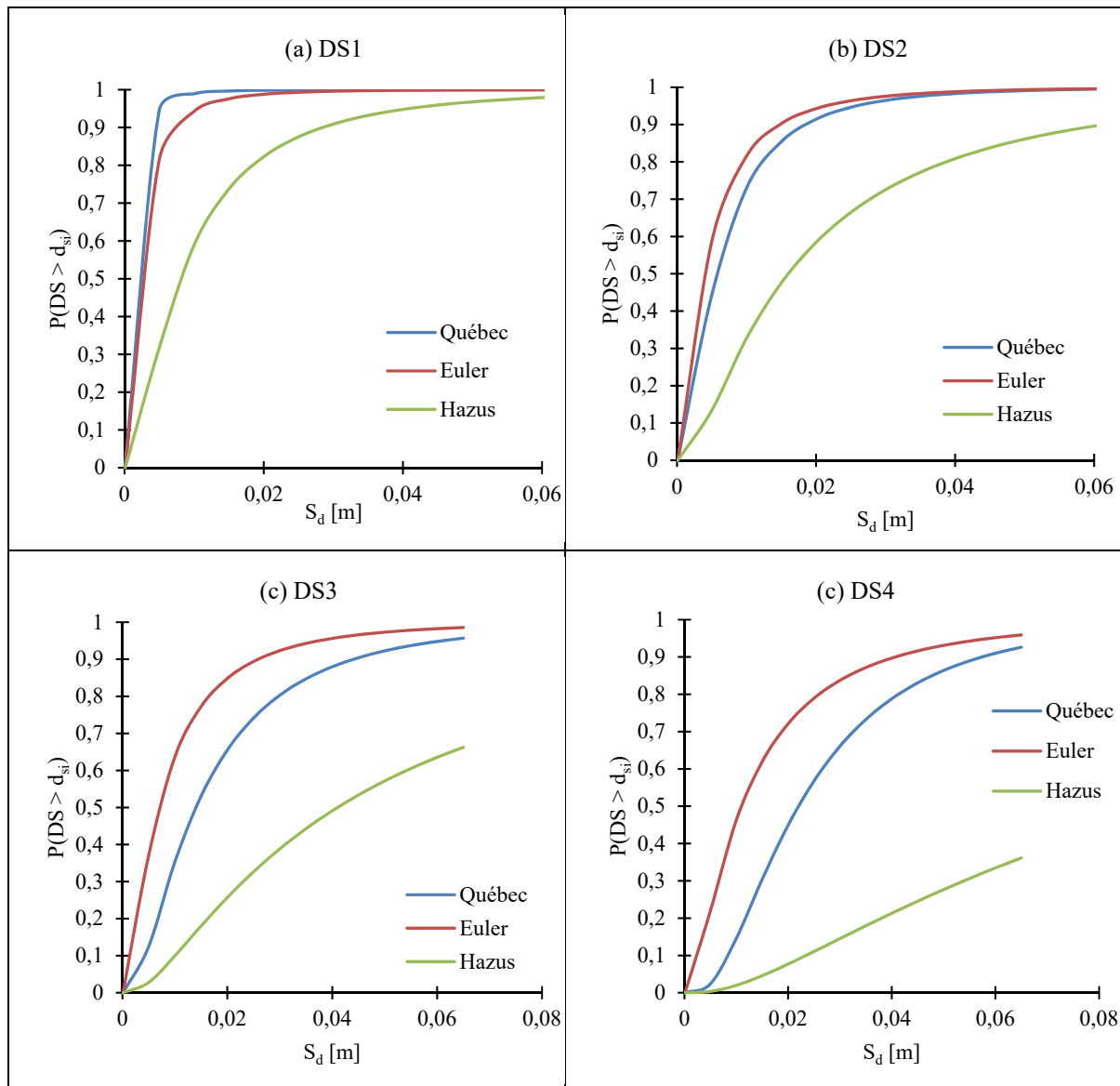


Figure 3.9 Les courbes de fragilité en fonction de  $S_d$



Les graphiques ci-dessus montrent une similarité d'allure des courbes obtenues avec les paramètres de la méthode d'Euler et celles développées dans ce mémoire. Ce rapprochement s'explique par le fait que la demande en déplacement et l'écart type log-normal pour les deux modèles ont des valeurs proches. En revanche, les courbes de fragilité élaborées à partir des données de Hazus sont toujours en dessous des autres modèles. Cela montre l'importance des paramètres des fonctions de fragilité qui sont essentiellement la demande en déplacement pour chaque DS et l'écart type log-normal. Dans l'ANNEXE VI, on réalise une étude de sensibilité des fonctions de fragilité en variant leurs paramètres. La variation de l'écart type log-normal,  $\beta_{DS}$ , induit une légère rotation de la courbe en particulier dans la partie ascendante. En revanche la variation de  $S_{DSi}$  résulte en une translation de la courbe. Pour un état de dommage donné, l'augmentation du déplacement caractéristique induit une diminution de la probabilité de dommage (le cas du modèle « Hazus »).

### 3.5.2 Selon une mesure de l'intensité (IM)

Les courbes de fragilité développées précédemment sont exprimées en fonction d'un EDP, la limite de chaque état de dommage étant caractérisée par un déplacement inélastique limite  $S_{DSi}$ . Ce dernier est un paramètre qui dépend essentiellement de la structure, c'est-à-dire des propriétés mécaniques et géométriques du bâtiment étudié. Dans le cas des différentes sollicitations sismiques, les courbes de fragilité restent invariables puisque la variable EDP est constante pour toutes les sollicitations. Afin de cerner l'effet de la sollicitation sur la structure, les courbes de fragilité peuvent être générées en fonction d'une mesure de l'intensité du séisme « IM » (Intensity measure). Selon Wang et al. (2012), il est recommandé de choisir des intensités spectrales caractéristiques de chaque spectre de réponse comme PGA ou PGV. Dans ce travail, on utilisera comme IM l'accélération spectrale maximale au sol, PGA, ou l'accélération spectrale à 0,3 sec,  $S_a[0,3\text{sec}]$ , car la période de vibration des bâtiments en maçonnerie est très courte, elle ne dépasse pas 1sec. Cornell et al. (2002) suggère que la demande en déplacement inélastique de la structure, déterminée par la méthode CSM ou DCM, peut être exprimée en fonction de l'IM. La variation de la demande en déplacement,  $S_d$ , en fonction de PGA est illustrée dans la Figure 3.6. En utilisant la courbe de capacité du Tableau

3.5, la demande en déplacement est déterminée par la méthode DCM pour des spectres de réponse adaptés à différentes valeurs de PGA, à partir du spectre de la ville Québec avec une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans (voir Section 3.4).

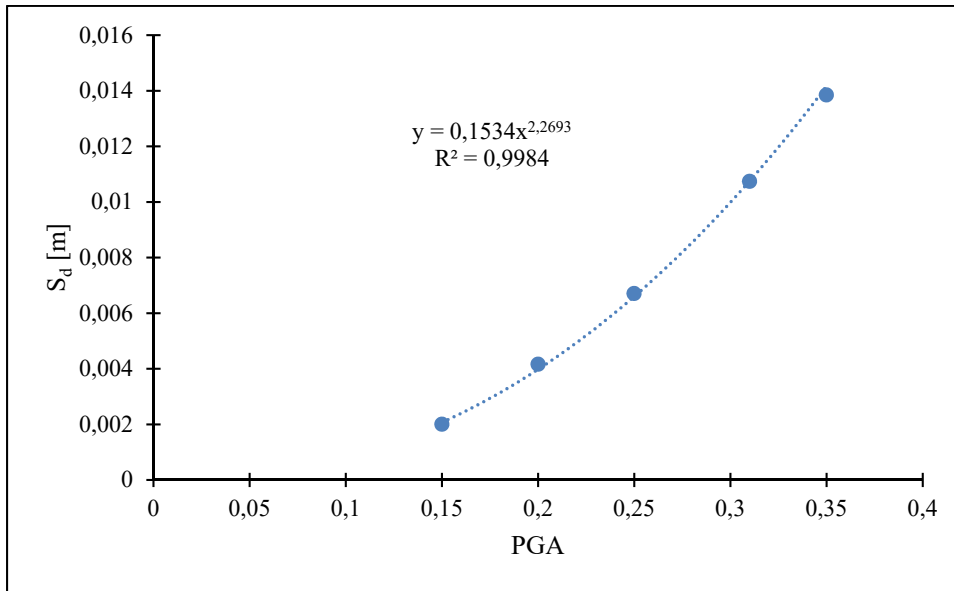


Figure 3.10 Représentation de  $S_d$  en fonction de PGA pour un bâtiment en MNA de pierre situé à Québec

La Figure 3.10 représente l'allure de EDP sous forme de déplacement  $S_d$  en fonction de IM sous forme de PGA. Nielson (2005) propose la relation suivante :

$$EDP = a. (IM)^b \quad (3.14)$$

Les coefficients  $a$  et  $b$  sont déterminés à partir de la courbe de la Figure 3.10. Cette fonction permet d'obtenir la valeur de  $PGA$  correspondante aux valeurs de  $S_{d,DS}$  de chaque état de dommage. En passant au logarithme et avec quelques manipulations mathématiques, on obtient la relation suivante :

$$PGA_{DS} = Exp\left(\frac{\ln(S_{d,DS}) - \ln(a)}{b}\right) \quad (3.15)$$

La courbe de fragilité dépend encore de l'écart type log-normal. Le changement de cette variable est déterminé par l'équation suivante :

$$\beta_{DS/PGA} = \frac{\beta_{DS}}{b} \quad (3.16)$$

Tableau 3.8 Paramètres des fonctions de fragilité en fonction de PGA pour les bâtiments en MNA de pierre

	Cas d'étude		Euler		Hazus pre-code (MNA brique)	
	PGA <sub>DSi</sub>	$\beta_{DS/PGA}$	PGA <sub>DSi</sub>	$\beta_{DS/PGA}$	PGA <sub>DSi</sub>	$\beta_{DS/PGA}$
<b>DS1 (Léger)</b>	0,109	0,437	0,148	0,445	0,272	0,432
<b>DS2 (Modéré)</b>	0,234	0,401	0,201	0,445	0,368	0,459
<b>DS3 (étendu)</b>	0,347	0,391	0,256	0,445	0,555	0,481
<b>DS4 (Complet)</b>	0,423	0,327	0,312	0,445	0,804	0,481

Le tableau ci-dessus répertorie les paramètres des fonctions de fragilité en fonction de PGA pour le cas d'étude, selon Euler pour la MNA de pierre et selon Hazus pour la MNA de brique. Ceci permet ensuite de tracer les courbes de fragilité de la Figure 3.11 pour le bâtiment de faible hauteur en MNA de pierre dans le Vieux-Québec. On y observe l'évolution de la probabilité de dommage en fonction du PGA pour les différents modèles de fragilité.

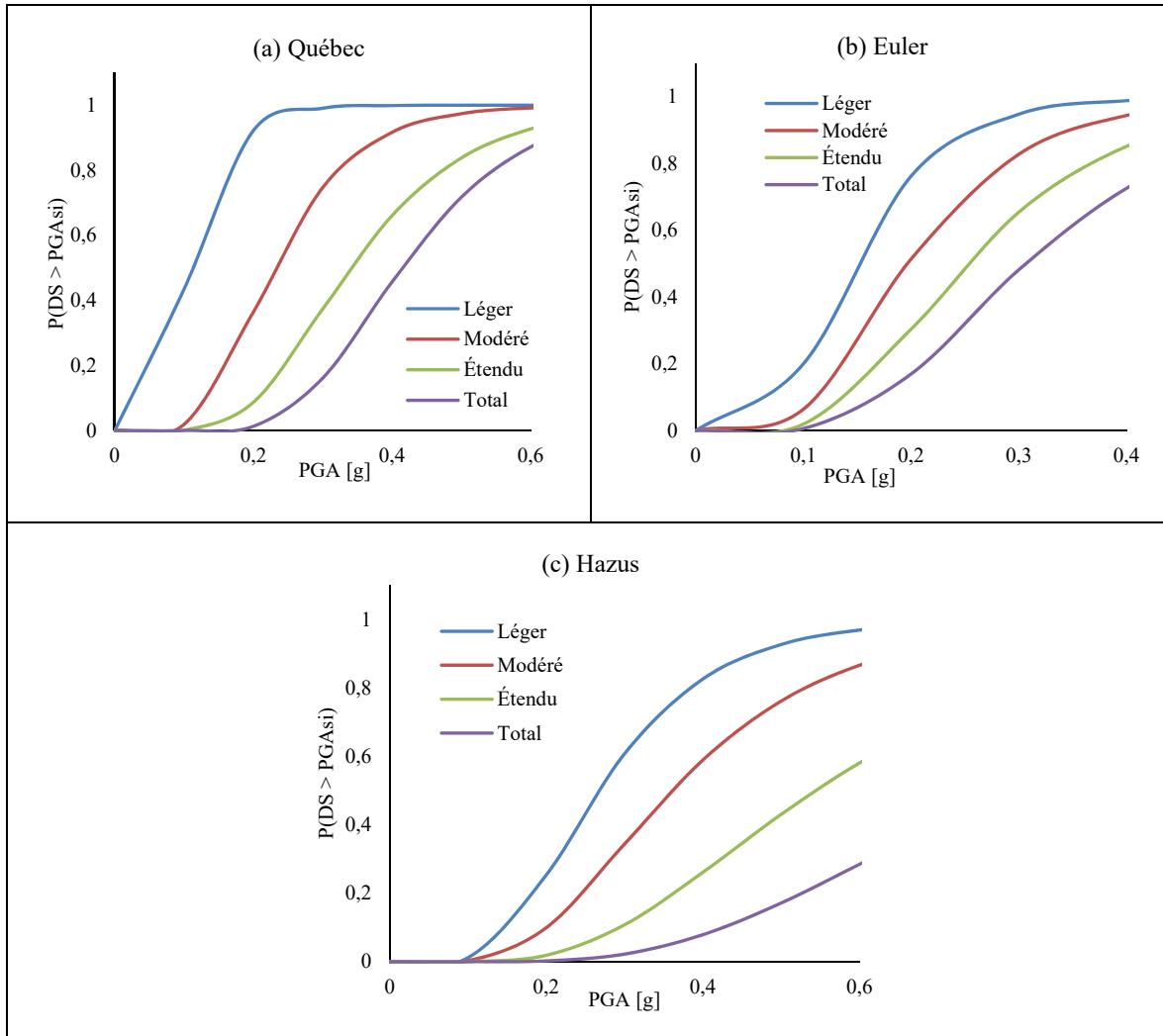


Figure 3.11 Les courbes de fragilité en fonction de PGA pour les bâtiments en MNA de pierre à Québec pour différents modèles de fragilité : a) Québec b) Euler c) Hazus

### 3.6 Analyse des pertes

#### 3.6.1 Point de performance

Dans la méthode de spectre de capacité (CSM, ATC-40, 1996), la détermination du point de performance nécessite de supposer que la réponse d'un système non linéaire à plusieurs degrés de libertés peut être modélisée comme un système SDOF linéaire avec un amortissement équivalent. La méthode adoptée dans ce mémoire pour déterminer la réponse structurelle (c'est-à-dire le point de performance ou la demande en déplacement inélastique) est la

procédure CSM qui est réinterprétée et simplifiée par Porter (2009). Abo El Ezz (2013) a adapté cette approche pour la MNA de pierre. La procédure consiste à déterminer le spectre de demande sismique (c'est dire un spectre modifié tiré du spectre élastique suite à un amortissement) ensuite d'identifier le point d'intersection entre le spectre de réponse modifié et la courbe de capacité du bâtiment.

La première étape consiste à idéaliser le spectre de réponse élastique (Figure 3.12) suivant la méthode proposée dans NIBS et FEMA (2003) et de déduire le spectre de réponse réduit (ou le spectre de demande sismique). Le spectre de réponse sismique est caractérisé par une accélération de pointe maximale (PGA) et la réponse d'accélération spectrale élastique à 0,3 et 1 seconde (Figure 3.12).

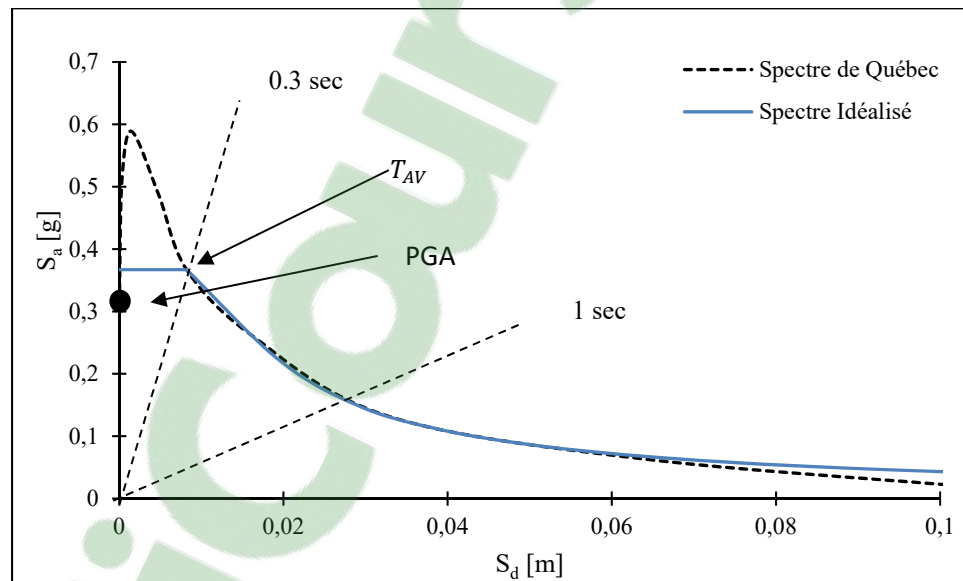


Figure 3.12 Spectre de Vieux-Québec idéalisé

Le spectre de réponse idéalisé est construit en utilisant les accélérations spectrales  $S_a [0,3\text{sec}]$  et  $S_a [1\text{sec}]$  pour un amortissement de 5% calculé avec des équations de prédiction de mouvement du sol. L'idéalisation de la courbe est définie par les équations suivantes :

$$S_a = \begin{cases} PGA & T = 0 \\ S_a(0,3 \text{ sec}, 5\%) & T \leq T_{AV} \\ S_a(1 \text{ sec}, 5\%)/T & T > T_{AV} \end{cases} \quad (3.17)$$

$T_{AV}$  est la période critique qui définit l'intersection de palier horizontal, où l'accélération spectrale est constante, et la partie où la vitesse est constante, elle est calculée par la relation suivante :

$$T_{AV} = \frac{S_a(1 \text{ sec}, 5\%)}{S_a(0,3 \text{ sec}, 5\%)} \quad (3.18)$$

Une fois le spectre de réponse idéalisé, la déduction du spectre de demande sismique (Figure 3.13) est simple à réaliser par la multiplication des équations de chaque domaine par des coefficients tel qu'il est montré dans les équation suivantes :

$$S_a = \begin{cases} PGA \cdot F_a & T = 0 \\ S_a(0,3 \text{ sec}, 5\%) \cdot SR_a & T \leq T_{AVD} \\ \frac{S_a(1 \text{ sec}, 5\%) \cdot SR_v}{T} & T > T_{AVD} \end{cases} \quad (3.19)$$

$$T_{AVD} = \frac{S_a(1 \text{ sec}, 5\%)}{S_a(0,3 \text{ sec}, 5\%)} \quad (3.20)$$

Le terme  $F_a$  reflète l'amplification du sol spécifique pour chaque site (ASCE-41, 2013). Les coefficients  $SR_a$  et  $SR_v$  prennent en compte un taux d'amortissement autre que 5%:

$$SR_a = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eff})}{2,12} \quad (3.21)$$

$$SR_v = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eff})}{1,65} \quad (3.22)$$

Après un mouvement de sol provoqué par un séisme, l'amortissement effectif qui se produit dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure ( $\beta_e = 5\%$ ) et d'amortissement hystérétique  $\beta_0$ . L'amortissement hystérétique du système est lié à la surface délimitée par la courbe de capacité. L'amortissement effectif est déterminé par la relation suivante :

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + \beta_e \quad (3.23)$$

Avec  $\kappa$  est le facteur de dégradation qui explique approximativement la dégradation possible de la résistance latérale et la rigidité sous l'effet d'un chargement cyclique. Il est fixé à 0,2 typiquement tel que recommandé pour les bâtiment en MNA (FEMA, 2003). Le terme  $\beta_0$  est calculé par l'équation ci-dessous proposée par Porter (2009).

$$\beta_0 = \kappa \left( \frac{aire}{2\pi S_d S_a} \right) \quad (3.24)$$

Tel que  $aire \approx 4S_a \left( S_d - \frac{S_a}{A_y/D_y} \right)$

La dernière étape est de superposer sur le même graphique la courbe de capacité du bâtiment et le spectre de demande sismique sous la forme de déplacement-accélération spectrale (Figure 3.13). L'intersection de deux courbes représente le point performance.

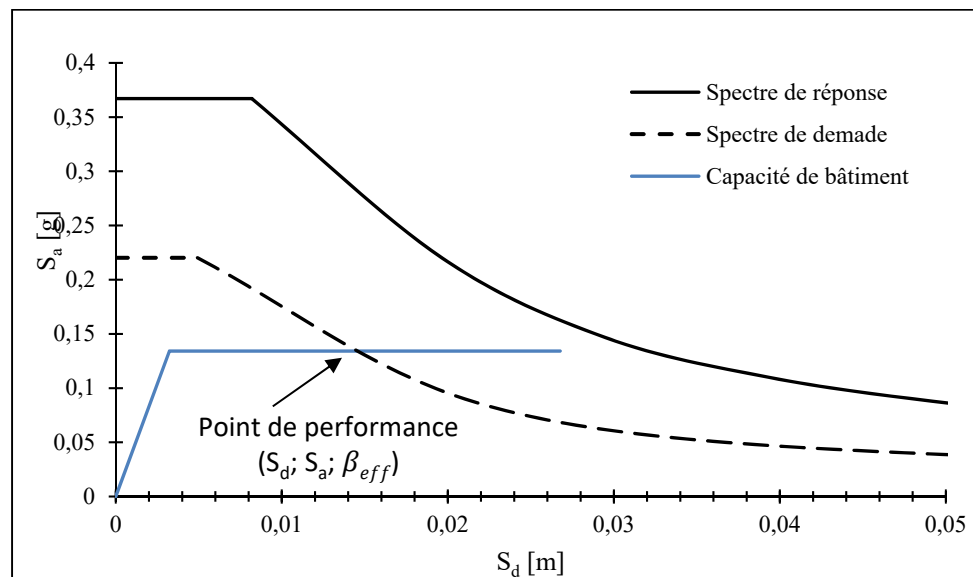


Figure 3.13 Illustration de la méthode de détermination de point de performance

Comme le montre la Figure 3.13, le point de performance est caractérisé par la détermination des quatre paramètres : la demande en termes d'accélération spectrale  $S_a$ , de déplacement

inélastique  $S_d$ , de la période  $T$  et l'amortissement effectif  $\beta_{eff}$ . La méthode propose des calculs itératifs parfois intensifs. Elle consiste à supposer une valeur de  $S_{d,supp}$ , déterminer les autres paramètres et déduire graphiquement la valeur de  $S_{d,trouvé}$ . La validation de ce point est simple en comparant le déplacement  $S_{d,supp}$  initial avec celui déterminé graphiquement. Si la différence entre les deux valeurs est tolérable (solution convergente  $S_{d,supp} = S_{d,trouvé}$ ), le point caractérisé par  $(S_a, S_d, T, \beta_{eff})$  est le point de performance, sinon l'itération doit poursuivre jusqu'à trouver une solution convergente (supposer une autre valeur de  $S_d$  et refaire la même démarche). Il est à noter que les valeurs de PGA et  $S_a[0.3sec]$  du spectre de demande sismique correspondent aux valeurs critiques en termes de IM.

Pour le cas de bâtiment en pierre à Québec, l'utilisation de la méthode CSM a permis d'identifier le point de performance qui est caractérisé par un déplacement inélastique de 1,4cm, une accélération spectrale de 0,22[g], et un amortissement de 15%. En utilisant la méthode DCM, le déplacement inélastique est estimé à 1,1cm (Tableau 3.5). Or 3Muri© l'estime à 0,9cm en utilisant la méthode N2. On constate que la demande en déplacement du point de performance est variable selon la méthode utilisée.

### 3.6.2 Probabilité de dommage

La détermination de la probabilité qu'un bâtiment atteigne un DS est très importante afin de prédire l'ampleur des dégâts possibles. Le principe consiste à passer du point de performance à un ensemble de fonctions des fragilité basées sur le déplacement. Les probabilités pour chaque DS sont obtenues à partir des équations suivantes :

$$\begin{aligned}
 & 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(x/\lambda_1)}{\beta_1} \right] && ds = 0 \\
 P[DS = ds | S_d = x] = & \Phi \left[ \frac{\ln(x/\lambda_{ds})}{\beta_{ds}} \right] - \Phi \left[ \frac{\ln(x/\lambda_{ds+1})}{\beta_{ds+1}} \right] && 1 \leq ds \leq 3 \quad (3.25) \\
 & \Phi \left[ \frac{\ln(x/\lambda_4)}{\beta_4} \right] && ds = 4
 \end{aligned}$$



Où  $P[DS = ds|S_d = x]$  est la probabilité d'un état de dommage  $ds$  et le déplacement  $S_d$  prend une valeur particulière  $x$ ;

$\Phi$  est la distribution normale cumulative;

$\lambda_{ds}$  est la valeur logarithmique du déplacement spectral inélastique auquel le bâtiment atteint l'état de dommage  $ds$ ;

$\beta_{ds}$  désigne la valeur de l'écart-type log normal.  $ds$  indique le degré de dommage tel que 0 sans dommage, 1 dommage léger, 2 dommage modéré, 3 dommage étendu et 4 dommage total.

Les Figure 3.14 et Figure 3.15 montrent schématiquement la méthode d'obtention des répartitions des états de dommage à partir des courbes de fragilité en fonction de  $S_d$ . Aussi il est possible de faire le même processus pour les courbes de fragilité en fonction de PGA, il faut simplement convertir le déplacement inélastique (point de performance) en accélération spectrale correspondante (Équation (3.15)).

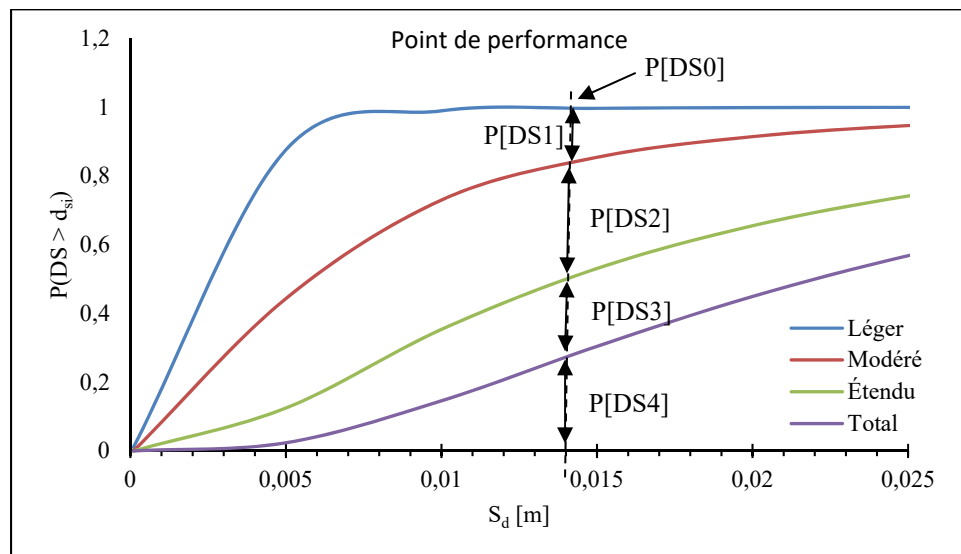


Figure 3.14 Définition des répartitions des états de dommage à partir des probabilités cumulatives des fonctions de fragilité en fonction de  $S_d$

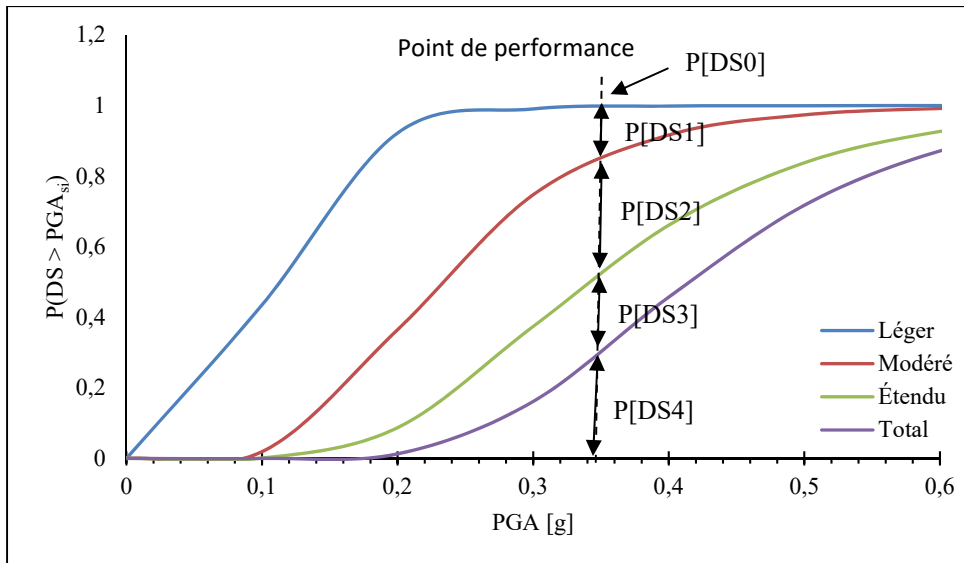


Figure 3.15 Définition des répartitions des états de dommage à partir des probabilités cumulatives des fonctions de fragilité en fonction de PGA

La demande en déplacement  $S_d$  déterminée précédemment par trois méthodes N2, DCM et CSM, est respectivement 0,9 cm, 1,1cm et 1,4cm. Puisque l'estimation de dommage dépend essentiellement de ce paramètre, les probabilités de dommage sont représentées dans la Figure 3.16 en utilisant les courbes de fragilité développées dans ce travail, appelé « Québec ». On remarque que CSM propose des résultats plus pertinents en termes de répartition entre les degrés de dommages, i.e. 23% pour l'état de dommage étendu et 27% pour l'état à la limite de l'effondrement. Or les méthodes N2 et DCM proposent des résultats très proches avec un dommage modéré variant entre 36% à 38% et un dommage étendu allant de 19 à 22%. On constate que la probabilité que le bâtiment reste intact selon les différentes méthodes est presque nulle, ce qui montre que la structure modélisée subira des dégâts lors des sollicitations sismiques. On peut en déduire que la méthode CSM est plus conservatrice. Pour cette raison on utilisera  $S_d$ , égale à 1,4cm, déterminé par la méthode CSM afin d'estimer les dommages.

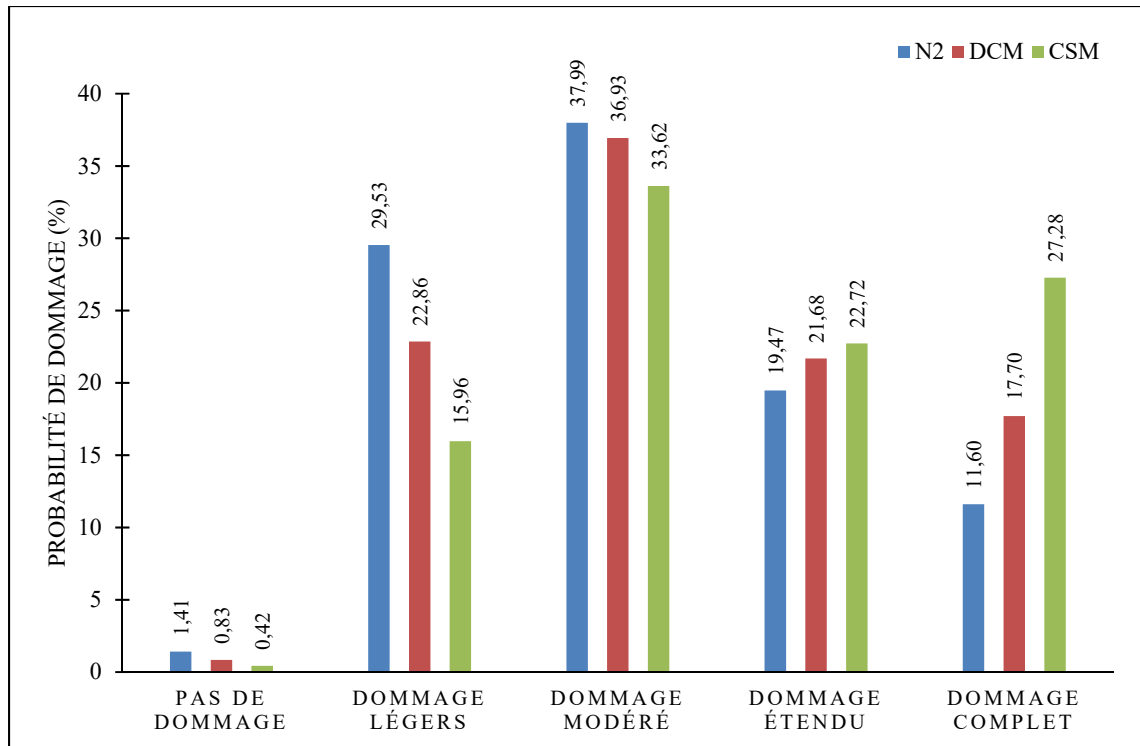


Figure 3.16 Probabilités de dommage d'un bâtiment en MNA de pierre selon différentes méthodes de détermination de point de performance

Le point de performance calculé par la méthode CSM est caractérisé par le déplacement,  $S_d$ , égal à 1,4cm et une accélération spectrale PGA de 0,35 [g]. Les probabilités de dommage en fonction de l'EDP  $S_d$  sont quasiment identiques aux résultats exprimés en fonction de l'IM PGA. La Figure 3.17 montre les probabilités de dommages obtenues à partir des courbes de fragilité définies dans ce travail : Québec, Euler et Hazus. Les dommages estimés par Hazus montrent la probabilité la plus élevée 29% que le bâtiment ne subisse aucun dommage lors des sollicitations sismiques. Ces valeurs décroissent jusqu'à atteindre 4% pour l'état de dommage complet. En revanche, l'estimation de dommage avec les paramètres générés dans ce travail indique que les cas de dommage modéré (34%) et complet (27%) sont les plus probables. Les résultats d'Euler montrent que le bâtiment a une probabilité de 97% de subir des dommages au moins légers et que la probabilité de dommage complet est la plus probable à 59%. La comparaison entre les différents modèles montre l'importance du développer des courbes de fragilité spécifiques qui reflètent les caractéristiques mécaniques et géométriques du bâtiment étudié afin d'évaluer le risque sismique.

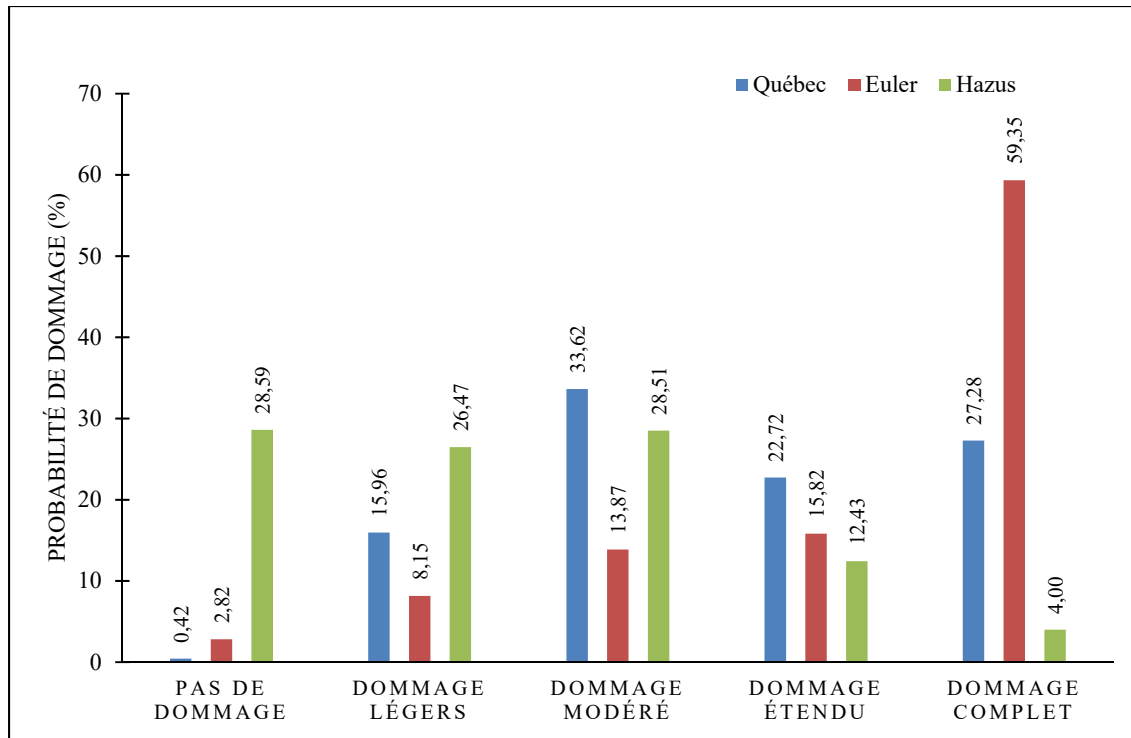


Figure 3.17 Probabilités de dommage avec les différents modèles de fragilité utilisés

### 3.6.3 Courbe de vulnérabilité exprimée par le facteur de dommage moyen (MDF)

L'intégration de la perte conditionnée par la probabilité de chaque état de dommage a été réalisée pour déterminer le facteur de dommage moyen MDF. Ce dernier est déterminé avec la relation suivante :

$$MDF = \sum_{dsi=1}^4 P[DS = ds_i | PGA]. DF_{dsi} \quad (3.26)$$

Le facteur DF désigne la valeur centrale dans un intervalle de facteur de dommage. Suivant des données sur les dommages post-séisme, Kircher et al. (1997b) proposent des valeurs de DF : 2% du coût de remplacement structural du bâtiment pour des dommages légers; 10% pour les dommages modérés; 50% pour les dommages étendus; 100% pour les dommages complets. La Figure 3.18 représente la variation de MDF en fonction de  $PGA$  pour le cas d'un bâtiment en MNA de pierre du Vieux-Québec.

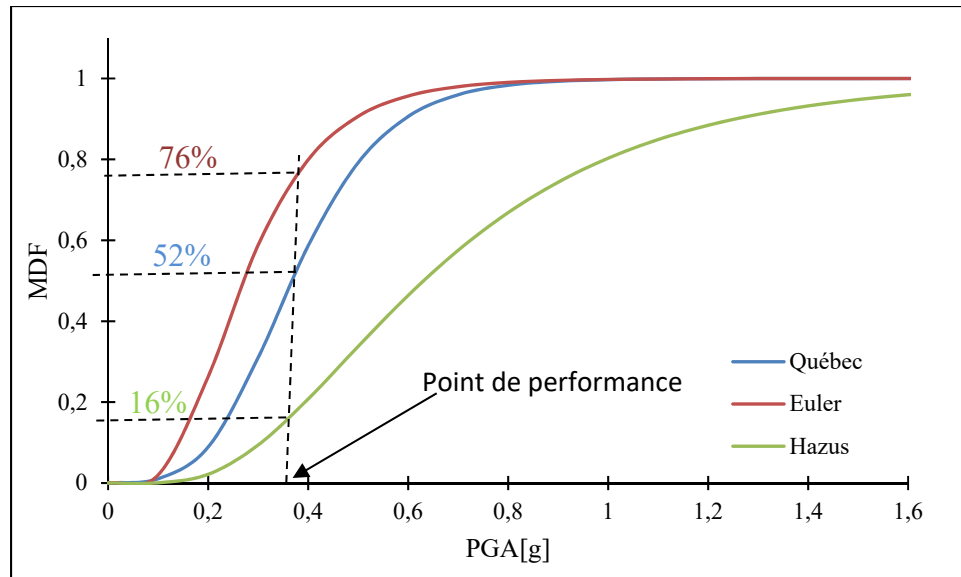


Figure 3.18 Courbes de vulnérabilité « MDF » d'un bâtiment en MNA de pierre selon différents modèles de fragilité

En utilisant les coordonnées du point de performance et précisément le PGA correspondant, 0,35[g], on peut identifier les MDF pour chaque modèle. Le modèle de Québec avec les paramètres développés dans ce mémoire prévoit 52% comme ratio de coût de remplacement. Ce dernier est supérieur à la valeur proposée par Hazus, 16%. En revanche l'approche européenne, Euler, propose des résultats plus défavorables avec 76%. On voit une grande différence entre les valeurs trouvées par les différentes approches. Cela réaffirme la pertinence de développer des paramètres de fragilité pour qu'ils soient adaptés à la spécificité (géométrique, mécanique...) du bâtiment étudié.

### 3.7 Évaluation de la vulnérabilité par scénario

Dans cette section, la démarche décrite ci-dessus est appliquée afin d'obtenir les courbes de fragilité pour le bâtiment de maçonnerie de pierre du Vieux Québec avec variation des sollicitations sismiques. Les scénarios de tremblement de terre sont générés en fonction de deux magnitudes, M6 et M7, et de la plage de distance épacentrale (R) variant de 10 à 60km. Les spectres de réponse élastique sont calculés avec l'équation de prédiction du mouvement du sol (GMPE) pour un site de classe C développée par Atkinson et Boore (2006) pour l'Est

de l'Amérique du nord. Les équations GMPE sont détaillées dans l'ANNEXE VII. Les spectres de réponse élastique représentés dans la Figure 3.19 sont idéalisés en utilisant les accélérations spectrales  $Sa[0,3\text{sec}]$  et  $Sa[1\text{sec}]$  pour un amortissement de 5% tel que détaillé dans la section 3.6.1 sur le calcul du point de performance. Les auteurs de HAZUS-MH suggèrent que  $T_{AV}$ , la période qui désigne la fin du palier horizontal, est d'environ 0,3 seconde pour M6 et 0,4 seconde pour M7.

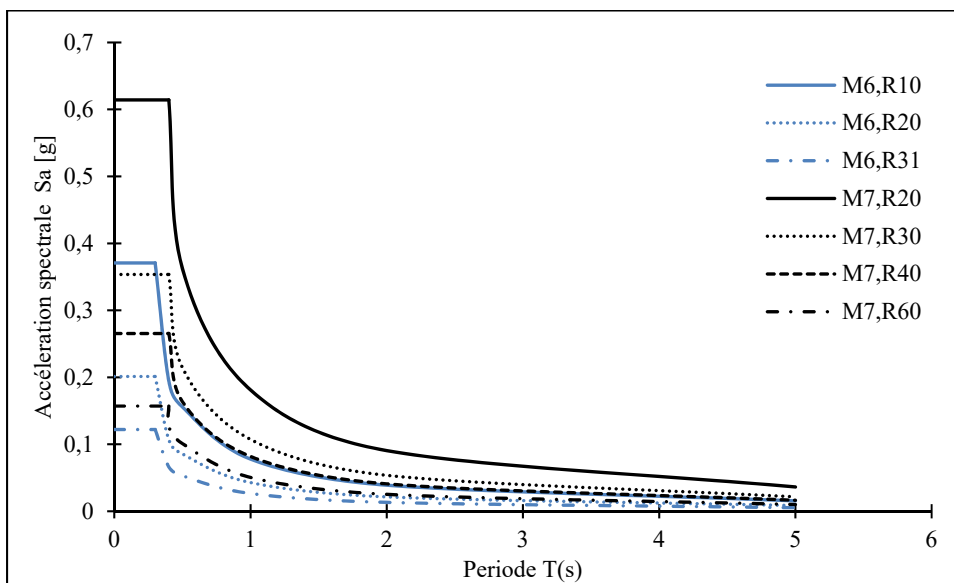


Figure 3.19 Spectre de réponse idéalisé pour des scénarios de séisme avec variation de la magnitude et la distance épacentrale

La période de vibration des bâtiments en MNA de pierre est assez courte (elle ne dépasse pas 1sec), pour cette raison  $Sa[0,3\text{sec}]$ , avec 5% d'amortissement, a été sélectionnée comme IM afin de représenter les courbes de vulnérabilité. De plus, les courbes de réponses idéalisées sont caractérisées par  $Sa[0,3\text{sec}]$  qui définit le palier horizontal. Les procédures de développement des courbes de fragilité évoquées dans la section précédente sont appliquées pour les différents scénarios sismiques. La Figure 3.20 montre l'évolution de la probabilité d'atteindre un état de dommage en fonction de  $Sa [0,3 \text{ sec}, 5\%]$ .

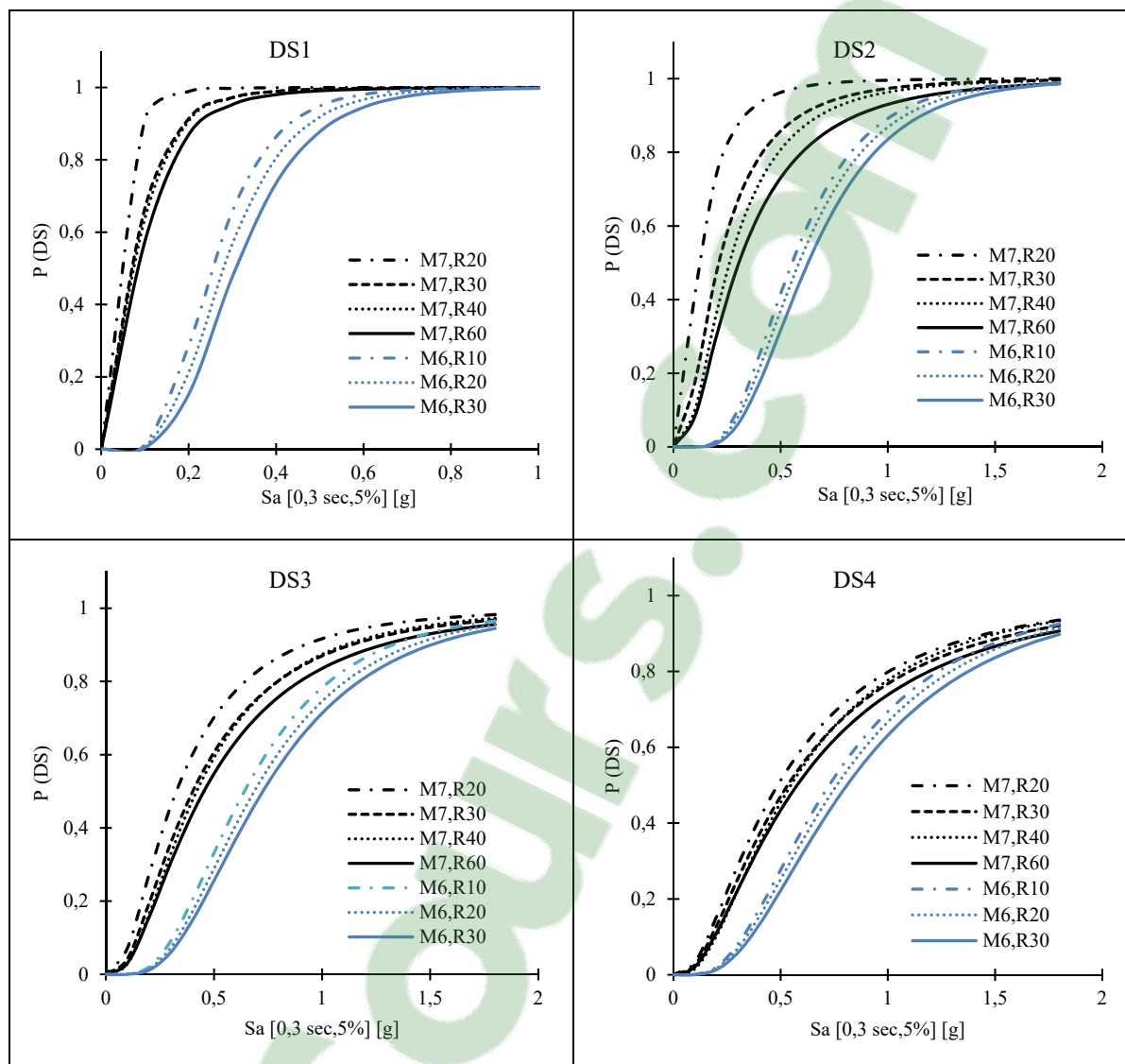


Figure 3.20 Les courbes de fragilité pour les différents scénarios de séisme

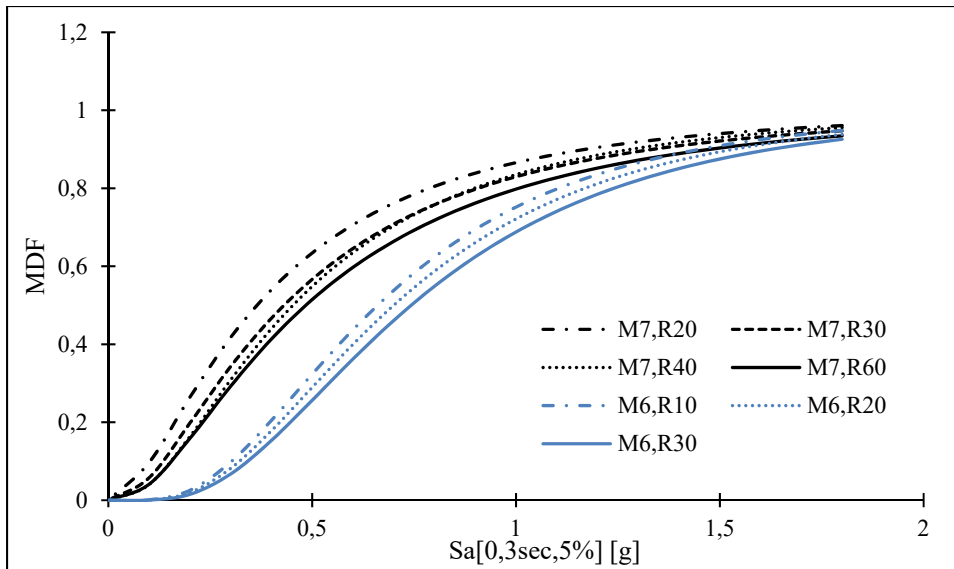


Figure 3.21 Les courbes de vulnérabilité pour les différents scénarios de séisme

Pour la même magnitude de séisme, les courbes de fragilité sont légèrement modifiées. Quand la distance épacentrale  $R$  augmente, la probabilité d'atteindre un état de dommage diminue ce qui induit une légère translation vers le bas de la courbe. Les courbes de fragilité de  $M7$  sont en dessus de celles de  $M6$ , c'est à dire que les probabilités de dommage sont plus élevées pour scénario sismique à  $M7$  qu'à  $M6$ . Ceci est réaliste puisqu'un tremblement de terre plus intense, produira plus de dégâts. En outre, dans le cas des scénarios  $M7R30$  ( $Sa_{0,3sec}=0,35g$ ) et  $M6R10$  ( $Sa_{0,3sec}=0,37g$ ), les valeurs  $IM$  sont presque similaires par contre le spectre  $M7R30$  induit plus de dommage que  $M6R10$ . On peut en déduire que la magnitude a plus d'influence sur l'estimation de dommage que la distance épacentrale. L'étape suivante est de déterminer les coordonnées de point de performance pour chaque scénario. Le Tableau 3.9 répertorie les caractéristiques de demande en déplacement déterminés par la méthode CSM.

Tableau 3.9 Caractéristiques de point de performance pour les différents scénarios de séisme

	<b>M7 R20</b>	<b>M7 R30</b>	<b>M7 R40</b>	<b>M7 R60</b>	<b>M6 R10</b>	<b>M6 R20</b>	<b>M6 R30</b>
<b><math>S_a[0.3sec, \beta_{eff}]</math></b>	0,41	0,3	0,23	0,14	0,27	0,14	0,12
<b><math>S_d</math> [cm]</b>	2,1	1	0,53	0,17	0,8	0,18	0,11
<b><math>\beta_{eff}</math> [%]</b>	19,5	17,9	15,2	10,7	17,1	8,5	8,7



Pour les scénarios M6 et M7, on remarque que l'augmentation de la distance R résulte en une diminution dans la demande en termes d'accélération  $S_a$  et aussi en termes de déplacement  $S_d$ . Le calcul du point de performance commence par la détermination des spectres de demande qui dépendent essentiellement de  $S_a[0.3\text{sec}]$  et  $S_a[1\text{sec}]$  pour un amortissement de 5%. Ensuite, on détermine les paramètres de demande ( $S_a$ ;  $S_d$ ). Les valeurs des accélération spectrale ( $S_a$ ) correspondantes à chaque point de performance montrent que la demande en déplacement tombe généralement dans la partie à vitesse constante du spectre idéalisé, la plage entre 0.3sec et 1sec. Cette partie est plus influencée par la magnitude que la distance R (Nollet et al., 2018). Les paramètres de demande permettent de déduire les pourcentages de dommage pour chaque scénario. La Figure 3.22 montre les probabilités de dommage pour un séisme d'une magnitude M6 en bleu et M7 en noir.

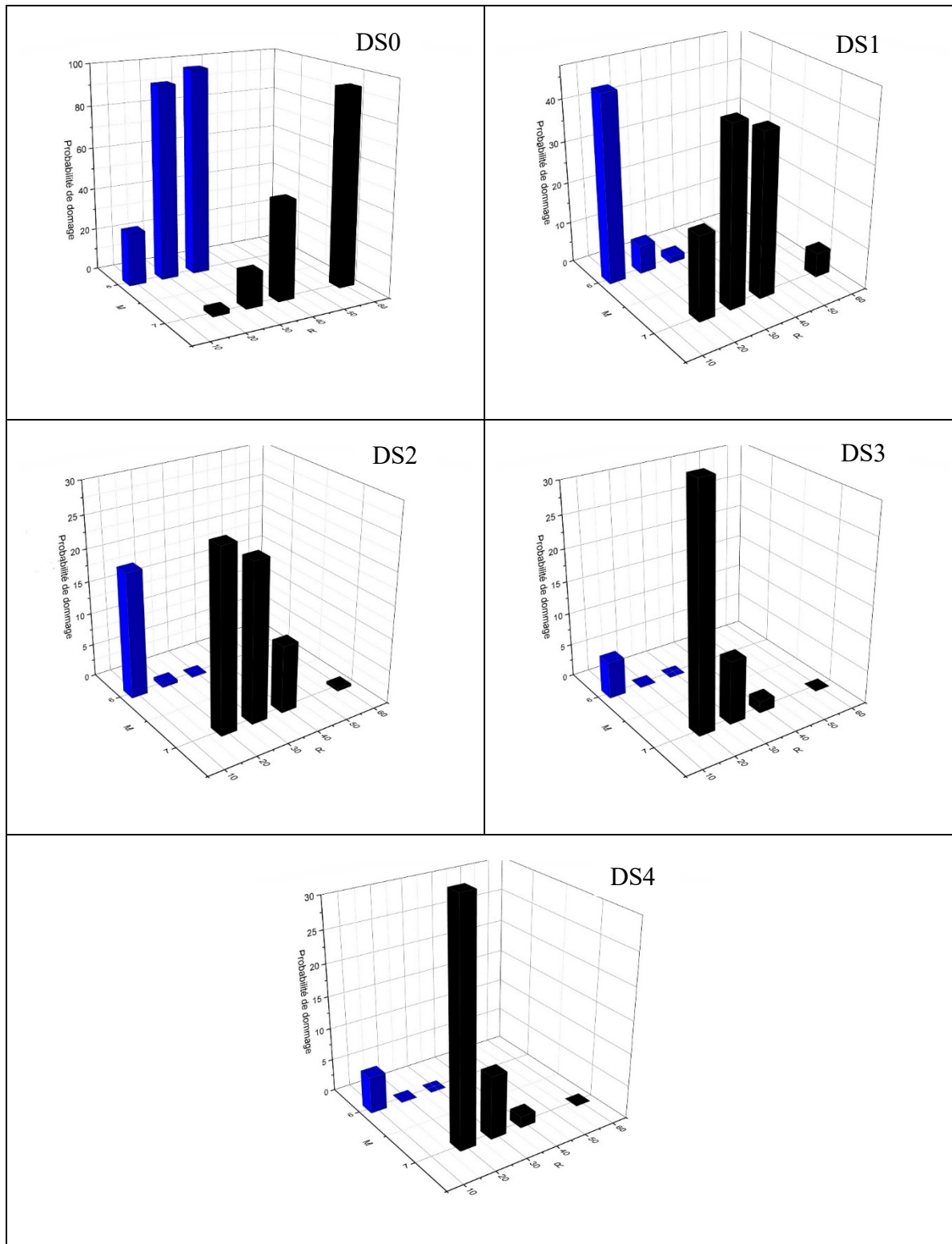


Figure 3.22 Les probabilités de dommage de bâtiment en MNA de pierre soumis à différents scénarios de séisme 2% sur 50 ans

On remarque que la variation de la distance  $R$  affecte directement les risques de dommage qui diminuent quand on s'éloigne du centre du séisme. On remarque également que les scénarios M6R20, M6R30 et M7R60 ne présentent presque aucun risque pour la structure puisque le pourcentage de non dommage est très élevé, respectivement 92%, 98% et 94%. Or pour le scénario M7R20, dont  $S_a[0.3\text{sec}]$  est le plus élevé, le risque d'effondrement est le plus probable (36%) et un risque de dommage modéré de 27%. On peut l'expliquer par le fait que le scénario est caractérisé par une demande en déplacement élevée (2,1cm). L'application du log-normal de la fonction de fragilité sur cette demande en déplacement élevée induit un risque de dégât important. Selon la désagrégation (Halchuk et al.,2007), les scénarios M7R60 et M6R20 ont la même contribution à l'aléa de la ville de Québec. Les points de performance de ces deux scénarios sont semblables mais l'écart-type pour M7R60 est plus grand ( $S_d=0,17$  et  $0,18\text{cm}$  et  $S_a=0,14[\text{g}]$ , Tableau 3.9). En conséquence, les probabilités de dommage pour chaque DS sont presque identiques pour ces deux scénarios (pas de dommage 92-93%; dommage léger 7-6%; dommage modéré 0,5-0,4% dommage étendu 0,03-0,025% et dommage complet 0,025-0,02%). Cela montre que les scénarios sismiques contribuant de façon similaire à l'aléa, et dont les points de performances sont similaires, résultent en une distribution similaire des dommages physiques sur une structure. Cependant l'incertitude des distributions de dommages pour la magnitude 7 est généralement supérieure (voir Tableau 3.9).

### **3.8 Comparaison avec les résultats de Abo El Ezz (2013)**

Abo El Ezz (2013) a développé les courbes de fragilité pour le même prototype de bâtiment en pierre de la ville de Québec dans les cas de sollicitation dans le plan des murs. Dans son étude, il s'est basé sur des modèles de prédiction et des données issues de la littérature. Il a étudié le comportement du bâtiment en utilisant le spectre de réponse de Québec (2% en 50 ans CNBC 2010). Les courbes de fragilité (Figure 3.23) ont été générées avec l'accélération spectrale  $S_a[0,3\text{sec}]$  comme IM et le déplacement  $S_d$  comme EDP. L'auteur a utilisé la même nomenclature de degrés de dommage (léger, modéré, étendu et complet), suggérée par FEMA (2003), et aussi utilisée dans ce mémoire.

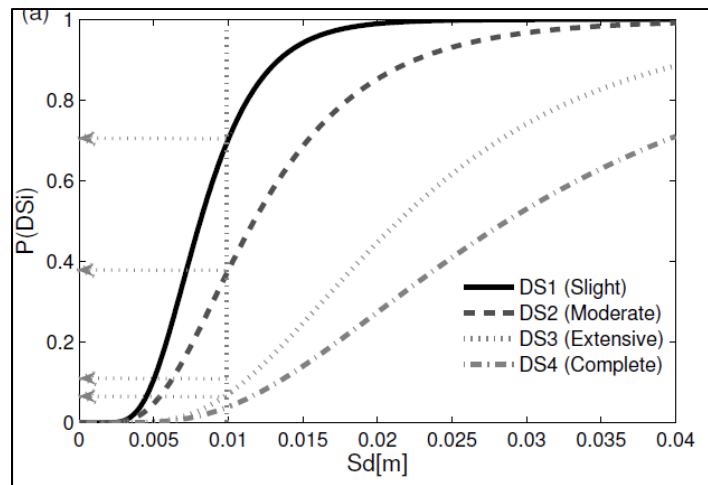


Figure 3.23 Courbes de fragilité pour les bâtiments de MNA de pierre  
Tirée Abo El Ezz (2013)

Abo El Ezz (2013) a déterminé les coordonnées de point de performance, en utilisant la méthode des coefficients DCM, caractérisé par une demande en déplacement de 1cm. Or dans cette étude, on a trouvé que la demande en déplacement vaut 1,07cm avec la méthode CSM. La capacité du bâtiment, 0,3[g], est équivalente au double de celle déterminer par l'approche de macroélément 3Muri©, 0,14[g]. La Figure 3.24 illustre une comparaison entre les résultats de Abo El Ezz (2013) et la présente étude. Or concernant les probabilités de dommage, on remarque que le modèle de fragilité de Abo El Ezz (2013) génère 90% de dommage contrôlable (léger , modéré et pas de risque) et 10% de dommage structurel (étendu et complet). Tandis que le modèle de fragilité développé par les résultats de l'approche de macroélément indique plus de dommage avec 50% de dommage à risque élevé (étendu et complet). Les résultats de fragilité montre que l'approche de macroélément est plus conservatrice puisqu'il en résulte des pourcentages de dommage plus élevés que l'approche de Abo El Ezz (2013) qui est fondé essentiellement sur la littérature.

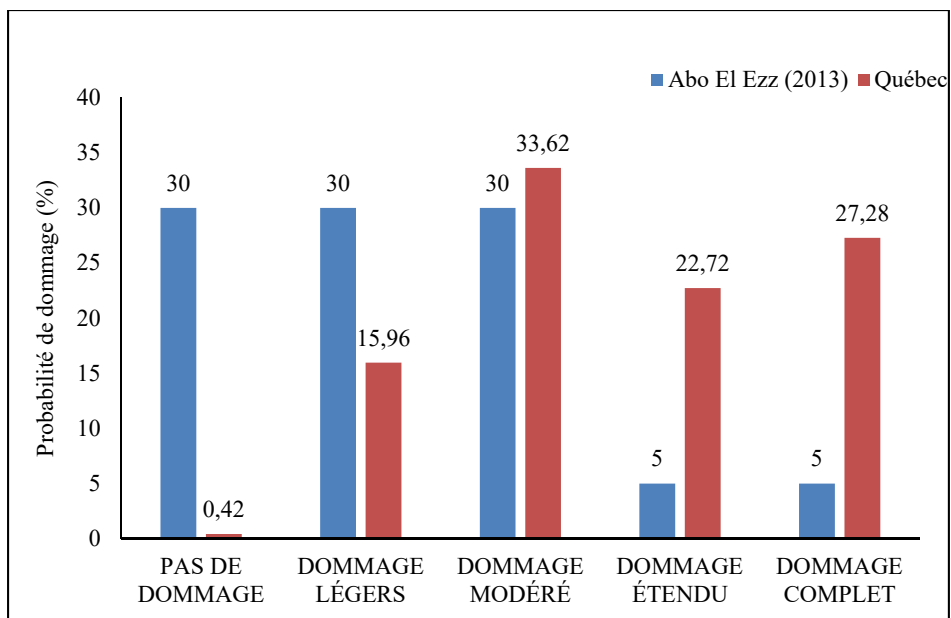


Figure 3.24 Probabilités de dommage d'un bâtiment en MNA de pierre selon Abo El Ezz (2013) et cette étude « Québec »



## CHAPITRE 4

### ÉTUDE DE LA VULNÉRABILITÉ DE BÂTIMENT EN MAÇONNERIE DE BRIQUE À MONTRÉAL

Ce chapitre est une application des méthodes discutées dans les chapitres précédents à des bâtiments résidentiels en maçonnerie non-armée de brique de Montréal.

#### 4.1 Prototypes des bâtiments

On trouve les bâtiment URM-B1 dans l'arrondissement Ville-Marie et du sud-ouest. Les murs périphériques en MNA sont massifs, d'épaisseur 30 cm, et contiennent des ouvertures. Tandis que les murs coupe-feu ont une épaisseur de 20cm. Le bâtiment typique a une largeur moyenne de 7,7m, une longueur moyenne de 6,5m et la hauteur de l'étage est 3m. Le plancher est constitué par des solives de dimensions 2''x6'' espacées de 23'' c/c avec un platelage double en madriers d'épaisseur 6''. Les planchers sont essentiellement supportés par les murs de façade et arrière. La Figure 4.1 montre les propriétés géométriques du prototype utilisé afin de pouvoir développer une analyse de fragilité.

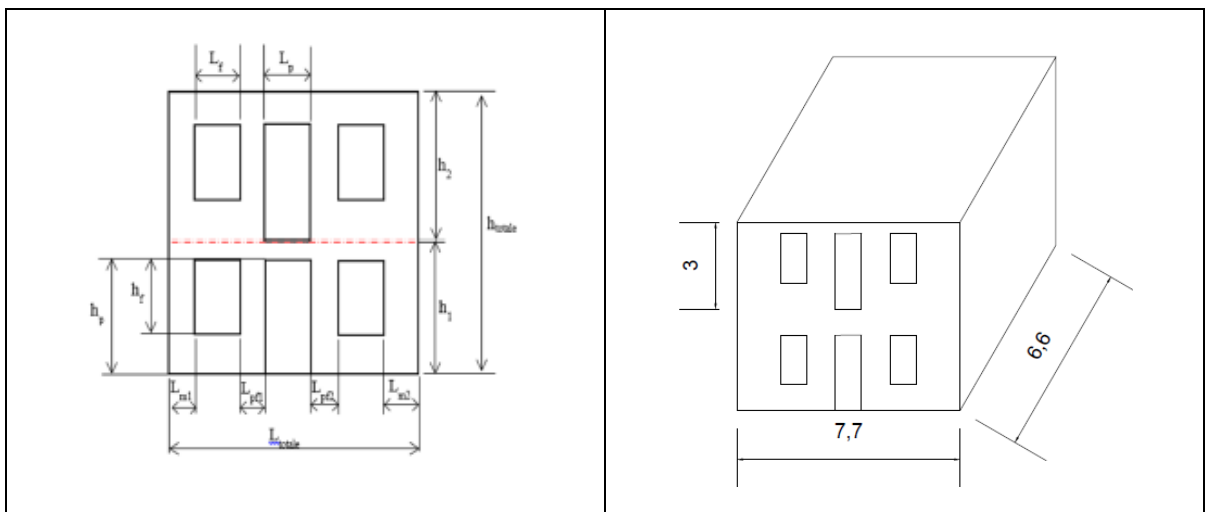


Figure 4.1 Caractéristiques géométriques d'un bâtiment en MNA typique « URM-B1 »  
(a) Vue en face (b) vue 3D.  
Tirée de Houalard (2015)

## 4.2 Modélisation numérique avec 3Muri©

### 4.2.1 Paramètres mécaniques

Les paramètres mécaniques sont essentiellement les propriétés mécaniques de la MNA (brique), les différentes charges sont les charges permanentes au-dessus des murs porteurs dans les cas des bâtiments modélisés et la charge sismique du spectre de réponse pour Montréal (2% en 50 ans, voir section 1.4.1). Les propriétés mécaniques utilisées dans cette section sont issues du travail de caractérisation de MNA de la brique de Touraille (2019) et sont représentés dans le Tableau 4.1. Les charges permanentes proviennent de la toiture et les planchers. Afin de déterminer les charges, les caractéristiques géométriques du bâtiment (Auger & Roquet, 1998) et les propriétés mécaniques de bois (MCCB, 2012) ont été utilisées. Les charges permanentes obtenues sont  $w_{D,plancher} = 0,93kPa$  et  $w_{D,toiture} = 1,08kPa$  (Houalard, 2015).

Tableau 4.1 Propriétés mécaniques de la MNA (brique)

Paramètre		Valeur
Module d'élasticité de la maçonnerie	$E'_m$	3,46 MPa
Module de cisaillement de la maçonnerie	$G'_m$	2,08 MPa
Contrainte en compression de la brique	$f_{bs}$	26,3 MPa
Résistance en compression de la MNA	$f'_m$	14,5 MPa
Résistance en compression du mortier	$f'_j$	5,87 MPa
Cohésion	$c$	0,16 MPa
Coefficient de friction	$\mu$	0,93
Résistance en traction diagonale de la MNA	$f'_{td}$	0,79 MPa
Masse volumique de la maçonnerie	$W$	19 kN/m <sup>3</sup>

### 4.2.2 Définition des modèles de macroéléments

L'analyse de la capacité latérale a été réalisée pour trois modèles de bâtiment de deux étages. Le premier modèle est une maison unifamiliale isolée à deux étages avec un toit en mansarde (Figure 4.2.a) tandis que le second modèle possède les mêmes dimensions avec un toit plat



régulier (Figure 4.2.b). Le troisième modèle est une rangée de maisons du deuxième prototype, c'est-à-dire avec un toit plat (Figure 4.2.c). Les prototypes 1 et 2 ont les dimensions suivantes : largeur 7,7m, longueur 6,5m et la hauteur 6m. Les planchers et le toit plat régulier sont modélisés avec un système de madriers supporté par des solives dont les dimensions sont tirées du livre de Auger et Roquet (1998). Or le toit à mansarde (prototype 1) comporte deux versants dont le plan inférieur nommé le brisis possède une inclinaison supérieure à celle du second versant nommé le terrasson (Ministère de la Culture et Communications, 2015). Afin de modéliser le toit à mansarde, il existe deux solutions pour supporter la toiture: une charpente en bois ou des poutres dans le sens longitudinal. Compte tenu des options de modélisation dans 3Muri©, on a opté pour un système composé d'un plancher plat régulier (platelage et solive) supporté par des poutres (en jaune dans la Figure 4.2a) de dimensions 20cmx20cm. Cette modélisation n'est pas conforme au système réel et ne répartit pas la charge de toit de la même manière. Dans le modèle celles-ci sont principalement reportées sur les murs coupe-feu par les poutres longitudinales et seule une fraction des charges gravitaires est reportée sur les façades. Ce qui ne permet pas de simuler correctement l'effet de poussée de la mansarde sur les murs de façade.

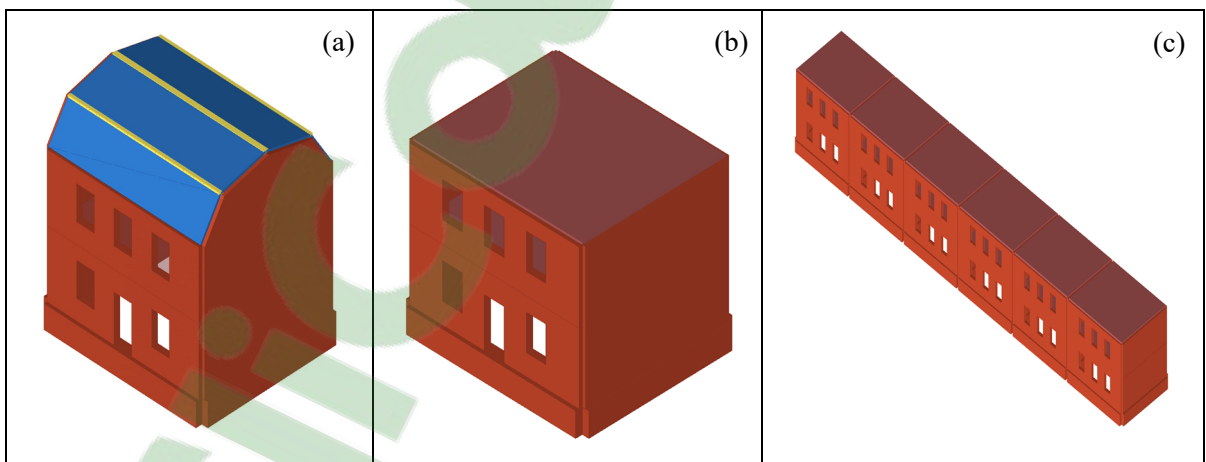


Figure 4.2 Les prototypes de deux étages modélisés sur 3Muri© (a) bâtiment isolé avec toit en mansarde (b) bâtiment isolé avec toit régulier (c) rangée de six bâtiments

Selon Gendron (2018), il existe des maisons unifamiliales à un seul étage. On a donc choisi de les modéliser en prenant en considération la variabilité de la toiture tout en gardant les mêmes dimensions que le premier bâti (Figure 4.3)

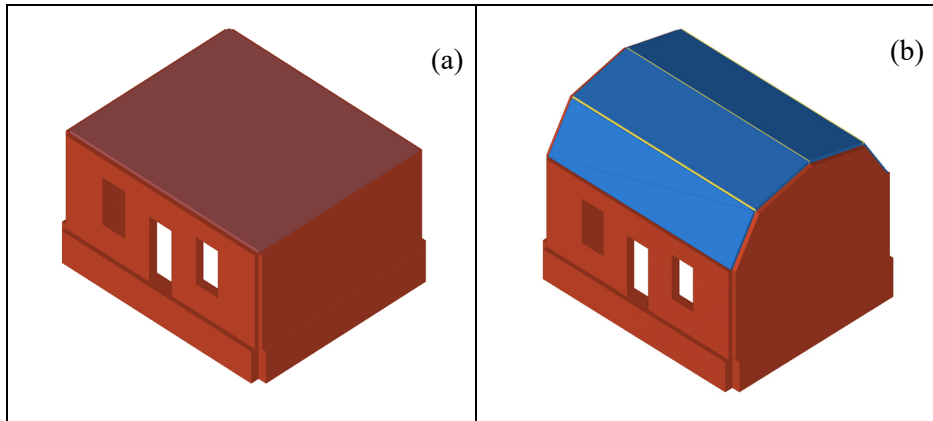


Figure 4.3 Les prototypes avec un seul étage modélisés sur 3Muri© (a) bâtiment isolé avec toit en régulier (b) bâtiment isolé avec toit en mansarde

La discrétisation des modèles est assez simple car les murs possèdent des ouvertures régulières. Elle vise à identifier les macroéléments qui sont les linteaux et les trumeaux. La Figure 4.4 illustre une discrétisation du modèle avec deux étages tel que le mur longitudinal est décomposé en 8 trumeaux et 9 linteaux en dessus des ouvertures. Le mur coupe-feu est composé de deux trumeaux puisqu'il n'existe pas d'ouvertures. L'identification des éléments permet de définir la structure en cadre équivalent dans laquelle le linteaux et les trumeaux sont simplifiés par des lignes et des masses incorporant la masse des planchers et aussi les parties restantes des définitions des trumeaux (en blanc ).

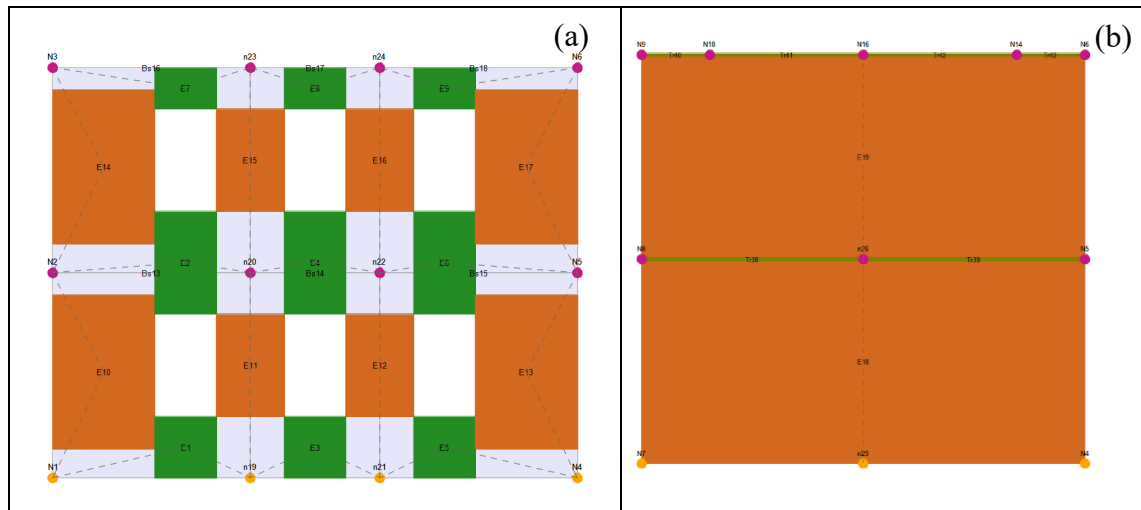


Figure 4.4 Discretisation des murs de façades et coupe-feu (a) direction X (b) direction Y

### 4.2.3 Analyse statique non linéaire

L'analyse statique non linéaire (push over) sous 3Muri© permet d'obtenir des courbes de capacité dans les directions (X,Y) avec une distribution de charge massique sans excentricité. Le choix des paramètres de calcul est basé sur les analyses réalisées dans le CHAPITRE 2 où on a observé que la distribution massique et le modèle de cisaillement de Mohr-Coulomb donnent les résultats les plus conservateurs. Les figures ci-dessous représentent les courbes pushover idéalisées (bilinéaires) des prototypes modélisés à un et deux étages dans la direction longitudinale et transversale. Les courbes pushover sont représentées dans ANNEXE VIII. Il faut mentionner que le toit en mansarde crée une poussée horizontale sur le mur ce qui peut augmenter le risque de rupture hors-plan, non prise en compte par 3Muri©.

Pour un bâtiment à un seul étage (Figure 4.5), quel que soit la direction d'analyse, la capacité latérale de la structure avec toit en mansarde est supérieure à celle avec un toit régulier par environ 29,7 %. On peut expliquer la différence de résistance latérale par le fait que le toit en mansarde génère une descente de charge supérieure à un toit régulier et l'augmentation de ce chargement verticale induit une augmentation relative de la résistance latérale. On remarque que la capacité du bâtiment Y est supérieure de celle dans la direction X. Cette différence peut être liée au fait qu'il y a des ouvertures dans le mur de façade (direction X)

contrairement à ceux dans la direction latérale (Y). Le déplacement ultime, indiquant que le bâtiment atteint 80% d'endommagement, est de 0,7 cm pour le mur de façade et de 1,2 pour le mur coupe-feu.

La Figure 4.6 représente les résultats des analyses de poussée sur les bâtiments en maçonnerie de deux étages sous forme des courbes de capacité. On remarque que la résistance latérale du bâtiment à deux étages est supérieure à celle d'un seul étage suivant les deux directions de sollicitation. Cela est dû au fait que la descente de charge est plus importante, en conséquence la résistance à la base est plus élevée dans leurs plans. Dans la direction X, les chargements verticaux appliqués en dessus des murs pour les bâtiments à deux étages sont le double de ceux à un seul étage, cependant on remarque que la résistance latérale à la base augmente de 30% à 50% seulement, aussi le déplacement ultime augmente de 40% passant de 0,7cm à 1cm. La capacité de la structure dans la direction latérale « X » est le double de la résistance suivant la direction du mur de façade. La résistance latérale de la structure avec un toit en mansarde est légèrement supérieure à celle avec un toit régulier, les valeurs sont respectivement 132kN et 122 kN.

La Figure 4.7 illustre les résultats de l'analyse statique non linéaire d'une rangée composée de six bâtiments à deux étages avec toiture régulière. 3Muri© considère l'ensemble de six bâtiments comme une seule structure à analyser. Contrairement aux autres modèles, la résistance latérale à la base dans la direction X est supérieure à celle dans la direction Y, les valeurs respectives sont 1441kN et 946kN. Dans la direction longitudinale la structure est composée de 12 murs de façades or dans la direction transversale la structure est composée de 7 murs coupe-feu, cela explique la différence dans les valeurs de capacité. Dans la direction Y, la capacité de la rangée des bâtiments est proportionnelle à la capacité d'un mur coupe-feu déterminé à partir du modèle de deux étages avec toit régulier (bâtiment isolé). Cependant, dans la direction X, la capacité de la rangée des bâtiments n'est pas proportionnelle à la résistance d'un bâtiments isolé (prototype 2). On peut en déduire que l'étude de vulnérabilité sismique d'un bâtiment faisant partie d'une rangée doit être considérée différemment des bâtiments isolés.

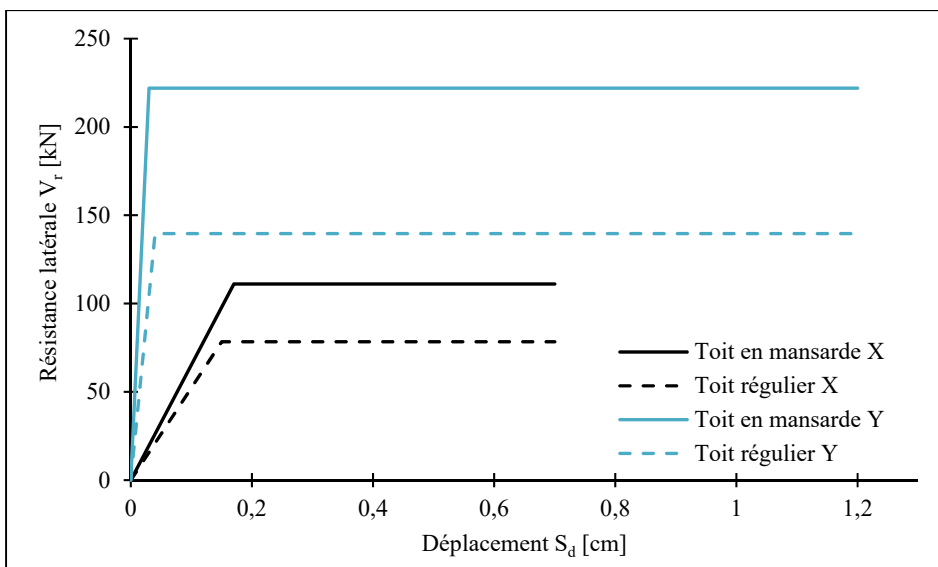


Figure 4.5 Courbes de capacité des bâtiments isolé à un seul étages

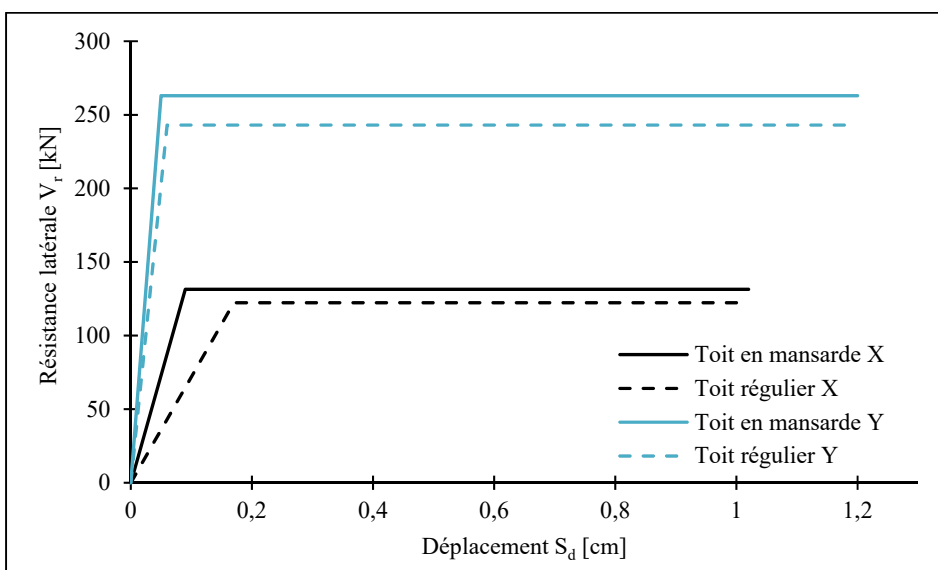


Figure 4.6 Courbes de capacité des bâtiments isolés à deux étages

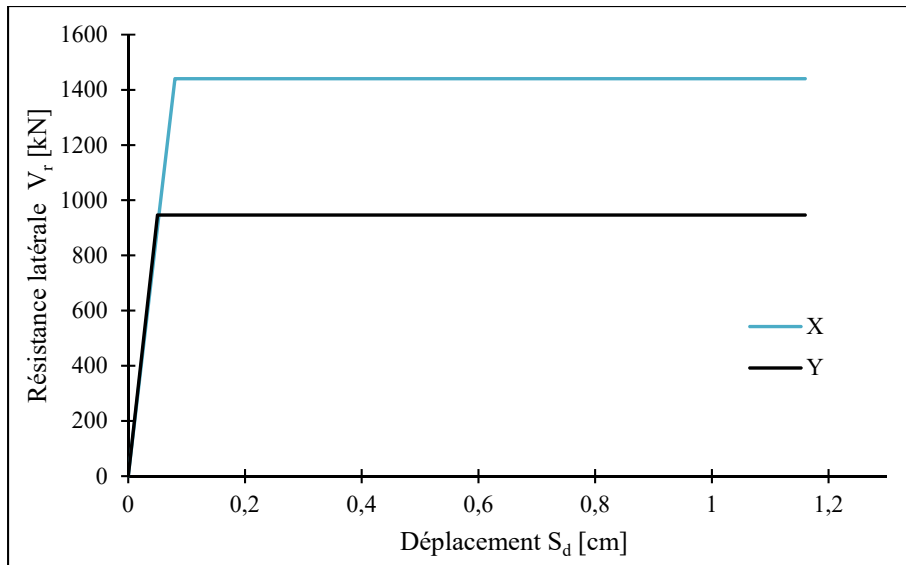


Figure 4.7 Courbes de capacité d'une rangée de six bâtiments avec toit régulier

Les courbes de capacité des modèles permettent de déterminer la rigidité équivalente de la structure,  $K_{eq}$ , et la période fondamentale équivalente dans une direction donnée. Le Tableau 4.2 répertorie les caractéristiques des courbes bilinéaires de la relation force-déplacement. Dans la direction X, on remarque que la rigidité varie suivant le prototype de structure modélisé tel que la rigidité des bâtiments avec un toit en mansarde est supérieure à celle avec un toit régulier. Aussi on remarque que l'ajout d'un second étage permet d'augmenter la rigidité de 25% à presque le double dans le cas d'un bâtiment à toit en mansarde. Or la période fondamentale dans la direction longitudinale est peu variable pour le bâtiment d'un seul et deux étages, entre 0,157 sec à 0,209 sec. Dans la direction Y, on constate que la rigidité est très élevée et que la période fondamentale est très faible; cela montre que les murs coupe-feu sont rigides et très peu endommagés vu leur résistance latérale élevée. Concernant la rangée de bâtiments (six maisons), les valeurs de la rigidité et de la période fondamentale dans les deux directions montrent que la structure est rigide. On peut en déduire que l'étude de vulnérabilité d'un bâtiment isolé est quasiment différente d'un bâtiment d'une rangée qui présente un critère de résistance aux sollicitations sismiques remarquables.

Tableau 4.2 Résultats de l'analyse statique non linéaire pour les différents modèles réalisés

	Direction	X (Façade)			Y (mur coupe-feu)			T <sub>0</sub> [sec]
	Toit	T* [sec]	V <sub>r</sub> [kN]	K <sub>eq</sub> [kN/m]	T* [sec]	V <sub>r</sub> [kN]	K <sub>eq</sub> [kN/m]	
1 étage	Régulier	0,151	78	52247	0,038	140	348975	0,038
	Mansarde	0,19	111	65324	0,036	222	739867	0,036
2 étages	Régulier	0,209	122	71960	0,072	243	405060	0,076
	Mansarde	0,157	132	146000	0,073	263	525994	0,076
URM-B1 en rangée		0,098	1441	1800692	0,086	946	1892520	0,088

La période de vibration peut être déterminée par deux méthodes : théorique par l'intermédiaire des courbes de capacité (Tableau 4.2) et expérimentale par des prises de mesures. Dans le cadre son projet, Gendron (2018) a pris des mesures de vibrations ambiantes sur des bâtiments dont les caractéristiques correspondent aux prototypes analysés ici. C'est une méthode expérimentale qui permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'un bâtiment, essentiellement la période, d'une manière rapide et non destructive dans une direction donnée (Cremona, 2005). Les mesures de vibration de bâtiments unifamiliaux à deux étages ont été réalisées à l'aide des tomographes à haute résolution (*Tomino*©). Pour les bâtiments unifamiliaux de type URM-B1 isolés, selon la direction X, la période expérimentale moyenne est de 0,18 sec ce qui est comparable avec la période théorique, qui varie entre 0.157sec et 0.209sec, avec une moyenne de 0,183 sec. En revanche les mesures sur le site montrent que ce type de structure est moins rigide que le modèle réalisé sur 3Muri© dans la direction transversale puisque la période mesurée est égale à 0,135 sec alors que le modèle donne une période de 0,07sec. Pour les bâtiments en rangée, les deux méthodes donnent des valeurs de périodes de vibration très faibles dans le sens parallèle à la rue. Or selon la direction transversale la méthode expérimentale propose des valeurs allant de 0,13sec à 0,153sec contrairement à la valeur déduite de la courbe de capacité, 0,088sec.

#### 4.2.4 Modèle de capacité médian

Le modèle de capacité médian est déterminé à partir de la variation des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure. Les bâtiments traités dans la suite de ce chapitre sont les structures en maçonnerie de brique non-armées isolées à deux étages dont le critère variable est la forme de la toiture: toit en mansarde et régulier. Les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie de brique ( $E_m$ ,  $G_m$ ,  $f_m$ , et  $f_{vm0}$ ) ont été variées en s'appuyant sur les données tirées de la littérature, telles que présentées dans le Tableau 4.3. La procédure consiste à faire les analyses de poussée avec les paramètres de chaque modèle pour les deux configurations de toiture.

Tableau 4.3 Variabilité des propriétés mécanique de maçonnerie de brique

Modèle	$E_m$ [GPa]	$G_m$ [GPa]	$f_m$ [MPa]	$f_{vm0}$ [MPa]
<b>Touraille (2019)</b>	3460	2080	14,5	0,16
<b>Rota et al. (2010)</b>	1620	625	1,95	0.15
<b>Augenti et al. (2012)</b>	2090	836	1,9	0,047
<b>Tondelli et al. (2012)</b>	2542	854	3,42	0,09
<b>Oropeza Ancieta (2011)</b>	3500	1400	3,5	0,2
<b>Gehl et al. (2011)</b>	3600	600	6,2	0,23
<b>Schueremans (2001)</b>	1600	748	4,5	0,5
<b>Tomažević (2009a)</b>	5200	460	4,8	0,2

La combinaison de la variation géométrique et mécanique permet de déduire le modèle de capacité médiane pour ce type de bâtiment en MNA. La Figure 4.8 représente la courbe de capacité médiane du bâtiment dans la direction longitudinale sous la forme accélération-déplacement. La courbe résume les caractéristiques du système SDOF équivalent tel que : la période fondamentale médiane est 0,18sec; le déplacement ultime est 1,5cm ; la résistance latérale ultime médiane est 131kN, le déplacement élastique est 0,33cm, la demande en déplacement calculée par le logiciel (Méthode N2) est 0,5cm et la masse effective est 894kg.



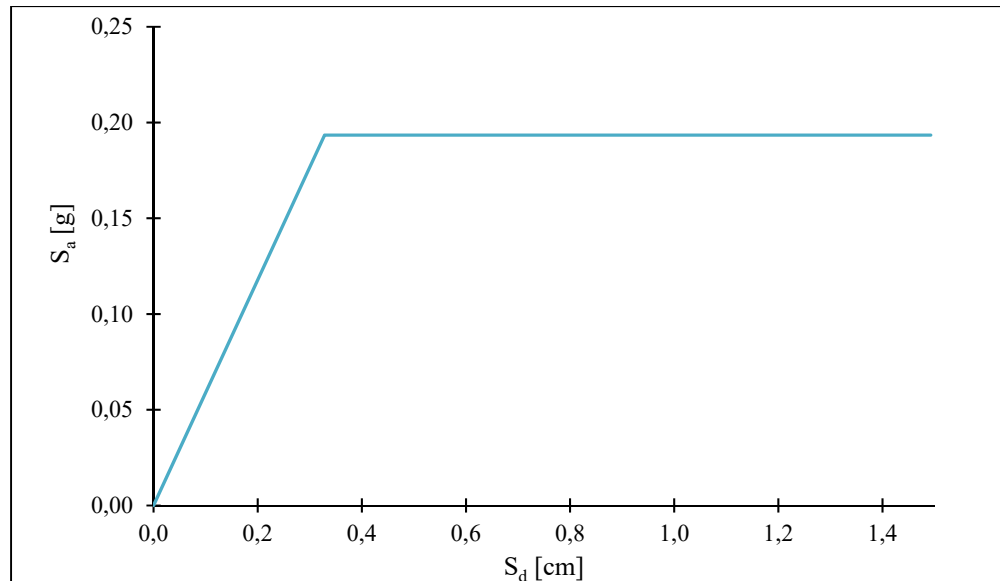


Figure 4.8 Courbe de capacité médiane d'un bâtiment isolé de deux étages en MNA de brique

### 4.3 Étude de vulnérabilité

#### 4.3.1 Courbe de fragilité et MDF

Une fois le modèle de capacité médiane déterminé par 3Muri©, les courbes de fragilité et vulnérabilité sont générées. Les fonctions de fragilité dépendent essentiellement des déplacements et des écart type caractérisant les degrés de dommage. Comme dans le chapitre 3, quatre états de dommages sont identifiés (DS1 : Léger, DS2 : Modéré, DS3 : Étendu, DS4 : Complet). Concernant les paramètres des fonctions de fragilité, on remarque que les codes et les différentes sources utilisés dans ce travail proposent les mêmes valeurs pour les bâtiments à faible hauteur en maçonnerie sans tenir compte du matériau utilisé (brique ou pierre). Le Tableau 4.4 répertorie les valeurs des paramètres suivant leurs sources. Pour notre cas d'étude, les paramètres sont déterminés avec la même procédure évoquée dans le CHAPITRE 3. Le déplacement auquel le bâtiment atteint le seuil d'un état de dommage,  $S_{d,DSi}$  et l'écart type log-normal  $\beta_{DS}$  ont été déterminés respectivement par les résultats des analyses faites avec 3Muri© et la variation de la demande sismique combinée avec le modèle de capacité médiane. Les déplacements définissant chaque DS,  $S_{d,DSi}$ , pour les bâtiment en MNA de pierre (Tableau 3.7) sont supérieurs à ceux trouvés ici pour les structures en MNA de brique, contrairement à

l'écart-type. On peut l'expliquer du fait que les bâtiments en pierre sont plus rigides que les structures en brique, pour cela la demande en déplacement est plus grande. Or on ne peut pas comparer l'écart-type de deux structures car il est la combinaison du modèle de capacité et du spectre de demande sismique qui sont totalement différents dans les deux cas, vu l'emplacement (Québec et Montréal), les caractéristiques mécaniques des matériaux (pierre et brique) et aussi les caractéristiques géométriques de chaque structure (les dimensions, etc.).

Tableau 4.4 Paramètres des fonctions de fragilité pour les bâtiments isolés de deux étages en MNA de brique

	Montréal MNA de brique		Euler		Hazus pre-code MNA de brique	
	$S_{d,DSi}$ [cm]	$\beta_{DS,ds}$	$S_{d,DSi}$ [cm]	$\beta_{DS,ds}$	$S_{d,DSi}$ [cm]	$\beta_{DS,ds}$
<b>DS1</b>	0,03	1,19	0,2	1,02	0,8	0,99
<b>DS2</b>	0,16	1,12	0,4	1,02	1,6	1,05
<b>DS3</b>	0,9	0,96	0,7	1,02	4,1	1,1
<b>DS4</b>	1,6	0,82	1,1	1,02	9,6	1,1

On réalise une comparaison entre les modèles de fragilité des différentes sources (Hazus, Euler). Le modèle de fragilité est caractérisé par les deux paramètres  $S_{d,DSi}$  et  $\beta_{DS,ds}$  qui incorporent le comportement de bâtiment représenté par la courbe de capacité spécifique de chaque source vis-à-vis les sollicitation sismique. La comparaison des probabilités de dommage est une comparaison générale de tout un modèle de fragilité incluant les courbes de capacité de prototype, courbe de fragilité et les demandes sismiques. Pour les méthodes Euler et Hazus les paramètres caractéristiques de fragilité ( $S_{d,DSi}$  ;  $\beta_{DS,ds}$  ) sont extraites de leurs sources respectives sans modification. Seul le point de performance calculé par la méthode CSM (qui permet de calculer la demande et ainsi les probabilités de dommages) provient des données relatives à notre étude. On remarque que les paramètres trouvés dans cette étude et le modèle d'Euler, utilisé ici pour la MNA de brique sont comparables au niveau des déplacements. Les valeurs de l'écart type log-normal trouvées ont tendance à diminuer avec l'augmentation du degré de dommage, contrairement à celles proposées par Hazus. Les Figure

4.9 et 4.10 représentent respectivement les courbes de fragilité de Montréal et l'allure de la courbe MDF avec les différents modèles (Montréal, Euler et Hazus). Les courbes de fragilité pour les autres modèles (Hazus, Euler) sont dans l'ANNEXE VIII. Pour le modèle de Montréal, on remarque que les courbes de fragilités des degrés de dommages légers et modérés sont proches puisque la demande en déplacement caractérisant chaque DS est trop faible, elle ne dépasse pas 1,6mm.

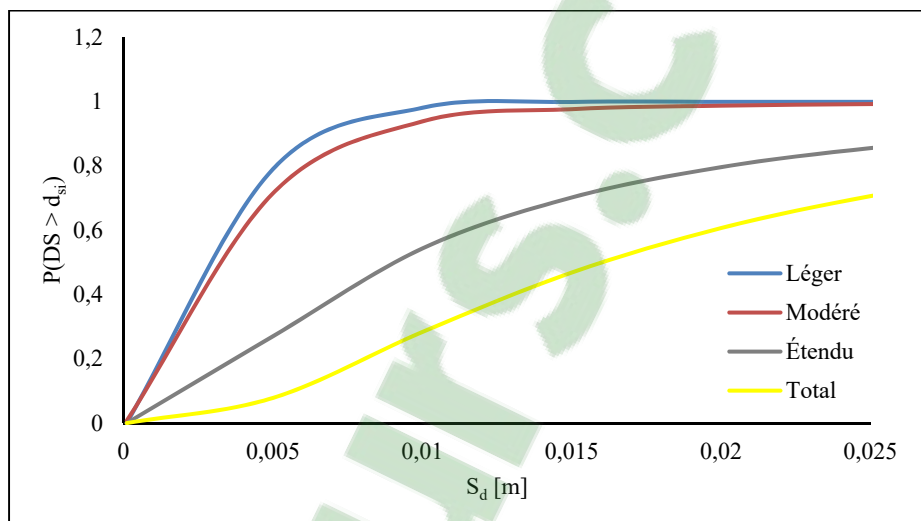


Figure 4.9 Courbes de fragilité avec les paramètres du modèle de « Montréal »

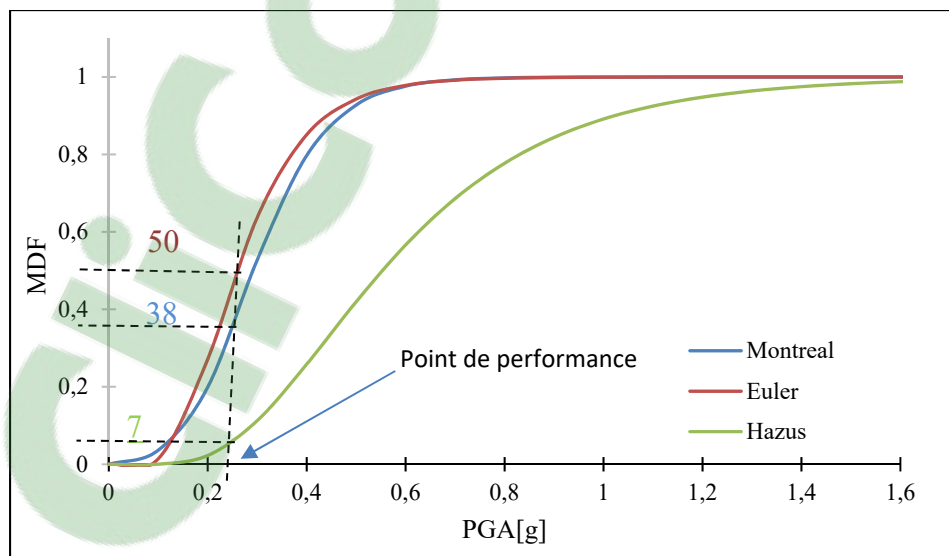


Figure 4.10 Courbes de vulnérabilité avec les différents modèles

### 4.3.2 Probabilités de dommage

La détermination des probabilités de dommage commence par la recherche des coordonnées du point de performance. La demande en déplacement inélastique de la structure est calculée par la méthode de capacité spectrale CSM, 0,6cm. En utilisant ce déplacement critique, on peut identifier les probabilités des dommages pour les trois méthodes (cette étude « Montréal », Euler et Hazus) (Figure 4.11). Le modèle de Montréal estime 54% de dommage modéré et 34% de dommage étendu et complet. Le modèle de Hazus sous-estime le dommage avec 61% que le bâtiment ne soit pas endommagé et 4% de dommages structurels. Euler prédit des probabilités presque réparties sur tous les degrés de dommage avec 55% de dommage réparable et 45% de dommages étendus et complets. L'accélération de la demande ou PGA correspondante au point de performance est 0.23[g]. Ce dernier permet d'identifier le pourcentage du coût de remplacement sur la courbe MDF autrement dit l'ampleur des dommages en termes de perte économique. Le modèle de Montréal et Euler estiment des pourcentages de coût de remplacement proches, respectivement 38% et 50% (Figure 4.10). Or le modèle de Hazus prédit 7% de MDF (Figure 4.10). Les résultats avec les paramètres développés dans cette étude sont comparables aux résultats de l'approche Européenne « Euler » tandis que le modèle Américain « Hazus » propose des probabilités de dommage trop faibles par rapport aux autres modèles utilisés. Cet exemple comparatif montre l'importance de l'élaboration des courbes de fragilité spécifiques reflétant les caractéristiques de la structure modélisée pour l'évaluation du risque sismique.

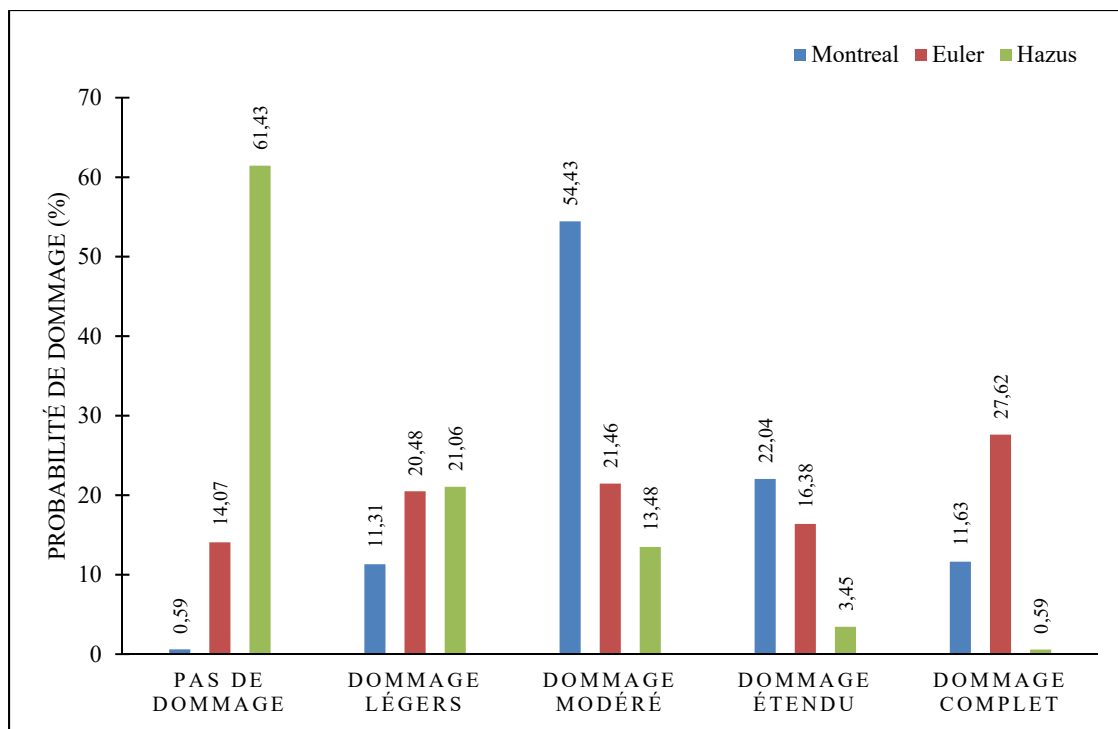


Figure 4.11 Probabilités de dommage pour les bâtiments isolés de deux étages en MNA de brique



## CONCLUSION

L'objectif principal de ce travail était d'évaluer la vulnérabilité sismique de bâtiments en maçonnerie non-armée de pierre dans le Vieux-Québec et de brique à Montréal avec la méthode des macroéléments. Cette approche permet de modéliser un bâtiment en 3 dimensions et considère la résistance dans le plan des murs de MNA.

Le CHAPITRE 1 présente une revue de littérature qui a permis d'introduire les connaissances nécessaires afin d'étudier la vulnérabilité sismique des bâtiments en MNA. Dans un premier temps, ce chapitre aborde l'activité sismique du Québec, les spectres de réponse ainsi que les équations de prédiction de mouvement du sol (GMPE). Ensuite, on introduit le risque sismique par le développement des courbes de fragilité en utilisant une loi de répartition log-normale combinant la capacité de la structure et la demande sismique. Puis, on répertorie les différents modèles permettant de déterminer la résistance latérale des murs de MNA soumis à des sollicitations sismiques. Dans un deuxième temps, on explique la méthode de macroélément implémentée dans le logiciel 3Muri©. Le mode de fonctionnement de ce dernier est détaillé en abordant la méthode d'identification des macroéléments, la détermination du cadre équivalent et les modèles mécaniques utilisés pour identifier les dommages de chaque trumeau. À partir de la littérature, une méthode d'étude de vulnérabilité des bâtiments en MNA dans le plan est mise en œuvre en exploitant l'approche de macroélément et les équations de prédiction. Aussi, ce chapitre a permis de mettre en valeur la nécessité d'étudier le comportement sismique des bâtiments en MNA assez répandus dans le contexte de l'Est du Canada

Le CHAPITRE 2 présente une caractérisation du comportement de bâtiment en MNA de pierre et essentiellement du modèle de capacité de la structure étudiée. La première phase consiste à déterminer la courbe de capacité bilinéaire en utilisant des équations de prédictions pour estimer la résistance latérale de la structure, les déplacements caractéristiques (élastique et ultime). La résistance latérale du bâtiment a été déterminée en utilisant plusieurs modèles (ASCE-41, 2013; Eurocode, 2005b; Magenes & Calvi, 1997; NZSEE, 2006a). Tous les modèles de calcul ont montré que le mode de dommage par flexion est le seul mode de rupture envisageable. Cependant, les valeurs de résistance latérale étaient différentes, variant entre

198kN à 228kN. Le mode de défaillance dépend principalement de la charge appliquée en dessus de trumeau et aussi de l'élanement de mur ( $l/h$ ).

Par la suite le prototype de bâtiment a été modélisé sur 3Muri©. Le logiciel décompose les murs de maçonnerie en macroéléments (trumeau et linteau) pour ensuite définir la structure en cadre équivalent. L'analyse de poussée est réalisée en appliquant le chargement latéral sous deux formes : distribution massique et sismique (1<sup>er</sup> mode). Les facteurs influençant la courbe push over finale sont : la nature du chargement latéral évoqué précédemment et le modèle de cisaillement utilisé, soit Mohr-Coulomb ou Turnšek et Čačovič (1971). La différence entre les deux modèles est au niveau des modes de ruptures de trumeau. L'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb résulte en des endommagements par flexion (balancement) or le modèle de Turnšek et Čačovič (1971) prévoit des dommages par cisaillement (traction diagonale) avec quelques dommages flexionnels. Les valeurs de résistance latérale atteintes sont variables suivant les facteurs présentés auparavant. Néanmoins, on remarque que le mur coupe-feu dans la direction Y présente des valeurs de résistance latérale très élevées, entre 926kN et 1026kN. Tandis que dans la direction des murs de façades, la résistance latérale est estimée à  $210 \pm 10$  kN. On peut en déduire que les murs de façade sont plus vulnérables car ils contiennent plusieurs ouvertures. Autrement, les résultats de 3Muri© sont du même ordre de grandeur que les équations de prédiction et plus proche du modèle de prédiction de l'Eurocode.

Les propriétés mécaniques de la pierre utilisées dans la modélisation sont les résultats des essais de caractérisation mécanique de la MNA de pierre calcaire réalisés par Moretti (2017). L'étude paramétrique réalisée permet d'évaluer l'influence des propriétés de matériau dans le résultat de comportement de toute la structure. La variation des paramètres mécaniques ( $f_m$ ,  $f_{vm0}$ ,  $E$ ,  $G$  et  $W$ ) a montré une variation conséquente dans le modèle de capacité du bâtiment. Par exemple, quand la résistance à la compression de la maçonnerie,  $f_m$ , passe de 6,8MPa à 19,7MPa, la résistance latérale de la structure augmente légèrement, variant de 214kN à 223kN (+6%) mais de façon non proportionnelle. La courbe de capacité médiane est caractérisée par une résistance latérale médiane de 209kN, un déplacement élastique de 0,22cm et un déplacement ultime médian est de 1,82cm. La courbe bilinéaire médiane de capacité a été



utilisée dans la suite du travail puisqu'elle prend en considération la variation et aussi l'incertitude des paramètres utilisés.

Le CHAPITRE 3 détaille un processus d'étude de vulnérabilité pour obtenir les courbes de fragilité et les pertes économiques. Les dommages et les pertes estimées sont dans les cas où le bâtiment est soumis à un séisme bien défini (Spectre du Vieux-Québec, 2% dans 50 ans). Les paramètres de fragilité sont d'abord établis :  $S_{DSi}$  le déplacement qui définit chaque état de dommage et  $\beta_{DSi}$  est l'écart type du log-normal. Le déplacement caractéristique pour chaque degré de dommage est déterminé suivant deux méthodes : l'approche globale en utilisant la courbe de capacité médiane trouvée dans le CHAPITRE 2, l'approche des macroéléments en étudiant le mouvement de chaque trumeau. Par la suite, on a développé une méthode pour trouver les écarts-types caractéristiques de chaque DS. Les résultats trouvés sont confrontés aux paramètres tirés des différentes sources (Euler et Hazus). Les courbes de fragilité sont générées suivant les différentes approches et on remarque qu'il y a des allures différentes et spécifiques à chaque modèle utilisé. Les courbes de fragilité de cette étude sont entre les courbes de Hazus et Euler. C'est-à-dire que l'approche Euler est la plus conservatrice tandis que l'approche Hazus sous-estime les pertes par rapport aux deux autres modèles. La variation de déplacement caractéristique d'un DS induit une translation de la courbe. Or, la variation de l'écart type de log-normal génère une rotation dans la partie oblique de la courbe. Cela montre l'importance de développer les paramètres de fragilité pour qu'ils soient adaptés à la structure étudiée. Ensuite, la détermination du point de performance a été réalisé par différentes méthodes (CSM, DCM, N2). Les pourcentages de dommage trouvés montrent que l'estimation de la demande en déplacement par la méthode CSM est la plus conservatrice puisqu'elle propose plus de dommage. En utilisant la méthode CSM, les pourcentages de dommage sont déterminés pour les différents modèles de fragilité développés auparavant (Québec : ce travail; Euler; Hazus). Le modèle de Québec propose des pourcentages de dommage entre les deux autres. Hazus sous-estime les dommages par un risque de dommage contrôlable (léger et pas de risque) élevé, 55%. Cependant le modèle européen Euler estime à 83% que le bâtiment soit endommagé (modéré, étendu et effondrement). En utilisant les résultats de fragilité, le ratio de coût de réparation est déterminé à partir de la courbe de vulnérabilité (MDF). Les pourcentages de coût de remplacement confirment les résultats trouvés auparavant avec 76% pour Euler,

52% pour Québec et 16% pour Hazus. Il faut mentionner que les données de fragilité de Hazus sont développées pour les bâtiments en MNA de brique. Tandis que, dans le contexte du territoire Canadien, ce sont les bâtiments en MNA de pierre qui sont modélisés. Finalement, le bâtiment est soumis à plusieurs scénarios sismiques combinant deux magnitudes (M6 et M7) et cinq distances (R10, R20, R30, R40 et R60), tous compatibles avec une probabilité de 2% en 50 ans. Les probabilités de dommage sont plus élevées pour les séismes de magnitude 7 et pour les distances épacentrales plus faibles. Cependant, la variation de la distance R affecte directement les risques de dommage qui diminuent quand on s'éloigne du centre du séisme (Pour M7R20 le risque d'effondrement est 30% or pour M7R60 est presque nul).

Le CHAPITRE 4 est l'application de la méthode développée dans le CHAPITRE 2 et le CHAPITRE 3 pour les bâtiments en MNA de brique à Montréal. En se référant aux inventaires réalisés dans le cadre d'études antérieures (Gendron, 2018; Houalard, 2015), un prototype de maison unifamilial a été sélectionné pour être étudié dans ce chapitre. Pour que le modèle de fragilité soit valide pour un large éventail de bâtiments en MNA de brique à Montréal, la variation des aspects architecturaux et structuraux est prise en considération. On parle ici de la nature du toit (régulier ou en mansarde), de la hauteur du bâtiment (à un ou deux étages) et de la configuration de maison (isolée ou en rangée). Les résultats de capacité trouvés montrent que le bâtiment isolé avec deux étages est plus rigide qu'un prototype isolé avec un seul étage. La rangée de six maisons présente une résistance latérale dans les deux directions supérieure et non proportionnelle à celle des autres prototypes de maison modélisés comme des structures isolées. Dans la direction de mur de façade, la résistance latérale d'une maison isolée représente 9,5% de la capacité d'une rangée de six maisons. Pour la suite, on a choisi d'étudier la fragilité des bâtiments isolés puisqu'ils sont plus vulnérables. Les pourcentages de dommage avec les différents modèles (Montréal, Euler, Hazus) viennent confirmer les résultats trouvés dans le CHAPITRE 3.

Ce travail a permis de prendre en considération les caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques représentatives des bâtiments en MNA de pierre à Québec et de brique à Montréal pour déterminer leur fragilité et vulnérabilité sismique. L'étude de vulnérabilité des

bâtiments en MNA est réalisée en prenant en compte la variabilité des modèles et des propriétés mécaniques.



## RECOMMANDATIONS

Dans ce mémoire, on a évalué la vulnérabilité sismique des bâtiments en MNA avec les données disponibles. Afin de rendre l'évaluation sismique plus réaliste, il est suggéré d'approfondir plusieurs aspects qui pourront être abordés dans les recherches futures :

- les connaissances actuelles au sujet des propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre, de type St-Marc, sont limitées ce qui rend l'évaluation sismique des bâtiments patrimoniaux difficile. Donc, il est recommandé d'évaluer une caractérisation mécanique des assemblages en MNA avec d'autre type de pierre (Grès, Calcaire Dorchester...) afin de rendre l'évaluation valable sur un grand échantillon de structures.
- réaliser des investigations expérimentales afin de mieux caractériser le comportement et les réponses dynamiques : les paramètres de fragilité, les paramètres mécaniques des matériaux par des essais en laboratoire pour un plus large échantillon des bâtiments en MNA de pierre et brique représentatifs de milieu urbain de l'Est de Canada.
- évaluer la capacité latérale du bâtiment en MNA avec d'autres méthodes comme l'analyse dynamique non-linéaire, ce qui permettrait de mieux évaluer la progression des dommages.
- appliquer la méthodologie développée à des typologies différentes des structures tels que les bâtiments résidentiels en structure mixte bois-MNA
- raffiner la modélisation des toitures en mansarde pour qu'elle soit conforme à la réalité afin de mieux représenter la reprise de charge par les façades et l'effet de poussée de la mansarde sur les murs de façade.



## ANNEXE I

### RÉSISTANCE À L'ÉCRASSEMENT AU PIED DU MUR

La résistance à l'écrasement du pied de mur se calcule avec les équations suivantes selon des modèles différents :

- ASCE-41 (2013)

$$V_{tc} = 0,9(\alpha P_D + 0,5P_w) \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{f_a}{0,7f'_m}\right)$$

$\alpha$  : Coefficient considérant les conditions de retenue du mur ou du trumeau ;  $\alpha = 0,5$  : Pour un mur en porte à faux (fixé d'un côté et libre de rotation au sommet ;  $\alpha = 1$  : Pour un mur encastré aux deux extrémités ou trumeau entre deux ouvertures.

- SIA (2011); Magenes et Calvi (1997) et NZSEE (2006b)

$$V_{tc} = \frac{P}{2\alpha_v} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right) = \alpha P \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right)$$

$$\alpha_v = \frac{h_0}{L} = \frac{\psi h_{eff}}{L}$$

$$\text{Et } A_n = L \times e$$

$\psi$  : Coefficient prenant en compte les conditions de retenue du mur.  $\psi$  est équivalent à 1 lorsque le refend est fixé à une extrémité et libre de pivoter au sommet et  $\psi$  vaut 0,5 quand le mur est fixé aux deux extrémités

Pour un mur en porte à faux  $\psi = 1$

$$\alpha_v = \frac{h_{eff}}{L}$$

$$V_{tc} = P \frac{L}{2h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right) = 0,5 P \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right)$$

Pour un mur fixé aux deux extrémités  $\psi = 0,5$

$$\alpha_v = \frac{0,5 h_{eff}}{L}$$

$$V_{tc} = P \frac{L}{2 \cdot 0,5 h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right) = P \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right)$$

Le développement des équations pour les deux cas permet d'en déduire une formule généralisée avec le paramètre  $\alpha$  utilisé dans l'ASCE-41.

$$V_{tc} = \alpha P \frac{L}{h_{eff}} \left(1 - \frac{P}{0,85 A_n f'_m}\right)$$

$\alpha = 0,5$  : Pour un mur en porte à faux (fixé d'un côté et libre de rotation au sommet ;

$\alpha = 1$  : Pour un mur encastré aux deux extrémités.



## ANNEXE II

## CALCUL DE LA RÉSISTANCE LATÉRALE DU BÂTIMENT EN MNA DE PIERRE

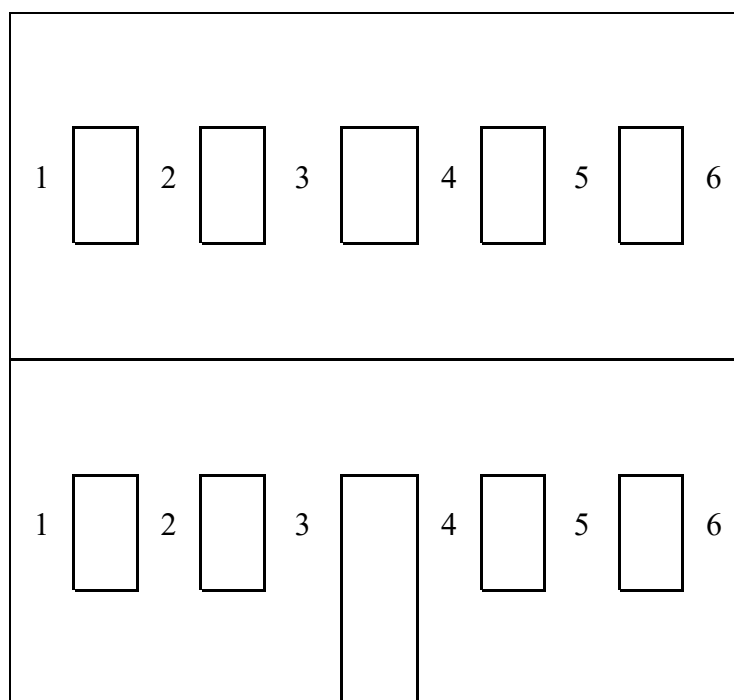


Figure-A I-1 Identification des trumeaux dans le mur de façade

Tableau-A I-1 Paramètres utilisés pour la modélisation sous 3Muri©

Paramètre		Valeur
Module d'élasticité de la maçonnerie	$E'_m$	2823 ±186 MPa
Module de cisaillement de la maçonnerie	$G'_m$	487,17 ±9,6 MPa
Contrainte en compression de la brique	$f_{bs}$	100,6 ±13,5 MPa
Résistance en compression de la MNA	$f'_m$	33,23 ±3,23 MPa
Résistance en compression du mortier	$f'_j$	3,3 ±0,2 MPa
Cohésion	$c$	0,56 MPa
Coefficient de friction	$\mu$	0,85
Résistance en traction diagonale de la MNA	$f'_{td}$	0,37 MPa
Masse volumique de la maçonnerie	$W$	22 kN/m <sup>3</sup>

Tableau-A I-2 Calcul de la résistance latérale de prototype par les équations de prédiction de ASCE-41

Trumeau		Traction diagonale (kN)	Écrasement au pied (kN)	Balancement (kN)	Cisaillement au joint (kN)	$V_{R,trum}$ (kN)	Mode de Rupture
1 <sup>er</sup> étage	1	112,56	18,90	11,80	126,76	11,80	Balancement
	2	115,11	34,11	30,87	134,43	30,87	Balancement
	3	115,40	28,98	26,23	134,27	26,23	Balancement
	4	115,40	28,98	26,23	134,27	26,23	Balancement
	5	115,11	34,11	30,87	134,43	30,87	Balancement
	6	112,56	18,90	17,08	128,41	17,08	Balancement
2 <sup>ème</sup> étage	1	107,55	11,57	10,44	120,10	10,44	Balancement
	2	111,13	25,15	22,73	127,64	22,73	Balancement
	3	109,94	22,54	20,36	125,67	20,36	Balancement
	4	109,94	22,54	20,36	125,67	20,36	Balancement
	5	111,13	25,15	22,73	127,64	22,73	Balancement
	6	106,15	9,58	8,64	117,85	8,64	Balancement
Résistance latérale à la base du bâtiment (kN)							286.18

Tableau-A I-3 Calcul de la résistance latérale de prototype par les équations de prédiction de Magenes et Calvi

		Écrasement au pied	Traction diagonale	Cisaillement (Mohr-Coulomb)		$V_{R,trum}$ (kN)	Mode de Rupture
1 <sup>er</sup> étage	1	13,08	108,06	249,08	19,91	13,1	Écrasement au pied
	2	29,78	112,63	262,12	35,17	29,8	Écrasement au pied
	3	24,65	112,54	261,86	30,38	24,6	Écrasement au pied
	4	24,65	112,54	261,86	30,38	24,6	Écrasement au pied
	5	29,78	112,63	262,12	35,17	29,8	Écrasement au pied
	6	14,54	109,06	251,89	19,91	14,5	Écrasement au pied
2 <sup>ème</sup> étage	1	7,19	103,93	237,77	11,95	7,2	Écrasement au pied
	2	20,80	108,59	250,59	25,74	20,8	Écrasement au pied
	3	18,18	107,39	247,24	23,02	18,2	Écrasement au pied
	4	18,18	107,39	247,24	23,02	18,2	Écrasement au pied
	5	20,80	108,59	250,59	25,74	20,8	Écrasement au pied
	6	5,19	102,49	233,95	9,84	5,2	Écrasement au pied
Résistance latérale à la base du bâtiment (kN)							272,96

Tableau-A I-4 Calcul de la résistance latérale de prototype par les équations de prédiction de NZSEE(2006)

		<b>Traction diagonale</b>	<b>Cisaillement au joint</b>	<b>Écrasement au pied</b>	<b>V<sub>R,trum</sub> (kN)</b>	<b>Mode de Rupture</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>1</b>	117,22	19,91	13,08	13,1	Écrasement au pied
	<b>2</b>	149,78	35,17	29,78	29,8	Écrasement au pied
	<b>3</b>	137,82	30,38	24,65	24,6	Écrasement au pied
	<b>4</b>	137,82	30,38	24,65	24,6	Écrasement au pied
	<b>5</b>	149,78	35,17	29,78	29,8	Écrasement au pied
	<b>6</b>	118,54	19,91	14,54	14,5	Écrasement au pied
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1</b>	111,89	11,95	7,19	7,2	Écrasement au pied
	<b>2</b>	143,19	25,74	20,80	20,8	Écrasement au pied
	<b>3</b>	141,28	23,02	18,18	18,2	Écrasement au pied
	<b>4</b>	141,28	23,02	18,18	18,2	Écrasement au pied
	<b>5</b>	143,19	25,74	20,80	20,8	Écrasement au pied
	<b>6</b>	110,09	9,84	5,19	5,2	Écrasement au pied
Résistance latérale à la base du bâtiment (kN)						272,96

Tableau-A I-5 Calcul de la résistance latérale de prototype par les équations de prédiction de Eurocode(2005b)/SIA(2011)

		<b>Écrasement au pied</b>	<b>Cisaillement au joint</b>	<b>V<sub>R,trum</sub> (kN)</b>	<b>Mode de Rupture</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>1</b>	13,08	13,07	13,07	Cisaillement au joint
	<b>2</b>	29,78	17,76	17,76	Cisaillement au joint
	<b>3</b>	24,65	18,11	18,11	Cisaillement au joint
	<b>4</b>	24,65	18,11	18,11	Cisaillement au joint
	<b>5</b>	29,78	17,76	17,76	Cisaillement au joint
	<b>6</b>	14,54	14,39	14,39	Cisaillement au joint
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1</b>	7,19	7,26	7,19	Écrasement au pied
	<b>2</b>	20,80	13,08	13,08	Cisaillement au joint
	<b>3</b>	18,18	11,72	11,72	Cisaillement au joint
	<b>4</b>	18,18	11,72	11,72	Cisaillement au joint
	<b>5</b>	20,80	13,08	13,08	Cisaillement au joint
	<b>6</b>	5,19	5,32	5,19	Écrasement au pied
Résistance latérale à la base du bâtiment (kN)					198,42



### ANNEXE III

#### DISCUSSION SUR LES MODES DE RUPTURE

Les Figures ci-dessous représentent la variation des prédictions de différents modèles de rupture suivant leur source (ASCE 41, Calvi et Magenes, NZSEE et 'Eurocode(2005b) /SIA) en fonction la hauteur de trumeau. La représentation de chaque modèle permet de savoir le mode de rupture le plus probable correspondant à une hauteur donnée.

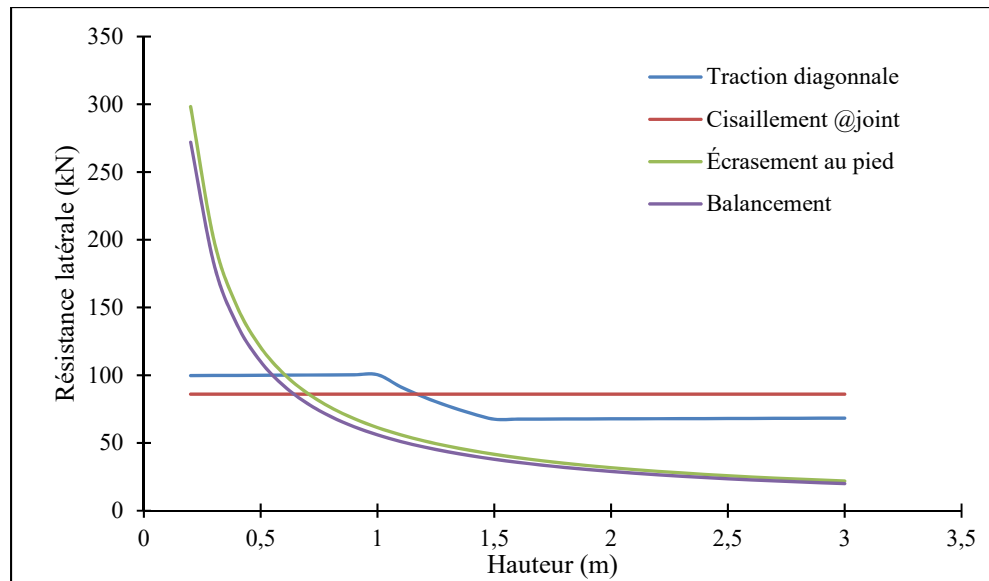


Figure-A II-1 Prédiction de la résistance latérale par l'ASCE 41 en fonction de h

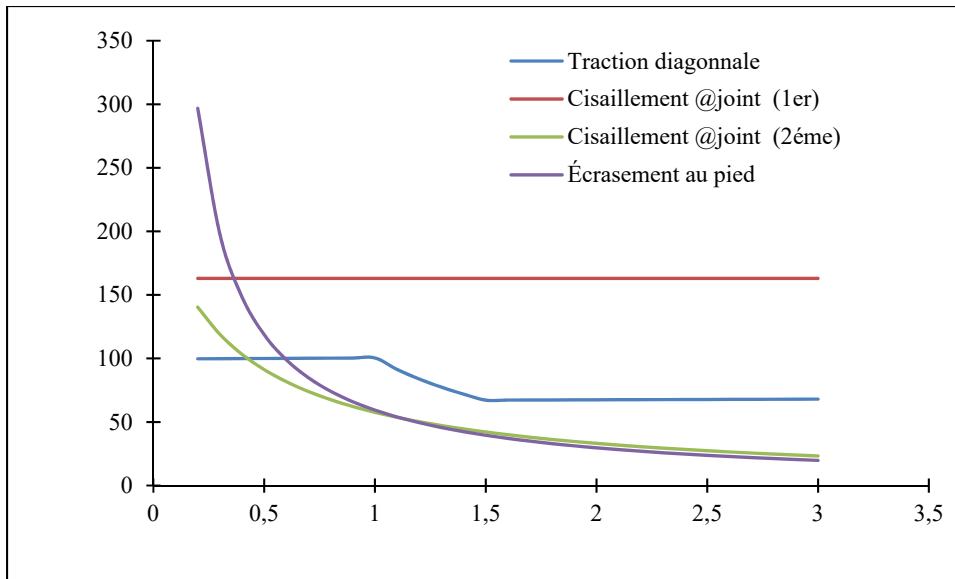


Figure-A II-2 Prédiction de la résistance latérale par Calvi et Magenes en fonction de h

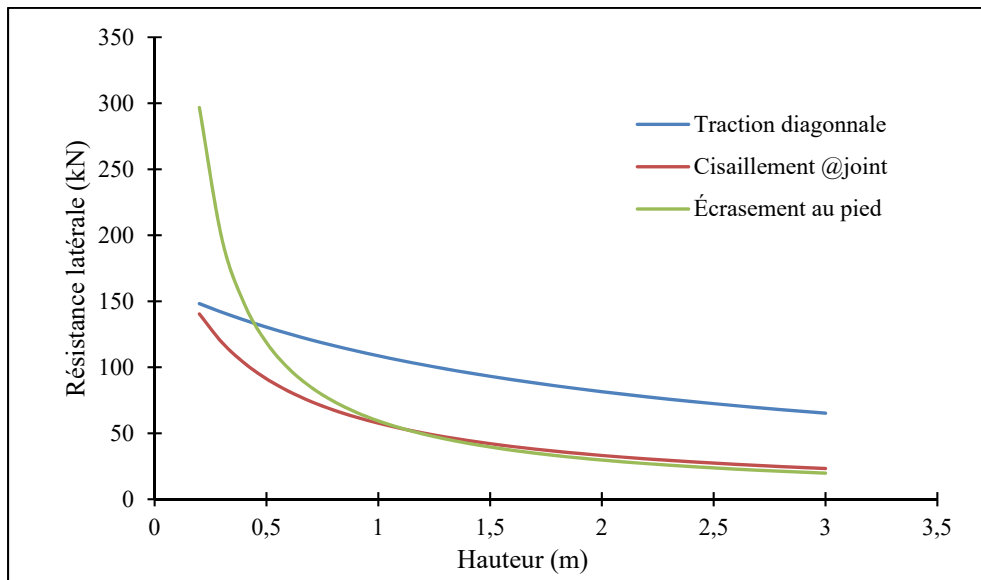


Figure-A II-3 Prédiction de la résistance latérale par le NZSEE en fonction de h

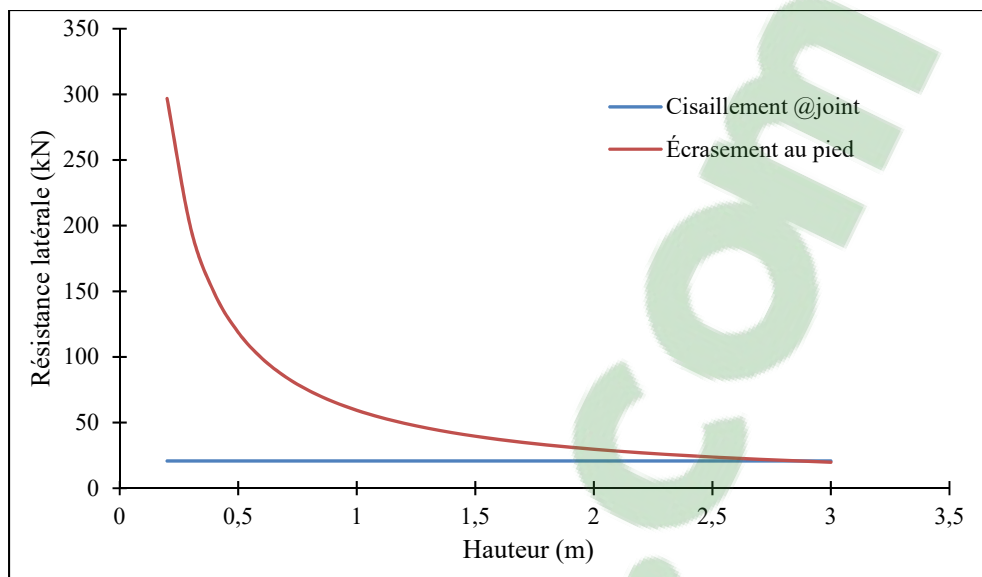


Figure-A II-4 Prédiction de la résistance latérale par l'Eurocode(2005b) /SIA(2011)  
en fonction de h





## ANNEXE IV

### ESTIMATION DES CHARGES PERMANENTE DE PLANCHERS ET DE TOITURE

Les données géométriques ont été obtenues en se basant sur le livre de Jules Auger intitulé Mémoire de bâtisseur, dans lequel il illustre des systèmes de construction du 18<sup>e</sup> siècle à nos jours (Auger & Roquet, 1998). Les dessins techniques des bâtiments ne sont pas forcément représentatifs du bâtiment à l'étude car il existe plusieurs variétés de systèmes de construction. Puisque l'estimation des charges permanentes est influente sur le calcul de la résistance latérale des murs, les calculs sont représentés dans cet annexe en référant à un croquis d'un bâtiment détaillé dans le livre. La valeur de masse volumique du bois est estimée à  $350 \text{ kg/m}^3$  (Antunez, 2014).

#### Estimation de la charge permanente de toiture

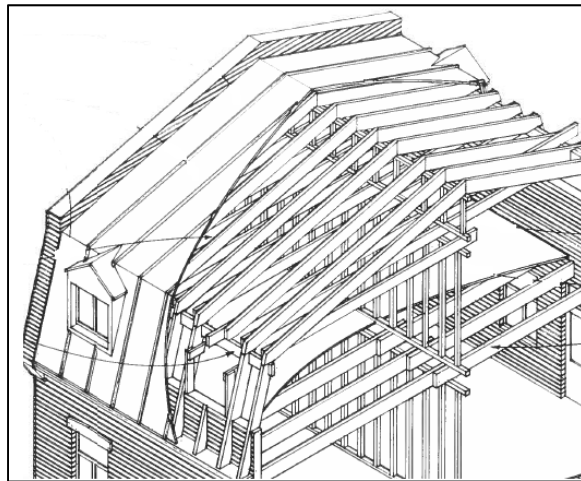


Figure-A III-1 Détail de la toiture adaptée pour la modélisation  
Tirée de Auger et Roquet (1998)

D'après le schéma ci-dessus le calcul de la charge permanente est très complexe vu l'existence de plusieurs composantes, pour cela on a opté de simplifier les calculs en considérant que la toiture est constituée d'une charpente à pannes en chevrons de dimension 2 x 6 pouces espacées

de centre à centre et aussi d'un platelage de madriers double d'épaisseur 6 pouces. La charge permanente de toiture  $w_T$  est exprimé par relation suivante :

$$w_T = w_{\text{madreiers,toiture}} + w_{\text{solives,toiture}}$$

Tel que

$$w_{\text{madreiers,toiture}} = 2 \times 7.62 \times 350 \times 9.8 \times 10^{-5} = 0.52 \text{ kPa}$$

$$w_{\text{solives,toiture}} = \frac{1}{58.42} \times 5.08 \times 15.25 \times 350 \times 9.8 \times 10^{-5} = 0.046$$

Donc  $w_T = 0.566 \text{ kPa}$

### Estimation de la charge permanente de plancher

Le plancher est constitué de solives, de dimension 3 x 11pouces espacées d'une distance de 23 pouces centre à centre, qui supporte un platelage de madrier double de dimension 6 pouces. La Figure-A III-2 montre les dimensions des planchers utilisés dans la modélisation.

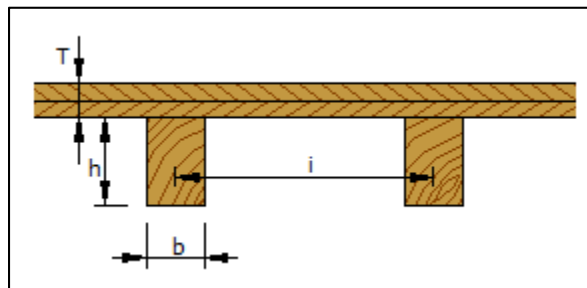


Figure-A III-2 Détail du plancher adaptée pour la modélisation sur 3Muri©

La charge permanente  $w_p$  est la somme de la charge due aux poids du platelage de madriers  $w_{\text{platelag\_madriers}}$  et aussi le poids des solives  $w_{\text{solives}}$ .

$$w_p = w_{\text{platelag\_madriers}} + w_{\text{solives}}$$

Avec :

$$w_{\text{platelag\_madriers}} = 2 \times 7.62 \times 350 \times 9.8 \times 10^{-5} = 0.52 \text{ kPa}$$

$$w_{\text{solives}} = \frac{1}{58.42} \times 7.62 \times 24.64 \times 350 \times 9.8 \times 10^{-5} = 0.11 \text{ kPa}$$

$$\text{Alors } w_p = 0.63 \text{ kPa}$$

## ANNEXE V

### RÉSULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE

Tableau-A IV-1 Les résultats de l'analyse statique issues de 3Muri©

	No	$h_{ef}/t_{ef}$	$N_{ed}/N_{Rd,Max}$	Supérieure			Moyenne			Inférieure		
				$N_{ed}[kN]$	$N_{Rd}[kN]$	$N_{ed}/N_{Rd}$	$N_{ed}[kN]$	$N_{Rd}[kN]$	$N_{ed}/N_{Rd}$	$N_{ed}[kN]$	$N_{Rd}[kN]$	$N_{ed}/N_{Rd}$
Mur de façade	15	7,5	0,07	94,8	1794,24	0,05	108,16	2501,85	0,04	121,53	1859,71	0,07
	16	7,5	0,11	152,45	1536,41	0,1	161,36	2327,11	0,07	170,27	1594,54	0,11
	17	7,5	0,1	134,59	1470,38	0,09	145,28	2296,64	0,06	155,98	1555,59	0,1
	18	7,5	0,1	134,59	1470,38	0,09	145,28	2296,64	0,06	155,98	1555,59	0,1
	19	7,5	0,11	152,45	1536,41	0,1	161,36	2327,11	0,07	170,27	1594,54	0,11
	20	7,5	0,07	94,8	1794,24	0,05	108,16	2501,85	0,04	121,53	1859,71	0,07
	21	7,5	0,08	38,95	487,4	0,08	52,31	2101,81	0,02	65,68	1140,43	0,06
	22	7,5	0,07	55,11	786,88	0,07	64,02	2097,04	0,03	72,93	1105,77	0,07
	23	7,5	0,07	49,41	754,57	0,07	58,32	2097,02	0,03	67,23	1109,06	0,06
	24	7,5	0,07	49,41	754,57	0,07	58,32	2097,02	0,03	67,23	1109,06	0,06
	25	7,5	0,07	55,11	786,88	0,07	64,02	2097,04	0,03	72,93	1105,77	0,07
26	7,5	0,08	38,95	487,4	0,08	52,31	2101,81	0,02	65,68	1140,43	0,06	
Mur latéral	27	7,5	0,05	507,68	16421,88	0,03	659,16	21981,69	0,03	810,64	16554,6	0,05
	28	7,5	0,03	183,21	16554,6	0,01	328,68	21981,69	0,01	480,16	16554,6	0,03



## ANNEXE VI

### VARIATION DES PARAMÈTRES DES FONCTIONS DE FRAGILITÉ

Une étude de sensibilité est réalisée afin de savoir le comportement des courbes de fragilité en variant les paramètres caractéristiques qui sont : le déplacement  $S_{DSi}$  et l'écart type de log-normal  $\beta_{DSi}$  pour chaque DS.

Tableau-A V-1 Variation de déplacement caractéristique de chaque DS

$S_{DSi}$ [cm]					
	-50%	-25%	Québec	25%	50%
DL1	0,045	0,0675	0,09	0,1125	0,135
DL2	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75
DL3	0,7	1,05	1,4	1,75	2,1
DL4	1,1	1,65	2,2	2,75	3,3

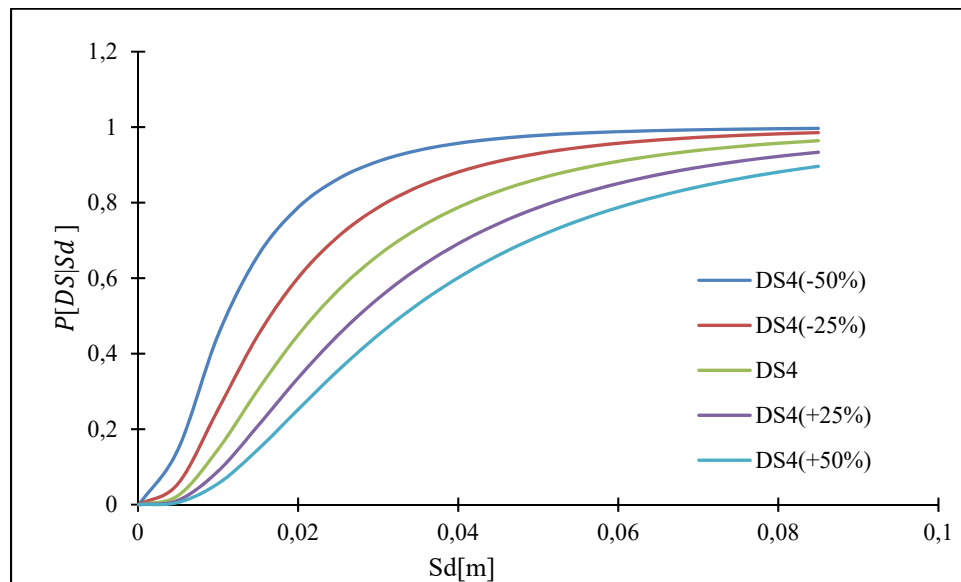


Figure-A V-1 Représentation de la courbe de fragilité correspondante au DS4 avec variation de déplacement caractéristique

Tableau-A V-2 Variation de l'écart type de log-normal de chaque DS

	$\beta_{DSi}$				
	-50%	-25%	S	25%	50%
DL1	0,37	0,56	1,00	0,93	1,11
DL2	0,40	0,60	0,92	1,00	1,20
DL3	0,40	0,61	0,89	1,01	1,21
DL4	0,43	0,65	0,75	1,08	1,29

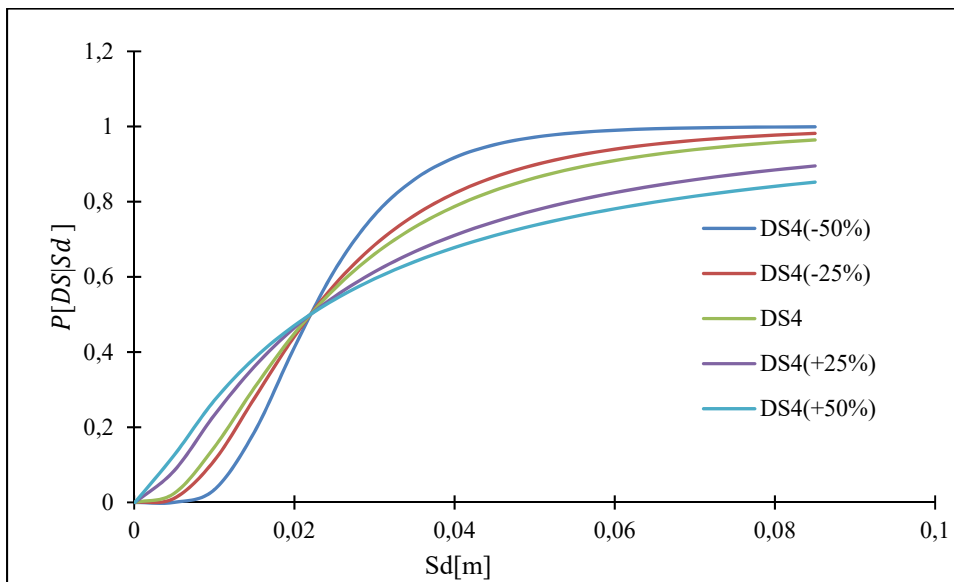


Figure-A V-2 Représentation de la courbe de fragilité correspondante au DS4 avec variation de l'écart type de log-normal

## ANNEXE VII

### ATKINSON ET BOORE (2006) ÉQUATION DE PRÉDICTION DE MOUVEMENT DU SOL POUR L'AMÉRIQUE DE NORD-EST

Boore et Atkinson (2008) ont développé des équations de prédiction de mouvement du sol (GMPE) à une période (T) donnée pour une magnitude (M) à une distance de la rupture de la faille (R : distance de l'épicentre).

$$\log[S_a(T)] = c_1 + c_2M + c_3M^2 + (c_4 + c_5M)f_1 + (c_6 + c_7M)f_2 + (c_8 + c_9M)f_0 + c_{10}R + S$$

Avec  $f_0 = \max\left(\log\left(\frac{R_0}{R}\right), 0\right)$  ;  $f_1 = \max(\log(R), \log(R_1))$  ;  $f_2 = \max\left(\log\left(\frac{R}{R_2}\right), 0\right)$  ;

$R_0 = 10$   $R_1 = 70$   $R_2 = 140$  et  $S$  est le paramètre de site du sol déterminé par les relations suivantes :

$$S = \log\left\{\exp\left[b_{lin} \ln\left(\frac{V_{30}}{V_{ref}}\right) + b_{nl} \ln\left(\frac{60}{100}\right)\right]\right\} \quad pgaBC \leq 60cm/s^2$$

$$S = \log\left\{\exp\left[b_{lin} \ln\left(\frac{V_{30}}{V_{ref}}\right) + b_{nl} \ln\left(\frac{pgaBC}{100}\right)\right]\right\} \quad pgaBC > 60cm/s^2$$

$$b_{nl} = b_1 \quad \text{si } V_{30} \leq v_1$$

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln\left(\frac{V_{30}}{v_2}\right) / \ln\left(\frac{v_1}{v_2}\right) + b_2 \quad \text{si } v_1 < V_{30} < v_2$$

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln\left(\frac{V_{30}}{V_{ref}}\right) / \ln\left(\frac{v_2}{V_{ref}}\right) + b_2 \quad \text{si } v_2 < V_{30} < V_{ref}$$

$$b_{nl} = 0 \quad \text{si } V_{30} > V_{ref}$$

Tableau-A VI-1 Coefficients des équations GMPE pour une période donnée

Période [s]	c1	c2	c3	c4	c5
5	-4,58E+00	1,58E+02	-8,07E-02	-2,53E+00	2,22E-01
4	-5,26E+00	1,79E+00	-9,79E-02	-2,44E+00	2,07E-06
3,13	-5,59E+00	1,97E+00	-1,14E-01	-2,33E+00	1,91E-06
2,5	-5,80E+00	2,13E+00	-1,28E-01	-2,26E+00	1,79E-06
2	-5,85E+00	2,23E+00	-1,39E-01	-2,20E+00	1,69E-06
1,59	-5,75E+00	2,29E+00	-1,45E-01	-2,13E+00	1,58E-06
1,25	-5,49E+00	2,29E+00	-1,48E-01	-2,08E+00	1,50E-06
1	-5,06E+00	2,23E+00	-1,45E-01	-2,03E+00	1,41E-06
0,794	-4,45E+00	2,12E+00	-1,39E-01	-2,01E+00	1,36E-06
0,629	-3,75E+00	1,97E+00	-1,29E-01	-2,00E+00	1,31E-06
0,5	-3,01E+00	1,80E+00	-1,18E-01	-1,98E+00	1,27E-06
0,397	-2,28E+00	1,63E+00	-1,05E-01	-1,97E+00	1,23E-06
0,315	-1,56E+00	1,46E+00	-9,31E-02	-1,98E+00	1,21E-06
0,251	-8,76E-01	1,29E+00	-8,19E-02	-2,01E+00	1,23E-06
0,199	-3,06E-01	1,16E+00	-7,21E-02	-2,04E+00	1,22E-06
0,158	1,19E-01	1,06E+00	-6,47E-02	-2,05E+00	1,19E-06
0,125	5,36E-01	9,65E-01	-5,84E-02	-2,11E+00	1,21E-06
0,1	7,82E-01	9,24E-01	-5,56E-02	-2,17E+00	1,19E-06
0,079	9,67E-01	9,03E-01	-5,48E-02	-2,25E+00	1,22E-06
0,063	1,11E+00	8,88E-01	-5,39E-02	-2,33E+00	1,23E-06
0,05	1,21E+00	8,83E-01	-5,44E-02	-2,44E+00	1,30E-06
0,04	1,26E+00	8,79E-01	-5,52E-02	-2,54E+00	1,39E-06
0,031	1,19E+00	8,88E-01	-5,64E-02	-2,58E+00	1,45E-06
0,025	1,05E+00	9,03E-01	-5,77E-02	-2,57E+00	1,48E-06
PGA	5,23E-01	9,69E-01	-6,20E-02	-2,44E+00	1,47E-06



Tableau-A VI-1 La suite

Période [s]	c6	c7	c8	c9	c10
5	-1,43E+00	1,36E-01	6,34E-01	-1,41E-01	-1,61E-09
4	-1,31E+00	1,21E-01	7,34E-01	-1,56E-01	-1,96E-09
3,13	-1,20E+00	1,10E-01	8,45E-01	-1,72E-01	-2,45E-09
2,5	-1,12E+00	9,54E-02	8,91E-01	-1,80E-01	-2,60E-09
2	-1,04E+00	8,00E-02	8,67E-01	-1,79E-01	-2,86E-09
1,59	-9,57E-01	6,76E-02	8,67E-01	-1,79E-01	-3,43E-09
1,25	-9,00E-01	5,79E-02	8,21E-01	-1,72E-01	-4,07E-09
1	-8,74E-01	5,41E-02	7,92E-01	-1,70E-01	-4,89E-09
0,794	-8,58E-01	4,98E-02	7,08E-01	-1,59E-01	-5,75E-09
0,629	-8,42E-01	4,82E-02	6,77E-01	-1,56E-01	-6,76E-09
0,5	-8,47E-01	4,70E-02	6,67E-01	-1,55E-01	-7,68E-09
0,397	-8,88E-01	5,03E-02	6,84E-01	-1,58E-01	-8,59E-09
0,315	-9,47E-01	5,58E-02	6,50E-01	-1,56E-01	-9,55E-09
0,251	1,03E+00	6,34E-02	5,81E-01	-1,49E-01	-1,05E-08
0,199	-1,15E+00	7,38E-02	5,08E-01	-1,43E-01	-1,14E-08
0,158	-1,36E+00	9,16E-02	5,16E-01	-1,50E-01	-1,18E-08
0,125	-1,67E+00	1,16E-01	3,43E-01	-1,32E-01	-1,13E-08
0,1	-2,10E+00	1,48E-01	2,85E-01	-1,32E-01	-9,90E-09
0,079	-2,53E+00	1,78E-01	1,00E-01	-1,15E-01	-7,72E-09
0,063	-2,88E+00	2,01E-01	-3,19E-02	-1,07E-01	-5,48E-09
0,05	-3,04E+00	2,13E-01	-2,10E-01	-9,00E-02	-4,15E-09
0,04	-2,99E+00	2,16E-01	-3,91E-01	-6,75E-02	-3,88E-09
0,031	-2,84E+00	2,12E-01	-4,37E-01	-5,87E-02	-4,33E-10
0,025	-2,65E+00	2,07E-01	-4,08E-01	-5,77E-02	-5,12E-10
PGA	-2,34E+00	1,91E-01	-8,70E-02	-8,29E-02	-6,30E-09

Tableau-A VI-2 Coefficients de site

Période [s]	$b_{lin}$	$b_1$	$b_2$
5	-0,752	-0,3	0
4	-0,745	-0,31	0
3,13	-0,74	-0,33	0
2,5	-0,735	-0,357	0
2	-0,73	-0,375	0
1,59	-0,726	-0,395	0
1,25	-0,738	-0,42	0
1	-0,7	-0,44	0
0,794	-0,69	-0,465	-0,002
0,629	-0,67	-0,48	-0,031
0,5	-0,6	-0,495	-0,06
0,397	-0,5	-0,508	-0,095
0,315	-0,445	-0,513	-0,13
0,251	-0,39	-0,518	-0,16
0,199	-0,306	-0,521	-0,185
0,158	-0,28	-0,528	-0,185
0,125	-0,26	-0,56	-0,14
0,1	-0,25	-0,595	-0,132
0,079	-0,232	-0,637	-0,117
0,063	-0,249	-0,642	-0,105
0,05	-0,286	-0,643	-0,105
0,04	-0,314	-0,609	-0,105
0,031	-0,322	-0,618	-0,108
0,025	-0,33	-0,624	-0,115
PGA	-0,361	-0,641	-0,144

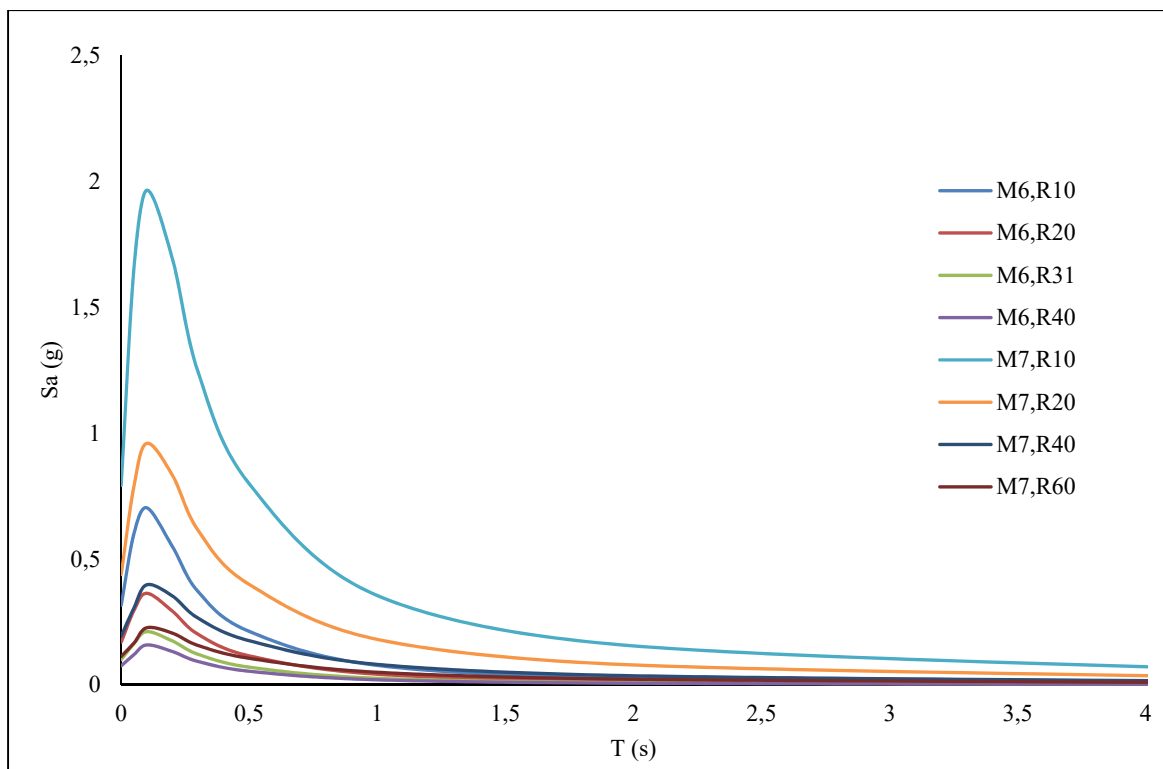


Figure-A VI-1 Représentation des scénarios de séisme générés



## ANNEXE VIII

### ETUDE DE FRAGILITÉ DES BATIMENTS EN MNA DE BRIQUE

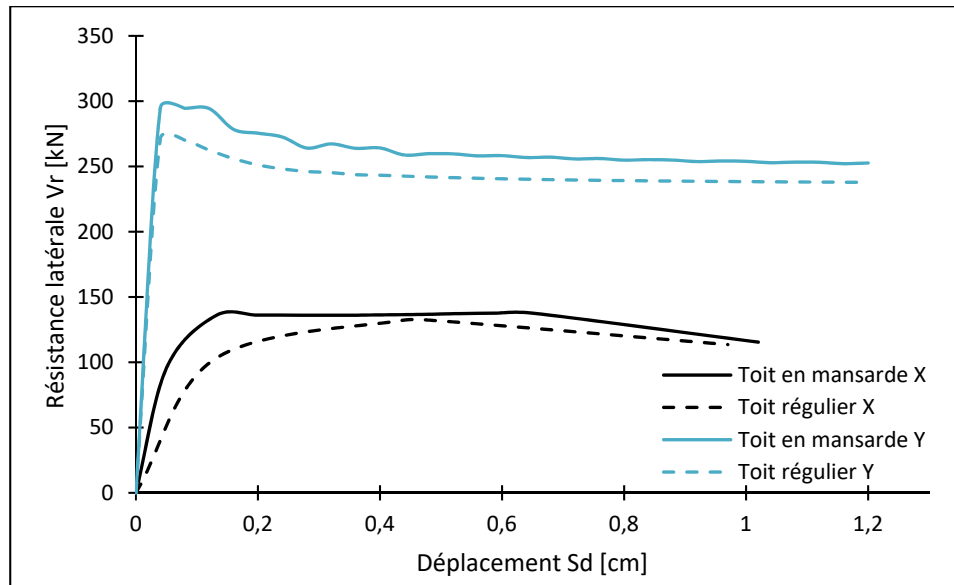


Figure-A VII-1 Courbes pushover des bâtiments isolés à un seul étage

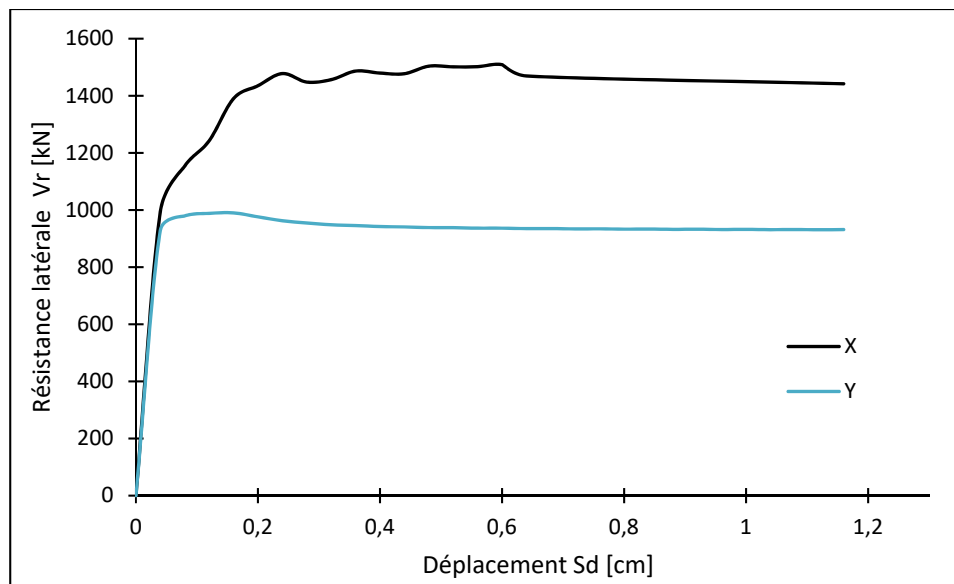


Figure-A VII-2 Courbes pushover d'une rangée de 6 bâtiments

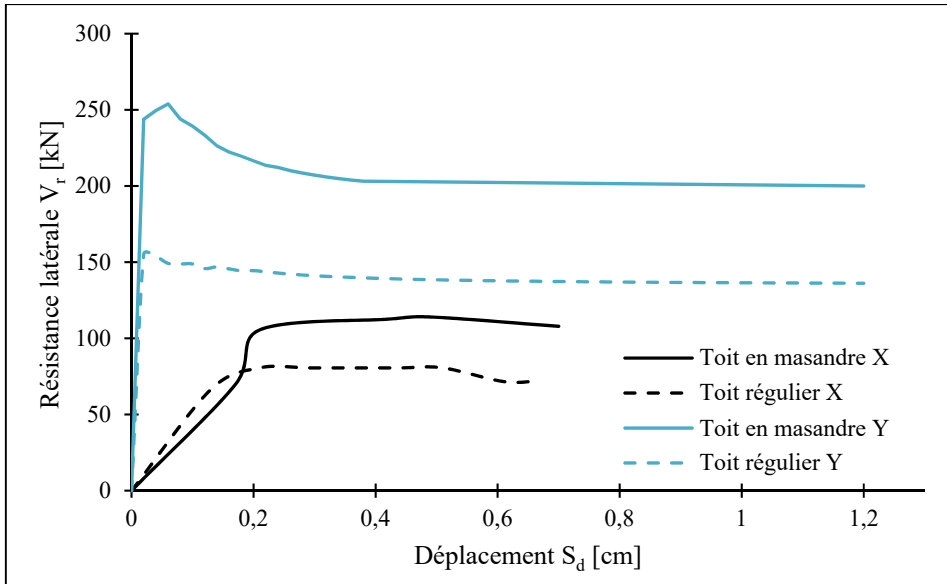


Figure-A VII-3 Courbes pushover des bâtiments isolés à un seul étages

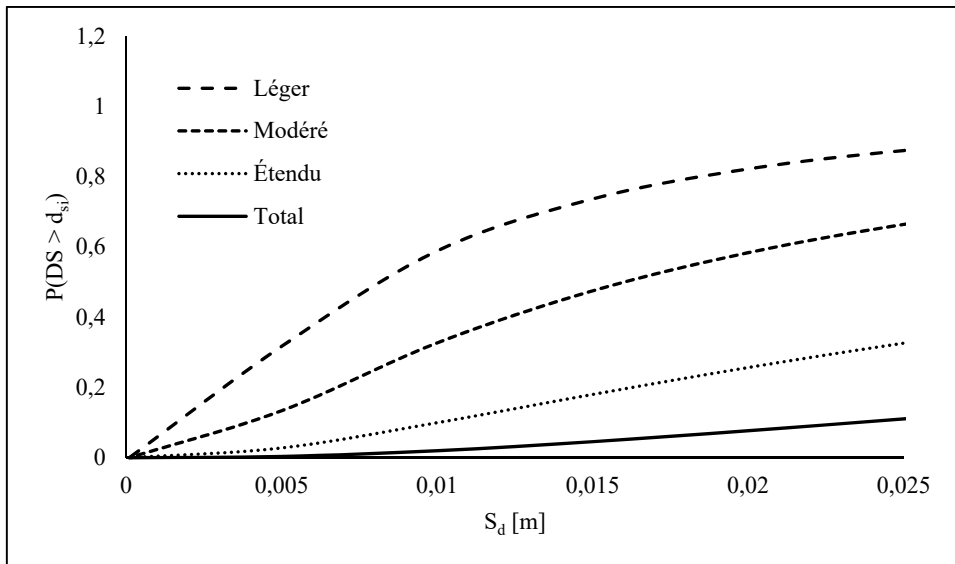


Figure-A VII-4 Courbes de fragilité avec le modèle de Hazus

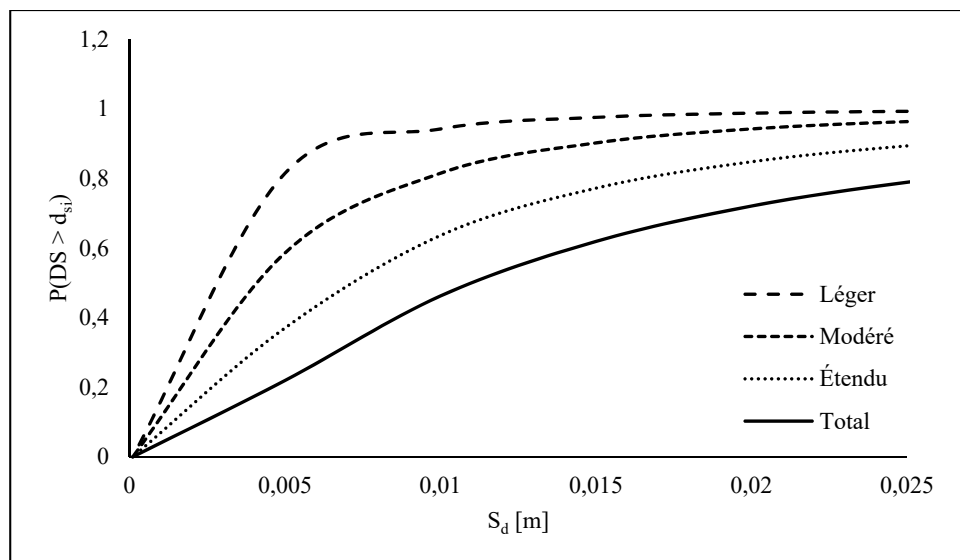


Figure-A VII-4 Courbes de fragilité avec le modèle d'Euler





## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 3Muri©. (2019). DESCRIPTION GÉNÉRALE. Repéré à <http://www.3muri.com/3muri-descrizione-generale/>
- Abo-El-Ezz, A., Nollet, M.-J., & Nastev, M. (2011). Analytical displacement-based seismic fragility analysis of stone masonry buildings. Dans *Proceedings of the 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Corfu, Greece. No.679
- Abo El Ezz, A. (2013). *Probabilistic seismic vulnerability and risk assessment of stone masonry structures* (Thèse de doctorat, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Anthoine, A., Magonette, G., & Magenes, G. (1995). Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls. Dans *Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering* (Vol. 3, pp. 1657-1662). Vienna, Austria: geraldduma .
- Antunez, G. (2014). *Vulnérabilité sismique hors-plan des murs de maçonnerie en pierre non armée*. (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure Montréal, QC). Repéré à <http://espace.etsmtl.ca/id/eprint/1314>  
<https://search.proquest.com/docview/1619366923?accountid=27231>
- American Society of civil Engineers. (2013). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Norme ASCE 41-13. Virginia: American Society of civil Engineers.
- ASTM International. (2016c). Standard test methods for in situ measurement of masonry mortar joint shear strength. Norme *ASTM International*. United States.
- Applied Technology Council.(1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Norme *ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California*.
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America. *Bulletin of the seismological society of America*, (Vol. 96(6), pp. 2181-2205).
- Augenti, N., Parisi, F., & Acconcia, E. (2012). MADA: online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages. Dans *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 24-28).Lisbonne.
- Auger, J., & Roquet, N. (1998). *Mémoire de bâtisseurs du Québec : répertoire illustré de systèmes de construction du 18e siècle à nos jours*. Montréal: Méridien Éditions du Méridien.

- Bachmann, H. (1997). Hochbau für Ingenieure. *vdf-Hochschulverlag Zürich und Teubner Verlag Stuttgart*. p.56
- Boldireff, É. (2017). *Caractérisation des propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre traditionnelle à murs massifs* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC). Repéré à <http://espace.etsmtl.ca/id/eprint/2027>
- Boore, D. M., & Atkinson, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24(1), 99-138.
- Borzi, B., Crowley, H., & Pinho, R. (2008). Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 2(4), 353-376.
- Bosiljkov, V., Page, A., Bokan-Bosiljkov, V., & Žarnić, R. (2010). Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. *Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures*, (Vol. 17(1), pp. 100-118).
- Centre d'histoire de Montréal. (2018). Quartiers disparus. Repéré à <https://ville.montreal.qc.ca/memoiresdesmontrealais/quartiers-disparus>
- Chopra, A., & Goel, R. (2000). Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems. *Journal of structural engineering*, 126(4), 482-490.
- Conseil National de Recherches Canada. (2015). Code national du bâtiment du Canada. Norme CNRC. Ottawa: Institut en recherches et construction Repéré à <http://codes-guides.nrc.ca/start.aspx?lang=fr>
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of structural engineering*, 128(4), 526-533.
- Cremona, C. (2005). Qu'est-ce qu'une évaluation dynamique? Principes et méthodes. *Revue européenne de génie civil*, 9(1-2), 11-42.
- Dolce, M. (1991). Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche. *L'Industria delle costruzioni*, 25(242), 44-57.
- Elmshawi, A., Sorour, M., Mufti, A., Jaeger, L. G., & Shrive, N. (2010). In-plane seismic behaviour of historic stone masonry. *Canadian journal of civil engineering*, 37(3), 465-476.

- Eurocode 8. (2005b). Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Norme Eurocode 8. *Brussels: European Committee for Standardization.*
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979-993.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592.
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1987). Non-linear seismic analysis of RC buildings: implications of a case study. *European Earthquake Engineering*, 1(1), 31-43.
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. Dans *Proceedings of the ninth world conference in earthquake engineering* (Vol. 5, pp. 111-116). Tokyo, JAPAN.
- Federal Emergency Management Agency. (2012). Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1-Methodology. Norme FEMA-P-58-1. Washington, DC.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Norme FEMA 356. Washington, DC.
- Federal Emergency Management Agency. (2003). HAZUSMHMR: Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model. Norme FEMA. Washington, DC.
- Federal Emergency Management Agency. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Report Number 440. Norme FEMA. Washington, DC.
- Filiatrault, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Franklin, S., Lynch, J., & Abrams, D. (2001). Performance of Rehabilitated URM Shear Walls: Flexural Behavior of Walls. *Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana, Illinois.*
- Freeman, S. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. Dans *Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Bremerton, Washington, 1975* (pp. 113-122).
- Ganz, H., & Thürlimann, B. (1984). *Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft*. Springer. p.108

- Gehl, P., Sy, S., & Seyedi, D. (2011). Developing fragility surfaces for more accurate seismic vulnerability assessment of masonry buildings. Dans *COMPDYN-3rd Int. Conf. on Computational Methods in Struct. Dynam. & Earthq. Eng.* (pp. 91-108. paper n° 154).
- Gendron, A. (2018). *Caractérisation structurale des bâtiments en bois et en maçonnerie non-armée (MNA) en vue de leur évaluation sismique.* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Halchuk, S., Adams, J., & Anglin, F. (2007). Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities. Dans *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering* (pp. 420-432).
- Houalard, C. (2015). *Étude du risque sismique considérant la rupture hors-plan des éléments en maçonnerie non-armée.* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Kircher, C. A., Nassar, A. A., Kustu, O., & Holmes, W. T. (1997a). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, 13(4), 663-682.
- Kircher, C. A., Reitherman, R. K., Whitman, R. V., & Arnold, C. (1997b). Estimation of earthquake losses to buildings. *Earthquake Spectra*, 13(4), 703-720.
- Lagomarsino, S., Galasco, A., Penna, A., & Cattari, S. (2008a). TREMURI: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings (User Guide). *Technical Report.*(U. o. Genoa, Ed.) Genoa, Italy.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Lang, K. (2002). *Seismic vulnerability of existing buildings.* (Thèse de doctorat, Swiss federal institute of technology, Zurich).
- Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2013). *Evaluation parasismique des constructions existantes: Bâtiments en maçonnerie et en béton arme.* Suisse PPUR Presses polytechniques. p.225
- Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- Magenes, G., Galasco, A., Penna, A., & Da Paré, M. (2010). In-plane cyclic shear tests of undressed double leaf stone masonry panels. Dans *Proceedings of the 14th European conference on earthquake engineering. Ohrid.*

- Manzi, N. (2013). *Valutazione della risposta sismica di un edificio esistente in muratura: analisi dei meccanismi globali e locali* (Università degli studi di cassino e del lazio meridionale ). p.109
- Mazzon, N. (2010). Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings. (Thèse de doctorat, Università degli Studi di Padova, Italie)
- Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10, 357-357.
- Moretti, P. (2017). *Caractérisation des propriétés mécaniques des bâtiments en maçonnerie non armée pour l'évaluation du risque sismique* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC). Repéré à <http://espace.etsmtl.ca/id/eprint/2027>
- Nielson, B. G. (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones* (Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technology, Atlanta).
- Nollet, M.-J., Abo El Ezz, A., Surprenant, O., Smirnoff, A., & Nastev, M. (2018). Earthquake magnitude and shaking intensity dependent fragility functions for rapid risk assessment of buildings. *Geosciences*, 8(1), 16.
- Nollet, M., Désilets, C., Abo-El-Ezz, A., & Nastev, M. (2013). Approche méthodologique d'inventaire de bâtiments pour les études de risque sismique en milieu urbain: Ville de Québec, Arrondissement La Cité-Limoilou. *Geological Survey of Canada, Open File*, 7260.
- NZSEE. (2006a). Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. Norme NZSEE. New Zélande.
- NZSEE. (2006b). Assessment an Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. Norme NZSEE. New Zealand.
- Oropeza Ancieta, M. R. (2011). *Fragility functions for seismic risk in regions with moderate seismicity*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse).
- Ourabah, A., Hamouche, S., Seghir, A., & Tahakourt, A. (2010). Analyse Pushover d'une Structure Auto Stable (R+ 8) Pushover Analysis of Multistory Structures. Dans *Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algeria*.
- Porter, K. (2009). Cracking an open safe: HAZUS vulnerability functions in terms of structure-independent spectral acceleration. *Earthquake Spectra*, 25(2), 361-378.
- Powell, G. (2006). Static pushover methods—explanation, comparison and implementation. Repéré à [www.clicours.com](http://www.clicours.com)

<https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Static+pushover+methods+-+explanation%2C+comparison+and+implementation>

Restrepo-Vélez, L. (2003). A simplified mechanics-based procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings. *Individual Study*.

RNC; Ressources Naturelles Canada. (2018a). Localisation des zones de sismicité. Repéré à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/calc-fr.php>

RNC; Ressources Naturelles Canada. (2018b). Valeurs d'aléa sismique du Code national du bâtiment Canada. Repéré à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/calc-fr.php>

Rota, M., Penna, A., & Magenes, G. J. E. S. (2010). A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *32*(5), 1312-1323.

Ruiz-García, J., & Negrete, M. (2009). Drift-based fragility assessment of confined masonry walls in seismic zones. *Engineering Structures*, *31*(1), 170-181.

Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2007). Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. *Earthquake engineering structural dynamics*, *36*(9), 1235-1254.

Saiidi, M., & Sozen, M. A. (1981). Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. *Journal of the Structural Division*, *107*(5), 937-953.

Schueremans, L. (2001). Probabilistic evaluation of structural unreinforced masonry. (Thèse de doctorat, KU Leuven, Louvain, Belgique)

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves. *Journal of engineering mechanics*, *126*(12), 1224-1231.

SIA. (2011). Evaluation de la sécurité parasismique des bâtiments en maçonnerie, D 0237. *Norme SIA D237 SGEB*. Suisse.

Silva, B., Dalla Benetta, M., da Porto, F., & Modena, C. (2014). Experimental assessment of in-plane behaviour of three-leaf stone masonry walls. *Construction Building Materials*, *53*, 149-161.

Snoj, J. (2014). *Ocena potresnega tveganja zidanih stavb.* (Thèse de doctorat, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo, geodezijo, Slovenia).

- Tomažević, M. (2007). Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian journal of civil engineering*, 34(11), 1403-1412.
- Tomažević, M. (2009a). Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str. Dipl. nal. UNI. Ljubljana, UL FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.
- Tomažević, M. (2009b). Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry. 42(7), 889-907.
- Tomažević, M., & Apih, V. (1993). *The strengthening of stone-masonry walls by injecting the masonry-friendly grouts. earthquake engineering*, 6(1), 10-20.
- Tomažević, M., & Lutman, M. (2007). Heritage masonry buildings in urban settlements and the requirements of Eurocodes: Experience of Slovenia. *International Journal of Architectural Heritage*, 1(1), 108-130.
- Tomazevic, M., & Sheppard, P. (1982). The strengthening of stone-masonry buildings for revitalization in seismic regions. Dans *Proceedings of the 7th European conference on earthquake engineering, Athens* (Vol. 5, pp. 275-282).
- Tomažević, M., & Weiss, P. (2010). Displacement capacity of masonry buildings as a basis for the assessment of behavior factor: an experimental study. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1267-1294.
- Tondelli, M., Rota, M., Penna, A., & Magenes, G. (2012). Evaluation of uncertainties in the seismic assessment of existing masonry buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 16(sup1), p. 36-64.
- Touraille, J. (2019). *Caractérisation expérimentale de la résistance latérale des murs de brique traditionnelle pour l'analyse de la fragilité*. (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal, QC).
- Turnšek, V., & Čačovič, F. (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Dans *Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference* (pp. 149-156).
- UNDRO. (1991). *Disasters, Mitigating Natural Phenomena, Effects and Options*. New York, 164.
- Vallières, A. (2000). *Processus de transformation typologique du bâti résidentiel dans l'arrondissement historique du Vieux-Québec*. (Mémoire de maîtrise, Faculté des études supérieures de l'université Laval, Laval, QC)

- Vasconcelos, G. (2005). *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*. (Thèse de doctorat, University of Minho, Portugal)
- Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507-521.
- Wang, Z., Dueñas-Osorio, L., & Padgett, J. E. (2012). Optimal intensity measures for probabilistic seismic response analysis of bridges on liquefiable and non-liquefiable soils. Dans *Structures Congress 2012 American Society of Civil Engineers*.