

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

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

PAR
Mohammed MESTAR

PROCÉDURE MULTI-NIVEAUX POUR L'ÉVALUATION DE LA
VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES ÉCOLES DANS L'EST CANADIEN

MONTRÉAL, LE 7 JANVIER 2014

©Tous droits réservés, Mohammed Mestar, 2014

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

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

M. Jean Proulx, codirecteur de mémoire
Département de génie civil à l'Université de Sherbrooke

M. Alan Carter, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Rola Assi, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

LE 28 NOVEMBRE 2013

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENT

Je remercie d'abord Marie-José Nollet, directrice du projet, pour m'avoir proposé le sujet de recherche, pour les conseils ainsi que le temps qu'elle a accordé à mes questions.

Je tiens aussi à remercier Jean Proulx, co-directeur du projet, pour sa disponibilité et ses recommandations.

Mes remerciements vont aussi au CRSNG pour l'aide financière accordée dans le cadre du projet stratégique.

Que toute personne ayant aidé à l'accomplissement du projet, que ce soit dans la partie expérimentale ou du mémoire dans sa forme finale, trouve ici ma gratitude.

PROCÉDURE MULTI-NIVEAUX POUR L’ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES ÉCOLES DANS L’EST CANADIEN

Mohammed MESTAR

RÉSUMÉ

Dans l'est du Canada, l'aléa sismique est généralement modéré et les grands centres urbains sont soumis à un risque sismique élevé. À l'heure actuelle, aucune procédure d'évaluation sismique des bâtiments à grande échelle n'est entreprise dans le pays. Cette évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments repose sur la cueillette d'information par inspection et l'étude de documentation. Cette approche n'est cependant pas réalisable pour l'évaluation d'un large parc immobilier, comme celui des écoles du Québec. Ce mémoire présente une méthodologie de sélection (triage), à trois niveaux, en amont de la procédure d'inspection pour identifier les bâtiments à inspecter. Au premier niveau, on vise l'ensemble des 2714 bâtiments scolaires du réseau public de la province, en écartant les bâtiments avec un risque faible parmi 4 groupes de priorité. L'évaluation est basée sur trois paramètres : l'aléa sismique, l'année de construction et le nombre d'élèves. Au deuxième niveau, l'échantillon des écoles considéré est à l'échelle des commissions scolaires (minimum de 30 bâtiments scolaires). Les irrégularités géométriques en plan et en élévation ainsi que les effets de site sont pris en compte à l'aide de cartes de microzonage sismique ou autres données géotechniques locales disponibles. Cette évaluation vise à identifier les bâtiments présentant un risque sismique modéré ou supérieur, nécessitant une inspection. Au troisième niveau, l'inspection des bâtiments identifiés au niveau 2 doit permettre d'établir une priorité d'évaluation détaillée (analyse structurale) parmi un nombre de bâtiments plus restreint ainsi qu'une éventuelle mitigation. La procédure proposée est appliquée à un échantillon de bâtiments scolaires de Montréal, sur la base de données d'inspection visuelle. L'évaluation par des procédures indicielles, et des mesures par vibrations ambiantes (MVA) ont permis de valider la capacité de la méthodologie proposée à identifier les bâtiments nécessitant une inspection. Un modèle modal a été construit sur la base des résultats de ces MVA, en se servant des fréquences propres de vibration, de l'amortissement et des déformées modales. La procédure est conçue sous la forme d'un outil pour les professionnels des commissions scolaires ou tout autre personnel technique.

Mots-clés: vulnérabilité sismique, bâtiments scolaires, sélection sismique, microzonage, irrégularités géométriques, mesures de vibrations ambiantes, modèle modal.

A THREE-TIER PROCEDURE FOR THE SEISMIC EVALUATION OF SCHOOL BUILDINGS IN EASTERN CANADA

Mohammed MESTAR

ABSTRACT

In Eastern Canada the seismic hazard is generally moderate and large urban centres are faced with similar earthquake hazard levels. To date, earthquake mitigation of public buildings has remained scarce and no systematic vulnerability assessment program has been implemented on a large scale. The seismic vulnerability assessment of buildings is based on collecting information by inspection and studying plans. This approach is however not practical for the evaluation of a large sample, such as the 2714 Quebec building schools. This thesis presents a three-tier screening procedure for the seismic vulnerability assessment of Québec school buildings. Tier-1 screening aims to classify school buildings within four priority groups, with a view to identify facilities that are not at risk and discard them from the pool to be screened at the next level. At this level, three parameters are used: the seismic hazard, the year of construction and the number of students. At Tier-2, the sample of schools is considered at the level of school boards (minimum of 30 school buildings). Seismic microzonation mapping information is used with general data on structural configuration to prioritize buildings, with a moderate or high risk, that need to be inspected. At the Third level, the inspection of the buildings identified at Tier-2 is used to prioritize which facilities will require a detailed seismic evaluation and eventual mitigation. This assessment is realized by applying a score procedure. The proposed 3-Tier procedure is applied to a sample of school buildings in Montreal, on the basis of visual inspection data. The evaluation with score procedures and ambient vibrations measurements (AVM) has validated the ability of the proposed methodology to identify buildings requiring inspection. A modal model was constructed based on the results of the AVM, using the natural frequencies of vibration, damping and mode shapes. The procedure is designed as a tool for school boards professionals and other technical personnel.

Keywords: Seismic vulnerability, school buildings, seismic screening, microzonation, ambient vibrations measurements, modal model.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE	9
1.1 Introduction.....	9
1.2 Risque sismique	9
1.3 Paramètres influençant la réponse sismique des bâtiments	11
1.4 Sismicité au Canada et au Québec	12
1.4.1 Activité sismique	12
1.4.2 Aléa	12
1.4.3 Spectre de réponse et accélérations spectrales.....	13
1.4.4 Effet d'amplification dynamique des sites.....	13
1.5 Paramètres influençant la vulnérabilité sismique des bâtiments.....	16
1.5.1 Type de structure.....	16
1.5.2 Irrégularités	18
1.6 Composants fonctionnels et opérationnels.....	27
1.7 Processus d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments	28
1.7.1 Introduction.....	28
1.7.2 Sélection.....	30
1.8 Études de la vulnérabilité des écoles	36
1.9 Mesure de vibrations ambiantes et caractéristiques dynamiques	40
1.10 Conclusion	42
CHAPITRE 2 CARACTÉRISATION DES ÉCOLES PRIMAIRES DU QUÉBEC	45
2.1 Introduction.....	45
2.2 Données générales	46
2.3 Situation géographique du bâti scolaire dans la province.....	50
2.4 Vulnérabilité sismique et risques associés aux écoles primaires à l'est du Canada	53
2.4.1 Le niveau de conception sismique et l'année de construction.....	53
2.4.2 Les codes de construction et la typologie structurale	55
2.4.3 Le profil architectural	60
CHAPITRE 3 CONCEPT GÉNÉRAL DE LA PROCÉDURE À 3 NIVEAUX	67
3.1 Introduction.....	67
3.2 Principes généraux et concept de la procédure à 3-niveaux	68
CHAPITRE 4 ÉVALUATION PRÉLIMINAIRE DE NIVEAU-N1	71
4.1 Introduction.....	71
4.2 Critères pour le paramètre d'aléa sismique relatif (RG) :	72
4.2.1 Accélérations spectrales (AS)	72
4.2.2 Définition des niveaux d'aléa relatif.....	75
4.3 Critères pour le paramètre de vulnérabilité relative du bâtiment (RB):.....	77
4.4 Critères pour le paramètre conséquences (RC).....	78
4.5 Représentation par logigramme de l'évaluation N1	81
4.6 Résultats de l'application de l'évaluation N1	84

4.7	Cartographie du risque sismique des écoles primaires	89
CHAPITRE 5 ÉVALUATION INTERMÉDIAIRE DE NIVEAU-N2.....		93
5.1	Introduction.....	93
5.2	Principes généraux	94
5.3	Critères d'évaluation utilisés.....	94
5.3.1	Critères pour le paramètre d'aléa sismique (RG) :	94
5.3.2	Critères pour le paramètre de vulnérabilité du bâtiment (RB) :	96
5.4	Matrice logique et définition des groupes de priorité pour l'évaluation N2	102
5.5	Application de l'évaluation de niveau-N2	103
CHAPITRE 6 VALIDATION DE L'ÉVALUATION N2 PAR L'APPLICATION DE MÉTHODES DE POINTAGE DE NIVEAU N3.....		105
6.1	Introduction.....	105
6.2	Évaluation de niveau-N3 selon 3 méthodes de pointage	106
6.2.1	Résultats	107
6.2.2	Analyse des classifications	109
6.2.3	Analyse des méthodes.....	112
CHAPITRE 7 MESURES DE VIBRATIONS AMBIANTES.....		115
7.1	Introduction.....	115
7.2	Origine des vibrations ambiantes.....	115
7.3	Bruit de fond sismique	117
7.4	Contexte théorique de l'analyse modale opérationnelle (AMO)	118
7.4.1	Approche classique de la DDF	119
7.4.2	La méthode de décomposition dans le domaine des fréquences.....	121
7.4.3	Variation de la fréquence dans le temps (spectrogramme)	125
7.5	Matériel et mesures	127
7.5.1	Fréquences propres issues de vibrations ambiantes versus fréquences du code	131
7.5.2	Premières fréquences naturelles.....	134
CHAPITRE 8 VALIDATION DE LA PROCÉDURE PAR L'ANALYSE DES RÉSULTATS DE MVA : MODÈLE MODAL		137
8.1	Introduction.....	137
8.2	Analyse modale sous vibrations ambiantes	137
8.2.1	Position du problème : modèle mécanique	138
8.2.2	Courbes de fragilité.....	139
8.2.3	Modèle modal	141
8.2.4	Déplacement inter-étages	142
8.2.5	Correction d'amortissement.....	147
8.2.6	Probabilité d'endommagement par bâtiment	148
8.2.7	Risque sismique en tenant compte des caractéristiques structurales	152
CONCLUSION		157
RECOMMANDATIONS		163
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		185

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Catégories d'emplacement en fonction de (V_30)15
Tableau 1.2	Typologie structurale utilisée par le NRC-92 et son équivalent du FEMA 15418
Tableau 2.1	Types de structures composant les écoles primaires de la province57
Tableau 4.1	Variation du rapport des accélérations spectrales Sa(0.2) et Sa(1.0) des villes du Québec75
Tableau 4.2	Niveaux d'alea sismique.....76
Tableau 4.3	Proportion des bâtiments dans chaque catégorie de risque sismique relatif.....85
Tableau 4.4	Bilan des groupes.....89
Tableau 5.1	Critères de vulnérabilité relative, irrégularité géométrique verticale99
Tableau 5.2	Critères de vulnérabilité relative, irrégularité géométrique en plan100
Tableau 5.3	Critères de classification du niveau-N2 selon la catégorie de site et les irrégularités géométriques103
Tableau 6.1	Listes des bâtiments scolaires visités.....106
Tableau 6.2	Limites adoptées pour la définition des 4 groupes de priorité107
Tableau 6.3	Classement prioritaire d'écoles selon les trois méthodes de pointage et le niveau-N2108
Tableau 6.4	Conservatisme entre les 4 méthodes109
Tableau 6.5	Tableau de corrélations entre trois méthodes de pointage et le niveau-N2.....111
Tableau 6.6	Tableau de corrélations entre les paramètres-clé et les trois méthodes de pointage ainsi que le niveau-N2.....113
Tableau 7.1	Bâtiments scolaires expérimentés Île de Montréal130
Tableau 7.2	Fréquences expérimentales des bâtiments scolaires, Île de Montréal.....132
Tableau 8.1	Niveaux de conception sismique144

Tableau 8.2	Caractéristiques des courbes de fragilité des bâtiments scolaires.....	145
Tableau 8.3	Valeurs de Sd après correction d'amortissement.....	148
Tableau 8.4	Probabilités d'endommagement pour le niveau « Léger »	149
Tableau 8.5	Comparaison du niveau-N2 avec les 3 méthodes de pointage en fonction de la probabilité d'endommagement pour le niveau « Léger »	155

LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1.1	Carte de microzonage par Harry O. Wood	14
Figure 1.2	Spectre d'accélération de conception pour les 5 catégories de sol	16
Figure 1.3	Réponse temporelle de la rotation du plancher selon 3 modèles d'études	20
Figure 1.4	Ratios des déplacements normalisés de la réponse inélastique et élastique	21
Figure 1.5	Déplacements des cotés flexibles et rigides d'un bâtiment asymétrique ..	22
Figure 1.6	Irregularité verticale géométrique.....	23
Figure 1.7	Principaux types de cognement	25
Figure 1.8	Principaux types de cognements rencontrés en pratique	26
Figure 1.9	Exemple de diagramme WZ/AZP.....	36
Figure 1.10	Fréquence de publications en rapport avec les analyses modales par vibrations ambiantes pour les deux domaines du génie civil.....	42
Figure 1.11	Concept global de la vulnérabilité d'un bâtiment	43
Figure 2.1	Distribution des institutions scolaires de la province	46
Figure 2.2	Nombre d'écoles en fonction des secteurs d'enseignement primaire et secondaire.....	47
Figure 2.3	Distribution du nombre d'écoles primaires et secondaires publiques par région administrative de la province.....	48
Figure 2.4	Distribution du nombre d'élèves dans la province, élèves des maternelles, du primaire et du secondaire.....	49
Figure 2.5	Nombre d'écoles en fonction du secteur d'enseignement primaire et secondaire, région de Montréal.....	49
Figure 2.6	Carte d'aléa uniforme pour le Québec PGA à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans	51
Figure 2.7	Distribution des écoles publiques dans la province	52

Figure 2.8	Distribution du nombre de bâtiments scolaires selon l'année de construction.....	54
Figure 2.9	Nombre de bâtiments scolaires selon l'année de construction	55
Figure 2.10	Comparaison de l'effort de cisaillement de conception pour des ossatures en béton résistant aux moments à Montréal.....	56
Figure 2.11	Répartition des bâtiments du réseau public selon le type structural (et le type structural dominant)	58
Figure 2.12	Remplissage en maçonnerie non armée sur le coté transversal	59
Figure 2.13	Ouvertures nombreuses et absence de remplissage de la même école sur le coté longitudinal.....	59
Figure 2.14	Effet des irrégularités en plan, bâtiments scolaires à Montréal	61
Figure 2.15	Vue en plan d'une école à Montréal montrant l'irrégularité géométrique en plan.....	62
Figure 2.16	Irrégularité géométrique verticale de la même école	63
Figure 2.17	École primaire en bois avec un coté transversal plus rigide que celui longitudinal pouvant causer la torsion	64
Figure 2.18	Joint de séparation mal conçu d'école primaire (Montréal) entre deux blocs de différentes couleurs de briques	65
Figure 3.1	Distribution des données selon le niveau de précision	68
Figure 3.2	Procédure à 3-niveaux et la méthode globale	69
Figure 4.1	Évaluation préliminaire de niveau-N1	71
Figure 4.2	Distribution du nombre d'étages sur l'ensemble de la province.....	74
Figure 4.3	Fréquence cumulative du nombre total d'écoles et de villes en fonction des accélérations spectrales pour $Sa(0,2)$	76
Figure 4.4	Distribution de la population en fonction des accélérations spectrales	77
Figure 4.5	Nombre de vies humaines perdues en fonction du nombre de bâtiment détruits.....	79
Figure 4.6	Corrélation superficies des écoles-nombre d'élèves.....	80
Figure 4.7	Distribution du nombre d'élèves.....	80

Figure 4.8	Procédure sous forme de logigramme, aléa sismique faible ($Sa(0,2) < 0,50 \text{ g}$)	82
Figure 4.9	Procédure sous forme de logigramme, aléa sismique modéré ($0,50\text{g} \leq Sa(0,2) < 0,65\text{g}$).....	83
Figure 4.10	Procédure sous forme de logigramme, aléa sismique élevé ($Sa(0,2) \geq 0,65\text{g}$)	84
Figure 4.11	Groupement des écoles dans l'aléa faible de l'accélération spectrale à 0,2s	86
Figure 4.12	Groupement des écoles dans l'aléa modéré de l'accélération spectrale à 0,2s	87
Figure 4.13	Groupement des écoles dans l'aléa élevé de l'accélération spectrale à 0,2s	88
Figure 4.14	Répartition des écoles du réseau public selon l'aléa sismique $Sa(0,2\text{s})$	90
Figure 4.15	Répartition des écoles du réseau public selon l'année de construction	91
Figure 4.16	Répartition des écoles du réseau public selon le nombre d'élèves	92
Figure 5.1	Évaluation préliminaire de niveau-N2 (écoles de G2 et G3 uniquement).....	93
Figure 5.2	Carte de microzonage de l'Île de Montréal.....	96
Figure 5.3	Types d'irrégularités verticales.....	98
Figure 5.4	Irrégularité géométrique verticale déterminée à partir de Google® Earth	99
Figure 5.5	Irrégularités en plan	100
Figure 5.6	Principe de détermination des irrégularités géométriques en plan des écoles à l'ile de Montréal, en utilisant ArcMap et la base de données CANVEC	101
Figure 5.7	Limites d'irrégularités utilisées conformément au tableau 5.1	102
Figure 5.8	Résultats d'évaluation de niveaux N1 et N2 des bâtiments scolaires de l'Ile-de-Montréal	104
Figure 7.1	Densités spectrales de puissances (DSP) et les fréquences d'excitation	116

Figure 7.2	Enregistrement en temps d'un bruit de fond sismique à caractère stationnaire d'un bâtiment scolaire à Montréal	118
Figure 7.3	Densité spectrale de puissance d'un enregistrement en temps d'un bruit de fond sismique. Bâtiment scolaire à Montréal	118
Figure 7.4	Premiers modes isolés dans chaque direction par la DDF, mesure sur un bâtiment scolaire datant de 1914 de 3 étages en acier à Montréal	124
Figure 7.5	Matrice de corrélation donnant le MAC de la DDF pour le même bâtiment scolaire	125
Figure 7.6	Spectrogramme de la densité spectrale estimée entre 2 degrés de liberté mesurés pour un bâtiment scolaire à Montréal	127
Figure 7.7	Exemple de configurations pour un bâtiment de 3 étages en Île-de-Montréal (en haut) et l'enregistrement en déplacement (en bas) du canal 1 pour les 2 configurations	129
Figure 7.8	Écarts entre les périodes mesurées et celles du code	134
Figure 7.9	Variation des premières fréquences naturelles de vibration en fonction de la géométrie en plan	135
Figure 8.1	Modèle modal à une dimension	139
Figure 8.2	Exemple de courbes de fragilité pour 4 états de dommage	140
Figure 8.3	Courbes de fragilité pour l'état de dommage léger en fonction du déplacement spectral (écoles 3, 13 et 22)	146
Figure 8.4	Courbes de fragilité pour l'état de dommage léger, reste des écoles en fonction du déplacement spectral (écoles 1, 2, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 17, 20 et 21)	146
Figure 8.5	Coefficients de correction d'amortissement	147
Figure 8.6	Probabilité d'endommagement pour le niveau de dommage léger selon l'année de construction (2% en 50 ans)	151
Figure 8.7	Probabilité d'endommagement selon la typologie structurale	152
Figure 8.8	Indice sismique selon l'année de construction en tenant compte de la résistance et de la ductilité structurale	153

INTRODUCTION

0.1 Contexte de l'étude

Les dommages dus aux séismes sont parfois de l'ordre de plusieurs milliards de dollars et les pertes en vies humaines s'élèvent à plusieurs centaines de milliers. Ainsi, depuis quelques décennies, la communauté scientifique et les intervenants des différents paliers de gouvernement (municipal, provincial et fédéral) ont mis de l'avant plusieurs initiatives pour mieux cerner le risque sismique. Les séismes ont un impact important sur la vie de la population ainsi que sur la vie économique des régions touchées (voir figure-AI-1) (Coburn et Spence, 2002).

L'évaluation du risque sismique vise entre autre à mieux planifier les interventions de mitigation afin d'assurer la sécurité post-sismique des établissements. L'atteinte de cet objectif passe par l'évaluation de la vulnérabilité des installations exposées au risque. Le dernier séisme d'importance dans l'Est du Canada est celui de Saguenay en 1988. Les dégâts étaient particulièrement importants dans la province du Québec et les publications scientifiques étaient variées (Lefebvre et al., 1991; Leger et Romano, 1991; Mitchell, Tinawi et Law, 1990; Paultre et al., 1993; Roy et al., 1993; Seeber et al., 1990; Somerville et al., 1990; Soydemir, 1991; Tinawi et Mitchell, 1990b; Tinawi, Mitchell et Law, 1990; Tso et Zhu, 1991; Tuttle et al., 1990). Il est à rappeler que des dommages ont été observés sur plusieurs bâtiments scolaires à Chicoutimi et à Québec. En effet, d'après l'étude statistique effectuée par Paultre et al. (1993), sur une somme totale en perte de près de 44 millions de dollars, environ 57% a été allouée aux écoles (\$25 million de dommages). Il est à noter que même si cela représente plus de la moitié des pertes, le nombre d'écoles endommagées ne dépassait guère les 13% sur 1852 équipements tous types confondus conformément au tableau-A I-1 de l'annexe 1. Le coût total des réparations et améliorations de la commission scolaire de Chicoutimi, constituée de 25 bâtiments dont 16 ayant subi des dommages architecturaux s'élevait à \$3 millions (Tinawi, Mitchell et Law, 1990). On remarque donc,

que même si les dégâts sont seulement d'ordre architectural, le coût des réparations reste élevé dans le cas des écoles.

Cette situation illustre l'importance qui doit être accordée à l'évaluation et la mise en conformité sismique des bâtiments scolaires. Plusieurs études sur le risque sismique des écoles ont été réalisées à travers le monde, principalement pour assurer la sécurité des enfants et jeunes adultes qui s'y trouvent et permettre leur évacuation de façon sécuritaire. Par ailleurs, en cas de catastrophes, ces bâtiments sont souvent considérés comme des refuges et doivent rester opérationnels après un séisme.

C'est dans ce contexte qu'un projet stratégique a été mis sur pied par des chercheurs des universités McGill, de Sherbrooke et de l'ETS pour étudier la fonctionnalité post-sismique des établissements scolaires et des hôpitaux de l'est du Canada. Un des objectifs de ce projet est de développer une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des écoles du Québec en partenariat avec le Ministère de l'Éducation des Loisirs et du Sport (MÉLS).

Ce mémoire vise le développement d'une méthode de sélection permettant d'identifier les établissements scolaires les plus vulnérables face à une éventuelle sollicitation sismique. Cette procédure de sélection se positionne à l'amont des procédures d'évaluation par inspection et analyse détaillée.

0.2 Problématique : risque sismique

Le risque sismique est estimé, de façon générale, à partir de la convolution de deux composantes principales :

Aléa sismique : probabilité d'occurrence d'un séisme dans une période de temps ou/et un espace géographique donnés;

Vulnérabilité : propension de l'élément à risque, ici un bâtiment, d'être affecté et donc plus ou moins endommagé par le séisme.

Dans la présente étude, le risque sismique est évalué en tenant compte aussi du paramètre social qui est le nombre d'élèves exposés à ce risque.

Le principe de base des méthodes d'évaluation rapide repose généralement sur une estimation d'un niveau de risque ou de vulnérabilité relatifs pour chacun des trois paramètres définissant le risque sismique : (a) l'aléa généralement estimé sur la base des données d'aléa régional et prenant ou non en considération l'effet d'amplification dû aux effets de site, (b) la vulnérabilité structurale incluant un ensemble de paramètres caractérisant la structure et traduisant sa réponse latérale, ses déficiences sismiques probables et son niveau de conception sismique, et finalement (c) l'importance socio-économique associée au bâtiment.

La plupart des procédures développées à ce jour reposent sur la cueillette d'information par le biais de visites d'inspection et d'étude de la documentation. Considérant que le parc immobilier des établissements scolaires primaires du Québec comporte 2714 bâtiments scolaires publics (primaires et secondaires), il n'est pas raisonnable d'envisager que tous les bâtiments puissent être l'objet d'une inspection, même sommaire, à court ou moyen terme. Une procédure de sélection des bâtiments scolaires en amont des méthodes indicielles (par inspection visuelle) ainsi que des analyses détaillées s'impose.

La procédure de sélection proposée est donc novatrice dans son domaine, elle ne requiert pas d'inspections visuelles et encore moins des analyses détaillées. Elle est progressive et se précise en fonction de l'information disponible. À un premier niveau, on s'intéresse à l'ensemble des écoles de la province. L'évaluation vise alors à écarter les bâtiments présentant un risque faible. À un deuxième niveau, l'échantillon des écoles considéré est de taille moins importante (niveau de la commission scolaire). L'évaluation vise alors à identifier les bâtiments pouvant présenter un risque sismique et devant faire l'objet d'une inspection. Enfin, au troisième niveau, c'est l'école elle-même qui est considérée et l'inspection réalisée doit permettre d'obtenir une priorité d'évaluation détaillée (analyse structurale) parmi un nombre de bâtiments plus restreints.

Actuellement au Canada, seules des approches nécessitant une inspection visuelle ont été menées de l'avant, et aucune procédure existante ne permet de réaliser une évaluation à trois niveaux en amont des inspections. Par ailleurs, la plupart des procédures d'évaluation développées aux États-Unis (ATC, 2002a), au Canada (NRC/IRC, 1992), ou en Europe (OFEG, 2003), visent un large éventail de types structuraux alors que les typologies des établissements scolaires sont spécifiques et moins variées. Par ailleurs, ces procédures reposent sur des données sismiques (accélération au sol par exemple) différentes de celles qui caractérisent le Québec.

Afin de parvenir au modèle d'évaluation de la vulnérabilité sismique escompté, la problématique est abordée en considérant les paramètres contribuant à augmenter la demande sismique ou à diminuer la résistance structurale. Deux facteurs influencent la demande sismique : l'aléa sismique et l'effet de site. Selon que l'on soit en présence de sol mou ou de sol ferme, le mouvement sismique se trouve soit amplifié ou bien dé-amplifié. L'estimation des effets d'amplification peut être réalisée à partir des informations de microzonage sismique. Il est à noter que le microzonage sismique est une technique dont l'objectif est d'identifier et de cartographier les variations des risques de tremblement de terre dans une zone limitée (ville ou municipalité) en raison de la variation des conditions du sol ou d'autres caractéristiques (Coburn et Spence, 2002). Deux autres facteurs contribuent à estimer la diminution de la résistance structurale : la typologie structurale en relation avec la pratique adoptée et les exigences sismiques au moment de la construction (interprété par la date de construction); ainsi que la présence d'irrégularités géométriques en plan (les centres de masse et de résistance ne coïncident pas) ou en élévation. Les irrégularités génèrent des efforts de cisaillement importants et localisés. Ces facteurs peuvent aussi être vus comme des éléments qui augmentent la demande sismique sur la structure.

Le facteur humain, qui représente l'enjeu sociologique dans le risque, est pris en considération dans cette étude par le biais du nombre d'élèves pouvant être présents au sein de chaque école au moment de l'évènement.

0.3 Objectif de l'étude

L'objectif principal de cette étude est le développement d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des écoles du Québec à trois (3) niveaux permettant l'identification des écoles qui présentent des déficiences en termes de performance sismique. La méthode proposée vient en amont des méthodes indicielles (avec inspection visuelle). Cette méthode peut donc s'appliquer au niveau de la province (macroseismic) comme au niveau de la commission scolaire (microseismic). Les objectifs spécifiques sont les suivants :

- caractériser l'ensemble des écoles du réseau du MÉLS en fonction des paramètres clés servant à l'évaluation de la vulnérabilité sismique;
- caractériser les propriétés dynamiques des typologies structurales typiques des bâtiments scolaires et le développement d'un modèle modal par la suite pour valider la procédure à 3 niveaux;
- classer l'ensemble des écoles du réseau du MÉLS en fonction de leur vulnérabilité sismique sur l'ensemble du territoire de la province;
- intégrer à la classification des écoles jugées plus vulnérables au niveau de la province les données sur les effets d'amplification des sites (microzonage sismique) et des données caractérisant les irrégularités structurales des bâtiments.

0.4 Méthodologie

La méthodologie adoptée en lien avec les objectifs cités est la suivante :

- 1) revue des différentes études portant sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments et des écoles en particulier;
- 2) caractérisation de l'inventaire des écoles : analyse des données disponibles sur les écoles (année de construction, superficie, nombre d'élèves, type structural) afin de tracer un

portrait des écoles et identifier certains des paramètres pouvant être utilisés lors de l'évaluation de premier niveau;

- 3) identification des paramètres clés pour chacun des niveaux de la procédure basée sur la revue de la littérature et la caractérisation de l'inventaire;
- 4) développement de la méthode globale (niveau-N1 de la province) : le résultat de cette étape sera l'identification des écoles présentant un risque sismique faible;
- 5) développement de la méthode locale (niveau-N2 de la commission scolaire) : ce niveau d'évaluation intègre l'effet d'amplification dynamique du sol à partir des informations de microzonage disponible au niveau des commissions scolaires et la prise en compte du paramètre géométrique en plan et en élévation;
- 6) validation de la procédure : la procédure sera appliquée à un échantillon d'écoles pour lesquels des données d'inspection visuelle seront recueillies par des visites de bâtiments scolaires de l'Île de Montréal ou par l'analyse des données de projets antérieurs (Brayard, 2008; Paquette, 2011; Tischer, 2012). Ces bâtiments seront soumis à des procédures d'évaluation indicielle afin de vérifier la capacité de la procédure à trois niveaux développée à identifier correctement les bâtiments présentant un risque plus élevé;
- 7) caractérisation dynamique des bâtiments scolaires par des mesures de vibrations ambiantes : ces caractéristiques sont essentiellement la fréquence naturelle d'un bâtiment, ses modes de déformation ainsi que l'amortissement. Les résultats des MVA sont aussi utilisés pour la validation de la procédure, au moyen d'un modèle modal.

0.5 Limitations de l'étude

L'étude de la vulnérabilité sismique des écoles vise essentiellement le développement d'un outil qui permettra de déceler, selon une procédure rapide, les écoles à faible risque et celles qui devront faire l'objet d'études détaillées incluant une analyse statique non-linéaire ou dynamique tridimensionnelle dans une étape subséquente. Le but de cette étude n'inclut donc pas le recours à des études détaillées pour construire un modèle d'évaluation rapide.

0.6 Organisation du mémoire

Le présent mémoire est organisé de la façon suivante : les deux premiers chapitres sont dédiés à l'identification des paramètres clés pour chacun des niveaux de la procédure; dans le chapitre 1, sont revues les études sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en général, ainsi que celles qui ont été réalisées sur des écoles en particulier; alors que le chapitre 2 est une caractérisation de l'inventaire des écoles dans la province. Le concept général de la procédure à 3 niveaux est expliqué dans le chapitre 3. Le développement de la méthode globale (niveau N1 de la province) et la méthode locale (niveau N2 de la commission scolaire) font l'objet des chapitres 4 et 5. Ces deux niveaux d'évaluation sont validés par une application de niveau N3 par 3 méthodes de pointage au chapitre 6. Le chapitre 7 est réservé à la technique d'extraction des caractéristiques dynamiques des structures par les mesures de vibrations ambiantes et le chapitre 8 présente l'utilisation de ces caractéristiques dans l'élaboration d'un modèle modal en vue de valider la procédure.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 Introduction

Dans la présente étude bibliographique, les aspects essentiels de la vulnérabilité sismique sont abordés. En premier lieu, la réponse sismique d'un bâtiment est analysée et les premières composantes essentielles du risque sismique sont définies dans le contexte du projet, soit l'aléa sismique au Québec et la vulnérabilité des bâtiments. Sont ensuite présentées les études déjà réalisées, afin de mettre l'emphase sur les principaux paramètres qui influencent la vulnérabilité sismique. Par la suite, les méthodes d'évaluation sismique en général ainsi que les principales méthodes en rapport avec les écoles sont exposées, et enfin une introduction sur les mesures de vibrations ambiantes conclura le chapitre.

Tout d'abord, il convient de présenter la définition technique du risque sismique retenue dans ce projet. La force sismique considérée lors de la conception d'un bâtiment sera alors abordée par la suite, car les paramètres de calcul de la force sismique peuvent servir de repère pour identifier les facteurs affectant l'aléa et la vulnérabilité d'une structure.

1.2 Risque sismique

Il existe plusieurs définitions plus spécifiques du risque sismique selon les pensées philosophiques des écoles (sociales, économiques ou techniques). Dans le cadre de ce travail la définition du risque de l'agence des Nations unies pour les secours en cas de désastre a été adoptée (UNDRO, 1979). Pour cette instance mondiale, le risque est défini par :

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

où l'opérateur (*) est une fonction décrivant la combinaison entre l'aléa, la vulnérabilité et l'exposition. Les études dans le domaine du génie considèrent l'exposition en mettant

l'emphase sur les impacts d'un évènement en particulier sur la vie humaine ou la perte économique en danger, i.e. les conséquences.

Dans les études de risque sismique où l'objectif est d'estimer les dommages sur un secteur géographique, la vulnérabilité d'un groupe de bâtiments est estimée de façon quantitative. Le risque sismique est alors donné par la probabilité qu'une perte soit atteinte (ou non), suite à un tremblement de terre pendant une période de temps future. L'aléa est défini comme la probabilité d'occurrence d'un tremblement de terre causant un séisme de magnitude ou d'intensité donnée. La vulnérabilité est définie par la probabilité d'atteindre un niveau de dommages pour un évènement sismique donné. Enfin l'exposition représente l'enjeu socio-économique du site en danger. Ainsi, le risque sismique spécifique à un élément (UNDRO, 1979) est représenté par la convolution suivante :

$$R = \int_0^{\infty} \alpha(x) P_S(x) \phi(x) dx \quad (1.2)$$

Avec

$\alpha(x)$ le degré de dommage, $P_S(x)$ la fonction de densité de probabilité, et $\phi(x)$ la probabilité de dépassement. Les deux premiers termes sont en rapport avec la structure (vulnérabilité) et le dernier avec le phénomène naturel (aléa).

Dans les applications où l'objectif est de prioriser les interventions de mitigation ou identifier les bâtiments les plus vulnérables parmi un groupe d'immeubles à un site spécifique, le risque sismique est défini de façon plus qualitative. La vulnérabilité sismique des installations étudiées est alors définie sur une échelle relative et on a recourt à des méthodes d'évaluation par sélection ou méthodes dites «rapides». Ces méthodes permettent, de façon sommaire et sans même la réalisation de calculs structuraux, l'identification des bâtiments présentant une vulnérabilité sismique plus élevée relativement aux groupes de bâtiments considérés. Cette approche permet à la fois d'identifier les bâtiments qui ne représentent pas de risque en termes de sécurité des usagers ou en termes de dégâts et d'identifier les bâtiments devant faire l'objet d'évaluations détaillées dans un deuxième temps.

1.3 Paramètres influençant la réponse sismique des bâtiments

La force de calcul pour évaluer la réponse sismique d'un bâtiment du CNBC 2010 (NRC/IRC, 2010b), ou la force de cisaillement à la base de ce bâtiment est donnée par la formule suivante :

$$V = W \cdot \frac{S(T_a) M_v I_E}{R_d R_0} \quad (1.3)$$

Où

W poids total de la structure;

$S(T_a)$ réponse spectrale de l'accélération (à la période naturelle de cette structure);

M_v coefficient tenant compte des modes supérieurs;

I_E coefficient de risque parasismique; et

$R_d R_0$ coefficients de réduction de force en rapport avec la ductilité et la sur-résistance du système de reprise des forces latérales.

Ainsi, on peut identifier les paramètres principaux affectant la réponse sismique :

- l'accélération spectrale à la période fondamentale du bâtiment, prenant en compte l'aléa sismique;
- la période fondamentale de ce bâtiment;
- la distribution tridimensionnelle de la masse et de la rigidité;
- le caractère de la réponse structurale, selon que le bâtiment est ductile ou fragile.

Par conséquent, pour une structure donnée, la sollicitation sismique est proportionnelle au poids sismique W , et inversement proportionnelle à sa ductilité et sa sur-résistance. D'un autre côté, la période (proportionnelle au nombre d'étage) a aussi un effet inverse sur la réponse sismique, c'est-à dire que, plus la structure est haute, plus la période est longue résultant en une accélération spectrale plus faible est donc une diminution de l'effort sismique dans ce cas. À cela, s'ajoute l'effet des modes supérieurs (M_v) qui doit être pris en compte au cas où la période du bâtiment dépasse 1,0s.

1.4 Sismicité au Canada et au Québec

1.4.1 Activité sismique

L'activité sismique au Canada est concentrée dans deux grandes régions, l'une à l'ouest et l'autre, située à l'est du pays. Cette situation est illustrée par la carte de sismicité historique du Canada mettant en évidence les deux régions les plus actives séparées par une région centrale stable du point de vue sismique (Halchuk, 2009). Or, puisque les pertes humaines sont liées étroitement à la population exposée, le risque sismique associé à des villes comme Vancouver, Montréal et Québec est respectivement le plus élevé au Canada.

Par ailleurs, les séismes de l'est se produisent à une profondeur allant de 5 à 15 km dans l'écorce terrestre et les ondes sismiques s'atténuent lentement à cause de la composition géologique du sol (roches cristallines du Bouclier canadien). Ces particularités font que les vibrations sont ressenties à des distances de plusieurs centaines de kilomètres de l'épicentre, ce qui contrebalance l'aléa sismique connu pour être plus faible à l'est qu'à l'ouest du Canada (Filiatrault, 1996).

1.4.2 Aléa

Les codes de construction ainsi que les données d'aléa sismique sont mis à jour régulièrement au Canada. La version ayant servi de référence à ce travail est le Code national du bâtiment du Canada 2010 (NRC/IRC, 2010b) et les données d'accélération spectrales qui y sont publiées. Ces données permettent de définir le spectre de conception pour plusieurs villes du Canada pour une période de retour de 2% en 50 ans. Le site de Ressources Naturelles Canada publie des données d'aléa plus précises en fonction de coordonnées géographiques¹. Les accélérations spectrales sont données pour les périodes de 0,2s, 0,5s, 1,0s et 2,0s et pour l'accélération maximale au sol (AMS). Au Québec, on peut clairement

¹ http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/index_2010-fra.php

distinguer la concentration des activités sismiques dans la région de Charlevoix et de façon plus modérée, dans la région du Bas Saint Laurent (voir Figure 2.6).

1.4.3 Spectre de réponse et accélérations spectrales

La réponse maximale en accélération d'un système linéaire à un degré de liberté (SDOF), de période et d'amortissement connus, est obtenue par l'application d'un accélérogramme. Cette étape, répétée pour une période et un amortissement différents à chaque fois, permet de construire un spectre de réponse. Le spectre de conception est établi à partir des valeurs maximales des spectres de réponse pour une série d'accélérogrammes compatibles avec un emplacement géographique (ville). Ainsi, l'accélération spectrale à 0,2s du spectre de conception sert à calculer la demande sismique pour une structure pouvant être assimilée à un système à 1DDL et dont la période naturelle est de 0,2s.

Les données d'aléa sismique sont basées sur une approche probabiliste. Ces données (spectre d'accélération) servent de base pour le calcul de la force sismique définie dans les codes de construction depuis 1970. Les valeurs d'aléa pour une probabilité de 2% en 50 ans ou de 10% en 50 ans sont données pour deux intervalles de confiance, le 50e (médiane) et le 84e centile (dû aux incertitudes épistémiques). L'utilisation de la médiane correspondant à la plus basse probabilité (2% en 50 ans) est recommandée comme le meilleur choix par les sismologues actuellement (Adams et Atkinson, 2003). Les codes de construction utilisent actuellement des spectres d'aléa uniforme, c'est-à-dire pour une probabilité uniforme.

1.4.4 Effet d'amplification dynamique des sites

L'effet de la géologie locale et des conditions de sol est connu depuis presque deux cent ans; mais il n'a été pris en compte réellement dans le génie parasismique qu'à partir des années soixante-dix (70). Durant le séisme de 1819 à Cutch en Inde, MacMurdo a remarqué que les bâtiments ayant été construits sur des sols durs tels que les roches, avaient subi beaucoup

moins de dommages par rapport aux bâtiments dont les fondations n'atteignaient pas le sol dur (MacMurdo, 1820). Lawson et al. (1906) ont montré que l'intensité du séisme de 1906 à San Francisco dépendait des conditions locales du sol ainsi que des conditions géologiques. La carte de microzonage de l'époque est reproduite à la Figure 1.1 (Lawson et al., 1906). Gutenberg a introduit en 1927 l'utilisation de facteurs d'amplification issus d'enregistrements de microséismes (NRC/IRC, 2010b). Depuis, le rôle que joue l'effet d'amplification dynamique n'a cessé d'être pris en compte dans la réponse spectrale.

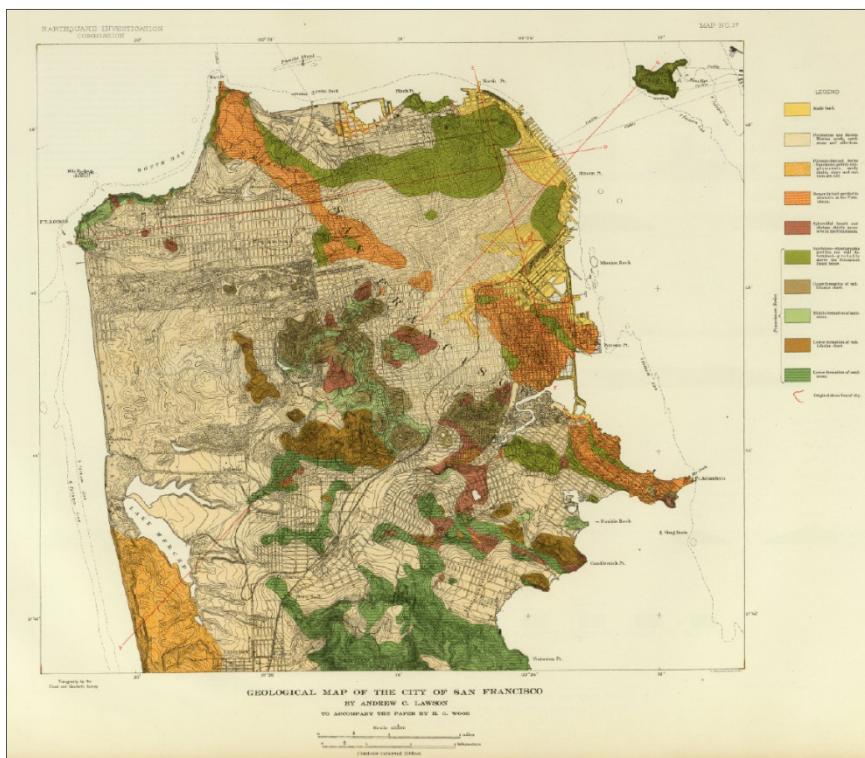


Figure 1.1 Carte de microzonage par Harry O. Wood
Tirée du rapport Lawson et al. (1906)

Au Canada, le CNBC définit cinq catégories de sites selon la nature des sols et leurs propriétés géo-mécaniques. On dispose actuellement de cartes de microzonage sismique pour certaines villes, comme Québec, Montréal et Ottawa². Ces cartes identifient les sites

² CRSN : Canadian Seismic Research Network (<http://csrcn.mcgill.ca/main.htm>)

géotechniques selon les cinq catégories sismiques d'emplacement (A, B, C, D et E), définies dans le CNB 2010 (NRC/IRC, 2010b) et présentées au Tableau 2.1. Chaque catégorie est déterminée au moyen des paramètres géotechniques de l'emplacement soit par la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les premiers 30 m du sol (\bar{V}_{30}) quand l'information est disponible, ou par la résistance moyenne au cisaillement non drainé (s_u) pour les sols cohérents, ou alors par la résistance moyenne déterminée par l'essai de pénétration standard (\bar{N}_{60}) pour les sols pulvérulents. En général, la classe (F) n'est pas cartographiée puisqu'elle réfère à des sites plus complexes demandant une évaluation spécifique. Cette classification sismique des sites et les facteurs d'amplification sont adoptés des dispositions du NEHRP avec quelques modifications mineures dans le but de les adapter aux spécificités du pays. À cet effet, le site de référence aux États-Unis est le site de catégorie B (roc avec une vitesse de cisaillement, \bar{V}_{30} , allant de 760 à 1500 m/s) alors qu'au Canada le site de référence est un site de catégorie C (sol dense avec une vitesse de cisaillement allant de 360 à 760 m/s).

Tableau 1.1 Catégories d'emplacement en fonction de (V_{30})
Tiré du Code national du bâtiment (2010, page 4-22)

Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A.		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_s (m/s)	Résistance moyenne à la pénétration standard, \bar{N}_{60}	Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u
A	Roche dure ⁽¹⁾⁽²⁾	$\bar{V}_s > 1500$	s/o	s/o
B	Roche ⁽¹⁾	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	s/o	s/o
C	Sol très dense et roche tendre	$360 < \bar{V}_s < 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$s_u > 100 \text{ kPa}$
D	Sol consistant	$180 < \bar{V}_s < 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 \text{ kPa} < s_u \leq 100 \text{ kPa}$
E	Sol meuble	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$s_u < 50 \text{ kPa}$
		Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes :		
		<ul style="list-style-type: none"> • indice de plasticité : PI > 20; • teneur en eau : w ≥ 40 %; et • résistance du sol non drainé au cisaillement : $s_u < 25 \text{ kPa}$ 		
F	Autres sols ⁽³⁾	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		

À ces catégories sismiques sont associés des facteurs d'amplification d'emplacement, F_a et F_v . Ces facteurs décrivent le mouvement du sol dans le domaine des hautes et basses fréquences et peuvent être éventuellement reliés à la fréquence naturelle du dépôt de sol. Appliqués aux sols respectifs, ces facteurs donnent comme résultat des spectres de calcul en

fonction de la catégorie de sol. La figure 1.2 donne les variations du spectre de référence (C) et de conception en fonction du type du sol (A, B, D et E) pour Montréal à une probabilité de 2% en 50 ans (Adams et Halchuk, 2007).

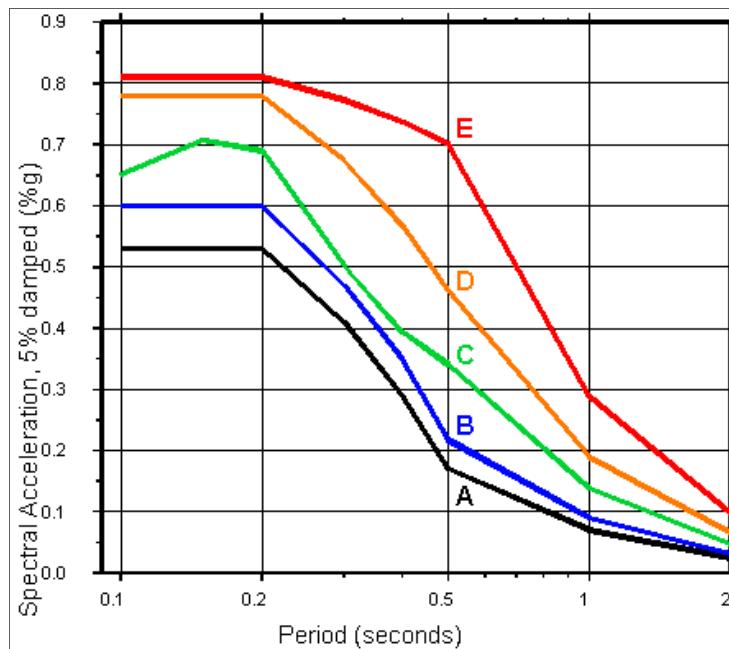


Figure 1.2 Spectre d'accélération de conception pour les 5 catégories de sol
Tirée de Adams et Halchuk (2007, page 841)

Pour un emplacement donné, les valeurs des facteurs d'amplification d'emplacement sont appliquées aux accélérations spectrales selon l'article 4.1.8.4. du CNBC (2010).

1.5 Paramètres influençant la vulnérabilité sismique des bâtiments

La vulnérabilité de la structure est liée au type de structure et à ses irrégularités.

1.5.1 Type de structure

La typologie structurale est un paramètre clé dans l'étude de vulnérabilité. Le type de structure prend en compte le matériau de construction, et conséquemment le poids relatif du

bâtiment, le système de résistance aux charges latérales et la rigidité ou ductilité relative du bâtiment.

À partir des statistiques d'observations post-sismiques, la Commission européenne de sismologie (ESC) définit, dans l'échelle macrosismique européenne (EMS98), quatre (4) grandes familles génériques de structures. Dix-sept (17) structures sont utilisées auxquelles correspondent 5 classes de vulnérabilités.

En Amérique du nord les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, comme le FEMA 154 ou le Manuel de sélection au Canada (NRC/IRC, 1992) s'appuient sur un comportement distinct pour chaque structure face à une excitation sismique quelconque. Au total, quatre (4) grandes familles génériques de structures sont définies, donnant lieu à quinze (15) structures utilisées dans ces deux méthodes de priorisation, qui seront décrites plus loin. Comme la typologie structurale est un paramètre clé dans toute étude sismique, nombreuses sont celles qui ont été réalisées sur la variabilité des réponses sismiques en fonction du système structural, des matériaux et ainsi que de la ductilité; on citera une étude phare dans ce domaine et relativement récente, le FEMA P-749 (BSSC, 2010). Cette dernière est une version plus explicite d'une version antérieure (BSSC, 2009), qui donne des dispositions constructives parasismiques des nouvelles structures comme anciennes. Le tableau 1.2 suivant résume la typologie structurale adoptée en Amérique du nord.

Tableau 1.2 Typologie structurale utilisée par le NRC-92 et son équivalent du FEMA 154
Adapté de NRC-92 (1992) et FEMA 154 (2002)

Type de structure	Description	Équivalent FEMA
Bois	OLB Ossature légère en bois	W1
	PPB Poteaux et poutres en bois	W2
Acier	OAM Ossature résistant aux moments	S1
	OCA Ossature contreventée en acier	S2
	OLA Ossature légère en acier	S3
	AMB Acier avec murs de cisaillement en béton	S4
	AMR Acier avec murs de remplissage en maçonnerie	S5
Béton	OBM Ossature en béton résistant aux moments	C1
	MCB Murs de cisaillement en béton	C2
	BMR Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie	C3
	OBP Ossature en béton préfabriqué	PC1
	MBP Murs en béton préfabriqué	PC2
Maçonnerie	MAL Murs porteurs en maçonnerie armée, toits et planchers en platelage de bois ou de métal	R1
	MAB Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton	R2
	MNA Murs porteurs en maçonnerie non armée	URM

Il est à noter qu'il existe une typologie additionnelle représentant les mobiles-homes aux ÉU noté (MH) et qui n'est pas présente dans la classification du NRC-92.

1.5.2 Irrégularités

Il y a principalement deux familles d'irrégularités (tous types confondus) : (i) en plan et (ii) en élévation. Souvent la présence de ces deux types d'irrégularités peut générer d'importants dommages aux bâtiments. De ce fait, les irrégularités sont considérées comme des paramètres qui diminuent la résistance d'une structure et augmentent sa vulnérabilité, et donc elles augmentent la réponse sismique d'une structure en termes de déplacement. Or, ces paramètres n'ont généralement pas été pris en compte lors de la conception des bâtiments construits avant 1970, année où l'on venait juste de prendre en considération la période de la structure dans le calcul de la force latérale sismique (voir section 4.3). Les rapports post-sismiques ont démontré que les bâtiments irréguliers en plan comportent des asymétries en

termes de masse, de rigidité et de résistance (Rodgers, 2012). Ce qui cause une rotation des planchers, en augmentant les déplacements maximums et une distribution inadéquate des efforts de cisaillement.

Bien que les rapports de dommages post-sismiques et les évaluations de la vulnérabilité soient unanimes sur la plupart des causes de la vulnérabilité des écoles, les irrégularités en plan et de torsion ont été fréquemment mentionnées dans les évaluations de la vulnérabilité, mais rarement mentionnés dans les rapports post-sismiques (Rodgers, 2012).

Au Canada, le CNB définit 8 types d'irrégularités; à savoir :

- irrégularité de la rigidité verticale;
- irrégularité du poids (masse);
- irrégularité géométrique verticale;
- discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales;
- décalages latéraux;
- discontinuité de la résistance – étage faible;
- sensibilité à la torsion (lorsque les diaphragmes ne sont pas flexibles);
- systèmes non orthogonaux.

1.5.2.1 Irrégularités en plan

Les irrégularités en plan sont mentionnées dans le CNBC de façon implicite. En prenant l'irrégularité du poids par exemple, il est clair que c'est la forme géométrique qui déterminera aussi la distribution excentrique des masses dans les étages.

De façon générale et sur le plan universel, les codes de conception parasismique donnent souvent des clauses concernant la torsion des bâtiments irréguliers. Ces dispositions sont basées sur la supposition que la rigidité ainsi que la résistance sont indépendantes. Tso et Myslimaj (2003) ont abordé la dépendance de ces deux caractéristiques en vérifiant ces dispositions de conception. Ils ont étudié des structures à un étage en béton armé, conçus

selon l'UBC et l'Eurocode-8, ainsi que selon leur modèle, appelé CV-CR balancé. À cet effet, la figure 1.3 montre la réponse temporelle de la rotation du plancher des trois modèles. La courbe en gras du modèle CV-CR balancé donne effectivement des valeurs de rotation minimales par rapports aux deux autres. CV-CR résulte donc en une meilleure conception (Tso et Myslimaj, 2003).

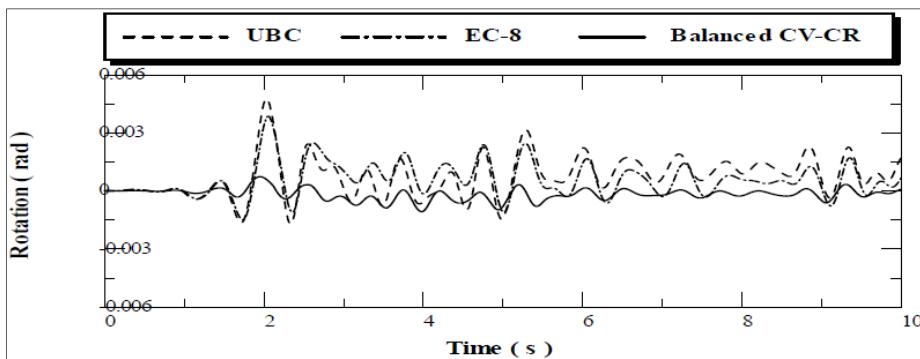


Figure 1.3 Réponse temporelle de la rotation du plancher
selon 3 modèles d'études
Tirée de Tso et Myslimaj (2003, page 4)

Ce type d'irrégularité a suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs dans le monde. Les irrégularités en plan peuvent toucher les bâtiments multi-étages comme les bâtiments à un seul étage. Les bâtiments étudiés sont en général à un seul étage vu qu'ils présentent beaucoup moins de complexité de modélisation et d'analyse. Quoiqu'il en soit, la réponse dans le domaine plastique reste le sujet d'actualité de la majorité des études. Perus et Fajfar (2005) ont étudié la réponse inélastique de modèles à un étage dotés d'une irrégularité en rigidité pour l'un, ainsi qu'une excentricité en masse pour l'autre (notés **SR** et **M** respectivement), avec des cotés flexibles et rigides à la fois. Les côtés flexibles et rigides sont définis par « Flex. Edge » et « Stiff edge », respectivement. Ils concluent que, généralement, l'effet de la torsion est qualitativement similaire indépendamment du domaine (élastique ou inélastique), ce qui est mis en évidence sur la figure 1.4. Cette conclusion tient au fait que la différence entre les deux réponses réside surtout dans la réponse en déplacement. Par ailleurs, ils soulignent que l'effet de la torsion dépend du contenu fréquentiel ainsi que de la période du bâtiment (Peru et Fajfar, 2005). Une amplification de la réponse inélastique en torsion est prévisible pour un bâtiment rigide (hautes fréquences) soumis à un mouvement à haut

contenu fréquentiel, ce qui va en concordance avec la situation des écoles dans la province du Québec.

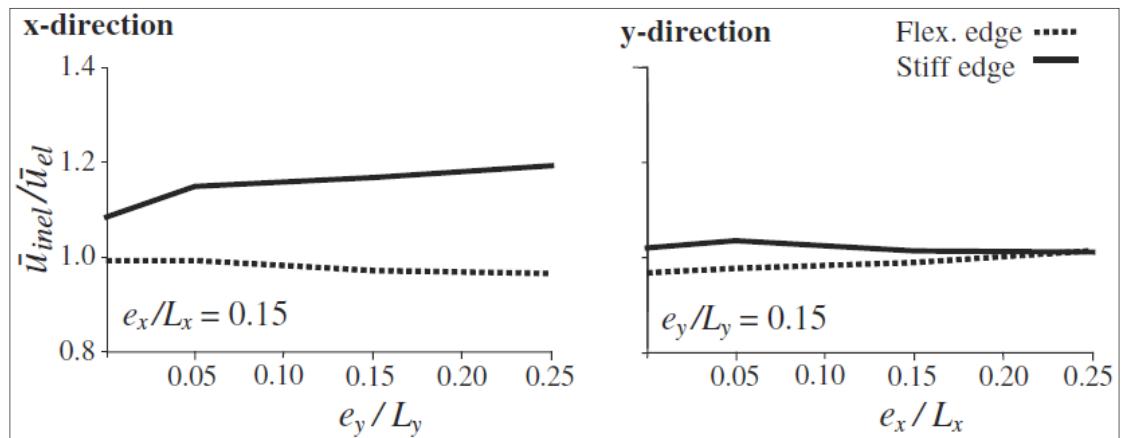


Figure 1.4 Ratios des déplacements normalisés de la réponse inélastique et élastique
Tirée de Perus et Fajfar (2005, page 936)

Or, les modèles à un seul étage ne reflètent pas la réalité pour tous les bâtiments. Dans une autre étude (Maruic et Fajfar, 2005), les effets de la torsion de bâtiments multi-étages ont été étudiés. Les auteurs ont conclu que l'effet de la torsion est aussi globalement similaire de point de vue qualitatif (le déplacement du centre de masse d'un bâtiment asymétrique est sensiblement égal au déplacement du bâtiment symétrique). De plus, l'augmentation du déplacement déterminé par l'analyse élastique peut être utilisée comme estimation dans le domaine inélastique. Dans la figure 1.5 suivante, sont donnés les déplacements des cotés flexibles (F1 et F2) et rigides (S) d'un bâtiment asymétrique de 3 étages.

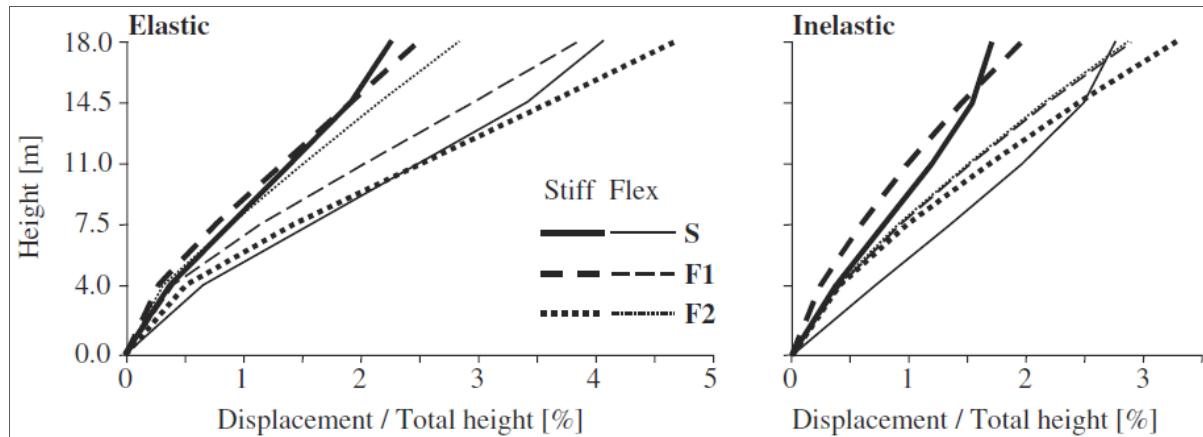


Figure 1.5 Déplacements des cotés flexibles et rigides d'un bâtiment asymétrique
Tirée de Perus et Fajfar (2005, page 952)

1.5.2.2 Irrégularités verticales

Les effets des irrégularités verticales (tous types confondus) n'ont pas fait l'objet d'importantes recherches comme c'est le cas pour les irrégularités horizontales, durant les trois dernières décennies. Les codes de construction internationaux donnent par ailleurs un minimum de clauses à respecter quant aux effets des irrégularités verticales. Par ailleurs, les modèles d'analyse à un seul degré de liberté (1DDL) ne peuvent représenter ce comportement et prédire l'état de ruine de ces structures. De ce fait, les codes de constructions doivent être revus afin d'expliquer ce phénomène. Par contre, les chercheurs sont d'avis pour dire que les clauses des différents codes de construction internationaux sont excessivement sévères (De Stefano et Pintucchi, 2008). La méthode équivalente des forces donne des résultats raisonnables même si les structures sont conçues selon des méthodes basées sur les déformations. Des améliorations devraient donc être réalisées en étudiant de près le comportement non linéaire des structures présentant des irrégularités verticales, en ce sens que les considérations d'irrégularités verticales des codes actuels ne signifient pas nécessairement que des zones de plastifications sont induites (De Stefano et Pintucchi, 2008).

Soni et Mistry (2006) ont fait remarquer que les conclusions tirées des différentes études, à propos des irrégularités géométriques sont loin d'être en commun accord mais toutes convergent à ce que le déplacement limite de la portion du bâtiment en retrait est plus important que le déplacement de celle en dessous tel que montré dans la figure 1.6 suivante (Soni et Mistry, 2006).

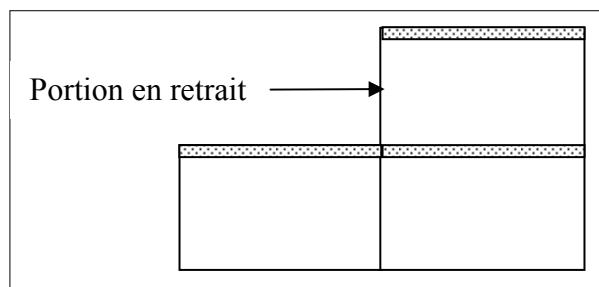


Figure 1.6 Irrégularité verticale géométrique

Quant aux autres irrégularités, en rapport avec la masse, la rigidité et la résistance, les conclusions des études sont unanimes pour dire que les effets dus aux irrégularités de résistance sont les plus importantes.

Valmundsson et Nau (1997) ont évalué les limites de la masse, la résistance et la rigidité spécifiées dans l'Uniform Building Code (UBC) pour les bâtiments réguliers. Il en sort qu'avec une réduction de la rigidité, la demande en ductilité décroît alors que les déplacements s'accroissent. Alors qu'avec une réduction de la rigidité et de la résistance à la fois, la demande en ductilité augmente. Pour ce qui est de l'irrégularité de masse, une augmentation de la demande en ductilité d'au plus 20% est constatée au cas où le ratio des masses (d'un étage à un autre) est de 1,5 (Valmundsson et Nau, 1997).

Plus récemment encore, Sadashiva et *al.* (2007) ont eux aussi étudié les limites données dans le code de construction Néo-Zélandais. Des structures à comportement de cisaillement de 3 étages, conçues selon la méthode statique équivalente, ont fait l'objet d'analyse dynamique tridimensionnelle incluant l'effet P-Δ. L'étude concernait à la fois des modèles à rigidité constante et uniforme, auxquelles une irrégularité de masse est introduite au premier, moyen

et dernier étage. D'après cette étude, l'effet de l'irrégularité dépend du modèle structural utilisé et, essentiellement, de l'emplacement de l'irrégularité de masse dans la structure (Sadashiva, MacRae et Deam, 2009).

1.5.2.3 Potentiel de cognement

Le phénomène de cognement a été remarqué de façon sérieuse depuis le séisme de Mexico City en 1985 (Kasai et al., 1992). Il est davantage remarqué parmi les bâtiments conçus selon les codes ne prenant pas en compte efficacement le phénomène.

Souvent les écoles sont composées de deux bâtiments suite aux agrandissements fréquents pour construire des gymnases. Par conséquent, le potentiel de cognement devrait être considéré dans l'évaluation de la vulnérabilité des écoles.

Le cognement se produit lors d'une mauvaise conception du joint entre deux bâtiments adjacents. Par ailleurs, l'impact généré, de très grande magnitude et de très courte durée, conduit à des dommages localisés ou bien même à une modification des caractéristiques de la réponse spectrale. Cette modification est d'autant plus importante dans le cas où l'un des deux bâtiments est de masse inférieure au bâtiment adjacent à cause du différentiel des énergies potentielles.

En général, il existe deux scénarios de cognement, le cognement plancher-plancher et le cognement plancher-poteau. C'est ce dernier qui présente le plus de danger pour la stabilité des ouvrages lors de l'impact. L'endommagement, d'abord local, peut se généraliser de façon globale entraînant la ruine brutale de l'ensemble du bâtiment sous l'effet de l'accroissement des efforts de cisaillement. La figure 1.7 schématise les deux cas de figures rencontrés lors des enquêtes post-sismiques.

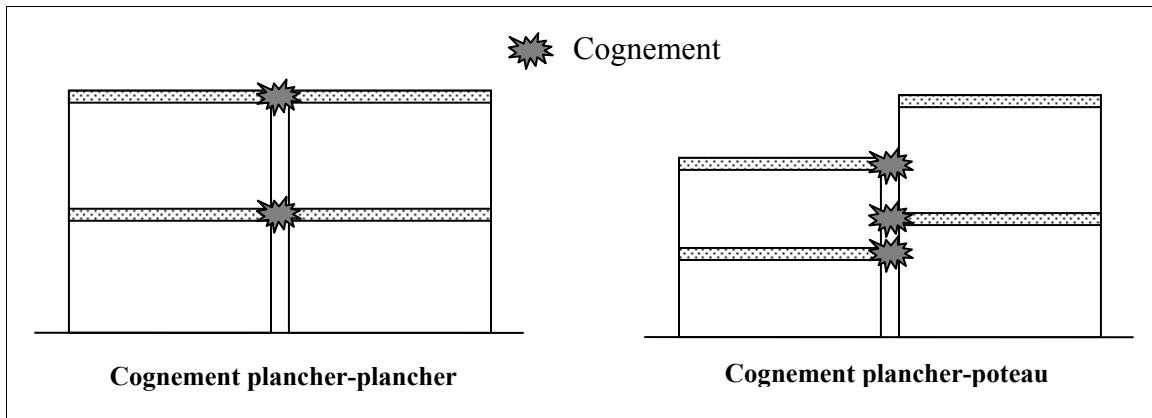


Figure 1.7 Principaux types de cognement

Selon les travaux de Jeng et Tseng (2000), six (6) cas de cognement sont à considérer, cinq (5) structuraux illustrés à la Figure 1.8 : a) cognement poteau-plancher b) en cas de deux bâtiments de masses différentes c) bâtiments de hauteurs fort différentes d) cognement excentrique et e) cognement en pendule, et un (1) cas qui englobe tous types de dommages non-structuraux (Jeng et Tzeng, 2000).

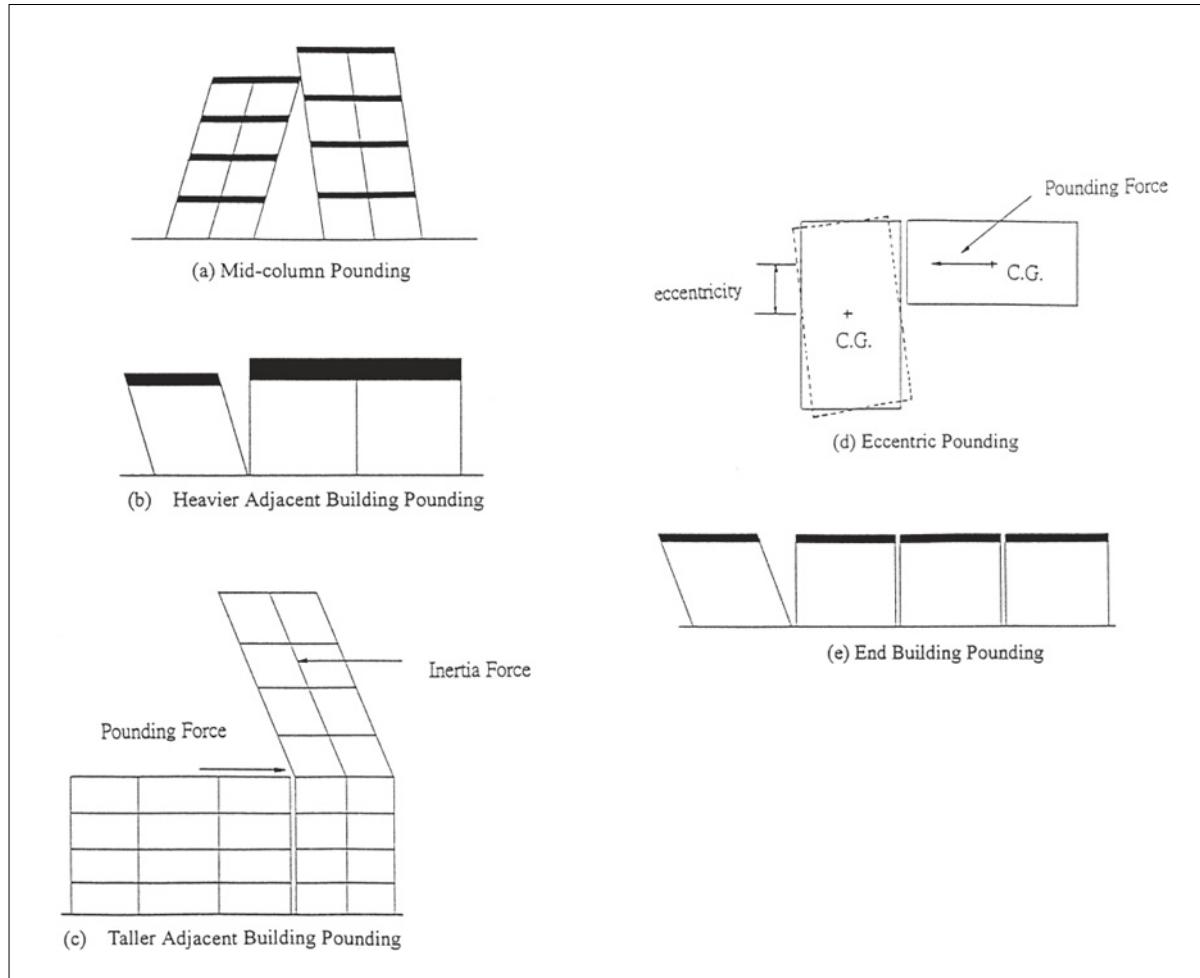


Figure 1.8 Principaux types de cognements rencontrés en pratique
Tirée de Jeng et Tzeng (1998, page 460)

Différentes méthodes existent pour modéliser le cognement. Cole et al. définissent trois (3) méthodes de modélisation à travers la bibliographie existante (Cole et al., 2010) : a) le modèle dit « stéréomécanique » dans lequel on utilise les vitesses post-contact de deux masses concentrées considérant le principe de conservation d'énergie, b) le modèle utilisant deux planchers rigides en collision, entre lesquels un corps viscoélastique d'élasticité k et d'amortissement linéaire C est introduit entre les deux masses concentrées. La rigidité usuelle est de dix (10) fois celle du plus grand plancher des deux bâtiments en contact, et c) le modèle élastique où les deux masses sont distribuées, selon les travaux de Watanabe et Kawashima sur les tabliers de ponts (Watanabe et Kawashima, 2004). Les auteurs

recommandent d'utiliser les deux derniers modèles, de prendre en compte les effets de sol et de l'interaction sol-structure, pour finalement considérer la solution. Rahman et al. (2001) ont étudié les effets de sol sur le cognement de deux bâtiments de douze (12) et de six (6) étages respectivement (Rahman, Carr et Moss, 2001). Leur étude souligne la sensibilité du cognement aux caractéristiques du sol entre les deux bâtiments, ainsi qu'à l'interaction sol-structure se traduisant par une augmentation de la période naturelle des bâtiments adjacents.

Récemment, Khatiwada et al. ont étudié l'effet de la plasticité locale sur la réponse globale (Khatiwada, Chouw et Butterworth, 2011). Un ancien bâtiment en maçonnerie, mitoyen à un autre, nouveau et beaucoup plus flexible, ont été soumis à l'accélération d'EL CENTRO. Le modèle proposé, incluant un amortissement déterminé à partir de la relation de Jankowski, est de type élasto-plastique visqueux. Les résultats font remarquer, sans tout de même donner une estimation, que la prise en compte de la plasticité locale, au point de contact, a un effet sur le déplacement relatif des deux planchers et, par conséquent, le déplacement du plancher de l'immeuble flexible se trouve limité (Jankowski, 2010).

Enfin pour la mitigation, les méthodes peuvent être passives, actives ou passives-actives (Palacios-Quinonero et al., 2011). Dans le premier type, l'effet de collision est absorbé par des dissipateurs d'énergie entre les joints des bâtiments. Dans le deuxième type, l'ajout d'éléments (contreventements) augmentant la redondance des bâtiments est nécessaire dans le but de limiter les déplacements inter-étages.

1.6 Composants fonctionnels et opérationnels

De plus en plus d'études sont réalisées sur le comportement sismique des composants fonctionnels et opérationnels et leurs dangers sur les usagers. Un tel composant pourrait en effet augmenter le risque sismique durant et après les séismes. Ainsi, des fixations adéquates sont essentielles afin de réduire ce risque.

Dans le FEMA E-74, on peut lire que les conséquences des dommages des composants non-structuraux dus à un tremblement de terre sont de trois (3) sortes : a) sécurité des personnes, b) dégâts matériels et c) arrêts fonctionnels (ATC, 2011).

Par ailleurs, le Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile distingue trois (3) types de composants fonctionnels et opérationnels (CFO) (Naumoski, Foo et Saatcioglu, 2002) :

- les éléments architecturaux : parapets, bardages, cloisons, escaliers, systèmes d'éclairage, plafonds suspendus, etc.;
- les équipements mécaniques et électriques : tuyaux et conduits, escaliers mécaniques, tableaux de commande principaux, transformateurs, groupes électrogènes d'urgence, systèmes de protection contre l'incendie, machinerie, etc.;
- le contenu des bâtiments : livres et rayons, meubles, classeurs, étagères de rangement, etc.

Dans le même document on peut trouver une revue des dommages des CFO, ainsi que les spectres de réponses à prendre en compte lors de l'évaluation sismique, et ce, pour l'est et l'ouest du pays.

En ce qui concerne le comportement sismique des CFO, Mohammed et al. (2004) soulignent, dans leur étude du système primaire-secondaire (structure-CFO), que la torsion plastique du système primaire a un effet significatif sur l'amplitude de la réponse du système secondaire (Mohammed, Aziz et Ghobarah, 2004).

1.7 Processus d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments

1.7.1 Introduction

L'évaluation de la vulnérabilité est considérée comme un élément-clé du processus de définition des modèles de mitigation et pour la prévision des pertes dues aux tremblements de terre.

Au Canada, les lignes directrices pour l'évaluation des bâtiments existants (NRC/IRC, 1993) sont basées sur le FEMA 178, NEHRP Handboock for the Seismic Evaluation of Existing Buildings (BSSC, 1992). Elles servent d'outils permettant aux ingénieurs de déceler les faiblesses d'une structure (ou même d'éléments non structuraux) qui peuvent présenter un danger sur la vie des occupants, à travers une procédure en deux phases. La phase I s'appuie sur la vérification d'énoncés relatifs à des éléments en évaluation à partir d'inspections et des plans détaillés. Si tous les énoncés sont « vrais », il n'est pas nécessaire de poursuivre l'évaluation et le bâtiment est sans danger dans sa totalité. Par contre, si plusieurs énoncés se révèlent « faux », les éléments y rattachés peuvent présenter un danger pour la sécurité des personnes. La phase II requiert alors une étude approfondie nécessitant une analyse détaillée par la méthode statique équivalente, une analyse dynamique élastique ou une analyse du spectre de réponse.

Plus récente, la procédure d'évaluation proposée par ASCE 31-03 (ASCE, 2003) comporte trois phases et considère la performance d'occupation immédiate en plus de la sécurité des occupants. Les deux premières phases sont semblables à celles des lignes directrices canadiennes et la troisième phase de l'évaluation propose une procédure détaillée d'analyse non linéaire basée sur la méthode des déplacements conformément au document ASCE-41 (ASCE, 2007).

Ces procédures d'évaluation visent un bâtiment particulier. Dans le contexte où l'évaluation d'un grand nombre de bâtiments est requise, l'évaluation par inspection détaillée et analyse peut être précédée d'une étape de sélection. Les procédures proposées par le CNRC (NRC/IRC, 1992) et le FEMA 154/155 (ATC, 2002a; 2002b) visent à identifier parmi un groupe de bâtiments ceux devant faire l'objet d'une évaluation détaillée.

Les procédures d'évaluation de la vulnérabilité mentionnées font partie d'un processus décisionnel dont la finalité est la mise en conformité sismique d'un ou de plusieurs bâtiments. Dans un contexte d'études de risque sismique ou d'estimation des dommages on a recours aux fonctions de fragilité pour évaluer la vulnérabilité du bâti (une des composantes

du risque). C'est le cas de la méthodologie d'estimation du risque HAZUS-MH MR1 (FEMA, 2003).

Les fonctions de fragilité établissent une corrélation entre les caractéristiques du mouvement du sol (accélérations spectrales par exemple) et les réponses de la structure telles que le déplacement inter-étages ou les déformations. Ces fonctions peuvent être analytiques, c'est-à-dire obtenues par l'analyse dynamique de modèles mécaniques simples ou de modèles sophistiqués. Elles peuvent également être empiriques et obtenues à partir des observations post-sismiques des dommages aux structures. Ces observations sont essentiellement issues de statistiques des rapports de reconnaissance après séismes. Le résultat à l'issue des observations, est donc une corrélation entre l'intensité du séisme et le dommage associé, sous forme d'une matrice de probabilité de dommages (MPD) reliant le dommage moyen probable à un groupe de bâtiments ayant les mêmes systèmes structuraux et matériaux de construction (Whitman, Reed et Hong, 1973). Ces résultats peuvent aussi prendre la forme de courbes de vulnérabilité empiriques.

Les premières versions de la méthodologie HAZUS et de la procédure de sélection du FEMA 154 (méthode décrite à la Section 1.6.2), s'appuyaient sur des courbes de vulnérabilité de l'ATC-21 (ATC, 2002a) issues de données empiriques et de la consultation auprès d'experts.

Il faut noter que l'ensemble des fonctions de vulnérabilité ou de fragilité (analytique ou empiriques) donnent une estimation de dommages valable pour un type structural générique (Calvi et al., 2006).

1.7.2 Sélection

Les méthodes de sélection sont des méthodes « rapides » et donc ne demandant pas de calculs ou d'analyse. L'objectif est d'établir un classement des bâtiments en fonction de leur vulnérabilité sismique relative et ainsi identifier les structures devant en priorité faire l'objet d'une analyse plus détaillée. Elles se situent donc en amont du processus de l'évaluation

décrise en introduction. En général, les procédures de sélection s'appuient sur des informations obtenues par des inspections visuelles sommaires et / ou par l'étude des plans. Cependant, certaines approches permettent une sélection sur un large nombre de bâtiments en utilisant un minimum d'information.

L'ensemble des méthodes de sélection utilisent un classement typologique des structures (voir Section 1.5.1) et sont de type « heuristique ». Elles s'appuient sur les résultats de modèles empiriques (données issues des MDP ou courbes de vulnérabilités empiriques) ou analytiques (fonctions de fragilité) et sur le jugement d'experts. Le recours aux modèles heuristiques permet de diminuer les limitations liées au manque d'information. Mais de ce fait, donne seulement un résultat rapproché de la vulnérabilité qui ne doit pas être considéré comme optimal.

États-Unis

La méthode de sélection ou d'évaluation rapide du FEMA 154/155 (ATC, 2002a; 2002b) reste, depuis sa première publication, un moyen de référence aux États Unis. C'est une méthode générale destinée à un large public d'ingénieurs et traitant tous types de bâtiments (publics et privés), les écoles peuvent donc être incluses dans cette large gamme.

Un indice de base, appelé BSH (Basic Structural Hazard) est assigné aux bâtiments selon le système principal de reprise des forces latérales (ou typologie structurale) (voir Tableau 1.2), ainsi que de la sismicité de la région dans laquelle ce bâtiment est situé. Cet indice est donc générique et est calculé à partir de courbes de capacité associées au type structural et de spectres d'accélérations. Il correspond au négatif du logarithme (à base 10) de la probabilité d'effondrement du bâtiment, compte tenu d'un mouvement du sol correspondant au séisme maximal considéré (SMC). Il est ensuite modifié en fonction de plusieurs caractéristiques du bâtiment concerné, en tenant compte de :

- la hauteur du bâtiment traduit en termes de nombre d'étages;
- les irrégularités verticales;
- les irrégularités horizontales;

- l'année de construction du bâtiment : pre-code, traduisant la position chronologique du bâtiment par rapport à l'année d'adoption du premier code sismique et post-Benchmark, traduisant aussi la position chronologique du bâtiment par rapport à l'année où d'importantes améliorations ont été apportées aux codes parasismiques;
- le type de sol.

L'indice final (BSH + modifiers) est ensuite comparé à une valeur seuil qui indique si une étude plus approfondie devrait être menée et une possible rehausse sismique réalisée par la suite. À noter que cet indice final ne correspond pas à une probabilité directe de dommages mais à une estimation.

Wang et Goettel (2007) ont fait remarquer l'imprécision de la méthode du FEMA 154 du fait qu'elle tient compte de l'aléa sismique de toute une région et non de l'aléa spécifique de la zone où le bâtiment est construit. Les auteurs recommandent l'utilisation de cette dernière donnée pour tenir compte de cette imprécision (Wang et Goettel, 2007).

Québec (Canada)

Dans une étude récente, Karbassi (2008) a adapté cette méthode de pointage au Québec (Karbassi, 2010). Les 3 niveaux de sismicité (faible, moyen et élevé) attribués aux villes de la province sont selon les accélérations spectrales de 2005 et les critères du FEMA 310. Des indices (**SVI**) calculés à partir de courbes de capacité et fragilité, indiquent la vulnérabilité des structures pour chaque niveau de sismicité au moyen du FEMA 440. Les paramètres servant aux modificateurs de pointages sont les irrégularités, l'année de construction, les conditions de sol, et la hauteur du bâtiment. À l'instar du FEMA, un seuil de valeur 2 est utilisé; si un pointage (**SVI**) est inférieur à 2, cela signifie que l'état de la structure correspond à ceux identifiés par « haute priorité » et « critique » par la méthode du CNRC (NRC-92).

Canada

Au Canada, la méthode du Conseil National de Recherche Canada (NRC/IRC, 1992) est utilisée et a le même objectif que la méthode du FEMA 154, soit trier les bâtiments pour identifier ceux devant être évalués plus en détail. Par contre, l'indice calculé illustre non pas une probabilité d'effondrement mais le ratio de la force sismique de calcul de 1990 à celle prescrite au moment de la construction. Comme le FEMA 154, cette méthode de sélection se base sur des données obtenues par l'étude des plans de structure et des inspections visuelles tant à l'intérieur qu'à l'extérieur des bâtiments étudiés. La première information requise est l'identification du système structural générique du bâtiment parmi les quinze (15) systèmes structuraux existants (voir Tableau 1.2). Il est à noter que dans cette méthode, les irrégularités sont considérées de façon explicite en s'appuyant sur les définitions du CNBC (voir section 1.5.2). On y trouve sept (7) facteurs d'irrégularités, à savoir :

- irrégularité verticale;
- irrégularité horizontale (torsion);
- colonnes courtes en béton;
- niveau non rigide;
- collision de bâtiments;
- modifications majeures;
- détérioration.

Par ailleurs, le NRC-92 traite de façon qualitative et quantitative la problématique, en donnant ainsi trois formes de base d'irrégularité dans le sens horizontal et le rapport des dimensions (15%) utilisé par le FEMA. Dans ce sens, il préconise que le critère d'irrégularité en plan soit appliqué davantage aux constructions mises en place par relèvement, à ossature préfabriquée, en bois, en maçonnerie armée et non armée.

Aussi, cette méthode d'évaluation considère le risque relié aux éléments non-structuraux. L'indice final est calculé en combinant un indice structural et un indice non-structural. La partie structurale est calculée par le produit de cinq (5) facteurs, la sismicité (**A**), les conditions du sol (**B**), le type de structures (**C**), les irrégularités (**D**) et l'importance du bâtiment (**E**) :

$$IS = A * B * C * D * E \quad (1.4)$$

La partie non-structurale de l'indice est calculée sur la base de trois (3) facteurs : les conditions du sol (**B**), l'importance du bâtiment (**E**) les risques de chutes d'objets ou risques pour les opérations essentielles dans les bâtiments de protection civile (**F**).

$$INS = B * E * F \quad (1.5)$$

L'indice de priorité sismique final **IPS**, est obtenu en additionnant les deux sous-indices précédemment définis :

$$IPS = IS + INS \quad (1.6)$$

Quant à l'interprétation du résultat obtenu, une grande valeur de l'IPS indique une priorité élevée nécessitant une analyse détaillée du bâtiment. Le NRC-92 suggère que le bâtiment ayant obtenu un IPS inférieur à 10 doit être traité en priorité faible, celui avec un IPS de 10 à 20 doit avoir une priorité modérée d'intervention, et celui avec un IPS de 20 à 30, doit être traité avec une haute priorité et finalement, celui avec un IPS supérieur à 30 indique que l'édifice pourrait être dangereux et nécessite une évaluation approfondie.

Une récente étude comparative des deux méthodes susmentionnées a fait remarquer que la méthode de l'IRC reste moins pénalisante que le FEMA 154 en termes d'irrégularités, malgré que son fondement soit plutôt basé sur les opinions d'experts (Tischer, Mitchell et McClure, 2011). Enfin, cette méthode a été révisée et mise sous forme d'un logiciel (Saatcioglu, Shooshtari et Foo, 2013).

Suisse

Dans ce pays, l'évaluation de la vulnérabilité est réalisée en 3 phases : a) recensement sommaire des principaux composants des bâtiments et le risque sismique associé en se servant de plans d'architecture, b) examen plus détaillé de certains bâtiments soumis au risque sismique en utilisant les plans de structure, et c) mise à niveau sismique d'ouvrages dont la menace est évidente.

Le document produit par l'Office fédéral des eaux et de la géologie décrit, pour la première phase, les directives ainsi que la méthodologie pour fin de l'évaluation de la vulnérabilité du bâti suisse (OFEG, 2003). L'estimation du risque sismique est réalisée à travers le calcul d'indicateurs prenant en compte les propriétés des ouvrages ainsi que le danger auquel sont exposés les bâtiments, les personnes et les biens. L'ampleur des dommages corporels et les dégâts matériels est évalué en calculant un indicateur (**AZPS**), qui englobe les dommages directs (valeur d'assurance et les dommages corporels directs) et la probabilité d'effondrement (**WZ**). Le risque est le produit de ces deux indicateurs (**RZPS**). La probabilité d'effondrement (**WZ**) est évaluée en prenant en considération : a) l'année de construction et l'emplacement de l'ouvrage (en un seul facteur avec 1970 et 1989, années clés), b) l'effet du site (dépendant du type du sol), le type structural, c) le contreventement en plan, d) le contreventement en élévation, e) la nature du contreventement, f) le mode de construction, ductilité et g) le type de fondations (isolées ou continues). Ces indicateurs sont reportés sur un graphe. Les ouvrages demandant une mise à niveau parasismique de la structure porteuse sont les points situés dans la partie supérieure du diagramme, et les points situés tout à droite représentent les constructions demandant un changement. Le graphique 1.9 donne un exemple pour le Canton d'Argovie, où $RZP > 200$.

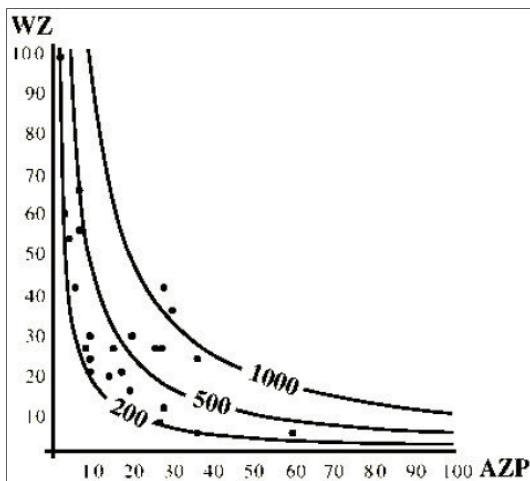


Figure 1.9 Exemple de diagramme WZ/AZP
Tirée de OFEG (2003, page 12)

1.8 Études de la vulnérabilité des écoles

Certaines méthodes d'évaluation ont été développées et mises en œuvre spécifiquement pour les écoles. On présente ici quelques unes de ces études.

Italie

Selon Dolce (OECD, 2004), la mise à jour des codes parasismiques en Italie a été assurée par la loi N-64 en 1974 et ce n'est qu'en 1986 que le problème des constructions existantes a été abordé dans les codes parasismiques. Or, comme c'est le cas pour plusieurs pays, les mises à jour de codes n'ont pas suivi le développement de la recherche sur la conception parasismique, et les codes parasismiques n'ont pas changé de manière significative jusqu'en 2003. Toujours selon ce document, environ 70% de bâtiments scolaires en béton armé et plus de 95% des bâtiments en maçonnerie, construits avant 1980, n'ont pas été conçus contre les effets sismiques, ce qui signifie que le risque d'effondrement qui y est associé est élevé.

La vulnérabilité de ces bâtiments scolaires est causée de façon majeure par l'irrégularité en plan et en élévation. D'autres causes sont aussi citées, telles que les mauvaises dispositions

constructives et de maintenance, ainsi que les changements structuraux dus aux changements d'usage des bâtiments.

À l'échelle nationale et dans une étude récente (Borzi et al., 2011), presque 50 000 écoles ont fait l'objet d'une opération de priorisation vis-à-vis du risque sismique. L'étude comprend deux niveaux d'évaluation visant à estimer le risque sismique compte tenu de la probabilité de dépassement d'un état limite. Cette estimation se fait en comparant la demande sismique et la capacité en déplacement. Au premier niveau les paramètres utilisés sont le nombre d'étages, le type de structures et l'année de construction. Ces informations sont issues de formulaires d'inspection réalisés par le Ministère de l'éducation. Au second niveau, la résistance conventionnelle est le paramètre essentiel à l'évaluation sismique. Or, le manque d'informations sur toutes les structures des écoles oblige à n'appliquer la procédure que de façon locale. Cette étude reste tout de même incomplète et demande à être développée.

Au niveau local, d'autres études ont été menées dans d'autres régions italiennes. On citera le cas de Sanremo (nord-ouest de l'Italie) (Cattari et al., 2006). Dans cette étude, trois phases d'évaluation sont réalisées avec à chaque niveau une augmentation de la précision. La première phase a pour but d'écartier les écoles ne présentant pas un risque sismique. Basée sur une étude statistique, l'information de base utilisée est l'échelle macrosismique européenne (EMS-98). À l'issue de cette étude, un indice de base est affecté à chaque typologie, lequel est réévalué selon plusieurs paramètres : état de la maintenance, la qualité des matériaux, la régularité structurale, etc. Les écoles qui ne sont pas exclues de ce modèle macrosismique de vulnérabilité, sont évaluées plus en détails, en utilisant un modèle mécanique simplifié. À ce niveau, c'est la force de cisaillement qui est calculée dans les murs de maçonnerie. Enfin, le dernier niveau est consacré aux écoles qui ne sont pas adéquates à l'issue du niveau précédent. Une analyse dynamique non linéaire est alors nécessaire.

Colombie Britannique (Canada)

L'étude de la vulnérabilité sismique des écoles en Colombie Britannique est la première de cette ampleur au Canada. C'est la FSSS (The Founding of Families for School Seismic

Safety) qui est à l'origine de la campagne de sensibilisation aux risques sismiques dans les écoles, appuyée par l'APEGBC (Association of Professional Engineers and Geoscientists in British Columbia). Suite à cette concertation publique ayant duré plus d'un an, un budget d'environ 1.3 milliard de dollars a été débloqué par les autorités en 2004, dans le but de procéder à une rehausse sismique des écoles publiques de la province. Cette rehausse s'étale sur une période de 15 années et devrait donc être achevée en 2019.

Ventura *et al.* ont développé une méthode d'évaluation intitulée UBC-21 pour évaluer la vulnérabilité des écoles de faibles hauteurs (de 1 à 3 étages). Les paramètres pris en compte sont au nombre de cinq (5) : la sismicité (avec six (6) régions sismiques), l'année de construction avec 1990 comme année clé, le système de reprises des forces latérales (SRFL), la capacité de la structure et les irrégularités (Ventura *et al.*, 2004).

Taylor *et al.* (2006) ont pour leur part initié une étude dans le même contexte (Taylor, White et Ventura, 2006). Cette étude est réalisée par l'APEGBC en collaboration avec le département du Génie Civil de l'université de la Colombie Britannique. Le but est d'établir des lignes directrices d'une approche basée sur la performance pour la mise à niveau sismique des écoles. Le dommage inélastique d'un séisme est estimé au moyen d'une analyse dynamique non linéaire d'un système équivalent à un degré de liberté (SE1DDL) prenant en compte : la sismicité, le type de sol, le système de reprises des forces latérales (SRFL) et le déplacement limite (GDL : Governing Drift Limit). Les modèles simplifiés à un degré de liberté ont été calibrés par l'analyse détaillée de bâtiments génériques pour les différents SRFL. La procédure décrit quatre (4) phases : a) identification des systèmes de reprises des forces latérales dans chaque sens et détermination de la résistance pondérée R_e (résistance pondérée en % du poids de l'immeuble) du premier étage pour chaque système, b) calcul du ratio R_r des résistances pondérées R_e et R_m (résistance pondérée minimale) pour tous les systèmes dans une direction, c) calcul du ratio R_{rt} total des résistances pondérées, d) vérifier si R_{rt} est supérieur à 80%. Si la valeur de R_{rt} est inférieure à 80% le bâtiment requiert une mise à niveau sismique et e) répéter les opérations b) à d) pour l'autre direction.

D'après un rapport à cet effet (Monk, 2004), une évaluation sismique de 800 écoles situées dans la zone à risque sismique élevé : 311 écoles ont été jugées comme étant à haut risque de subir de dommages importants pour ce qui est des éléments structuraux et ce, dans le cas d'un tremblement de terre modéré à fort.

Québec (Canada)

Tischer a développé une méthode pour évaluer la vulnérabilité sismique des écoles du Québec (Tischer, 2012). Cette méthode est calquée sur le modèle fédéral FEMA 154, et adaptée et modifiée pour les spécificités de la sismicité de la province et des bâtiments scolaires étudiés. On procède donc d'un pointage de performance (BSH : basic structural hazard) duquel on soustrait des pointages correctifs tenant compte des paramètres qui sont réputés influencer la performance sismique tels que les irrégularités, le microzonage, le potentiel de cognement, etc. Les BSH ont été déterminés à partir des courbes de capacités de Hazus (FEMA, 2003), comme pour le FEMA 154, corrigées au moyen de mesures de vibrations ambiantes. Les écoles concernées par cette méthode sont les écoles secondaires avec une période de vibration proche de 0,5s et l'accélération spectrale à 0,5s a été utilisée comme paramètre d'aléa. Les courbes de capacité génériques utilisées sont relatives aux principaux types structuraux, les murs de cisaillement et les structures en béton avec remplissage en maçonnerie non armée. 101 bâtiments scolaires ont été visités dont 70 considérés comme étant des refuges en cas de séismes. Les résultats de l'étude montrent que la méthode proposée est plus conservatrice que le NRC-92 en général, alors qu'elle est moins conservatrice que la méthode du FEMA 154 qui, d'après ladite étude, est pénalisante quant aux irrégularités verticales.

Oregon (États-Unis)

Après les prescriptions de la 73^e Assemblée législative (projet de loi 2, 2005), le département de Géologie et des industries minérales de l'état d'Oregon (DOGAMI) a entrepris une évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments d'éducation et des services d'urgence (McConnell, 2007). Dans cette étude, plus de 1100 écoles publiques primaires représentant 2185 bâtiments et 170 commissions scolaires ont été étudiés avec la procédure de sélection

FEMA 154 présentée ci-haut. Les paramètres utilisés sont donc : la sismicité, le type de sol, l'année de construction, le type structural et les irrégularités. Le DOGAMI a cependant affiné le classement relatif des pointages RVS du FEMA selon quatre (4) catégories: risque sismique très élevé, élevé, modéré, et faible. L'état d'Oregon comporte deux régions sismiques selon la classification du FEMA 154: moyenne et élevée. Or, le DOGAMI a ajouté une troisième zone « très élevée » sur la côte ouest représentant les mouvements de subduction de la zone Cascadia. Cependant, le pointage affecté à cette zone est le même que celui de la région sismique « élevée ». La fréquence d'occurrence de chaque type de sol est B : 679, C : 1549, D : 1141, E : 35. Il est à noter que ces chiffres incluent aussi les autres types de bâtiments (les collèges ainsi que services d'urgences tels qu'hôpitaux et postes de police...) évalués au même temps que les écoles publiques et qui représentent environ 34% du nombre total des bâtiments étudiés. Les types structuraux dominants sont en maçonnerie armée avec diaphragmes souples (en acier ou en bois), en systèmes poteaux-poutres en bois et murs de cisaillement en béton. La majorité des écoles sont construites dans la période 1945-1975.

À l'issue de l'évaluation, 13% des bâtiments sont à risque très élevé, 34% à risque élevé, 23% à risque modéré et 30% à faible risque. Selon le classement du FEMA 154, plus de 53% des écoles sont inadéquates (pointage inférieur à 2).

1.9 Mesure de vibrations ambiantes et caractéristiques dynamiques

Le paramètre clé de l'étude dynamique d'un bâtiment, pour la conception ou la vérification, est l'identification de ses caractéristiques dynamiques : fréquences de vibration, amortissements et modes propres. Il existe plusieurs méthodes permettant l'extraction des caractéristiques dynamiques des structures de génie civil. Certaines utilisent des vibrations forcées, d'autres ont recours à des vibrations libres après excitation. L'excitation est le plus souvent de nature tectonique (liée au bruit de fond sismique), atmosphérique (vent) et humaine. Grâce aux techniques de traitement de signal, la mesure des caractéristiques dynamiques des structures a connu une évolution considérable ces dernières décennies,

offrant ainsi un gain important en temps. La mesure de vibrations ambiantes est la méthode la plus économique et la plus rapide parmi les autres méthodes dites non destructives. Les caractéristiques dynamiques sont obtenues par une analyse modale opérationnelle (AMO) permettant d'extraire les modes excités pendant le fonctionnement de la structure, par simple enregistrement de la réponse temporelle puisqu'aucune entrée (excitation) n'est connue.

Les premières techniques utilisant les vibrations ambiantes étaient souvent difficiles à utiliser pour les bâtiments complexes et les modes proches ne pouvaient pas être déterminés. Brinker et al. (2001c) ont proposé une technique non-paramétrique et utilisant le bruit blanc comme source d'excitation afin d'extraire les caractéristiques dynamiques de la structure (Brincker, Lingmi et Andersen, 2001). La méthode proposée, appelée « méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel », a la particularité d'être une méthode particulièrement efficace et précise même si les modes de la structure sont proches les uns les autres. Cette méthode vise à séparer la contribution des modes individuels moyennant des techniques mathématiques. Ceci est d'autant plus vrai dans le cas d'un bruit de fond sismique et une structure peu amortie dont les déformées modales de modes proches sont géométriquement orthogonaux.

La figure 1.10 suivante montre l'évolution de l'utilisation des méthodes d'analyses modales par vibrations ambiantes au cours du 20^{ème} siècle (Ivanovic, Trifunac et Todorovska, 2000), donc juste avant l'apparition de la méthode mise au point par Brinker et al., utilisée dans la présente étude. Il peut être remarqué que (i) les vibrations ambiantes ont été le précurseur aux analyses modales avec la première publication en 1936 par Carder, et ce sont Crawford et Ward (1964) qui ont relancé l'emploi de ces techniques 30 ans après (Crawford et Ward, 1964), en extrayant les fréquences du bâtiment du Ministère de la santé nationale et du bien-être social à Ottawa et ce, en se servant de l'excitation du vent (ii) l'intérêt des analyses modales pour les ponts est moindre par rapport à celui des bâtiments; de plus, il y a environ 15 années d'écart séparant l'intérêt aux MVA dans les deux domaines, à part 2 publications en 1977 et 1978 pour les ponts.

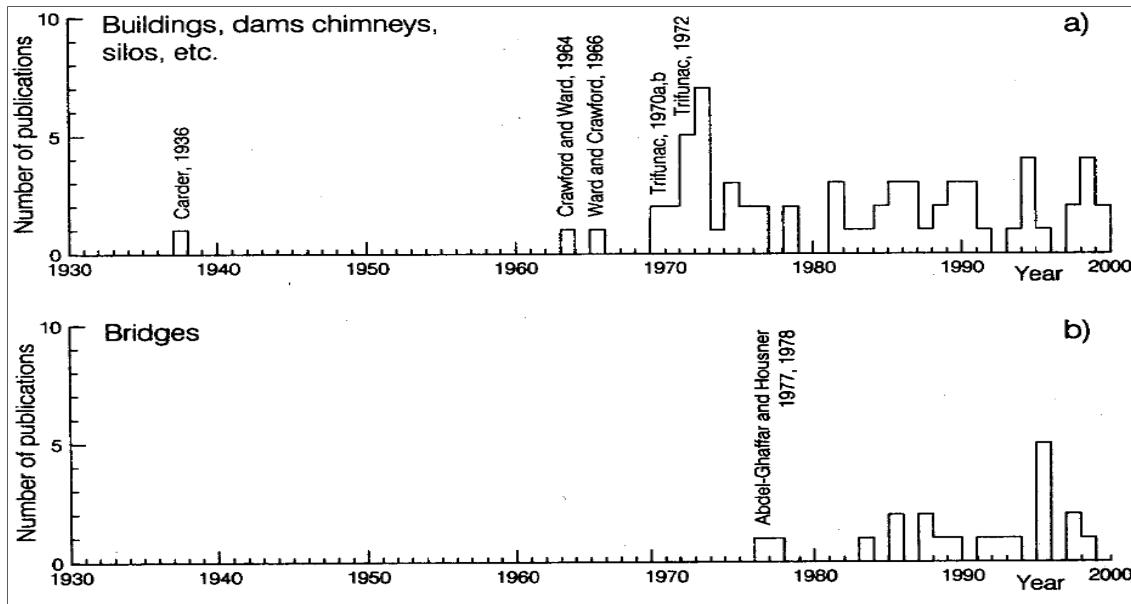


Figure 1.10 Fréquence de publications en rapport avec les analyses modales par vibrations ambiantes pour les deux domaines du génie civil

Tirée de Ivanovic et al. (2000, page 167)

Pour plus de détails sur la méthode de la décomposition dans le domaine fréquentielle (DDF), le lecteur est renvoyé au chapitre 7. Dans le cadre de cette étude, les mesures de vibrations ambiantes sont utilisées pour valider la procédure proposée au moyen d'un modèle dit « modal », comparer les fréquences théoriques obtenues avec les équations du code national de bâtiment, ainsi que pour évaluer l'impact de certains types d'irrégularités sur les caractéristiques dynamiques d'un bâtiment.

1.10 Conclusion

La vulnérabilité sismique des bâtiments dépend en général de plusieurs paramètres dont les principaux sont : l'aléa sismique et les effets d'amplification des sites, le type structural et la présence d'irrégularités. Quoique ce dernier paramètre soit rarement cité dans les rapports post-sismiques (Rodgers, 2012), la revue des différentes méthodes d'évaluation l'identifie comme un paramètre important.

Dans la présente étude, la vulnérabilité sismique des bâtiments scolaires sera abordée en considérant deux types d'informations : a) des informations qui traitent de l'augmentation de la demande sismique, à savoir, l'aléa sismique et la classe de sol. Ces deux paramètres déterminent les niveaux d'accélérations. b) des informations qui traitent de la diminution de la résistance structurale, à savoir, le niveau de conception sismique et les irrégularités géométriques. Ces deux paramètres déterminent le niveau de force latérale à laquelle la structure peut résister. À cela, s'ajoute la donnée qui traite de l'enjeu social, facteur clé dans l'étude de la vulnérabilité des écoles. Le schéma de la figure 1.11 suivante résume ce qui vient d'être exposé.

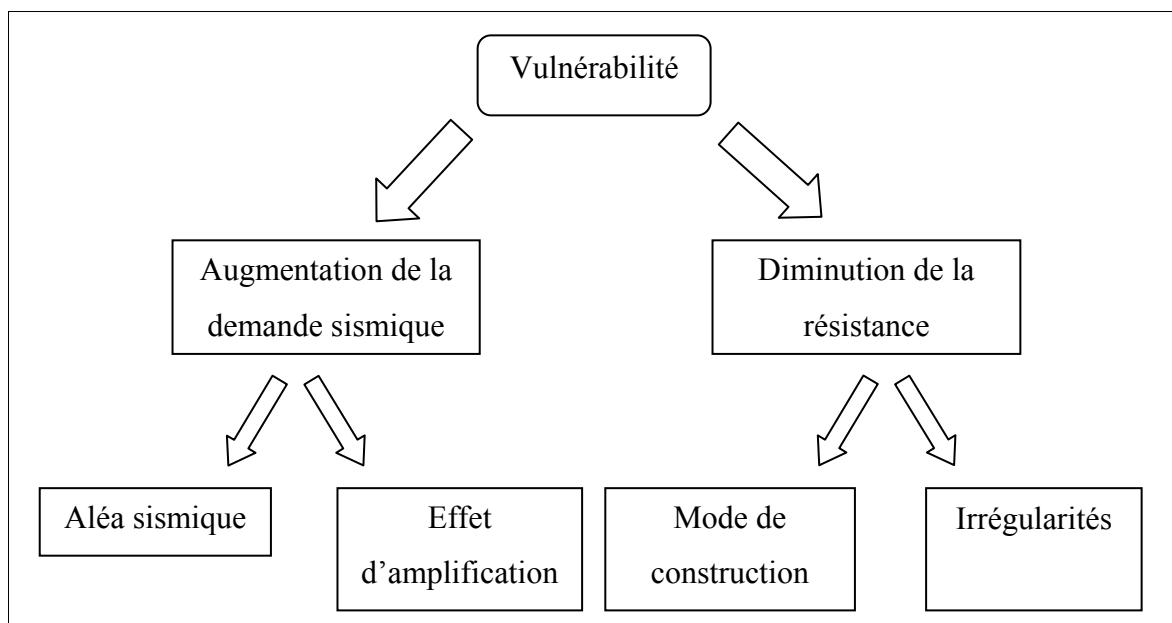


Figure 1.11 Concept global de la vulnérabilité d'un bâtiment

CHAPITRE 2

CARACTÉRISATION DES ÉCOLES PRIMAIRES DU QUÉBEC

2.1 Introduction

Les dommages structuraux et architecturaux survenus suite au tremblement de terre du Saguenay en 1988, ont mis en évidence le manque de conscientisation, aussi bien de la part des citoyens que celle des instances gouvernementales, quant aux dangers des séismes. D'une magnitude modérée, le séisme du Saguenay a mis à l'épreuve la performance des bâtiments en général et des écoles en particulier.

Le nombre important de rapports techniques post-sismiques produits suite au séisme du Saguenay (Mitchell, Tinawi et Law, 1990; Paultre et al., 1993; Tinawi et Mitchell, 1990a; Tinawi, Mitchell et Law, 1990) est révélateur de l'intérêt commun porté aux effets dévastateurs qui menacent la sécurité des occupants des écoles. Aussi, les autorités n'ont pas ménagé leurs efforts pour la mise en conformité sismique de certains bâtiments affectés. Le coût total des réparations est évalué à plus de \$17,000,000 dont \$7,000,000 pour Hydro-Québec uniquement (Tinawi, Mitchell et Law, 1990). Or, ces réparations n'ont touché que les bâtiments qui ont subi des dommages directs.

Le risque posé aux écoles du Québec par un séisme est donc réel et la première étape pour mieux planifier les évaluations et les interventions de mise en conformité sismique est une évaluation globale de la vulnérabilité sismique du portfolio des bâtiments scolaires, l'objet de ce mémoire. Ce chapitre dresse le portrait des bâtiments des écoles primaires de la province du Québec en identifiant les différents types structuraux et architecturaux ainsi que les risques associés.

2.2 Données générales

La présente étude statistique a été rendue possible grâce à la base de données du MÉLS de l'ensembles des écoles du Québec et une base de données élaborée par Chagnon (2006) assignant un type structural probable déterminé en fonction de l'année de construction et du niveau scolaire (primaire, secondaire, etc.). La fusion de ces bases de données a permis d'extraire les informations présentées dans ce chapitre.

La figure 2.1 donne les proportions des 4283 institutions scolaires de la province par région administrative incluant : les institutions publiques, gouvernementales, privées (tous niveaux), les cégeps et universités, les institutions pour adultes, les institutions professionnelles et finalement, les commissions scolaires (CS) des Amérindiens. La région de Montréal vient au premier rang, avec plus de 17% des écoles, suivie de la Montérégie avec presque 14%, de Chaudière-Appalaches et Québec avec environ 7% chacune.

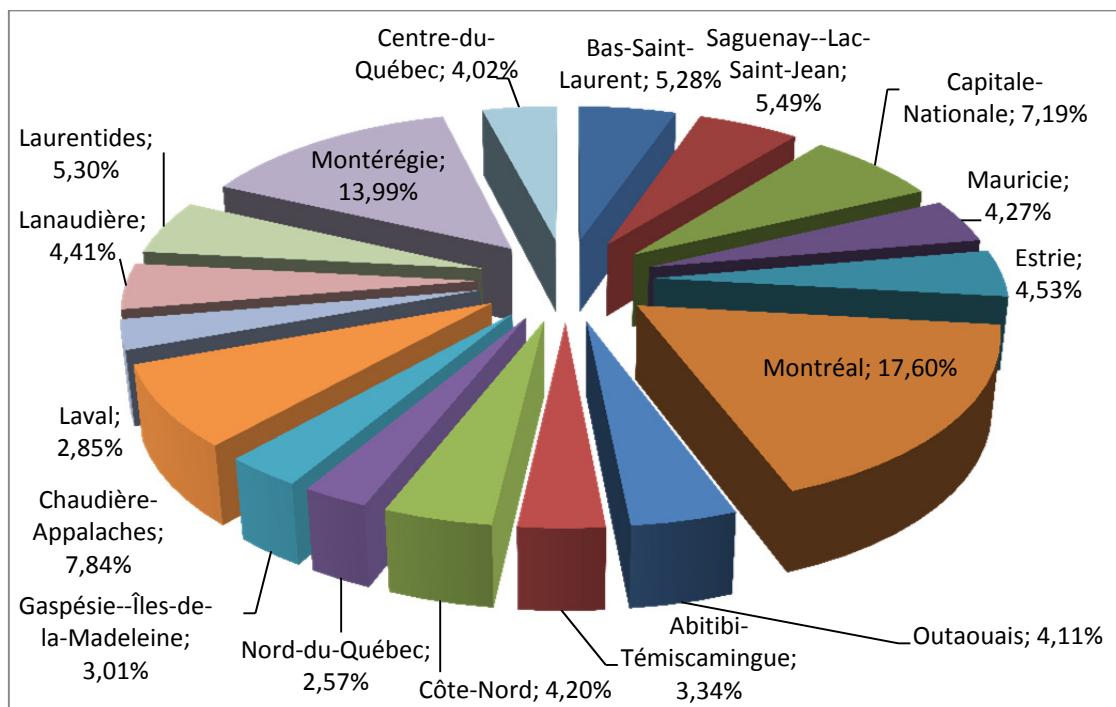


Figure 2.1 Distribution des institutions scolaires de la province

La figure 2.2 donne la répartition des écoles en fonction des deux secteurs d'enseignement primaire et secondaire. Comme attendu, le secteur primaire est plus important avec environ 80% du nombre total des écoles de la province.

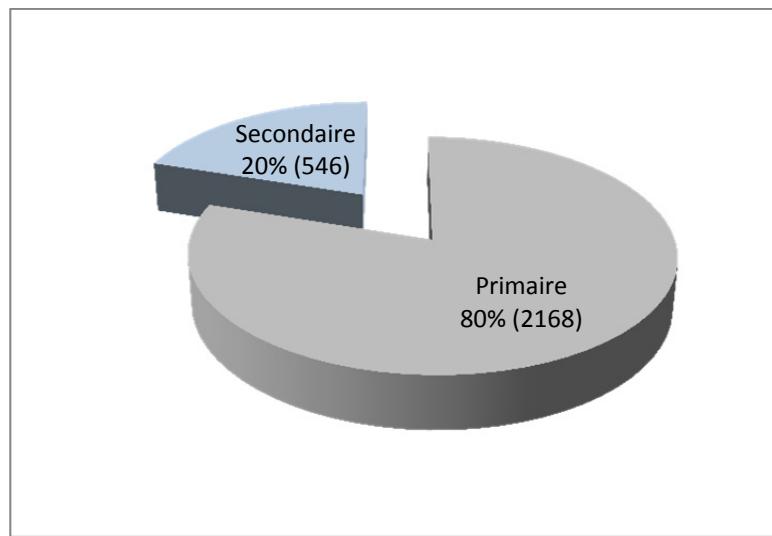


Figure 2.2 Nombre d'écoles en fonction des secteurs d'enseignement primaire et secondaire

Quant au nombre d'écoles publiques, les régions de Montérégie et de Montréal dominent avec 17 et 16% respectivement, suivis de la région de Québec avec 8% du nombre total des écoles dans toute la province, tel qu'illustiqué à la figure 2.3.

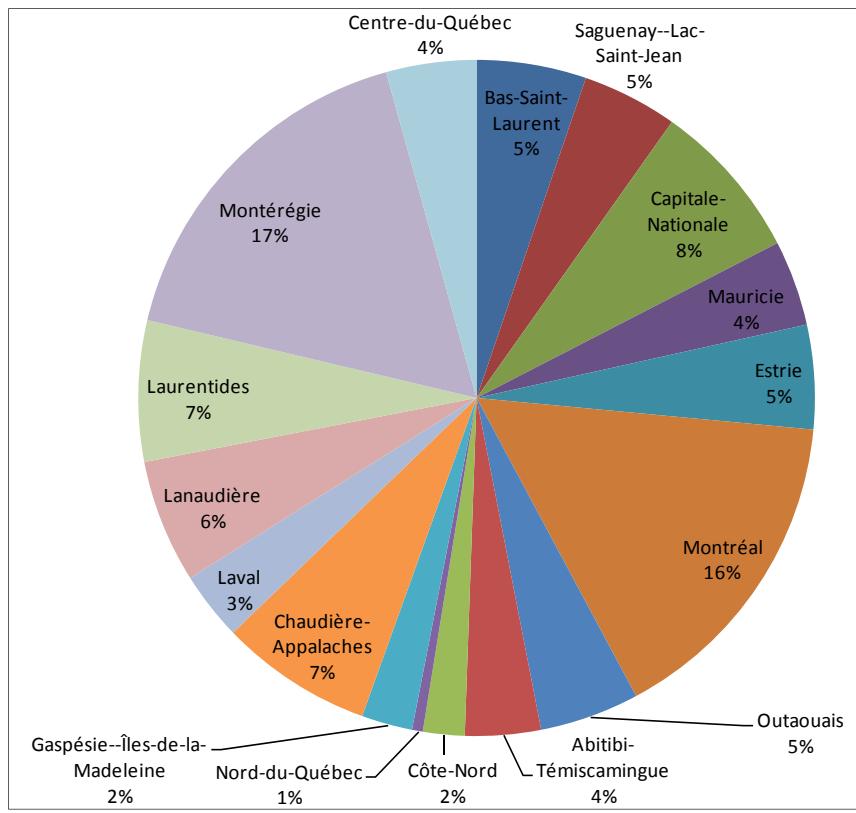


Figure 2.3 Distribution du nombre d'écoles primaires et secondaires publiques par région administrative de la province

L'étude statistique effectuée montre aussi que plus de 50% des élèves de la province (excluant les études supérieures) fréquentent les écoles primaires. En deuxième position, vient le nombre d'élèves des écoles secondaires avec 40%, conformément à la figure 2.4.

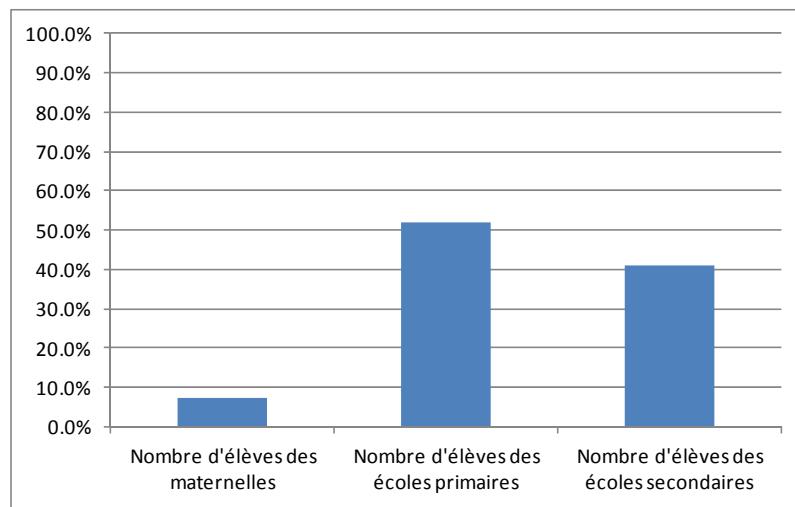


Figure 2.4 Distribution du nombre d'élèves dans la province,
élèves des maternelles, du primaire et du secondaire

La figure 2.5 présente la répartition des écoles de la région de Montréal en fonction des deux secteurs d'enseignement primaire et secondaire. Le secteur primaire est dans ce cas-ci plus important avec environ 79% du nombre total des écoles de la métropole.

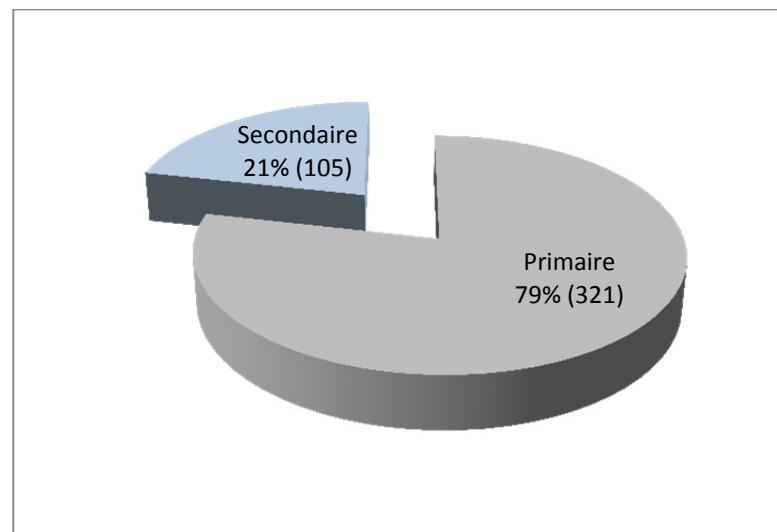


Figure 2.5 Nombre d'écoles en fonction du secteur
d'enseignement primaire et secondaire, région de Montréal

2.3 Situation géographique du bâti scolaire dans la province

L'inventaire des bâtiments scolaires de la province a permis d'identifier certaines caractéristiques essentielles au développement de la procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique, notamment leur localisation géographique. L'information repose sur la base de données compilée du MÉLS. Le logiciel ArcMap® (ESRI, 2006) ainsi que la base de données CANVEC³ ont été utilisés pour déterminer la position des bâtiments scolaires dans toute la province. Sur les figures 2.6 (RNCAN, 2010) et 2.7, on présente l'aléa sismique de la province pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, et la répartition des 3800 bâtiments scolaires du réseau public sur le territoire provincial (environ 1 542 000 km²). La grande majorité des écoles sont situées au sud de la province le long de la vallée du Saint-Laurent et de la vallée de l'Outaouais, région à sismicité modérée avec une forte sismicité dans la région de Charlevoix.

³ <http://geogratis.cgdi.gc.ca/geogratis/fr/index.html>

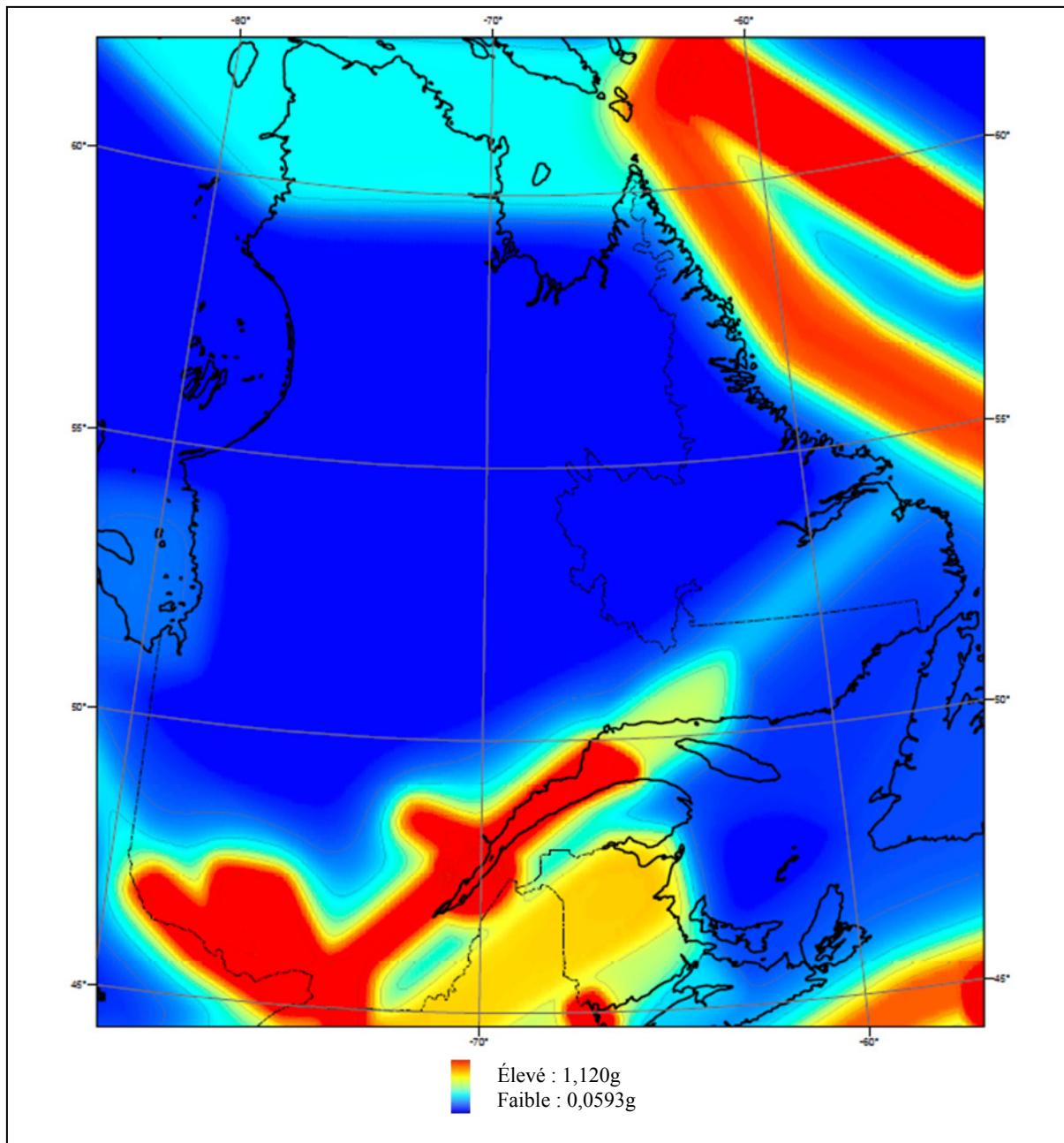


Figure 2.6 Carte d'aléa uniforme pour le Québec
PGA à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans
Commission géologique du Canada (2010)⁴

⁴ <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca>

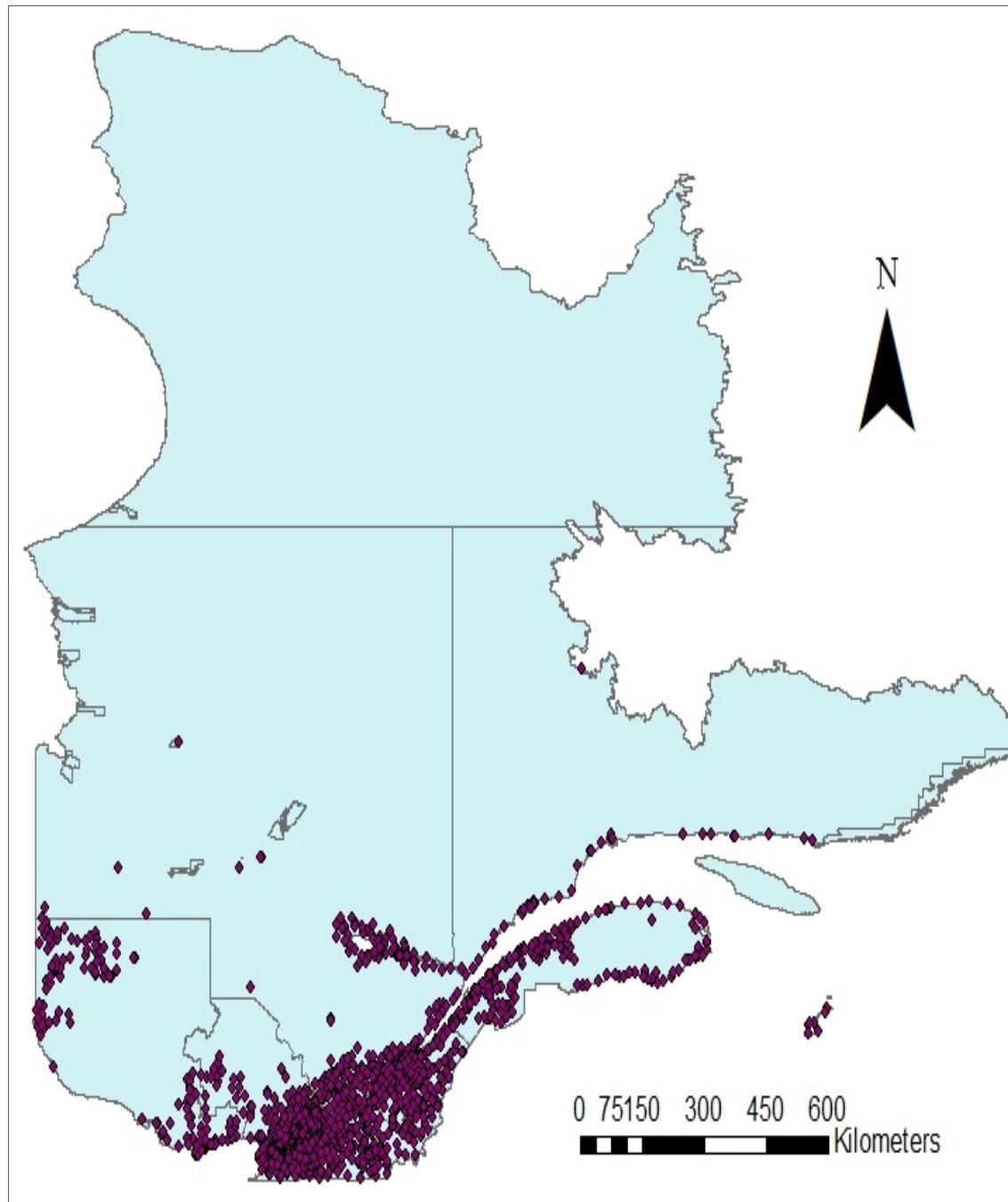


Figure 2.7 Distribution des écoles publiques dans la province

2.4 Vulnérabilité sismique et risques associés aux écoles primaires à l'est du Canada

Afin de dresser un portrait plus ou moins complet des écoles primaires au Québec, les facteurs de vulnérabilité les plus importants, qui ont une conséquence directe sur l'intégrité structurale de ces écoles durant la réponse sismique, sont revus d'une façon quantitative dans cette section, parmi lesquels :

- le niveau de conception sismique, relié à l'année de construction;
- le type structural identifiant le matériau et le système de résistance latéral;
- le profil architectural mettant en évidence la récurrence de certaines irrégularités géométriques.

2.4.1 Le niveau de conception sismique et l'année de construction

Le Code National de Bâtiment du Canada (CNBC) a connu différentes versions depuis sa première parution en 1941 incluant des clauses pour la conception parasismique. L'équation déterminant l'effort à prendre en compte au centre de gravité d'une structure, considérait l'effet sismique sous forme d'un seul coefficient dépendant de la nature du sol; coefficient multiplié par le poids du bâtiment. La version 1953 du Code proposait la première carte sismique sous forme d'une simple partition du pays en quatre (4) zones d'accélérations maximales, notées : 0, 1, 2, 3 respectivement. À noter que cette carte n'avait qu'un caractère qualitatif. C'est en 1970 qu'une carte probabiliste a été utilisée pour la première fois dans le CNBC. L'accélération maximale au sol y était donnée pour les quatre (4) zones pour une probabilité de dépassement de 1% par année (période de retour de 100 ans). En 1985, des cartes sismiques donnaient l'accélération et la vitesse maximales au sol selon 7 zones, pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (période de retour de 475 ans). Les cartes du CNBC 2005, toujours probabilistes, donnent l'accélération maximale au sol et les accélérations spectrales à 0.2, 0.5, 1.0 et 2.0 sec, permettant de définir le spectre de conception pour un site de catégorie et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (période de retour de 2475 ans). En 2010, les cartes sismiques sont les mêmes qu'en 2005 avec quelques changements mineurs dans les valeurs des spectres de réponse (Adams, 2011).

Ce développement dans la considération de l'aléa sismique, à travers les différentes versions du CNBC, implique une conception parasismique plus sévère pour les nouveaux bâtiments. L'année de construction est donc un indicateur du niveau de force sismique considéré. La figure 2.8 donne la distribution du nombre d'écoles selon l'année de construction. La répartition sous forme de courbe en cloche indique que la construction des écoles se concentre autour des années 1950 à 1970. Les écoles construites après les années 1970 ont bénéficié des améliorations en matière d'exigences parasismiques introduites dans le CNBC et les normes de conception. Or, le nombre de construction était nettement inférieur après 1970 : 428 bâtiments scolaires construits avant 1950, 1821 bâtiments entre 1950 et 1970, contre 311 entre 1970 et 1990 et à peine 154 bâtiments après 1990, tous types confondus.

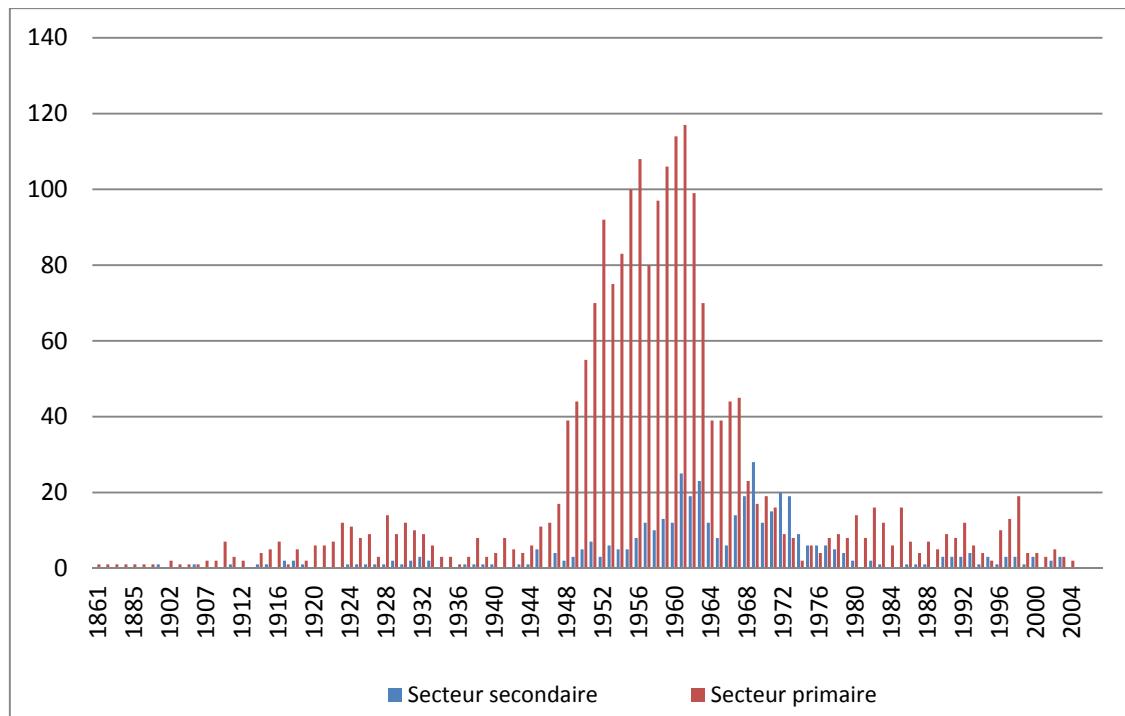


Figure 2.8 Distribution du nombre de bâtiments scolaires selon l'année de construction

La figure 2.9 illustre cette répartition des 2714 bâtiments scolaires et démontre clairement que la majorité du parc écolier de la province du Québec (83%) a été construit avant 1970. L'année de construction s'avère donc un bon indicateur du niveau de conception sismique.

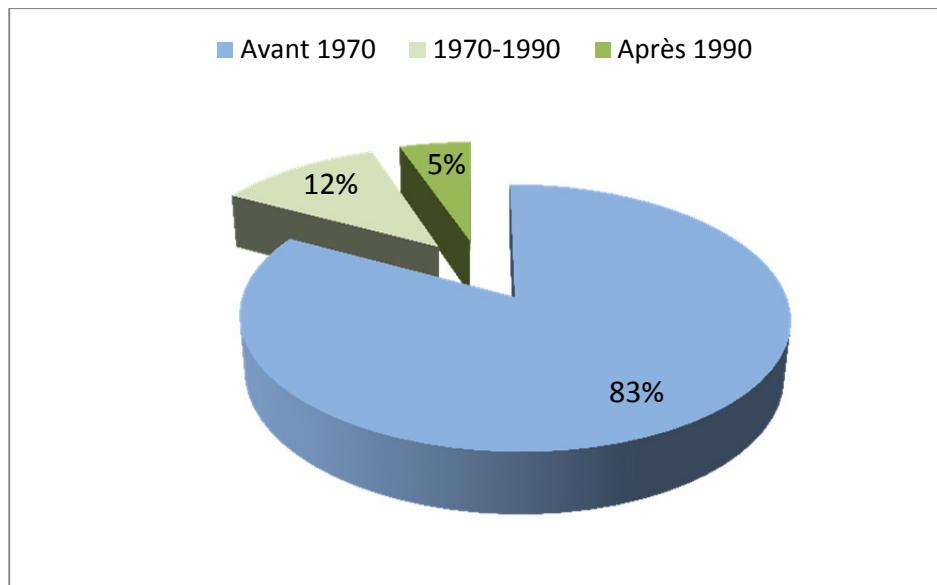


Figure 2.9 Nombre de bâtiments scolaires selon l'année de construction

2.4.2 Les codes de construction et la typologie structurale

Selon l'évolution des provisions sismiques, et conformément à la section précédente, 1970 est l'année où on a utilisé les premières cartes sismiques probabilistes ainsi que la période propre de vibration de la structure dans l'estimation de l'effort sismique latéral (NRC/IRC, 2010a). La vulnérabilité des structures est, par conséquent, fortement affectée par ces conditions. En effet, Mitchell et *al.* (2010) ont procédé à une comparaison des valeurs de l'effort tranchant à la base de bâtiments à ossature résistant aux moments en béton de deux (2) étages. Trois (3) systèmes structuraux ont été considérés selon l'année de construction des bâtiments : systèmes à ductilité conventionnelle, nominale et systèmes ductiles. Ils soulignent une augmentation claire de l'effort sismique pour les systèmes conventionnels (Mitchell et al., 2010). La figure 2.10 suivante met en évidence cet accroissement du rapport de l'effort tranchant au poids total du bâtiment au cours des années post-1970. Pendant la période 1950 et 1970, on voit bien que cet effort est à peu près constant, période où environ 70% des écoles ont été construites.

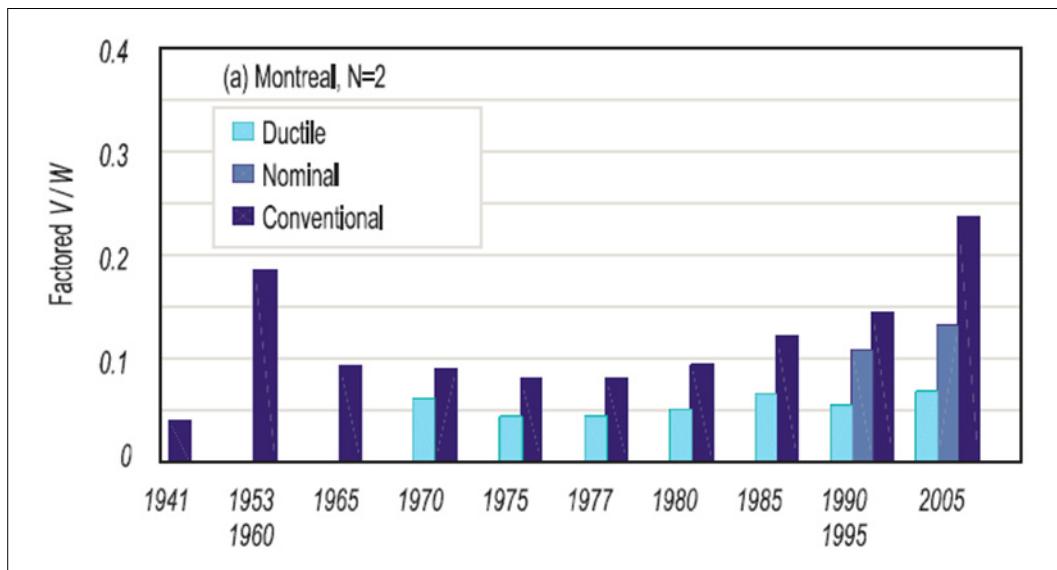


Figure 2.10 Comparaison de l'effort de cisaillement de conception pour des ossatures en béton résistant aux moments à Montréal
Tirée de Mitchell et al. (2010, page 1168)

Or, ce système structural en particulier (ossature résistant aux moments en béton), ainsi que les systèmes en bois et ceux des murs de cisaillement en béton ont largement été utilisés dans la période des années 1950 et le début des années 1960 (Brayard, 2008). On estime à environ 53% des 2714 bâtiments scolaires de la province, la proportion des bâtiments en ossature en béton et en bois.

Le tableau 2.1 donne les 5 types de structures dont sont construits essentiellement l'ensemble des écoles primaires de la province.

Tableau 2.1 Types de structures composant les écoles primaires de la province
Adapté de Brayard (2010, page 41)

Désignation	Description	Période de construction	Symbole
Écoles anciennes à ossature en acier résistant aux moments (OAM)	Poutres et colonnes en acier supportant un tablier en bois ou en béton	avant 1950	Type 1
Écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois (PPB)	Poteaux et poutres en bois lamellé collé	1955 - 1963	Type 2
Écoles à ossature en béton résistant aux moments (OBM)	Poutres et colonnes en béton supportant un plancher en béton	1950 - 1964	Type 3
Écoles à murs de cisaillement en béton (MCB)	Ossature en béton armé avec des murs de cisaillement en béton	1964 - 1979	Type 4
Écoles récentes à ossature contreventée en acier (OCA)	Charpente en acier supportant un tablier d'acier recouvert de béton. Le contreventement latéral est assuré par des diagonales	après 1980	Type 5

La figure 2.11 donne, sous forme d'une matrice croisée, la répartition des 2714 bâtiments du réseau public primaire selon le type structural dominant et secondaire. Il est à noter qu'au fil des modifications apportées aux bâtiments, plusieurs structures sont une combinaison de plusieurs types structuraux. Ainsi, les types structuraux dominants et secondaires sont établis en fonction de leur superficie respective. L'assignation du type structural probable est réalisée sur la base de l'année de construction et de la superficie. La figure 2.11 montre que la grande majorité des bâtiments ne possède qu'un type structural dominant. De plus, on constate la dominance des écoles de type 2 en bois et de type 3 et 4 en béton. Sachant que les écoles de type 3 à ossature en béton armé (OBM) ont été pour la plupart construites avant 1970, soit avec peu de détails parasismiques, on considère ces bâtiments comme étant vulnérables aux séismes.

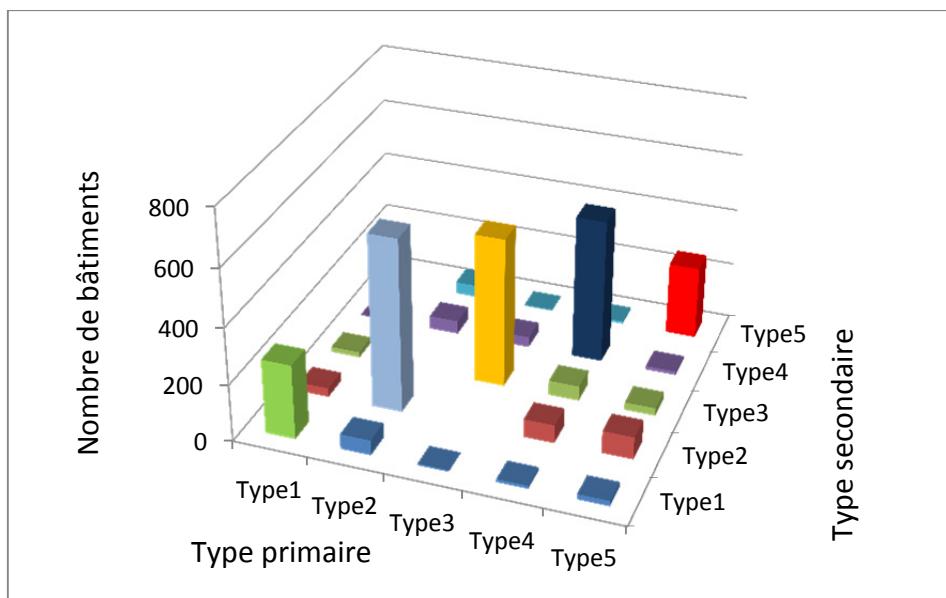


Figure 2.11 Répartition des bâtiments du réseau public selon le type structural (et le type structural dominant)

Par ailleurs, on sait que ces bâtiments sont souvent constitués de cadres résistants dans une seule direction. De ce fait, la structure possède une rigidité latérale pouvant être suffisante pour résister et donc résiste de façon adéquate aux tremblements de terre d'intensité faible ou modérée; en revanche dans l'autre direction, plus faible, la structure peut être plus flexible et donc moins résistante aux efforts sismiques. Cette flexibilité relative provoque donc d'importants dommages aux éléments non structuraux, même dans le cas de séismes de faible intensité. On note également l'utilisation de maçonnerie non armée pour le remplissage des cadres d'extrémité et souvent pour les partitions tel que montré sur les figures 2.12 et 2.13. Ces caractéristiques augmentent le risque de rupture hors du plan de ces éléments.



Figure 2.12 Remplissage en maçonnerie non armée sur le coté transversal



Figure 2.13 Ouvertures nombreuses et absence de remplissage de la même école sur le coté longitudinal

2.4.3 Le profil architectural

Dans cette section, le profil architectural des écoles primaires au Québec est abordé afin de mettre en évidence la présence récurrente de certaines irrégularités géométriques. Trois aspects sont traités :

- aménagement intérieur des écoles primaires,
- enveloppe des écoles primaires,
- séparation entre les blocs.

2.4.3.1 Aménagement intérieur des écoles primaires

De par leur nature ainsi que leur mission dans une agglomération urbaine, la plupart des écoles primaires de la province comptent des activités de types différents. Dans une seule école primaire, on peut retrouver à la fois des salles d'enseignement, de lecture, des salles d'activités, des gymnases ou même des salles de musique. Cette diversité de champs d'intérêts a pour conséquence d'affecter la conception et la disposition de l'espace vivable au sein des écoles. Ainsi, une salle d'enseignement diffère en aire et en hauteur d'un gymnase qui peut avoir la surface de plus de 4 salles et s'étendre sur deux étages. Il est donc certain que, suite à cet agencement disparate, le bâtiment est irrégulier en forme, en plan et en élévation à la fois. Cette irrégularité géométrique s'accompagne de façon systématique d'une irrégularité structurelle, une caractéristique contribuant à la vulnérabilité sismique. En effet, cette irrégularité structurelle a pour effet de distribuer de façon non régulière les dommages éventuels, et rendre certaines parties d'un bâtiment plus vulnérables, ce qui peut donc causer un effondrement partiel ou total (voir par exemple la section 1.5.2.3, traitant le risque de cognement dans la revue de littérature).

Sur la figure 2.14 ci-après on peut constater que 86% sur 337 écoles primaires, dans l'Île de Montréal, contiennent un effet élevé d'irrégularité en plan (voir section 5.3.2.2). 12% des écoles sont considérées avoir un effet modéré et seulement 2% ayant un effet non significatif de l'effet d'irrégularité. Il est à noter que ces proportions ont été obtenues en utilisant un

système d'information géographique (SIG) sur l'ensemble de la ville de Montréal. Vu l'imprécision des informations de la base de données CANVEC, seulement 79% écoles (337 sur 426) ont pu être traités. L'idée est donc de donner un ordre de grandeur sur les irrégularités en plan des écoles primaires existantes.

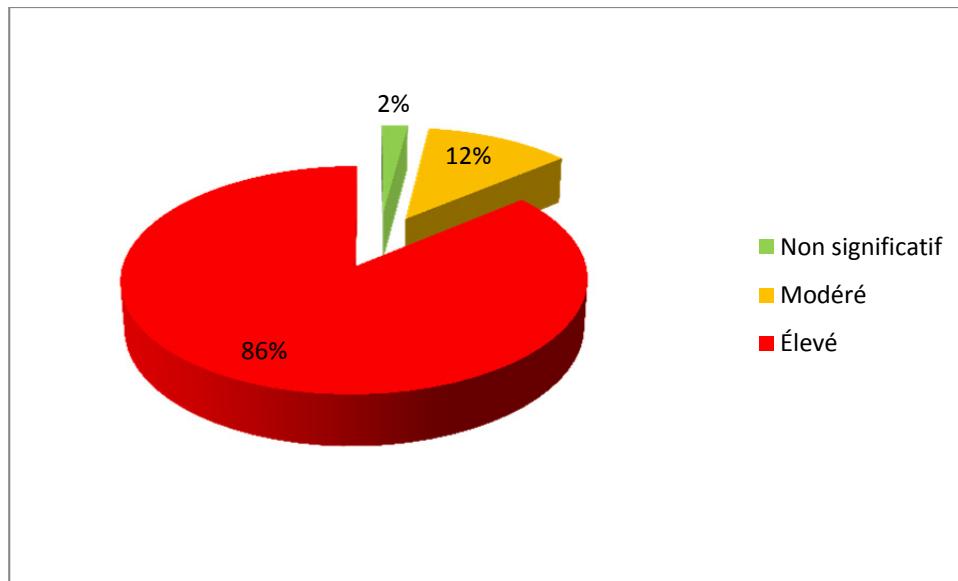


Figure 2.14 Effet des irrégularités en plan, bâtiments scolaires à Montréal

Par ailleurs, la différence de hauteur entre les étages, générée par les gymnases, s'ils font partie de l'ensemble structural, a pour effet d'augmenter aussi la flexibilité de la structure et donc la torsion en augmentant les déplacements. Ce qui constitue un risque inévitable en cas d'effondrement du remplissage de maçonnerie non-armée souvent utilisé dans les gymnases.

D'autre part, les bâtiments des écoles primaires comportent aussi de larges baies pour aménager les corridors et les salles de classe. L'effet de ces grandes portées et larges ouvertures a pour effet de diminuer la section transversale nette des murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA), et de ce fait les affaiblir face aux efforts latéraux dus aux secousses sismiques. Dans le cas des ossatures en béton armé ou en acier, ces larges baies impliquent des cadres plus flexibles et des déplacements inter-étages plus importants pouvant mener à des dommages aux éléments non-structuraux par des séismes faibles à modérés.

La figure 2.15 présente la disposition planimétrique typique d'une école primaire en béton de trois (3) étages. Le rez-de-chaussée est composé d'un gymnase excentré, qui pourrait être collé au bâtiment principal. Le bâtiment montre une irrégularité horizontale avec une forme en L pouvant entraîner une torsion éventuelle dans le cas où le gymnase serait solidaire au bloc scolaire.



Figure 2.15 Vue en plan d'une école à Montréal montrant l'irrégularité géométrique en plan

Sur la figure 3.16 ci-après, la même école recouverte de parements en maçonnerie de briques, montrant l'irrégularité géométrique en plan et en hauteur. De plus, les grandes fenêtres sur de grandes portées, caractéristique des bâtiments scolaires, sont bien évidentes.



Figure 2.16 Irrégularité géométrique verticale de la même école

Aussi, les écoles primaires comportent très souvent de larges fenêtres pour fins d'éclairage des salles d'enseignement qui, dans tous les cas, sont situées vers les bords extérieurs des écoles. Cet agencement peut causer des irrégularités en plan et donc générer de la torsion en cas de remplissage en maçonnerie (structures résistant aux moments). Aussi, il y a risque d'existence d'irrégularités en élévation dans ce cas, et par conséquent, des étages faibles en rigidité. La figure 2.17 suivante montre le cas d'une école avec un coté plus ou moins rigide dans le sens transversal, et de rigidité moindre dans le sens longitudinal à cause des fenêtres des salles d'enseignement de grandes dimensions. En conséquence, des faiblesses locales peuvent naître se traduisant par une demande en ductilité de manière importante à cause de l'élasticité excessive du système structural ainsi que la faible résistance induite dans le sens longitudinal (voir section 1.5.2.2). De plus, pour des écoles construites avant les années 1970, le manque de redondance est évident.



Figure 2.17 École primaire en bois avec un coté transversal plus rigide que celui longitudinal pouvant causer la torsion

2.4.3.2 Séparation entre les blocs

La revue de littérature a présenté le potentiel de cognement comme étant un paramètre à prendre au sérieux lors d'une étude sismique. En effet, si deux blocs juxtaposés ne sont pas suffisamment éloignés l'un de l'autre ou que le joint n'est pas fait de matériaux absorbant le choc, ils risquent de se heurter pendant une secousse sismique, et ainsi causer des dommages locaux qui, selon l'intensité du séisme et de la disposition des bâtiments, peuvent mener à la ruine totale du bâtiment par un effet « cascade » (Yagoub, Galal et Naumoski, 2013a; 2013b).

Or, étant donné que la majorité des bâtiments scolaires sont construits avant 1970, donc sans conception parasismique, ou du moins avec une conception pouvant être qualifiée pour un nombre d'écoles limité de « conventionnelle », cette séparation n'est pas toujours conforme ou est inexistante. De ce fait, il y a un nombre non négligeable d'écoles, comportant des

gymnases construits ultérieurement, qui sont soumis à l'effet de cognement discuté dans la revue de littérature. La figure 2.18 suivante montre une mauvaise séparation entre deux blocs d'une école située à Montréal. On remarque l'absence de joint absorbant les chocs, ainsi que l'absence de séparation nette entre les deux blocs de bâtiments.



Figure 2.18 Joint de séparation mal conçu d'école primaire (Montréal) entre deux blocs de différentes couleurs de briques

Il est à noter que le potentiel de cognement n'est pas traité dans la procédure FEMA 154, il est identifié comme étant une forme d'irrégularité dans la procédure NRC-92 (irrégularité 5, collision de bâtiments). Cependant, la méthode développée par Tischer prend en compte le risque de cognement (Tischer, 2012). Dans la méthode de sélection proposée, le risque de cognement n'est pas pris en compte. Cependant il est évalué au niveau-N3 des autres méthodes indicielles, auxquelles cette méthode de sélection est comparée.

CHAPITRE 3

CONCEPT GÉNÉRAL DE LA PROCÉDURE À 3 NIVEAUX

3.1 Introduction

L’élaboration de la procédure d’évaluation de la vulnérabilité sismique à 3 niveaux repose sur deux types de données : (a) les données théoriques issues de la revue de littérature et, (b) des données spécifiques disponibles sur les bâtiments scolaires de la province, dont :

- l’accélération spectrale au site et la catégorie d’emplacement sismique;
- l’année de construction en lien avec le niveau de conception et le type structural probable;
- la superficie de plancher et le nombre d’élèves.

Ces données sont organisées selon trois (3) niveaux d’évaluation en fonction du contexte d’application (province, commission scolaire et bâtiment spécifique) et de l’information disponible. Ainsi, à chaque niveau de précision croissante, le risque relatif entre les différentes écoles se précise.

Le schéma de la figure 3.1 suivante illustre cette approche progressive à trois niveaux et décrite dans les sections suivantes.

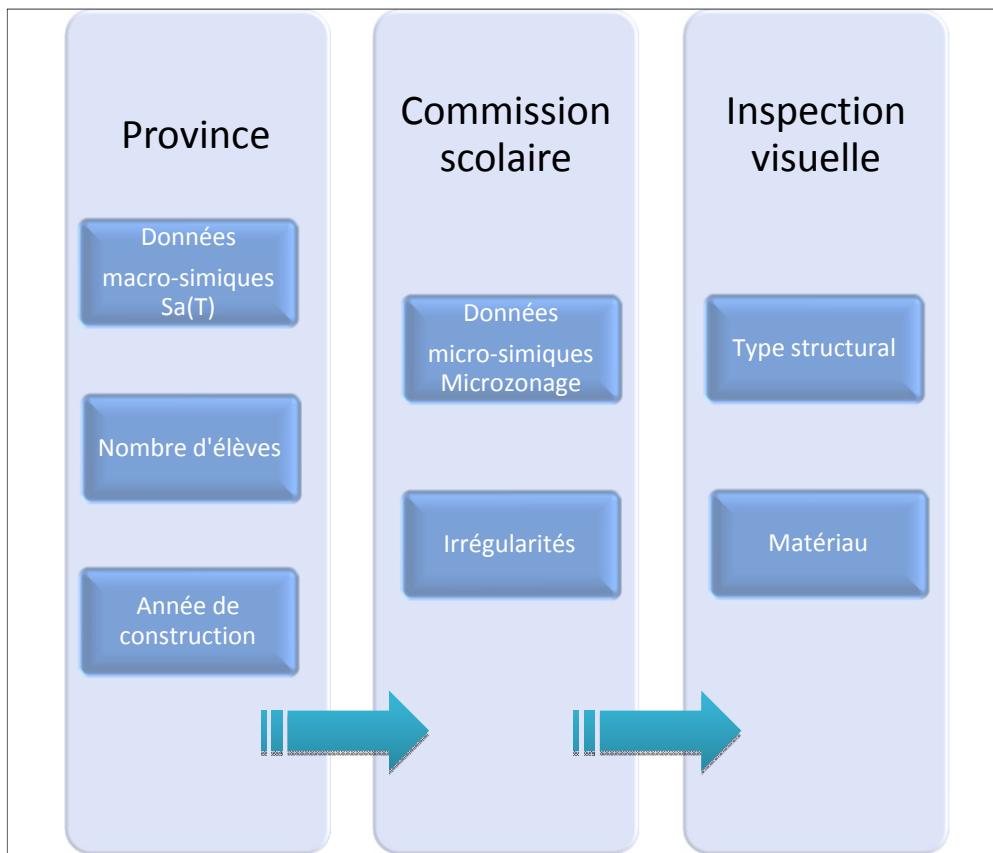


Figure 3.1 Distribution des données selon le niveau de précision

3.2 Principes généraux et concept de la procédure à 3-niveaux

La revue de littérature a démontré que le risque sismique d'une structure dépend de la sismicité du sol servant de support à celle-ci, du système structural de ladite structure et de son niveau de conception parassismique (code, continuité dans le système de reprise des charges latérales, etc). On a vu aussi que parmi les différentes méthodes d'évaluation, les méthodes de sélection sont celles favorisées pour évaluer un grand nombre de bâtiments. Puisque bon nombre d'informations requises ne sont pas disponibles (détails constructifs etc.), on a recours à un modèle d'évaluation dit « heuristique » qui ne donne qu'un résultat rapproché de la problématique et donc un résultat qui ne doit pas être considéré comme optimal (voir section 1.7). C'est la raison pour laquelle la procédure d'évaluation développée dans ce chapitre et devant être appliquée à l'ensemble des écoles de la province sera raffinée

du niveau-N1 au niveau-N3, lequel comporte une inspection visuelle permettant de confirmer et compléter l'information.

La Figure 3.2 illustre le concept général de la procédure à 3 niveaux basée sur la définition du risque sismique (R). Cette notion fait intervenir les trois composantes du risque: l'aléa (RG), incluant l'aléa sismique et les effets de site de nature géologique et géotechnique, la vulnérabilité des bâtiments (RB) exposés au séisme et les conséquences (RC) des dommages structuraux potentiels. Les conséquences tiennent généralement compte des aspects socio-économiques.

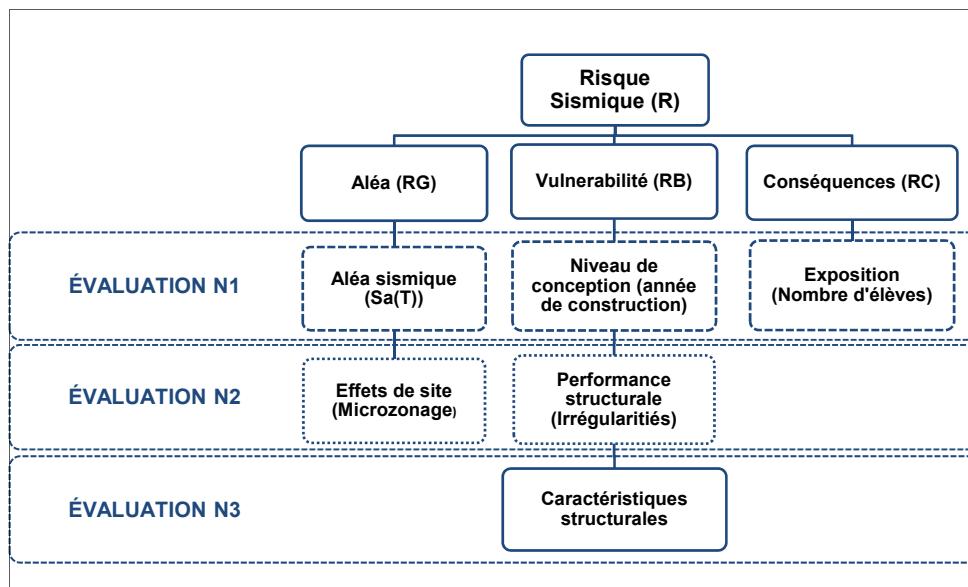


Figure 3.2 Procédure à 3-niveaux et la méthode globale

L'évaluation de niveau-N1 vise à identifier les écoles présentant peu de risque (aléa faible ou écoles très récentes) en utilisant les données disponibles pour les écoles du réseau public (primaire et secondaire). Ces données sont :

- Accélérations spectrales;
- Année de construction;
- Nombre d'élèves.

L'évaluation de niveau-N2 considère les écoles qui présentent un risque modéré ou élevé et utilise des données sur la catégorie d'emplacement (microzonage) et l'observation d'irrégularités géométriques en plan et en élévation, indicateurs d'irrégularités structurelles.

En dernier lieu, l'évaluation de niveau-N3 est une inspection visuelle permettant d'appliquer une méthode de pointage de type FEMA 154 (Karbassi ou Tisher) ou CNRC (NRC-92) dans le but de prioriser les bâtiments nécessitant une évaluation détaillée par analyse structurale.

Aux niveaux d'évaluation N1 et N2, les bâtiments sont assignés à l'un des quatre groupes de priorité suivants:

Groupe G4 : Écoles jugées à risque très faible et pouvant être « écartées » de la liste des priorités d'évaluation avant le passage au niveau N2.

Groupe G3 : Écoles jugées à priorité d'évaluation faible qui doivent passer par le niveau N2 pour déterminer si un passage au niveau N3 est nécessaire.

Groupe G2 : Écoles jugées à priorité d'évaluation modérée qui doivent aussi passer par le niveau N2 pour déterminer si un passage au niveau N3 est nécessaire.

Groupe G1 : Écoles jugées à priorité d'évaluation élevée et nécessitant une évaluation de niveau-N3 individuelle par inspection et éventuellement analyse structurale détaillée.

Les chapitres suivants décrivent les critères d'évaluation utilisés pour chacun des paramètres retenus aux niveaux N1 et N2. La validation du choix des paramètres et critères est présentée au Chapitre 6. Cette validation comprend l'inspection visuelle de 22 bâtiments scolaires de l'Île de Montréal et leur évaluation par trois méthodes de pointage distinctes. Par ailleurs, une campagne de mesures de vibrations ambiantes sur 17 bâtiments scolaires a permis de déterminer leurs caractéristiques dynamiques. Ces résultats, présentés aux Chapitres 7 et 8, sont utilisés pour valider la procédure d'évaluation à 3 niveaux via un modèle modal.

CHAPITRE 4

ÉVALUATION PRÉLIMINAIRE DE NIVEAU-N1

4.1 Introduction

À l'évaluation de niveau-N1, la taille de l'échantillon est à l'échelle de la province et on s'intéresse aux 2714 bâtiments scolaires publics de niveau primaire. Cette évaluation préliminaire vise d'abord à écarter les bâtiments présentant un risque sismique faible (groupe G4). Les pages qui suivent, présenteront les critères retenus pour départager les écoles entre les groupes.

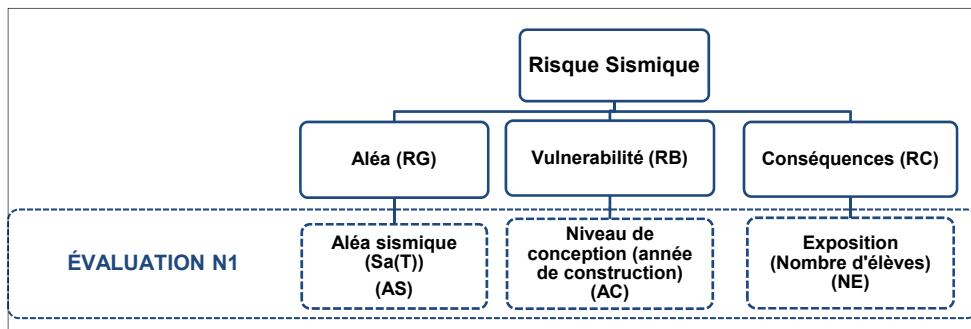


Figure 4.1 Évaluation préliminaire de niveau-N1

Tel qu'illustré à la figure 4.1, les informations de base qui servent au premier niveau d'évaluation (N1) doivent indiquer l'importance relative de chaque composante du risque sismique (R) : aléa (RG), vulnérabilité (RB) et conséquences (RC). Les trois paramètres sélectionnés pour cette première étape N1 doivent être facilement accessibles et suffisamment précis, idéalement directement disponibles dans la base de données du MÉLS, ce sont : (a) l'aléa sismique (AS), défini au Code National du Bâtiment par les valeurs d'accélération spectrale à 0,2s, $Sa(0,2s)$, à l'emplacement de chaque bâtiment, (b) l'année de construction (AC), indiquant le niveau de conception parasismique d'une structure et, (c) le nombre d'élèves (NE) traduisant les conséquences des dommages éventuels (Figure 4.1). Selon les valeurs des trois paramètres (AS, AC et NE) les bâtiments se verront classifiés dans

l'un ou l'autre groupe de priorité (groupes G1 à G4). L'attribution à ces groupes se fait en fonction de trois catégories de risque relatif (élevé, modéré et faible) définies pour chaque paramètre (AS, AC et NE) et décrites ci-après.

4.2 Critères pour le paramètre d'aléa sismique relatif (RG) :

4.2.1 Accélérations spectrales (AS)

Les données les plus récentes d'aléa sismique (AS) publiées par Ressources Naturelles Canada⁵ sont représentées sous forme d'un spectre d'aléa uniforme, à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, pour des coordonnées géographiques spécifiques (Heidebrecht, 2003). Cette représentation spectrale permet de mieux distinguer les effets sismiques sur les structures en fonction de leur période naturelle de vibration.

On rappelle ici que, selon le CNBC 2010, la force sismique équivalente agissant à la base d'un système de reprise des charges latérales est fonction de l'accélération spectrale à la période fondamentale du bâtiment, $S(T_a)$, et du poids total de l'immeuble W (NRC/IRC, 2010b), comme donné à l'équation (1.3).

La période fondamentale du bâtiment (T_a) peut être établie par l'analyse modale d'un modèle de la structure ou peut être estimée selon différentes équations proposées par le CNBC 2010 en fonction du système de résistance latéral. En général on peut estimer la période en fonction du type de la structure et de la hauteur (nombre d'étages) par les équations empiriques présentées comme suit :

⁵ <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca>

Acier :

$$Ta = 0,085 (H)^{3/4} \quad (4.1)$$

Béton :

$$Ta = 0,075 (H)^{3/4} \quad (4.2)$$

Autres :

$$Ta = 0,1 (N) \quad (4.3)$$

Contreventement :

$$Ta = 0,025 (H) \quad (4.4)$$

Mur de refend :

$$Ta = 0,05 (H)^{3/4} \quad (4.5)$$

Où,

H : la hauteur du bâtiment et,

N : le nombre d'étages.

Or, on sait que ces formules ne s'appliquent pas aux écoles et on pourrait s'attendre à des mesures des valeurs de périodes différentes.

D'après ces formules, le paramètre le plus pertinent pour la détermination de la période fondamentale d'une structure est la hauteur ou le nombre d'étages. Selon l'analyse statistique faite sur les écoles de l'Île de Montréal, la majorité (près de 87%) de celles-ci ont 3 étages ou moins. Le nombre d'étages a été déterminé au moyen de Google-Maps. La figure 4.2 donne la distribution des écoles selon le nombre d'étages. Il est à noter que seulement 1853 (68,49%) du nombre total des écoles ont servi à générer les proportions représentées, par observation sur Google-Maps :

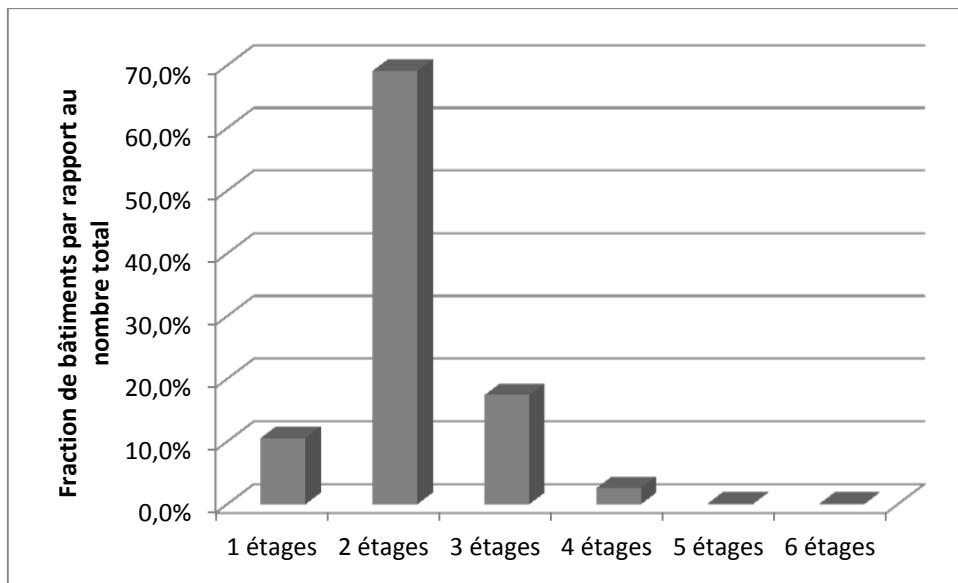


Figure 4.2 Distribution du nombre d'étages sur l'ensemble de la province

On peut estimer d'après l'équation 5.4 que la période fondamentale des bâtiments de 2 ou 3 étages est de l'ordre de 0,2s à 0,3s. Par conséquent, il est raisonnable de désigner la valeur de l'accélération spectrale à 0,2s, $Sa(0,2)$, comme mesure de l'aléa sismique des écoles d'une ville donnée.

À noter par ailleurs, l'accélération pour les périodes courtes (0,2s ou 0,5s) et l'accélération pour les longues périodes (1s) sont habituellement utilisées pour décrire la sévérité du mouvement du sol. Le rapport de ces deux accélérations spectrales permet de différencier le niveau de sismicité d'une ville à une autre (Heidebrecht, 2003). Alors que ce rapport varie de 2 à 3 pour l'Ouest du Canada, il est de l'ordre de 4 à 5 à dans l'Est. Le spectre d'accélérations a par conséquent une forme plus raide, donnant lieu à une conception des forces de cisaillement à la base plus importante en courtes qu'en longues périodes. Pour les villes du Québec où se situent les 2714 écoles sous étude, le rapport, calculé à partir des données de Ressources Naturelle Canada, varie selon le tableau 4.1 suivant :

Tableau 4.1 Variation du rapport des accélérations spectrales Sa(0.2) et Sa(1.0) des villes du Québec

Rapport Sa(0.2)/Sa(1.0)	Référence	Fractions
2	51	1.88%
3	563	20.74%
4	777	28.63%
5	1323	48.75%
Total	2714	100%

D'après ces chiffres, on peut lire que plus de $\frac{3}{4}$ des écoles (77.38%) ont un rapport de 4 à 5. Il est donc évident par cette donnée supplémentaire, que la valeur de l'accélération spectrale à 0,2s, Sa(0,2), est bien la mesure adéquate de l'aléa sismique des écoles sous étude.

4.2.2 Définition des niveaux d'aléa relatif

Étant donné le nombre important d'écoles dans la province, il y a lieu de considérer des niveaux d'aléa relatif au lieu des valeurs spécifiques d'accélération spectrale propre à chaque école. Ainsi, à l'instar de la méthode du FEMA, trois niveaux d'accélérations ont été considérés (faible, modéré et élevé) et ce, pour les accélérations spectrales à 0,2s, 0,5s et 1.0s conformément au modèle d'aléa sismique de la quatrième (4^{ème}) génération (CNBC, 2010).

Pour définir les limites entre les niveaux d'aléa faible, modéré et élevé, on a analysé la distribution de la population en fonction des accélérations spectrales des villes du Québec et la distribution des écoles en fonction des accélérations spectrales. Les données du recensement de l'année 2011 de Statistiques-Canada⁶ ont été utilisées (ISQ, 2011). Ci-après, la figure 4.4 présente la courbe cumulative du nombre total d'écoles et de villes en fonction des accélérations spectrales pour Sa(0,2). On remarque que près de 25% des écoles se situent dans une ville dont l'accélération spectrale à 0,2s (Sa(0,2)) est inférieure à 0,5g et que 95% des écoles se situent dans une ville dont l'accélération spectrale à 0,2s est inférieure à 0,65g.

⁶ http://www.stat.gouv.qc.ca/donstat/societe/demographie/dons_regnl/regional/index.htm

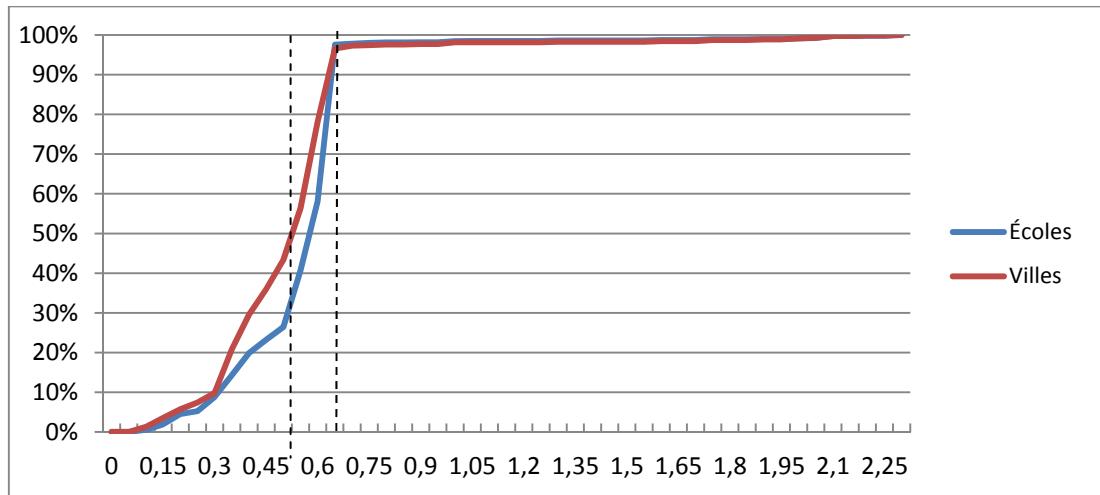


Figure 4.3 Fréquence cumulative du nombre total d'écoles et de villes en fonction des accélérations spectrales pour $Sa(0,2)$

Le tableau 4.2 suivant donne le récapitulatif des critères proposés pour délimiter les niveaux d'aléa faible, modéré et élevé pertinents pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des écoles du Québec.

Tableau 4.2 Niveaux d'alea sismique

Niveau d'aléa sismique	$Sa(0,2)$	$Sa(0,5)$	$Sa(1,0)$
Élevé	$Sa(0,2) \geq 0,65g$	$Sa(0,5) \geq 0,35g$	$Sa(1,0) \geq 0,20g$
Modéré	$\geq 0,50g$ $Sa(0,2) < 0,65g$	$\geq 0,25g$ $Sa(0,5) < 0,35g$	$\geq 0,10g$ $Sa(1,0) < 0,20g$
Faible	$Sa(0,2) < 0,50 g$	$Sa(0,5) < 0,25 g$	$Sa(1,0) < 0,10 g$

La figure 4.5 présente la distribution de la population en fonction des accélérations spectrales à 0,2s des villes du Québec (voir section 4.2.1). Près de 90 % des écoles sont exposées à un aléa modéré et seulement moins de 1% à un aléa élevé.

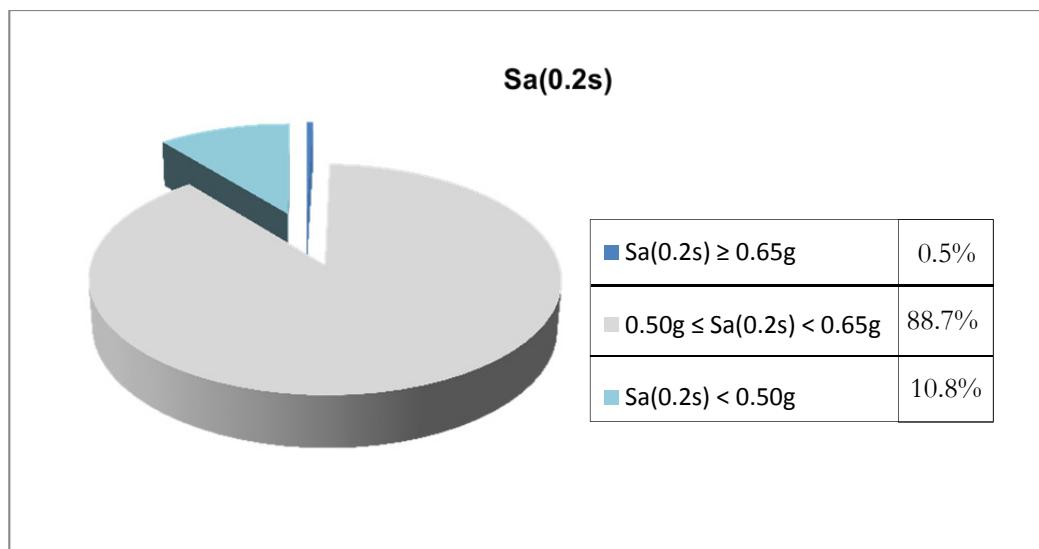


Figure 4.4 Distribution de la population en fonction des accélérations spectrales

4.3 Critères pour le paramètre de vulnérabilité relative du bâtiment (RB):

Bien que le SRFS soit un paramètre clé de la vulnérabilité sismique d'une structure, cette information n'est introduite qu'à la troisième phase (N3) de l'évaluation en raison de la nécessité d'une inspection et de l'étude des plans pour confirmer les caractéristiques structurales. L'année de construction (AC) étant un indicateur du niveau de conception sismique d'une structure ce paramètre a été choisi pour représenter la vulnérabilité de la structure au niveau-N1. Trois périodes de construction sont définies selon l'évolution des provisions sismiques du Code de Construction National (CSA, 2010; NRC/IRC, 2010a). La première année clé est 1970, année où on a introduit les premières cartes probabilistes d'aléa sismique ainsi que l'utilisation de la période de la structure dans le calcul de la force latérale sismique. La deuxième année clé est 1990, où on a introduit la notion de ductilité de la construction dans les études sismiques.

Par conséquent les trois périodes choisies pour représenter le niveau de risque associé à la vulnérabilité structurale sont :

Niveau Élevé : Avant 1970 (sans conception parafismique);

Niveau Modéré : 1970-1990 (conception parafismique faible);

Niveau Faible : après 1990 (conception parafismique modérée mais acceptable).

La distribution des écoles selon cette classification est donnée dans la figure 2.9. Plus de 83% des bâtiments scolaires sont construits avant 1970 et donc sans conception parafismique. Comme indiqué plus haut, le but de ces critères est d'écartier les écoles à faible risque.

4.4 Critères pour le paramètre conséquences (RC)

Comme on l'a vu plus haut, les conséquences représentent l'exposition en danger de la valeur vulnérable. Dans cette étude, ce sont les bâtiments qui sont exposés au danger face à l'aléa. Or, les séismes passés ont démontré qu'il y avait une corrélation nette entre les bâtiments détruits et les pertes en vies humaines. Dans la figure 4.5, une étude statistique donne le nombre de vies humaines perdues en fonction du nombre de bâtiment détruits (Coburn et Spence, 2002). Il y a une nette corrélation entre le nombre de bâtiments détruits et le nombre de vies humaines perdues en conséquence. Depuis la parution de cette étude, le séisme de Port au prince en Haïti en 2010, d'une magnitude de 7 à 7.3 sur l'échelle de Richter, a causé la mort d'environ 200 000 personnes et la destruction 'environ 10 000 bâtiments.

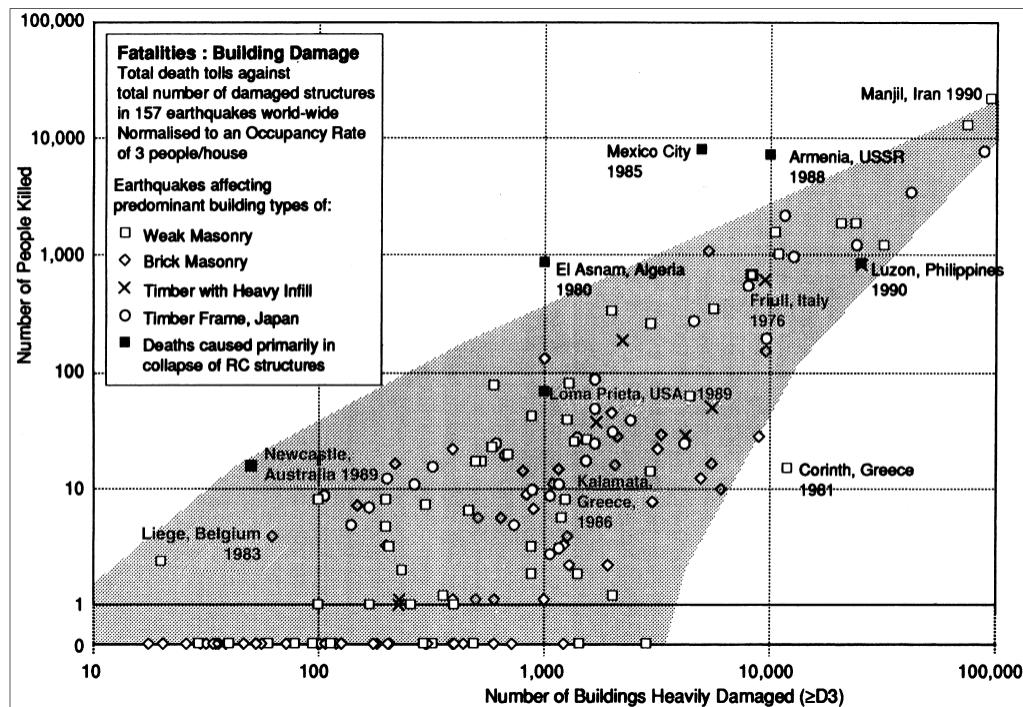


Figure 4.5 Nombre de vies humaines perdues en fonction du nombre de bâtiment détruits

Tirée de Coburn et Spence (2002, page 339)

La superficie d'un bâtiment et le nombre d'occupants sont des données pouvant être utilisés pour le paramètre représentant les conséquences (RC). Dans le contexte de la présente étude, le graphique de la figure 4.6 donne une corrélation d'un coefficient R de près de 0.78 entre la superficie des écoles et le nombre d'élèves.

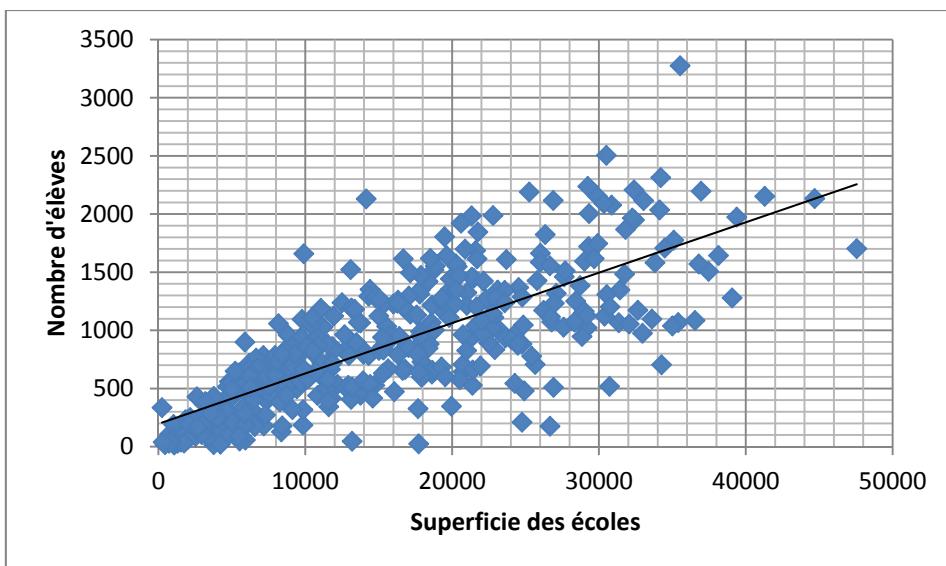


Figure 4.6 Corrélation superficies des écoles-nombre d’élèves

Le nombre d’élèves (NE) est donc pris comme paramètre clé pour prendre en compte la composante « conséquences (RC) » du risque sismique. Ainsi, 3 groupes de populations sont définis. Ces groupes sont déterminés en fonction de la récurrence du nombre d’élèves. Le graphique de la Figure 4.7 montre clairement trois (3) zones de concentration d’élèves (moins de 100, de 100 à 1000 et plus de 1000).

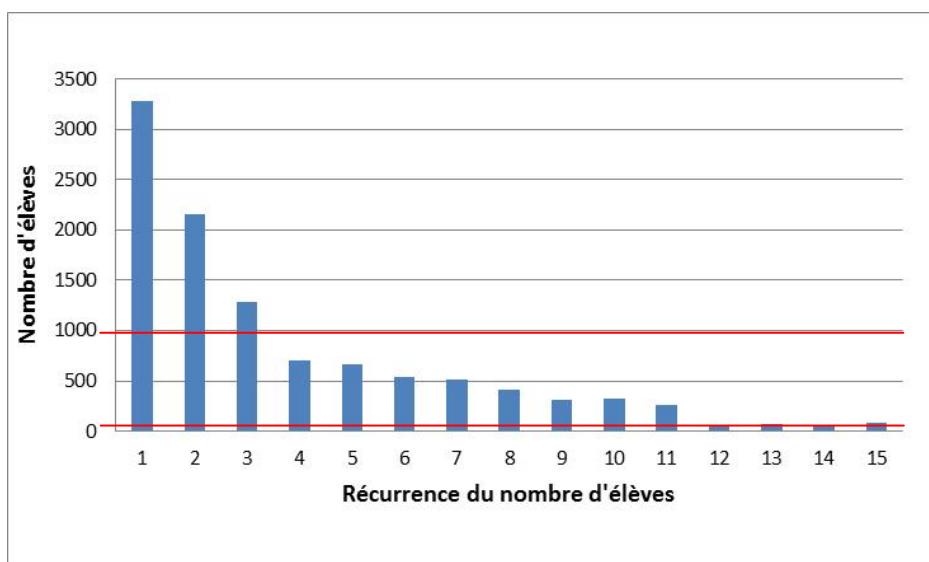


Figure 4.7 Distribution du nombre d’élèves

Il convient de noter également que selon le MELS les petites écoles de villages ont moins de 100 élèves, alors que les « grosses écoles » ont plus de 9600 m² (avec 10 m²/élève au secondaire et 8,5 m²/élève au primaire). Ces chiffres appuient le choix des critères limites entre l'exposition faible (NE ≤ 100), modérée (100 < NE ≤ 1000) et élevée (1000 < NE).

4.5 Représentation par logigramme de l'évaluation N1

La classification des écoles dans les quatre groupes de priorité est représentée sous forme de logigramme pour les trois niveaux d'aléa sismique relatif. En aléa faible, seuls les groupes G3 et G4 sont considérés alors qu'en aléa élevé la prépondérance est donnée aux groupes G1 et G2. Les bâtiments scolaires construits après 1990 sont systématiquement affectés au groupe G4 et sont donc écartés des évaluations suivantes. Les écoles construites avant 1970 et avec plus de 1000 élèves sont affectées au groupe G1 et feront l'objet de l'évaluation N3, laquelle nécessite une inspection et l'étude des plans structuraux. Les écoles restantes sont affectées aux groupes G2 ou G3 et feront l'objet d'une évaluation intermédiaire (niveau-N2).

La Figure 4.8 donne la procédure pour les écoles situées dans une zone d'aléa sismique faible ($Sa(0,2) < 0,50 \text{ g}$) avec la matrice logique ayant servi à la catégorisation des bâtiments scolaires. Seules les écoles plus anciennes (construites avant 1970) et de plus de 100 élèves sont assignées au groupe G3 à risque faible à modéré. Les autres sont assignées au groupe G4 à risque faible et en conséquence ne sont pas retenues pour le reste de la procédure d'évaluation de niveau intermédiaire N2 considérant l'effet d'amplification des sols et les irrégularités géométriques.

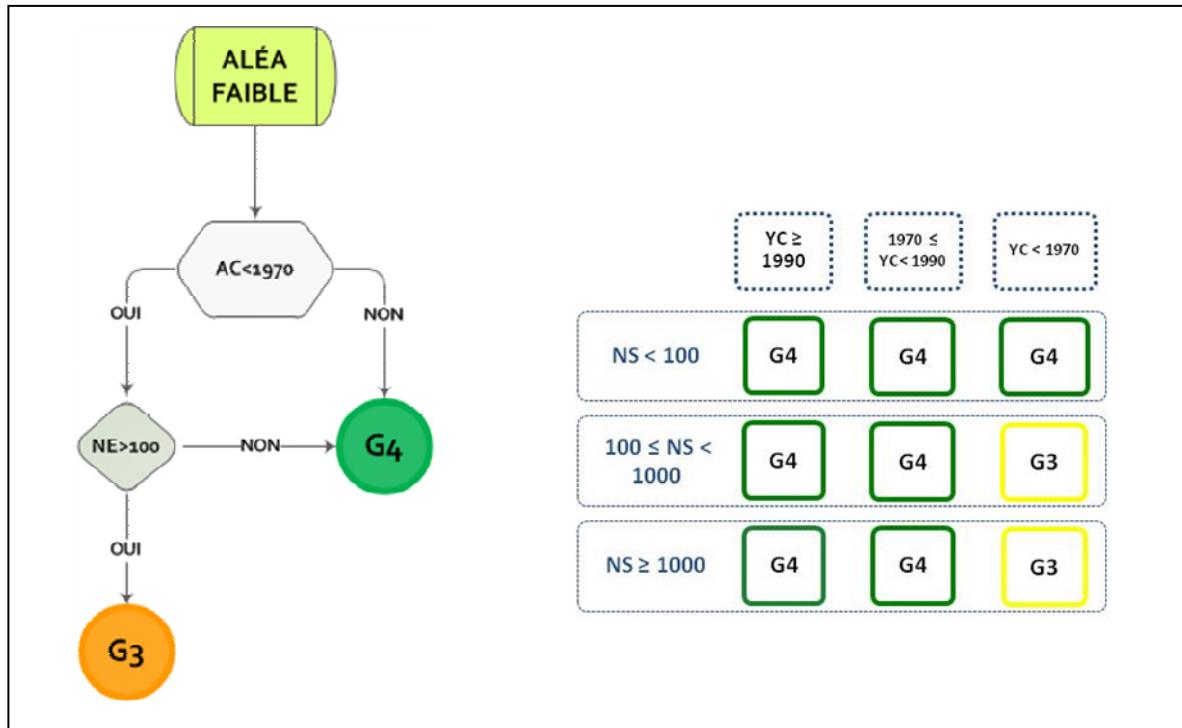


Figure 4.8 Procédure sous forme de logigramme,
aléa sismique faible ($Sa(0,2) < 0,50 \text{ g}$)

La Figure 4.9 donne la procédure pour les écoles situées dans une zone d'aléa sismique modéré ($0,50 \text{ g} \leq Sa(0,2) < 0,65 \text{ g}$). Les écoles récentes (construites après 1990) sont systématiquement assignées au groupe G4 à risque faible et en conséquence ne sont pas retenues pour le reste de la procédure d'évaluation. Les autres sont assignées aux groupes de priorité G1, G2 ou G3 et feront l'objet de l'évaluation de niveau intermédiaire N2. À noter que les écoles assignées au groupe G1 et qui devront éventuellement être l'objet d'une évaluation N3 (inspection) sont les grandes écoles accueillant plus de 1000 élèves et ayant été construites avant 1970.

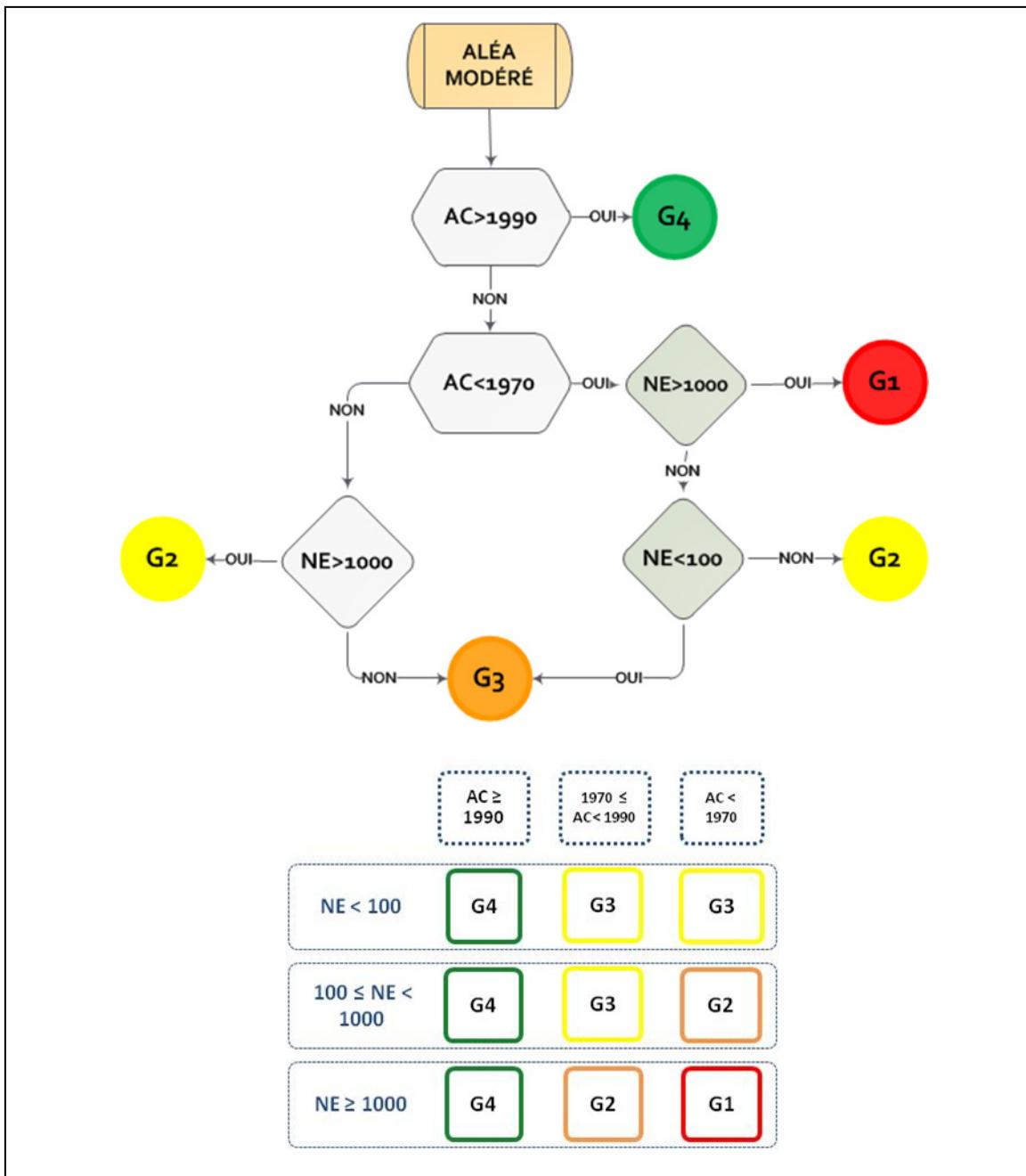


Figure 4.9 Procédure sous forme de logigramme,
aléa sismique modéré ($0,50g \leq Sa(0,2) < 0,65g$)

Dans la figure 4.10, on donne la procédure pour les écoles situées dans une zone d'aléa sismique élevé ($Sa(0,2) \geq 0,65g$). Avec le même principe, les écoles construites après 1990 sont assignées au groupe G4 et sont écartées de l'évaluation.

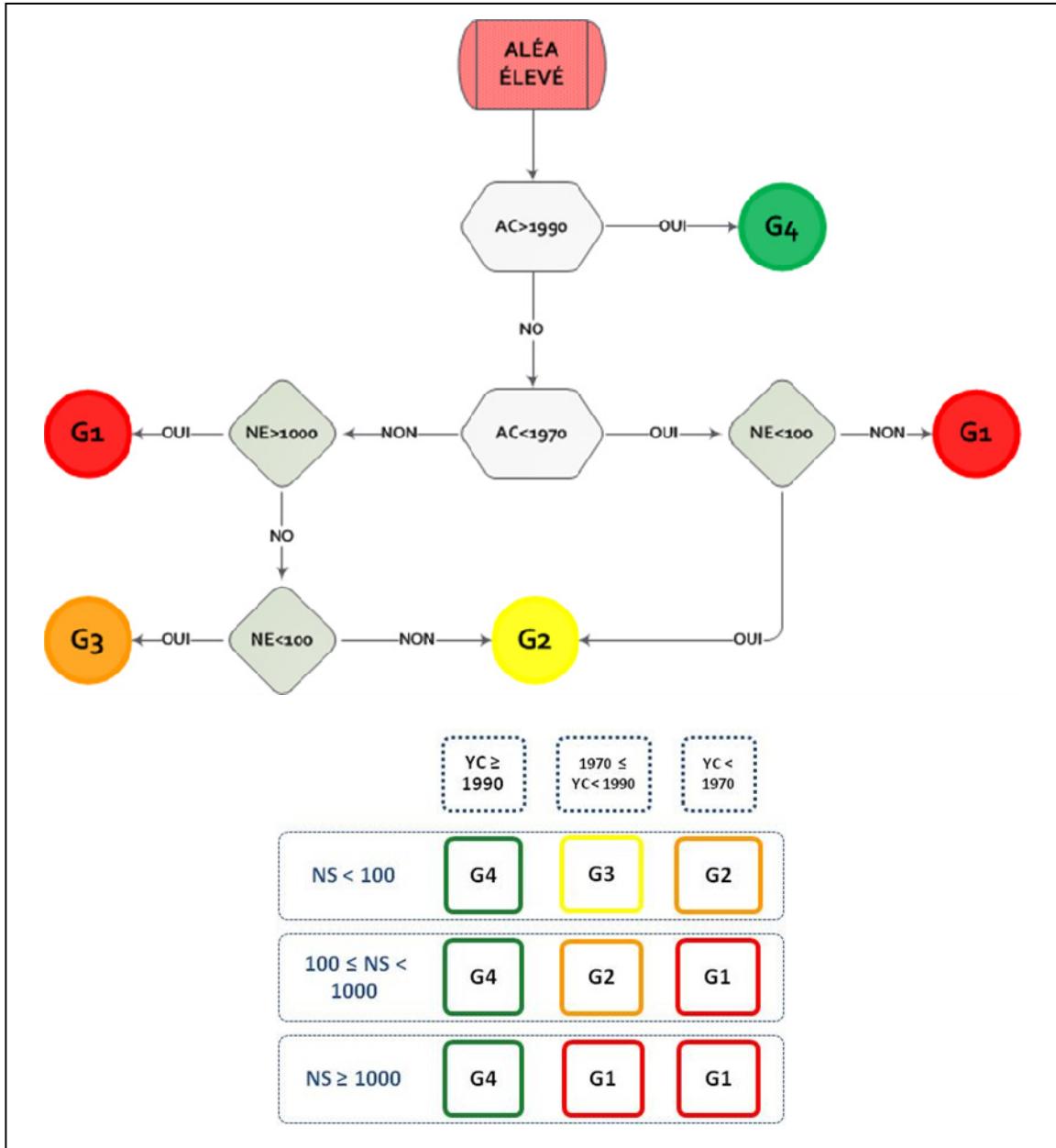


Figure 4.10 Procédure sous forme de logigramme,
aléa sismique élevé ($Sa(0,2) \geq 0,65g$)

4.6 Résultats de l'application de l'évaluation N1

Les résultats de la première étape d'évaluation sur l'ensemble des 2714 bâtiments scolaires sont regroupés dans les graphiques des figures 4.12, 4.13 et 4.14 qui suivent. Ils représentent

la distribution des écoles appartenant aux zones d'aléa faible, modéré et élevé tel que défini au Tableau 4.2.

Le Tableau 4.3, en bas, donne la proportion de bâtiments dans chaque catégorie de risque sismique relatif pour l'ensemble des 2714 bâtiments scolaires. En termes d'aléa sismique et d'exposition (AS et NE), la plupart des écoles pourraient être considérées comme étant à risque modéré, tandis qu'en terme de vulnérabilité (AC) un grand nombre d'écoles (83%) pourrait être considéré à risque élevé.

Tableau 4.3 Proportion des bâtiments dans chaque catégorie de risque sismique relatif

Risque Relatif	Aléa sismique (AS)	Année de construction (AC)	Nombre d'élèves (NE)
Élevé	2,7%	83,0%	5,8%
Modéré	72,3%	11,9%	73,9%
Faible	25,0%	5,1%	20,3%

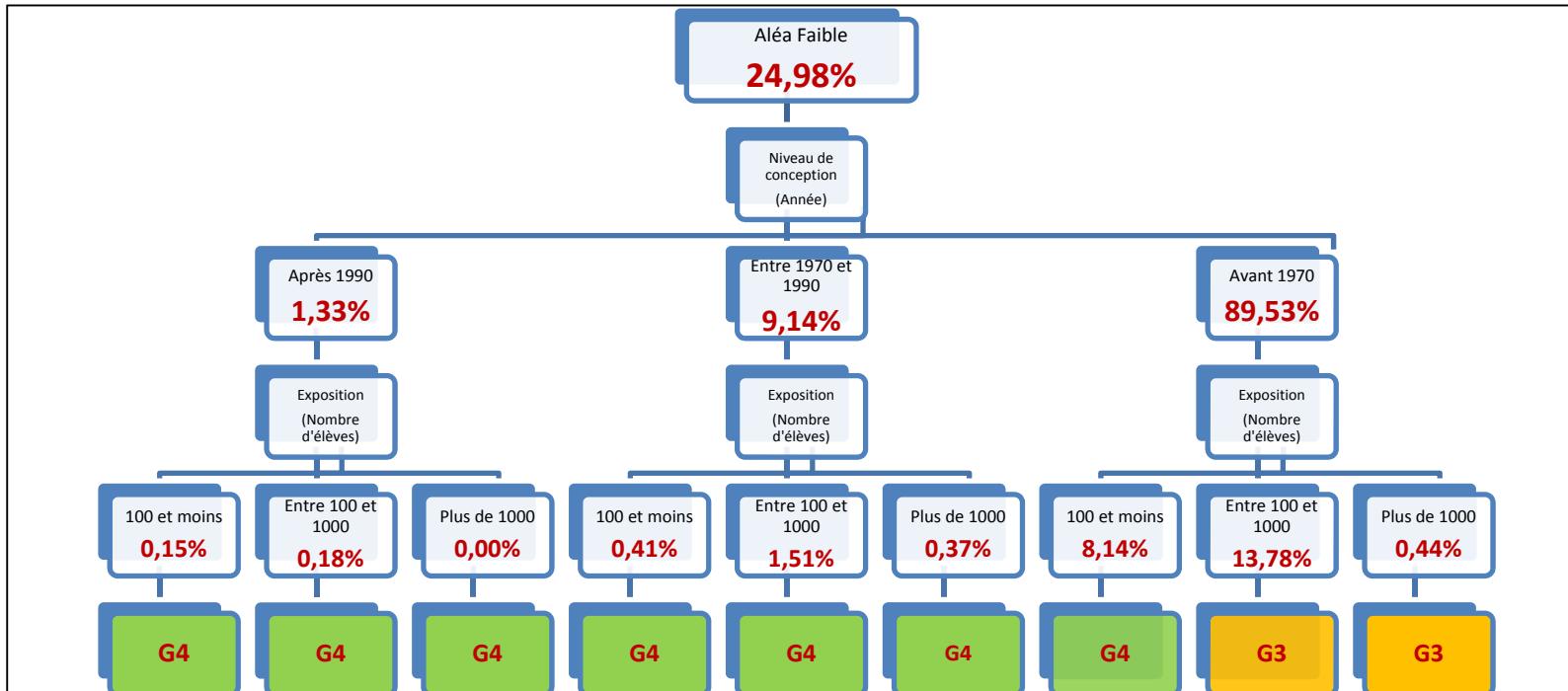


Figure 4.11 Groupement des écoles dans l'aléa faible de l'accélération spectrale à 0,2s

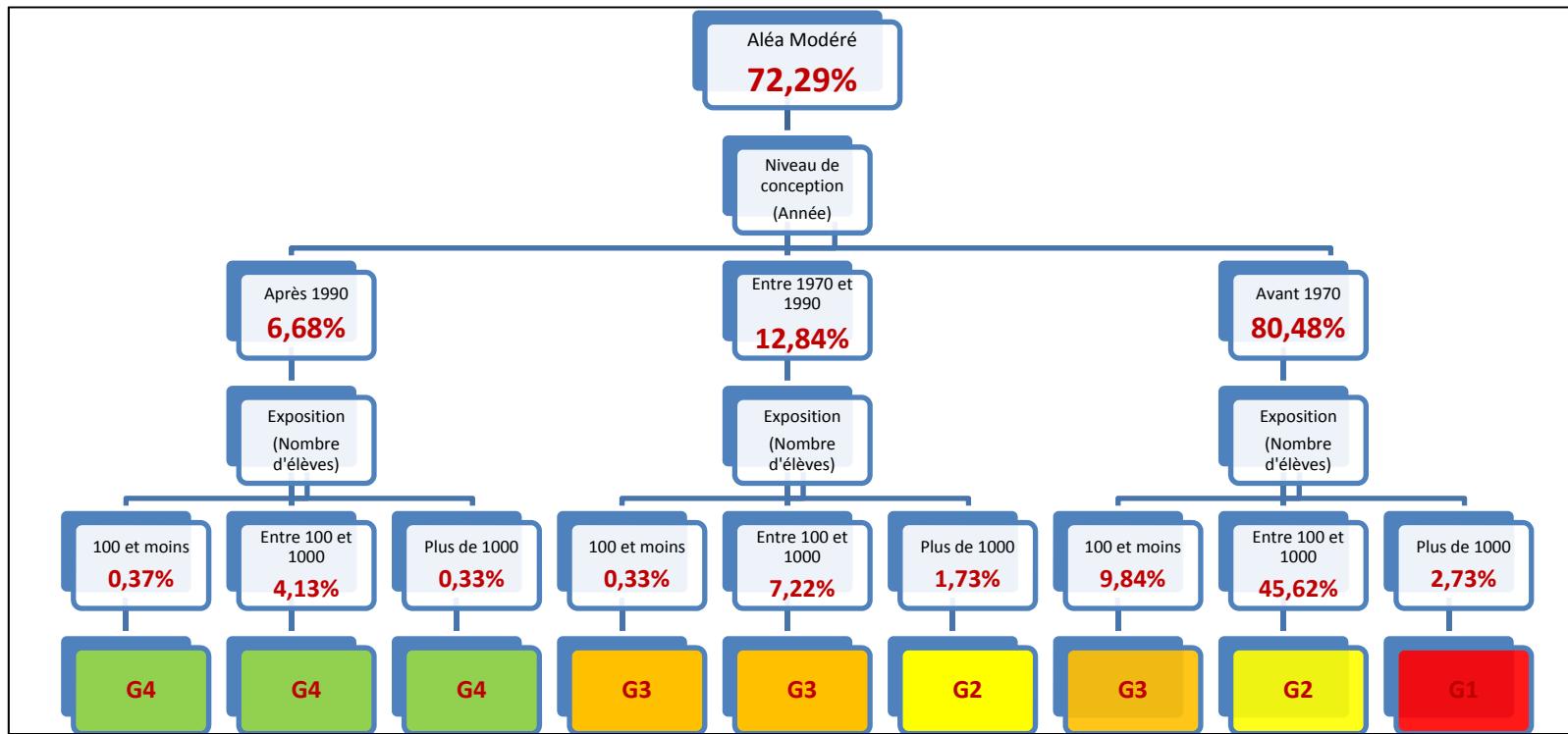


Figure 4.12 Groupement des écoles dans l'aléa modéré de l'accélération spectrale à 0,2s

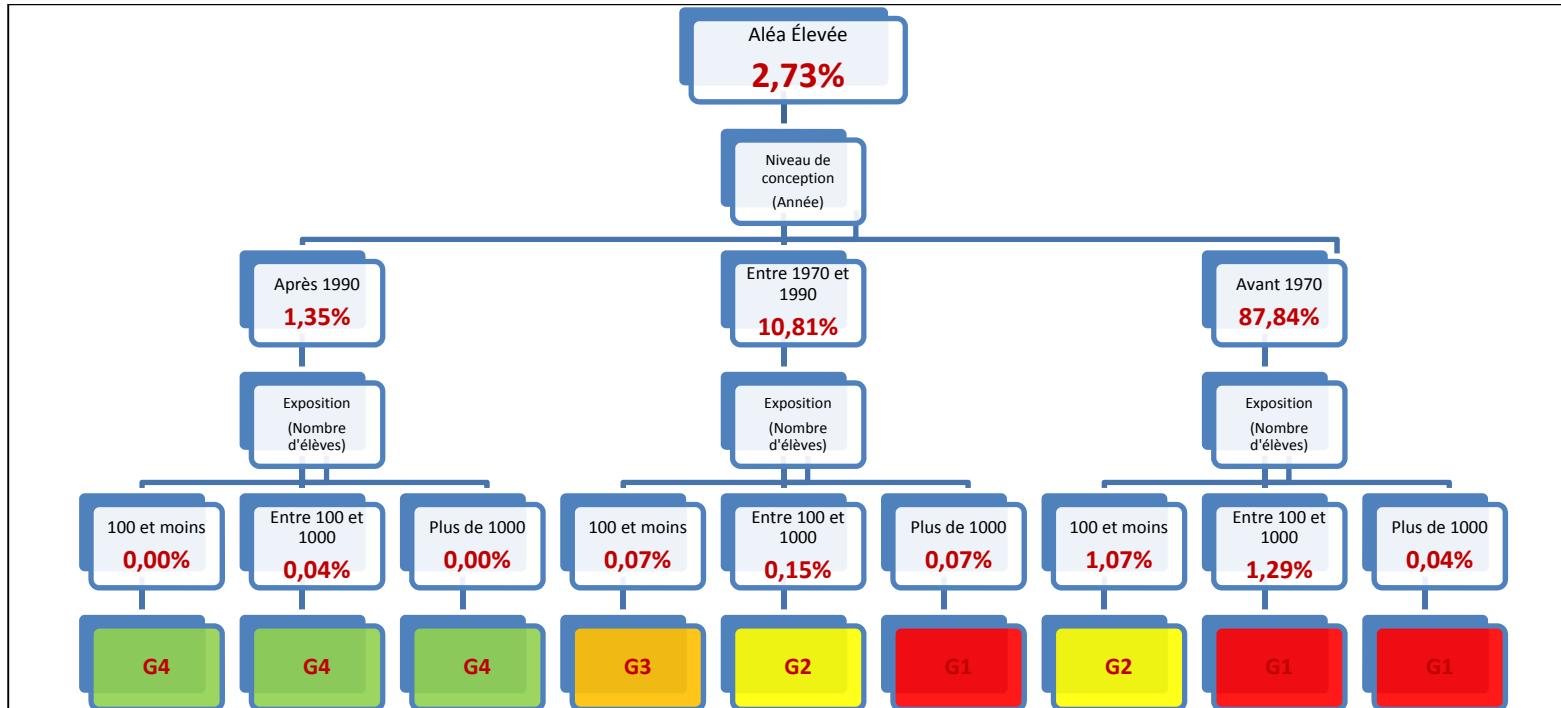


Figure 4.13 Groupement des écoles dans l'aléa élevé de l'accélération spectrale à 0,2s

En résumé, la classification sur la base de ces trois critères a donné les résultats regroupés dans le tableau 4.4 qui suit. Selon ce premier classement, 15,6% des écoles peuvent être considérées comme présentant un risque faible et 31,7% un risque faible à modéré. Afin de confirmer si les écoles des groupes G1, G2 et G3 doivent effectivement être considérées comme étant à risque modéré ou élevé, d'autres paramètres doivent être pris en considération comme illustré à la figure 4.1 : l'effet d'amplification des sites ainsi qu'une caractéristique structurale.

Tableau 4.4 Bilan des groupes

	Risque	Nombre d'écoles
G1	Élevé	4.12%
G2	Modéré à élevé	48.57%
G3	Faible à modéré	31.68%
G4	Faible	15.63%
Total		100%

4.7 Cartographie du risque sismique des écoles primaires

L'utilisation des outils de planification par systèmes d'information géographique (SIG) est de plus en plus grandissante. En effet, dans une étude d'évaluation de risque à grande échelle, ceux-ci permettent de mieux visualiser la situation globale en termes de risque, et par conséquent déterminer les zones à risque. Dans cette étude, l'objectif est de montrer de façon globale (que ce soit au niveau provincial ou local) la distribution géographique des écoles en fonction des paramètres-clé de l'étude.

Dans les pages qui suivent sont données, pour l'évaluation de niveau-N1, (i) la distribution des écoles en fonction de l'aléa sismique à la figure 4.14, (ii) la distribution des écoles en fonction de l'année de construction à la figure 4.15 et (iii) la distribution des écoles en fonction du nombre d'élèves à la figure 4.16.

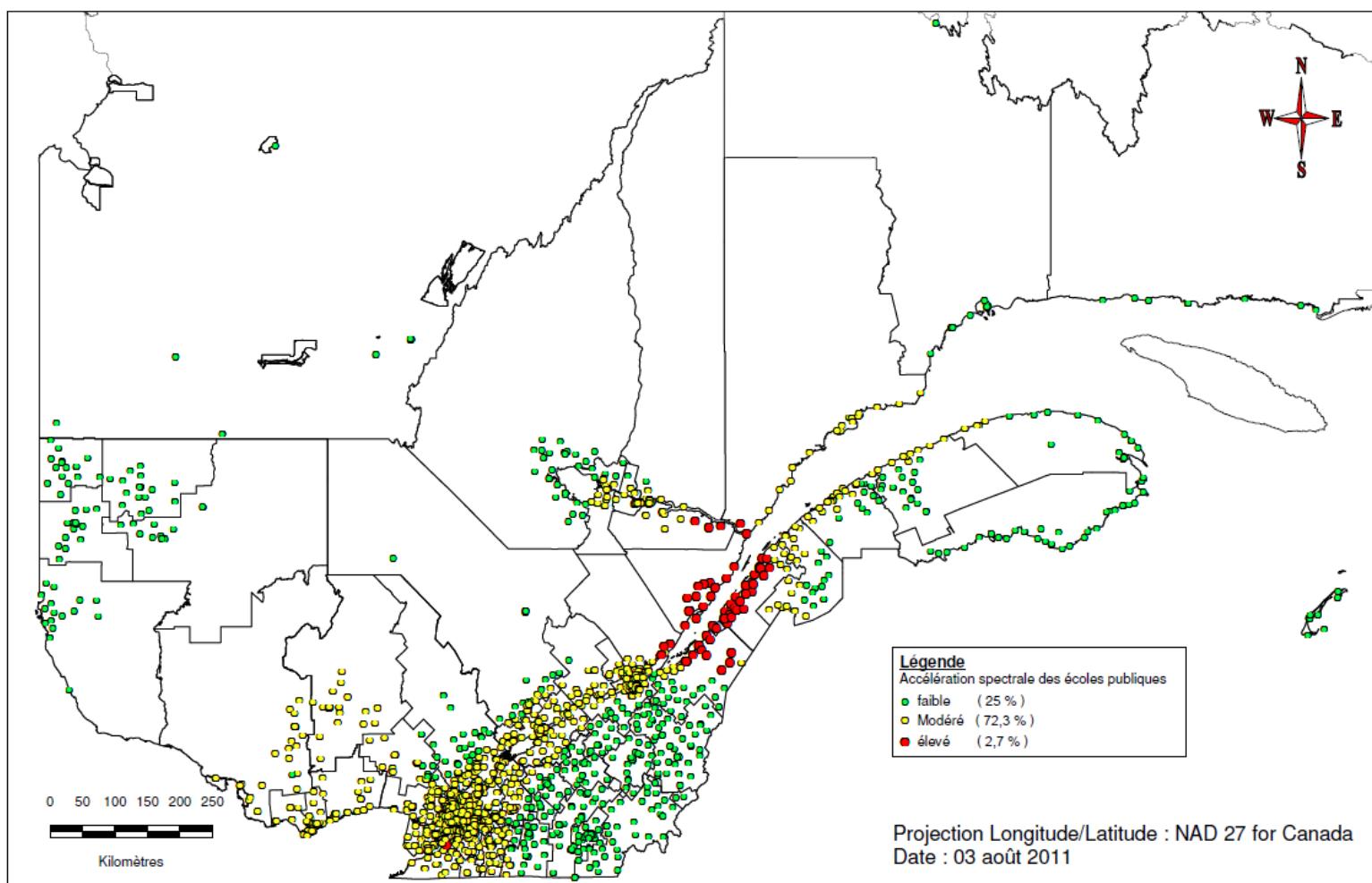


Figure 4.14 Répartition des écoles du réseau public selon l'aléa sismique $Sa(0,2s)$

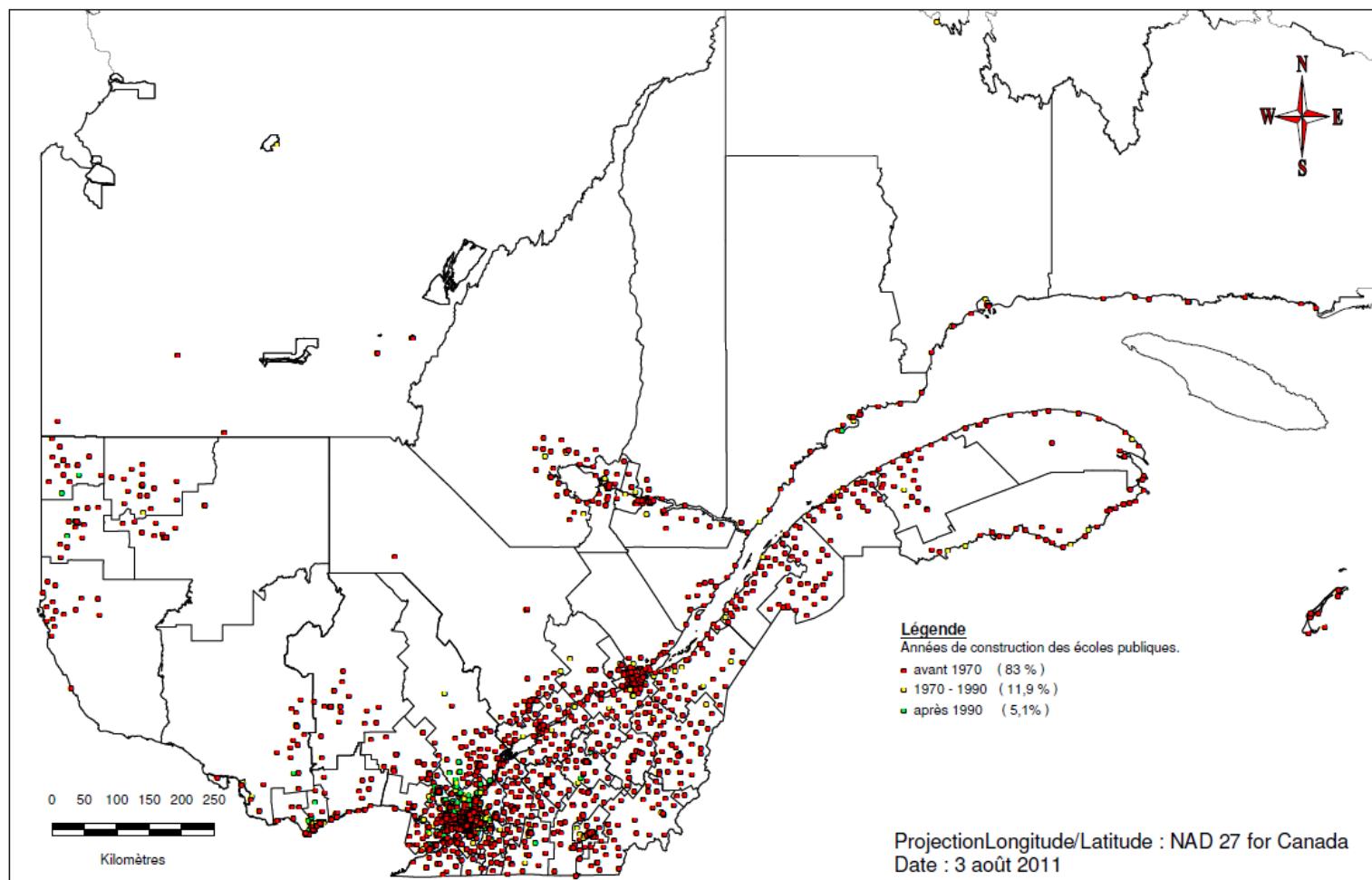


Figure 4.15 Répartition des écoles du réseau public selon l'année de construction

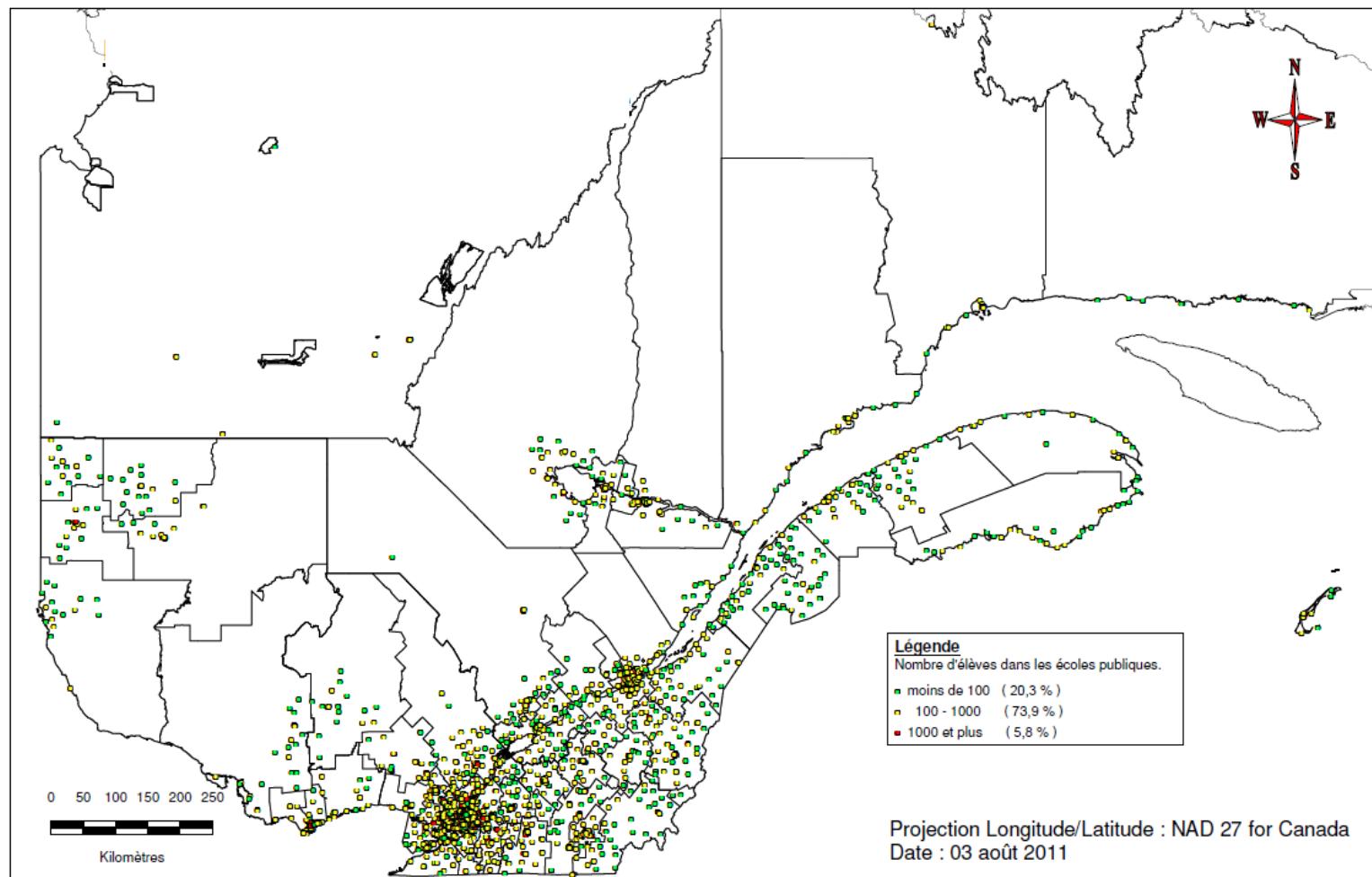


Figure 4.16 Répartition des écoles du réseau public selon le nombre d'élèves

CHAPITRE 5

ÉVALUATION INTERMÉDIAIRE DE NIVEAU-N2

5.1 Introduction

À cette étape d'évaluation intermédiaire, appliquée aux écoles d'une commission scolaire, on évalue les écoles qui n'ont pas fait l'objet de renvoi aux groupes G4 ou G1 à l'évaluation de niveau précédent (N1). Au niveau-N2, le paramètre utilisé pour préciser le risque sismique des écoles est d'abord la catégorie d'emplacement du site (telle que définie par le CNBC 2010, voir Section 1.4.4) précisant l'effet d'amplification dynamique du sol sur l'aléa sismique relatif (RG). De plus, la prise en compte de la géométrie en plan et en élévation permet de préciser la composante vulnérabilité du bâtiment (RB). La Figure 5.1 illustre le concept de l'évaluation de niveau-N2.

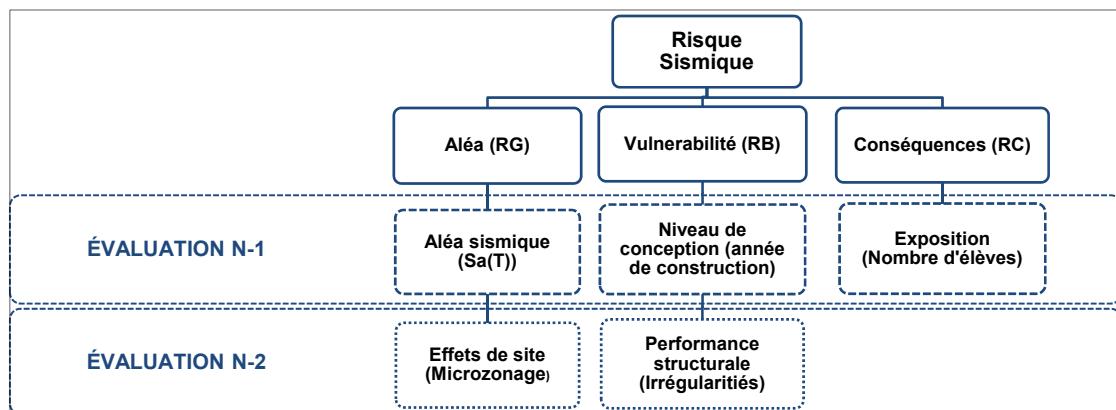


Figure 5.1 Évaluation préliminaire de niveau-N2 (écoles de G2 et G3 uniquement)

Dans ce chapitre, on traite : (i) comment ces paramètres influencent le risque sismique, (ii) la définition des critères qui permettront de relativiser le risque entre les écoles au sein d'une même commission scolaire, ainsi que (iii) les résultats obtenus au terme de cette deuxième étape d'évaluation du risque sismique.

5.2 Principes généraux

L'évaluation de niveau-N2 vise à raffiner le classement obtenu à l'issue de l'évaluation de niveau-N1 et à déterminer si des écoles des groupes de priorité G2 ou G3 doivent être assignées au groupe de priorité G1 ou même G4. Rappelons que les écoles assignées au groupe de priorité G1 sont celles devant passer en priorité au niveau d'évaluation suivant (N3) comportant une inspection visuelle. Une fois les écoles du groupe G1 inspectées, celles du groupe G2 pourront aussi faire l'objet d'une évaluation de niveau-N3 selon les ressources disponibles.

À cette deuxième étape d'évaluation, le type structural et le matériau de construction ne sont pas encore connus. On ne dispose que d'un nombre limité d'informations pour conduire cette étude. La base de données de Ressources Naturelles Canada (RNC) et Google Earth (visuel), ainsi que les cartes de microzonage constituent les principales sources de données. Par conséquent, les données disponibles pour un utilisateur sont donc :

- les informations de microzonage (effet de site);
- la forme géométrique en plan et en élévation (irrégularités géométriques).

À ce niveau, une inspection détaillée des écoles n'est pas nécessaire, à moins qu'une donnée technique n'apparaisse douteuse. Le groupe initial (G2 ou G3) peut ainsi être promu vers un groupe de priorité plus élevée (G2 ou G1) ou reclassé au groupe G3 à priorité plus faible.

5.3 Critères d'évaluation utilisés

5.3.1 Critères pour le paramètre d'aléa sismique (RG) :

Le phénomène d'amplification des ondes sismiques a été reconnu depuis longtemps (voir section 1.4.4). Au Canada, le CNB de la version 1995 prévoyait un coefficient de fondation qui variait de 1.0 à 2.0 et indépendant (i) de la période de la structure et, (ii) de l'intensité du mouvement de la roche de fond (l'accélération au roc). Le type et la profondeur de roche et de sol pour chaque catégorie de sol (au nombre de quatre) étaient définis de façon qualitative.

Les travaux de Borcherdt (2002) ainsi que d'autres chercheurs ont permis de quantifier les effets de conditions de sol sur la réponse sismique d'un emplacement (NRC/IRC, 2010b). Ces travaux ont mis en évidence les rapports de dépendance entre la période ainsi que les mouvements du sol et les effets de l'intensité du mouvement de la roche sous-jacente (Borcherdt, 2002). Le NEHRP a incorporé ces travaux dans les dispositions parasismiques en représentant les effets d'emplacement par deux coefficients traitant les courtes périodes et les longues périodes des réponses du sol. Ce sont ces coefficients, adaptés selon la géologie canadienne, qu'on retrouve dans les nouvelles dispositions parasismiques du CNB 2010. Au Québec, on dispose actuellement de cartes de microzonage sismique pour l'Île de Montréal (CSRN⁷), la ville de Québec (Leboeuf et al., 2011), et la région de Gatineau⁸. Ces cartes identifient les sites géotechniques selon les cinq catégories sismiques d'emplacement (A, B, C, D et E). Chaque catégorie est associée à des facteurs d'amplification définis dans le CNB 2010, en fonction des paramètres géotechniques de l'emplacement. La classe (F) n'est pas cartographiée puisqu'elle réfère à des sites plus complexes demandant une évaluation spécifique. La catégorie d'emplacement (C) constitue la référence (facteur d'amplification égal à 1) pour toutes les intensités du mouvement sismique. Ceci a comme effet de négliger la dé-amplification causée par les mouvements forts pour cette classe de sol due à l'effet de non-linéarité, ce qui est conservateur pour notre étude (Finn et Wightman, 2003). Lorsque les cartes de microzonage ne sont pas disponibles l'information reste accessible au moyen de rapports géotechniques ou autre. La figure 5.2 présente la carte de microzonage pour la ville de Montréal (Chouinard et Rosset, 2011). On a noté qu'aucune école ne se trouve sur une catégorie de sol (A), à l'emplacement du Mont-Royal (voir annexe 1).

⁷ CRSN : Canadian Seismic Research Network (<http://csrn.mcgill.ca/main.htm>)

⁸ <http://http-server.carleton.ca/~dariush/Microzonation/main.html>

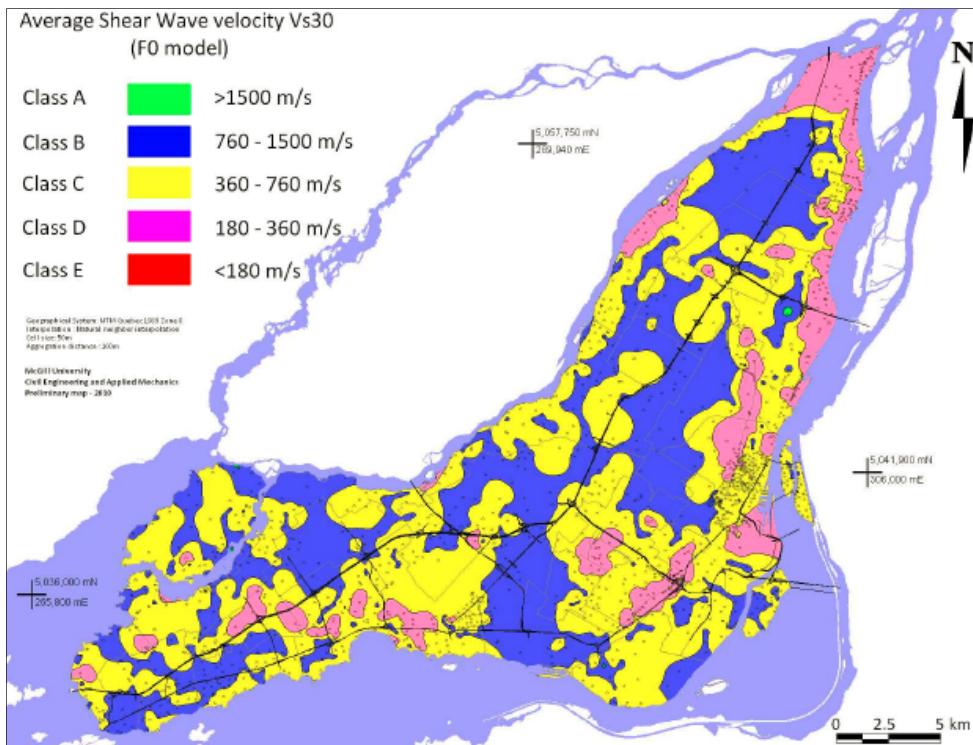


Figure 5.2 Carte de microzonage de l'Île de Montréal
Tirée de Chouinard et Rosset, 4^e symposium international IASPEI/IAEE (2011)

Ceci étant, lors de l'évaluation de niveau-N2, les effets d'amplification des sites de catégories D et E peuvent conduire à une reclassification dans un groupe de priorité plus élevée. Les sites de catégories A et B sont associés à de la roche fracturée ou saine et une dé-amplification se produit par rapport à la catégorie de référence C. L'évaluation de niveau-N2 reclasse ces bâtiments dans le groupe de priorité G3, sauf en cas d'irrégularités sévères en zone d'aléa sismique élevé.

5.3.2 Critères pour le paramètre de vulnérabilité du bâtiment (RB) :

Dans la revue de littérature on a montré que, de façon générale, les irrégularités en plan accentuent la réponse inélastique en torsion dans le cas où le bâtiment est de faible hauteur et que le mouvement est à haut contenu fréquentiel, ce qui est vrai pour la région du Québec. D'autre part, il existe aussi un risque de cognement en cas d'irrégularités verticales et horizontales de type géométriques dans le cas où deux immeubles seraient juxtaposés (voir

Figure 1.8). Dans la présente étude, on a choisi de prendre en considération les irrégularités géométriques en plan et en élévation, vu qu'elles sont des paramètres qui augmentent la vulnérabilité sismique des bâtiments, ce qui les désigne comme paramètres clé dans l'évaluation de niveau-N2. Ce choix est aussi motivé par le fait que la détermination des irrégularités géométriques ne demande pas de technicité spécifique ni de calculs poussés. En effet, en se servant uniquement de l'application (version gratuite) Google Earth®, on peut facilement avoir une estimation de l'importance des irrégularités.

5.3.2.1 Irrégularités verticales

Le CNBC (2010) suit la tendance générale des codes internationaux visant à définir des limites à respecter en cas d'irrégularités verticales. En effet, le tableau 4.1.8.6 de la partie quatre (4), réservée au calcul des structures, donne des limites permettant ou non de considérer les cinq (5) principaux types d'irrégularités verticales à savoir : irrégularité de la rigidité verticale, irrégularité du poids, irrégularité géométrique verticale, discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales et discontinuité de la résistance (étage faible). À cet effet, on peut lire que pour considérer un effet d'irrégularité de rigidité, de poids et de géométrie, on doit avoir 70%, 150% et 130% respectivement de différence entre le plancher considéré et celui adjacent en termes de rigidité, de poids et de dimension horizontale du SFRS. Or, ces limitations sont données à partir de jugements d'experts et sont donc sujettes à des révisions. Les mêmes dispositions sont données dans « Charges minimales de conception pour les bâtiments et autres structures » de l'American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI, 2010).

Vu leur architecture et leur usage, les bâtiments des écoles primaires présentent souvent des irrégularités verticales. Elles sont d'abord de type 3 (irrégularités géométriques verticales). Un autre type d'irrégularité verticale qui pourrait aussi survenir, même s'il est à un degré moindre, c'est le type 2, c'est-à-dire les irrégularités du poids. Ces dernières peuvent résulter du poids important de la machinerie, spécialement dans un pays tel que le Canada en raison de la nécessité d'installations de chauffage et de climatisation d'air de façon continue.

Elles peuvent aussi résulter du poids non négligeable des bibliothèques situées aux étages supérieurs.

Quant aux irrégularités de type 1 (irrégularité de la rigidité verticale), on peut considérer qu'elle n'a que peu d'effet par rapport aux autres, puisque les écoles ont très souvent la même architecture sur tous les étages des bâtiments correspondants. La figure 5.3 suivante schématise les trois types d'irrégularités verticales discutées dans ce paragraphe :

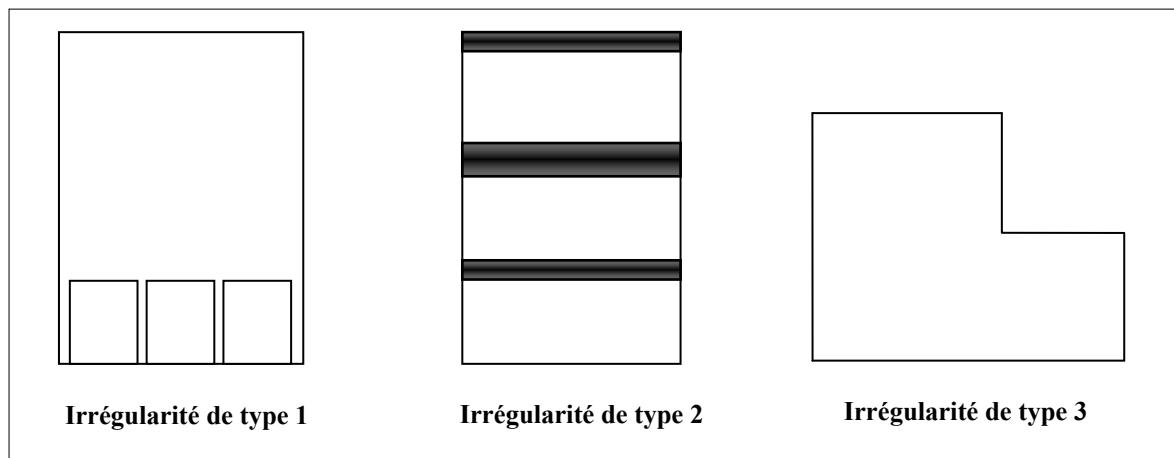


Figure 5.3 Types d'irrégularités verticales
Adaptée du CNB (2010)

Les irrégularités géométriques verticales sont considérées selon les limites du CNB 2010 (NRC-IRC 2010) pour les irrégularités de type « faible » et « modéré » quand la dimension horizontale de tout étage est de 30% inférieure ou supérieure à la dimension de l'étage adjacent, et la limite utilisée dans le projet de l'état d'Oregon pour l'irrégularité « sévère » (McConnell, 2007) c'est-à-dire, quand la dimension horizontale de tout étage est de 30% supérieure à la dimension de l'étage adjacent sur deux étages et plus. Dans le tableau 5.1, on résume les critères utilisés.

Tableau 5.1 Critères de vulnérabilité relative,
irrégularité géométrique verticale

Irrégularité	Taux
Sévère	$\geq 30\%$ sur 2 étages et plus
Modérée	$\geq 30\%$ sur 1 étage
Faible	$< 30\%$ sur 1 étage et plus

L'identification des irrégularités verticales peut se faire à partir de l'application Google® Earth. Dans la figure 5.4, on donne un exemple d'un bâtiment scolaire dont l'irrégularité géométrique verticale a été estimée à partir du tableau précédent.



Figure 5.4 Irrégularité géométrique verticale déterminée
à partir de Google® Earth

5.3.2.2 Irrégularités en plan

Selon l'ASCE/SEI-7-10 une irrégularité plane est présente dès qu'un côté en saillie dépasse de 15% la dimension principale dans une direction (ASCE/SEI, 2010). Tischer (2012) a utilisé un taux de 30% pour qualifier une irrégularité sévère. Ces deux valeurs sont utilisées

pour qualifier les irrégularités planes, faible, modérée et sévère, tel qu'illustré sur la figure 5.5.

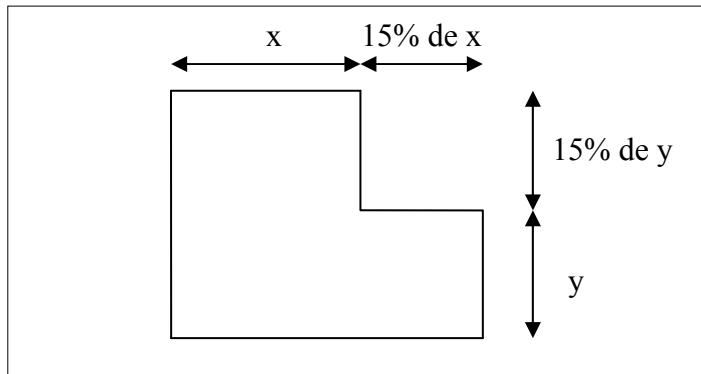


Figure 5.5 Irrégularités en plan
Adapté de ASCE/SEI-7-10 (2010)

Dans le tableau 5.2, on résume les valeurs utilisées pour la définition des critères de vulnérabilité relative du bâtiment (RB).

Tableau 5.2 Critères de vulnérabilité relative,
irrégularité géométrique en plan

Irrégularité	Taux
Sévère	>30% dans les 2 sens
Modérée	>30% dans 1 sens et >15% dans l'autre
Faible	>15% dans 1 seul sens

On a pu avoir une estimation des irrégularités planes en utilisant le logiciel ArcMap (ESRI, 2006). Cet outil a permis d'identifier rapidement la présence d'irrégularités géométriques plane et les qualifier et ce, pour 283 sur 425 bâtiments de l'île de Montréal. La base de données CANVEC donnant l'empreinte des bâtiments a été utilisée également. Conformément à la figure 5.7 ci-après, une corrélation est établie entre les critères qualifiant les irrégularités géométriques et le ratio de l'aire de l'empreinte du bâtiment et son aire enveloppe, définie via ArcGIS®.

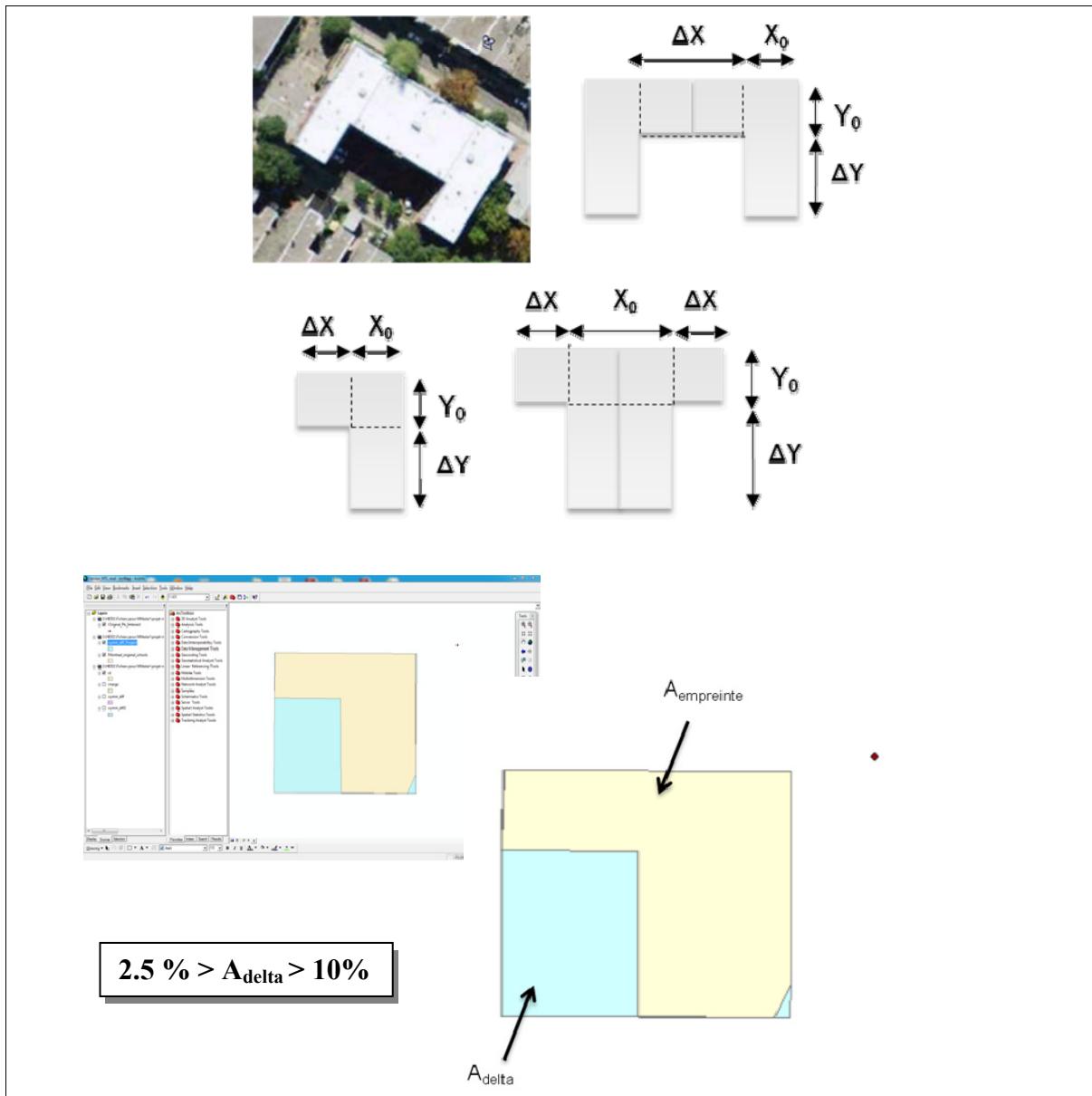


Figure 5.6 Principe de détermination des irrégularités géométriques en plan des écoles à l'île de Montréal, en utilisant ArcMap et la base de données CANVEC

La figure 5.8 donne les statistiques pour les critères d’irrégularité utilisées. On y voit bien les moyennes des valeurs de l’aire vide (A_{δ} définie dans la figure précédente), proches de 2,5% et 10%. Ces dernières valeurs sont le résultat de l’application des limites de 15 et 30% des côtés d’un rectangle définies dans le tableau 5.1.

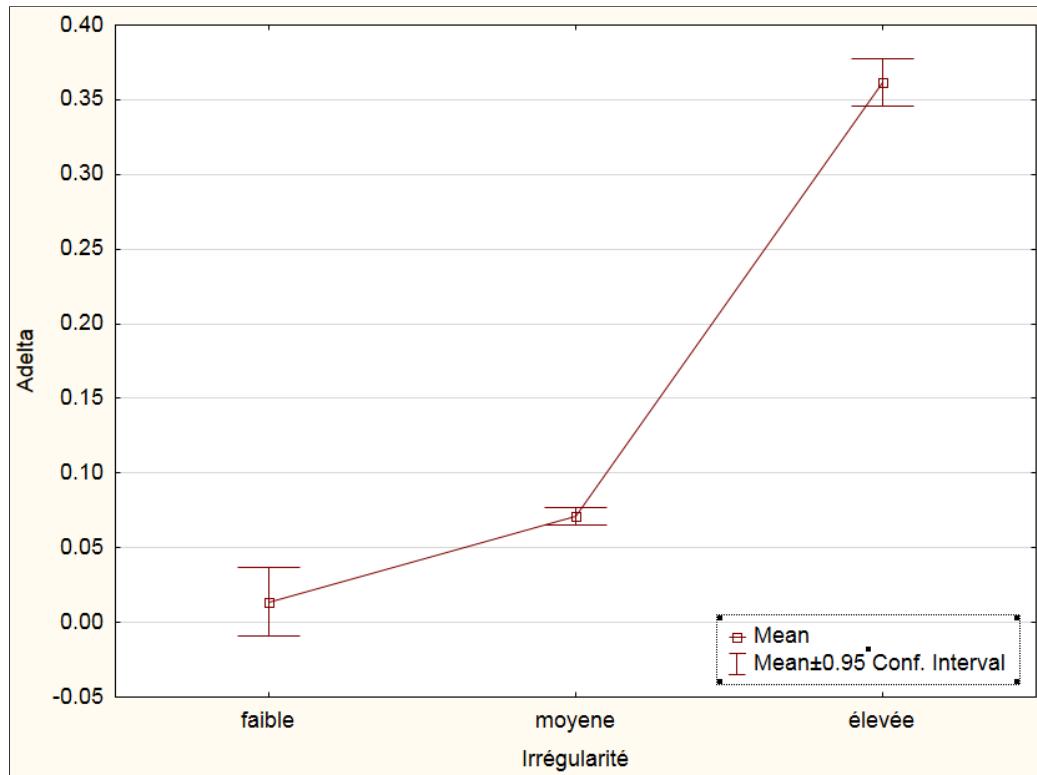


Figure 5.7 Limites d'irrégularités utilisées conformément au tableau 5.1

5.4 Matrice logique et définition des groupes de priorité pour l'évaluation N2

Sur la base de ces critères, l'assignation des groupes de priorité se fait avec une matrice logique pour chaque niveau d'aléa sismique. Ainsi le groupe de priorité issu de l'évaluation N1 est confirmé ou modifié en fonction de la catégorie d'emplacement (type de sol) et du degré de sévérité des irrégularités géométriques en plan ou en élévation.

Dans le tableau 5.3, on présente les critères ayant servi à la redéfinition des groupes issus du premier niveau d'évaluation. L'objectif est de décider si un bâtiment doit garder son appartenance aux groupes G2 ou G3, ou bien être promu à un groupe supérieur. L'effet des irrégularités verticales sévères est à considérer pour tout emplacement de catégorie C en présence d'irrégularité plane modérée ou sévère (en cas de sismicité modérée ou élevée). Dans ce cas, le bâtiment est reclassé dans un groupe de priorité plus élevée.

Les écoles sous aléa sismique faible et construites sur un sol de type E, sont promues des groupes G2 à G1 et de G3 à G2.

Tableau 5.3 Critères de classification du niveau-N2 selon la catégorie de site et les irrégularités géométriques

Catég. de sol	Aléa sismique faible $Sa(0,2) < 0,50 \text{ g}$			Aléa sismique modéré ou élevé $Sa(0,2s) \geq 0,50 \text{ g}$		
	Irrégularité faible	Irrégularité modérée	Irrégularité sévère	Irrégularité faible	Irrégularité modérée	Irrégularité sévère
A, B	G3	G3	G3	G3	G3	G2 ou G3
C	G3	G2 ou G3	G2 ou G3	G3	G2* ou G3*	G2* ou G3*
D	G2 ou G3	G2 ou G3	G2	G2	G2	G1
E	Promouvoir	Promouvoir	Promouvoir	G2	G1	G1

*Groupes promus en cas d'irrégularité verticale sévère.

5.5 Application de l'évaluation de niveau-N2

À cette phase d'évaluation, 283 des 425 bâtiments de l'Île-de-Montréal ont été étudiés en utilisant les données de microzonage sismique et de configuration géométrique en plan et en élévation. Les résultats obtenus sont plutôt cohérents avec ceux de la première étape. En effet, d'après la figure 5.9 issue des calculs, le nombre de bâtiments appartenant au groupe G1 a augmenté de 8% après la deuxième phase d'évaluation, passant de 10 à 35, dû en grande partie au critère de microzonage. Le nombre de bâtiments du groupe G2 a diminué de 86% à 74% : ce nombre demeure élevé mais il s'agit d'une approche conservatrice acceptable pour cette phase d'évaluation.

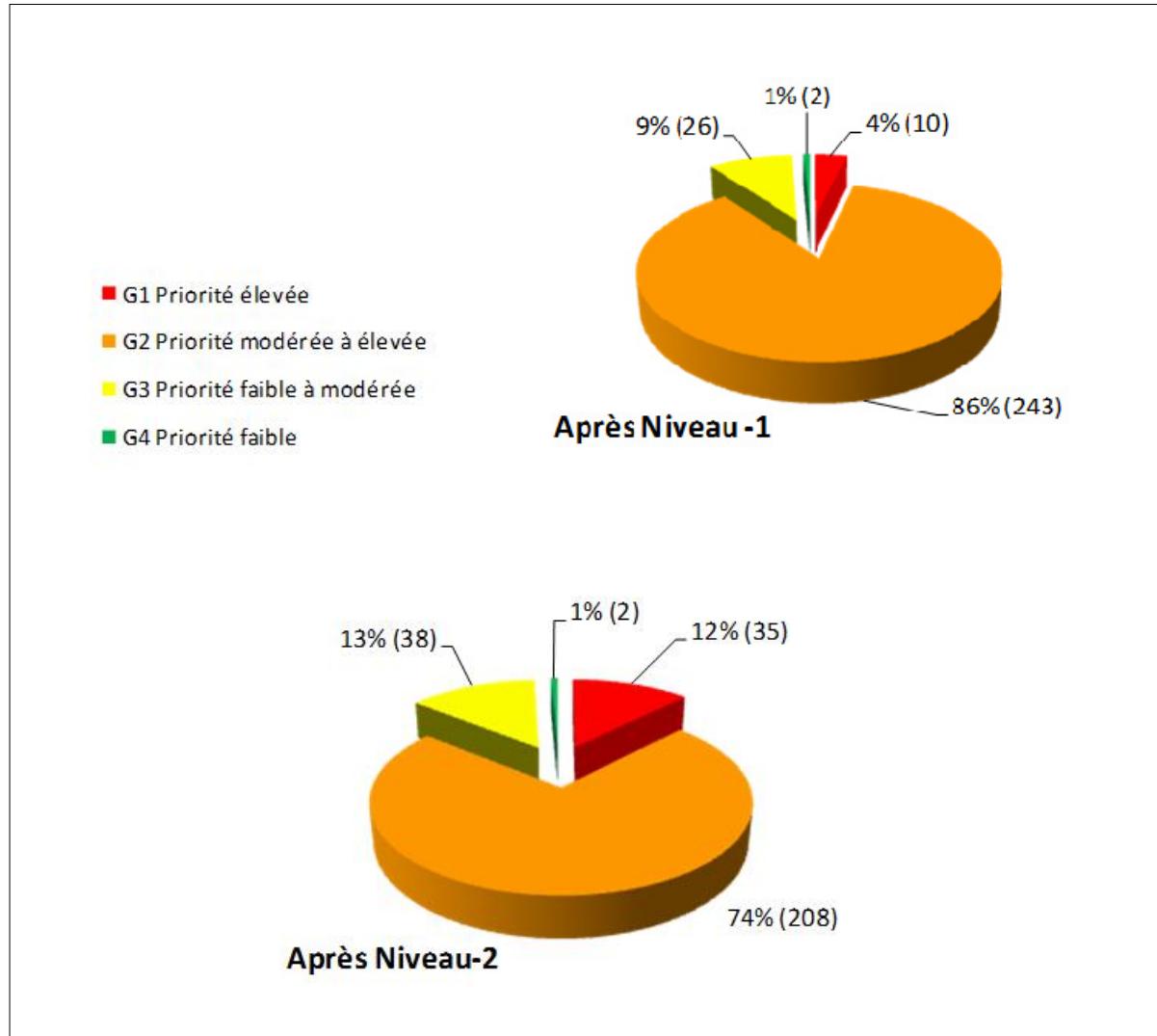


Figure 5.8 Résultats d'évaluation de niveaux N1 et N2 des bâtiments scolaires de l'Île-de-Montréal

CHAPITRE 6

VALIDATION DE L'ÉVALUATION N2 PAR L'APPLICATION DE MÉTHODES DE POINTAGES DE NIVEAU N3

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, le choix des critères de l'évaluation de niveau-N2 est validé par des inspections visuelles sur des bâtiments scolaires et l'application d'une évaluation de niveau-N3 avec 3 méthodes de pointage (voir Section 6.2.1).

Au total, 22 bâtiments scolaires du secteur primaire ont fait l'objet de visites d'inspection durant les étés 2011 et 2012. Les visites concernaient à la fois le système primaire (structural) et le système secondaire (non-structural). Le Tableau 6.1 donne la liste des écoles visitées. En annexe IV, on présente un exemplaire d'une fiche d'inspection à cet effet. L'ensemble des fiches est disponible dans un rapport établi à cet effet.

Par ailleurs, les résultats de la campagne de mesures de vibrations ambiantes ont permis de valider la pertinence du paramètre d'irrégularité géométrique pour l'évaluation N2. Ces résultats sont discutés aux deux (2) chapitres suivants.

Tableau 6.1 Listes des bâtiments scolaires visités

Identifiant	AC
1	1952
2	1968
3	1952
4	1960
5	1957
6	1970
7	1980
8	1978
9	1963
10	1954
11	1964
12	1957
13	1980
14	1995
15	1993
16	1909
17	1952
18	1963
19	1964
20	1951
21	1918
22	1914

6.2 Évaluation de niveau-N3 selon 3 méthodes de pointage

Afin de procéder à la validation de la procédure proposée, on a comparé le classement par priorité des 22 écoles ci-haut aux résultats de trois (3) autres méthodes de pointage de type N3. Il s'agit de la méthode Tischer (section 1.8), la méthode du NRC-92 (section 1.7.2)) et la méthode Karbassi (section 1.7.2). À cette fin, les indices des différentes méthodes ont été classés en 4 groupes de priorité selon les limites décrites au tableau 6.2. Étant donné que le but est de déterminer les bâtiments devant faire l'objet d'une évaluation détaillée, on a exclu les pointages négatifs inhérents aux méthodes Karbassi et Tischer. Ces pointages indiquent la probabilité de ruine de la structure évaluée selon ces deux méthodes. La limite supérieure de la méthode NRC-92 a été portée à 35 pour les groupes de priorité 1. Rappelons que le NRC-92 laisse à l'utilisateur le choix de fixer les limites de priorité selon le contexte d'application.

Tableau 6.2 Limites adoptées pour la définition des 4 groupes de priorité

Niveau-N2	NRC-92	Karbassi	Tischer
G1	>35	<=1,0	<=1,0
G2	de 20-35	1,1 - 2,0	1,1 – 2,0
G3	de 10-20	2,1 - 2,5	2,1 – 3,0
G4	<10	> 2,5	> 3,0

6.2.1 Résultats

Les résultats sont présentés au Tableau 6.3 ainsi que le classement obtenu suite à l'évaluation de niveau-N2 pour les 22 bâtiments scolaires de l'Île-de-Montréal.

Les méthodes de pointage donnent souvent des classements différents, car les paramètres influents ne sont pas les mêmes. L'année de construction a une influence prépondérante dans la méthode NRC-92, alors que les irrégularités structurales, le sol et type structural sont des paramètres influents dans les méthodes Karbassi et Tischer. Ainsi, il n'y a pas nécessairement de correspondance directe entre les valeurs des indices d'une méthode à l'autre et les critères d'interprétation varient. L'objectif de cette comparaison est donc de s'assurer que les groupes extrêmes (Groupes G1 et G4) sont cohérents avec les trois méthodes et que la répartition entre les groupes G2 et G3 est conservatrice au terme du classement préliminaire. Le code de couleur utilisé (voir Tableau 6.2) permet de comparer les classements relatifs. En général, les groupes de priorité du niveau-N2 sont cohérents ou conservateurs par rapport aux indices des méthodes de pointage. En effet, les bâtiments appartenant au groupe G1 se trouvent concentrés vers le haut du tableau pour les méthodes NRC-92 et Karbassi, et la plupart des bâtiments appartenant au groupe G4 se trouvent concentrés vers le bas de ce tableau. À noter, que dans la procédure proposée, les bâtiments construits après 1990 sont assignés directement au groupe G4 car considérés à risque faible. Dans les méthodes de pointage, l'inspection visuelle peut relever des détails résultant en un pointage correspondant à un groupe G2 ou G3.

Tableau 6.3 Classement prioritaire d'écoles selon les trois méthodes de pointage et le niveau-N2

École	AC	Type Structural*	NE	Type de sol	Irrég. Plane	Irrég. Verticale	Niveau-N2	NRC-92	Karbassi	Tischer
1	1952	OBM	450	D	Sévère	Sans	G1	G1 (46,5)	G1 (0,5)	G2 (1,0)
21	1918	BMR	188	C	Sévère	Sans	G2	G2 (35,6)	G3 (2,0)	G3 (2,6)
20	1951	OBM	187	C	Modérée	Sans	G2	G2 (35,6)	G4 (2,9)	G3 (2,9)
4	1960	OBM	250	D	Modérée	Modérée	G2	G1 (62,0)	G1 (0,6)	G3 (2,3)
16	1909	OBM	200	C	Modérée	Sans	G2	G3 (17,1)	G2 (1,3)	G3 (2,8)
3	1952	PPB	299	C	Sévère	Sans	G2	G2 (35,3)	G2 (1,0)	G1 (0,7)
2	1968	OBM	560	C	Sévère	Sans	G2	G2 (34,9)	G1 (0,9)	G1 (0,9)
7	1980	OBM	466	C	Modérée	Sévère	G2	G2 (34,9)	G1 (0,9)	G3 (2,1)
5	1957	PPB	442	C	Sévère	Sans	G2	G2 (21,8)	G2 (1,6)	G2 (1,7)
13	1980	MBC	560	D	Faible	Sans	G2	G2 (39,5)	G2 (1,6)	G2 (1,8)
19	1964	PPB	301	B	Modérée	Sévère	G3	G3 (13,3)	G3 (2,3)	G3 (2,3)
18	1963	OBM	237	B	Faible	Sans	G3	G2 (38,3)	G2 (1,2)	G4 (3,2)
17	1952	OBM	148	B	Faible	Sans	G3	G3 (17,6)	G3 (2,2)	G4 (3,3)
9	1963	OBM	600	B	Modérée	Faible	G3	G3 (16,0)	G2 (1,9)	G3 (2,8)
22	1914	OAM	295	C	Faible	Sans	G3	G2 (35,6)	G4 (2,9)	G4 (3,7)
10	1954	PPB	79	B	Faible	Sans	G3	G2 (35,6)	G2 (1,0)	G1 (0,8)
12	1957	BMR	427	B	Faible	Sans	G3	G4 (4,9)	G4 (2,6)	G4 (3,3)
11	1964	OBM	608	B	Faible	Sans	G3	G4 7,9)	G4 (2,6)	G4 (4,0)
6	1970	OBM	507	C	Modérée	Sans	G3	G2 (34,9)	G2 (1,6)	G1 (0,9)
8	1978	OBM	615	B	Faible	Sans	G3	G3 (10,2)	G3 (2,0)	G1 (0,9)
15	1993	OCA	313	B	Sévère	Modérée	G4	G4 (6,6)	G2 (1,3)	G3 (2,3)
14	1995	OCA	450	D	Sévère	Sans	G4	G4 (7,4)	G3 (2,1)	G3 (2,9)

*Type structural défini selon NRC/IRC (1992)

6.2.2 Analyse des classifications

Remarques générales

En comparant deux à deux les 4 méthodes, on constate que le classement par groupes de priorité à l'issue de l'évaluation N2 est en général conservateur par rapport aux autres méthodes de pointage. En effet, la méthode proposée (N2) classe par exemple 17 bâtiments scolaires sur 22 dans des groupes de priorité équivalents ou supérieurs (plus conservateurs) que la méthode NRC-92. Cette comparaison met en évidence que N2 est plus conservateur que NRC-92. Le tableau 6.4 donne la comparaison effectuée deux à deux et le résultat de comptage des fois, où les groupes de priorité sont équivalents ou supérieurs. Ce comptage est fait en se servant du tableau 6.3 précédent, ligne contre ligne à chaque fois pour chaque couple de méthodes.

Tableau 6.4 Conservatisme entre les 4 méthodes

	N2	NRC-92	Karbassi	Tischer
N2	-	17/22	13/22	15/22
NRC-92		-	16 /22	17/22
Karbassi			-	17/22
Tischer				-

Il en résulte finalement que, N2 est plus conservateur que NRC-92, Karbassi et Tischer à la fois. Alors que NRC-92 est plus conservateur que Karbassi et Tischer. Par contre, Karbassi est plus conservateur que Tischer.

Il est à noter que lorsque les composantes non structurales (CNS) sont prises en compte, le pointage peut indiquer une école plus vulnérable, comme c'est le cas de l'école no 6. Cette école est assignée aux groupes G2 ou G1 par les méthodes de pointage au lieu du groupe G3, prenant en compte les CNS.

La comparaison des pointages finaux donnés par les méthodes NRC-92, Karbassi ou Tischer doit donc être analysée plus en détail.

Remarques spécifiques aux écoles

- **Écoles appartenant aux groupes de priorité G1 :**

D'après le tableau de classement précédent, l'école 1 est la seule jugée appartenir au groupe de priorité G1. Elle a un indice de 0,5 selon la méthode Karbassi, indiquant une vulnérabilité élevée. Pour ce qui est de la méthode NRC-92, l'indice de vulnérabilité sismique est de 46,5. Ce pointage indique un bâtiment dont le niveau de conception sismique est non conforme et reflète un risque élevé. Quant à la méthode Tischer, l'école 1 est jugée appartenir au groupe G2, ce qui permet d'avancer que l'évaluation N2 est conservatrice dans ce cas. À noter que l'évaluation par la méthode NRC-92 donne un pointage plus élevé de 62,0 à l'école 4, essentiellement à cause des irrégularités verticales et de la détérioration qui n'est pas prise en compte dans la méthode proposée. La méthode Karbassi classe aussi cette école en G1 à cause des irrégularités en plan et le type de sol, mais elle est classée en G3 par la méthode Tischer. L'école 4 est assignée au groupe G2 avec une priorité d'inspection modérée à élevée, ceci permet donc de dire que l'évaluation N2 est en général acceptable.

- **Écoles appartenant aux groupes de priorité G4 :**

Les écoles 14 et 15 pour qui, l'année de construction est post-1990, se trouvent être classées selon le groupe G4 à l'issue de l'évaluation N2. D'après les résultats de la méthode NRC-92, ces 2 écoles appartiennent aussi aux groupes G4 avec les pointages inférieurs à 10 (6,6 et 7,4), ce qui les désigne comme des écoles à risque faible. Pour la méthode Karbassi, les résultats se ressemblent, néanmoins le type de sol conduit à une estimation plus défavorable pour l'école 14. Enfin, pour ce qui est de la méthode de Tischer, les résultats concordent puisque pour les deux écoles les pointages demeurent supérieurs à 2,0 soit une probabilité de ruine inférieure à 1%.

- **Écoles appartenant aux groupes de priorité G2 et G3 :**

Le classement obtenu par l'évaluation N2 repose principalement sur le type de sol et la présence d'irrégularité modérée ou sévère.

Les irrégularités selon la méthode Tischer sont plus sanctionnées que celles sous les méthodes Karbassi et NRC-92. Il existe trois intensités (sévère, modérée et non significative), pouvant résulter en un décalage du classement lorsqu'on tient compte que de ce seul facteur. Par ailleurs, la méthode Tischer permet d'évaluer les irrégularités en plan en rapport avec les asymétries liées aux murs de partitionnement. Par conséquent, les écoles présentant ces particularités peuvent avoir des rangs supérieurs par rapports aux autres méthodes (ex. École 10).

La méthode à 3 niveaux proposée permet, dans une certaine mesure, d'avoir des rangs en général semblables ou plus conservateurs aux autres méthodes de pointage.

Par ailleurs, l'analyse statistique des indices des 3 méthodes de pointage et de l'évaluation N2 montre que celle-ci est mieux corrélée avec la méthode NRC-92 avec un coefficient de corrélation totale de $R = 0,69$ ($R^2 = 47,82\%$), suggérant une relation modérément forte entre les deux méthodes. C'est la valeur la plus importante parmi les autres tel que présenté au tableau 6.4 (voir figure-A III-1).

Tableau 6.5 Tableau de corrélations entre trois méthodes de pointage et le niveau-N2

Corrélations	Niveau-N2	NRC-92	Karbassi	Tischer
Niveau-N2	1.000000	0.691897	0.245819	0.288863
NBC92	0.691897	1.000000	0.153101	0.379375
Karbassi	0.245819	0.153101	1.000000	0.011315
Tischer	0.288863	0.379375	0.011315	1.000000

À la lumière de ces résultats, on peut conclure que pour les cas extrêmes, c'est-à-dire pour les écoles appartenant aux groupes G1 et G4, on remarque que le niveau-N2 se rapproche plus

de la méthode NRC-92, alors que pour les groupes G2 et G3, la méthode proposée est plutôt du côté de la méthode Karbassi et Tisher.

6.2.3 Analyse des méthodes

Une analyse plus détaillée des 3 méthodes de pointage permet de faire certaines remarques sur la considération des irrégularités et le type de sol :

Les irrégularités dans le cas de la méthode Tisher sont de trois catégories (faible, modéré et sévère) et les pointages sont les mêmes pour les irrégularités verticales et horizontales, alors que pour la méthode Karbassi, les pointages sont différents. De plus, pour le cas « faible », le pointage est nul. Ce pourquoi, on peut avoir, pour un même bâtiment, deux pointages qui peuvent être très différents (allant jusqu'au double) en cas d'existence d'irrégularité faible (ex. Écoles 8 et 10). D'un autre côté, les pointages de base (BSH) sont différents dès le départ pour un même type structural.

L'effet de site est considéré de façon différente par les méthodes de pointage, ce qui augmente la disparité entre les pointages. En effet, pour la méthode NRC-92, il y a soit un facteur multiplicateur de 1 (post-1965) ou plus (pré-1965) pour le facteur B (voir équation 1.4). C'est-à-dire que, pour une école qui serait à risque dans les 2 autres méthodes de pointage pourrait se trouver dans un rang moins à risque pour cette méthode du fait de ce nombre multiplicateur B si l'école est post-1965.

Par ailleurs, l'étude statistique des corrélations totales des cinq paramètres fondamentaux (choisis pour la méthode proposée) avec les quatre méthodes a donné les résultats suivants (voir tableau 6.5) : (i) les paramètres « année de construction » et « type structural » sont les plus corrélés dans la méthode proposée avec $R=0,53$ et $R=0,55$ respectivement. Le paramètre « type structural » est aussi le plus corrélé dans la méthode NRC-92. Ce résultat confirme que l'année de construction peut être utilisée comme paramètre clé pour évaluer la vulnérabilité du bâti. Le paramètre « Irrégularités géométriques planes » est le plus corrélé

dans la méthode Tischer. Ce résultat était prévisible puisque cette méthode a considéré ce paramètre comme étant un paramètre clé. Quant à la méthode Karbassi, les corrélations sont les moindres mais quand même restent moyennes avec 0,23 et 0,25 pour l'année de construction et le type structural respectivement, malgré que cette méthode n'a pas été conçue spécialement pour les écoles (voir figure-A III-2).

Tableau 6.6 Tableau de corrélations entre les paramètres-clé et les trois méthodes de pointage ainsi que le niveau-N2

Corrélations	Année de construction	Type structural	Irrég. géom. planes	Irrég. Géom. Verticales	Type de sol
Niveau-N2	0.539180	0.555441	0.340213	0.219787	0.406094
NBC92	0.374519	0.452829	0.092723	-0.054196	0.104103
Karbassi	-0.236361	0.255363	-0.036565	0.052802	0.219755
Tischer	0.095058	-0.129248	0.442373	-0.028037	0.376989

En conclusion, malgré que la méthode de sélection proposée ne contienne que quelques paramètres, elle est pertinente. Le tableau 6.6 précédent montre que c'est cette méthode qui est la plus corrélée avec les paramètres « année de construction » et « type structural », paramètres clé de toute évaluation sismique. Il est à rappeler que cette méthode constitue seulement une étape de sélection qui se positionne en amont des procédures indicielles par visites (comme celles de NRC 92, Karbassi et Tischer) ou des analyses détaillées.

CHAPITRE 7

MESURES DE VIBRATIONS AMBIANTES

7.1 Introduction

La section 1.8 a introduit les mesures de vibrations ambiantes comme technique d'analyse des structures, dans le but d'extraire les caractéristiques dynamiques de ces dernières. Dans ce chapitre, seront présentés d'abord les sources de vibrations ambiantes, ensuite la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD), et enfin les résultats des mesures effectuées.

7.2 Origine des vibrations ambiantes

Les vibrations ambiantes sont une source d'excitation externe aux structures et sont de différentes natures (Bonnefoy-Claudet, Cotton et Bard, 2006). Elle peut avoir deux origines, naturelle, à basse fréquence, ou anthropique, à fréquence supérieure :

- la source naturelle, appelée communément « microséisme », dont les variations d'amplitude sont corrélées avec les conditions océaniques et atmosphériques de grande échelle;
- la source anthropique ou « microtremor », dont les variations journalières et hebdomadaires d'amplitude sont corrélées avec les activités humaines telles que le trafic et les machines. Ces vibrations d'origine anthropique sont rapidement atténuées.

La fréquence limite entre ces deux sources, naturelle et anthropique, est proche de 1 Hz, mais elle dépend de la composition géologique du site et des caractéristiques de l'activité humaine. Quant à la composition des ondes de vibrations ambiantes, les ondes de Rayleigh sont dominantes et peuvent même contenir des modes supérieurs, avec une proportion d'au moins 40% des ondes de Love. Cela dépend naturellement des conditions des sites et des propriétés de ces sources.

La figure 7.1 montre la distribution des probabilités d'occurrence des densités spectrales de puissances (DSP)⁹ du bruit de fond sismique en fonction des fréquences (McNamara et Buland, 2004). Ces DSP sont notées MLNM et sont générées selon le modèle de Peterson. Ce dernier a réalisé un raffinement du modèle existant, donnant les limites supérieures et inférieures du bruit de fond sismique; et ce, à partir d'enregistrements de 75 stations à travers le Globe (Peterson, 1993). Ces limites sont notées par les lettres capitales NLNM et NHNM dans la figure. Pour Peterson, les périodes des microséismes se situent dans la bande 0 à 20 sec. On remarque que (i) la densité spectrale de puissance décroît pour les hautes fréquences et (ii) le minimum des probabilités d'occurrence du modèle de Peterson mis à jour est plus important que ce qu'il a été dans les années 90s. Cela revient, toujours selon McNamara et Buland, à ce que les stations ayant servi à la réalisation de ces courbes il y a deux ou trois décennies, sont aujourd'hui entourées de zones urbaines à forte activité humaine.

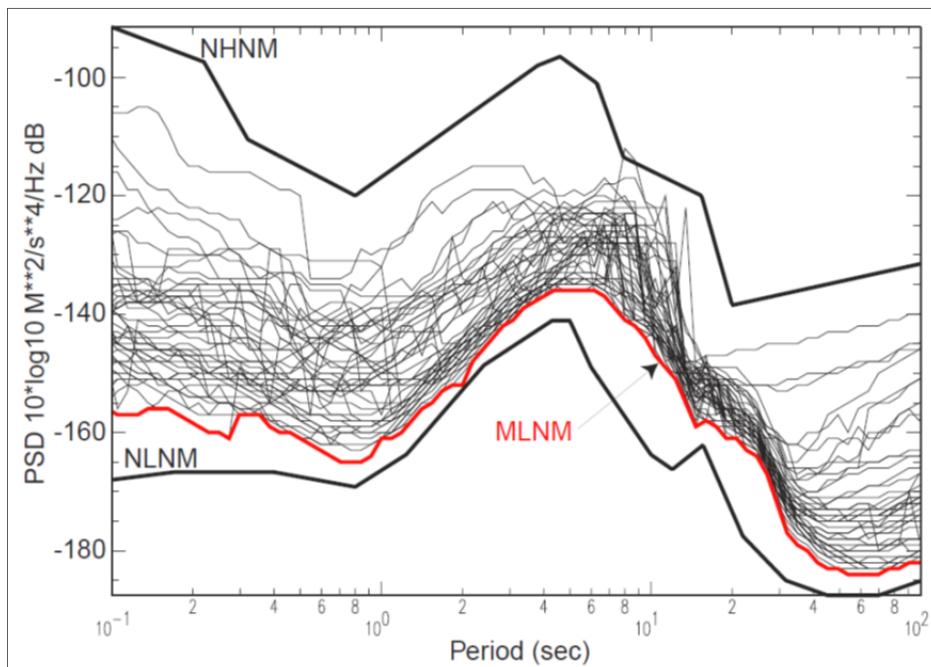


Figure 7.1 Densités spectrales de puissances (DSP) et les fréquences d'excitation
Tirée de McNamara et Buland, (2004, page 1526)

⁹ La densité spectrale de puissance (DSP) sert à représenter la puissance du signal en fonction de sa fréquence.

7.3 Bruit de fond sismique

Les vibrations ambiantes sont souvent appelées « bruit blanc ». Cette appellation est une approximation sur l'intensité de ce bruit dans le sens où elle est constante. Un bruit blanc est, par définition, un processus aléatoire et stationnaire à densité spectrale de puissance (DSP) constante. La propriété de stationnarité du signal présuppose, de point de vue statistique, que l'espérance mathématique est indépendante du temps. Si cette hypothèse est vérifiée, alors on peut aussi supposer que le processus est ergodique, c'est-à-dire que les moyennes temporelles ne diffèrent guère des moyennes d'ensemble du signal. La distribution de l'amplitude du bruit blanc est supposée suivre une loi Gaussienne. Or, supposer un signal comme étant un bruit blanc, revient à dire que la covariance est nulle et que la variance du signal serait infinie, ce qui n'est vérifiable qu'en théorie. Le bruit blanc n'est valable donc que pour une bande de fréquence qui, dans le cas de bâtiments, se situe habituellement entre 1 et 20Hz avec une amplitude en vitesse allant de 10^{-5} à 10^{-4} m/s (Hans et al., 2005). Afin de mener convenablement des mesures par vibrations ambiantes, le spectre d'énergie du bruit blanc doit être à large-bande et lisse afin que l'énergie spectrale soit constante et n'ayant pas des pôles dans la bande des fréquences d'intérêt.

Les figures 7.2 et 7.3 montrent un exemple d'enregistrement de bruit de fond sismique, réalisé dans le cadre de la présente étude. Ce bruit blanc est presque parfaitement stationnaire en temps, en revanche, sa densité spectrale de puissance n'a pas un aspect plat, ce qui confirme que l'hypothèse de bruit de fond plat n'est pas toujours vérifiée en pratique.

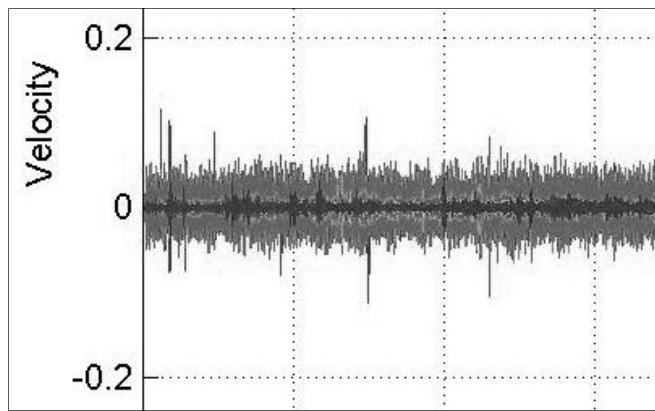


Figure 7.2 Enregistrement en temps d'un bruit de fond sismique à caractère stationnaire d'un bâtiment scolaire à Montréal

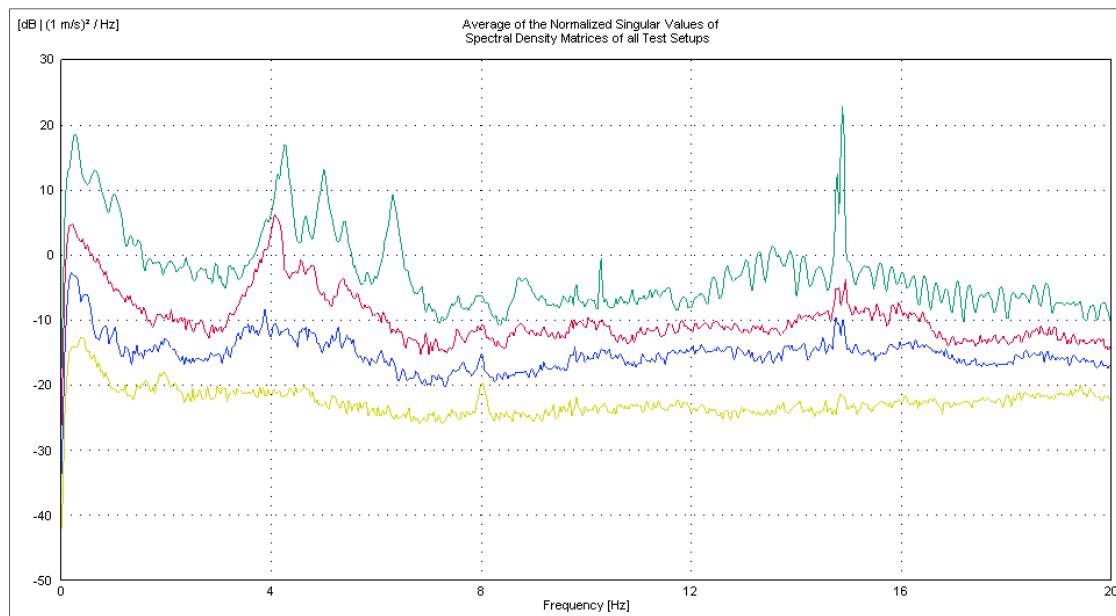


Figure 7.3 Densité spectrale de puissance d'un enregistrement en temps d'un bruit de fond sismique. Bâtiment scolaire à Montréal

7.4 Contexte théorique de l'analyse modale opérationnelle (AMO)

Le théorème spectral permet l'analyse modale qui fournit une réponse à une excitation, sous forme d'un ensemble linéaire des contributions des réponses particulières, expliquant le comportement dynamique de la structure étudiée. Les paramètres modaux sont souvent

estimés à partir de mesures obtenues sous formes de données discrètes dans deux domaines essentiels : domaine du temps et domaine des fréquences. Parmi ces mesures, on a les fonctions de réponse impulsionales (FRI) et les fonctions de réponse en fréquence (FRF). Les FRI sont relatives aux algorithmes dans le domaine du temps et l'analyse est souvent du type sous-espaces stochastiques (SSI : Stochastic Subspace Identification). Les FRF quant à elles reviennent souvent aux algorithmes dans le domaine des fréquences avec des analyses du type décomposition dans le domaine des fréquences (DDF).

Basé sur les méthodes de traitement de signal (empruntées au génie électrique) et faisant partie des méthodes non paramétriques, la DDF est une méthode puissante. Son principe repose sur la décomposition des matrices de densités spectrales de puissances, le résultat final étant un ensemble de degrés de libertés particuliers pour tout le problème.

7.4.1 **Approche classique de la DDF**

Cette technique se base sur le fait que les fréquences modales sont obtenues directement aux sommets de la courbe de la densité spectrale de puissance (DSP) après transformation du signal enregistré $y(t)$, dans le domaine fréquentiel. Les modes correspondants sont contenus dans les colonnes de la matrice des densités spectrales de puissances relatives aux amortissements des fréquences en question.

Puisque le signal d'enregistrement d'un processus aléatoire stationnaire est de durée déterminée, alors la transformée de Fourier du signal $y(t)$ est discrète et s'écrit dans ce cas comme suit (Bendat et Piersol, 1993):

$$Y_T(f) = Y(f, T) = \int_0^T y(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (7.1)$$

Où $Y(f, T)$ est un signal aléatoire stationnaire de durée déterminée et le terme à droite de l'équation est la transformée de Fourier.

La densité spectrale de puissance $G_{yy}(f)$ est alors donnée par la formule suivante, après intégration bilatérale de la transformée de Fourier discrète précédente :

$$G_{yy}(f) = \frac{1}{T} E[Y^*(f, T) Y(f, T)] \quad (7.2)$$

avec $*$, le complexe conjugué.

D'autre part, la linéarité du système implique que le signal de sortie est une intégrale de convolution :

$$y(t) = \int_0^\infty h(\tau) x(t - \tau) d\tau \quad (7.3)$$

Où $x(t)$ est le signal aléatoire et $h(\tau)$ est la fonction de réponse impulsionnelle d'un système à une seule entrée/sortie : $h(\tau) = 0$, pour τ négatif, c'est-à-dire quand le système est physiquement réalisable.

Dans le domaine fréquentiel, on retrouve la même relation pour un enregistrement de durée déterminée :

$$Y(f, T) = H(f) X(f, T) \quad (7.4)$$

Où $X(f, T)$ est la transformée de Fourier discrète du signal aléatoire, et $H(f)$ est la fonction représentant le système linéaire.

Soit la relation entre les matrices de densité spectrale de puissance de sortie et d'entrée, dans le cas d'un bâtiment, avec la pulsation (en radian par seconde) $\omega = 2\pi f$:

$$G_{yy}(j\omega) = H^*(j\omega) G_{xx}(j\omega) H^T(j\omega) \quad (7.5)$$

Où $G_{xx}(j\omega)$ est la matrice de dimension $r \times r$ de densité spectrale de puissance (PSD) d'entrée, r étant le nombre d'entrées, $G_{yy}(j\omega)$ est la matrice de dimension $m \times m$ de densité

spectrale de puissance des réponses, m étant le nombre de réponses, $H(j\omega)$ est la matrice de dimension $m \times r$ de la fonction de réponse en fréquence (FRF), et l'exposant T indique la transposition de la matrice.

Seulement, cette méthode a des inconvénients, elle ne peut donner des résultats raisonnables que si les modes sont bien distincts les un des autres. De plus, si les structures sont de formes complexes, les résultats ne sont pas précis. Par ailleurs, la précision dans la détermination des fréquences est limitée par la résolution en fréquence du spectre de la DSP. Autrement, on serait en présence de profils de déflexion de l'analyse opérationnelle au lieu de vraies déformées modales. Aussi, l'amortissement à travers la largeur de bande de la demi-puissance est imprécis ou impossible à déterminer (Zhang, Brincker et Andersen, 2009).

7.4.2 La méthode de décomposition dans le domaine des fréquences

La DDF est une extension de l'approche classique discutée précédemment. Dans cette méthode, les modes sont estimés en décomposant les matrices de densités spectrales en utilisant la décomposition en valeurs singulières. Cette décomposition correspond à l'identification des degrés de libertés indépendants du système pour chaque valeur singulière (Brincker, Lingmi et Andersen, 2001).

La fonction de réponse en fréquence $H(j\omega)$, décrite auparavant, peut être écrite sous une autre forme, en utilisant les fractions partielles :

$$H(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{R_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} \quad (7.6)$$

Avec n étant le nombre de modes, λ_k est le pôle :

$$\lambda_k = -c_k + j\omega_k \quad (7.7)$$

où c_k est l'amortissement modal et ω_k la pulsation naturelle amortie du mode k . Pour rappel, $\omega_k = \omega_{0k} \sqrt{1 - \zeta_k^2}$ avec ω_{0k} la pulsation naturelle non amortie.

Quant au résidu R_k , il a l'expression suivante :

$$R_k = \phi_k \gamma_k^T \quad (7.8)$$

où ϕ_k , γ_k sont la déformée modale ainsi que le facteur de participation modal respectivement.

Étant donné que le signal d'entrée est un bruit blanc avec une moyenne nulle et donc non-corrélaté, sa densité spectrale de puissance est dans ce cas constante $G_{xx}(j\omega) = C$, l'équation (8.5) devient :

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{R_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} \right] C \left[\frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{R_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} \right]^H \quad (7.9)$$

Après quelques manipulations mathématiques, la matrice de densité spectrale de puissance de sortie est réduite en une forme de pôles. Les résidus apportent, dans cette méthode, une précision dans la détermination des résultats :

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{A_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} + \frac{B_k}{-j\omega - \lambda_k} + \frac{B_k^*}{-j\omega - \lambda_k^*} \quad (7.10)$$

avec A_k est le $k^{\text{ème}}$ résidu de la matrice de la densité spectrale de puissance de sortie :

$$A_k = R_k C \sum_{s=1}^n \frac{R_s^H}{-\lambda_k - \lambda_s^*} + \frac{R_s^T}{-\lambda_k - \lambda_s} \quad (7.11)$$

La contribution du résidu a la forme suivante :

$$A_k = \frac{R_k C R_k^H}{2c_k} \quad (7.12)$$

avec α_k est la partie réelle du pôle λ_k , prise négative. Pour rappel, le pôle a été discuté dans l'équation (7.7) et il est pris égal à $-c_k + j\omega_k$.

Il apparaît clairement que ce terme devient dominant dès que l'amortissement diminue. En considérant donc un modèle peu amorti, ce qui est le cas pour les structures de génie civil, le résidu devient proportionnel au vecteur de la déformée modale :

$$\lim_{amortissement \rightarrow petit} A_k \propto R_k C R_k^H = \phi_k \gamma_k^T C \gamma_k \phi_k^T \quad (7.13)$$

$$A_k \propto d_k \phi_k \phi_k^T \quad (7.14)$$

où d_k est une constante scalaire.

La contribution des modes à une certaine fréquence étant limitée à un nombre fini (usuellement 1 ou 2), la matrice de densité spectrale de réponse devient :

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k \in sub(\omega)} \frac{d_k \phi_k \phi_k^T}{j\omega - \lambda_k} + \frac{d_k^* \phi_k^* \phi_k^H}{j\omega - \lambda_k^*} \quad (7.15)$$

où $sub(\omega)$ désigne l'ensemble de modes ayant de l'énergie aux alentours de la fréquence ω_k .

Aux alentours de la fréquence correspondant au pic, il y a soit la possibilité que l'énergie du mode k soit dominante, ou bien qu'elle soit partagée avec un autre mode proche. S'il y a présence d'un seul mode, alors l'équation (7.15) ne contiendra qu'un seul terme, et le mode correspondant n'est qu'une estimation. Il est désigné ainsi comme mode de référence. Une valeur du MAC (Modal Assurance Criterion) est utilisée comme critère de corrélation entre le vecteur modal (de référence) déterminé par la technique de la DDF et le vecteur de la région de fréquence correspondant au pic (Allemang, 2003). Ce critère permet d'inclure ou non les nouvelles valeurs dans la définition de la fonction de densité du degré de liberté. Les valeurs obtenues sont comprises entre 0 et 1, une valeur proche de 1 indique une forte corrélation entre les deux modes comparés. En pratique, une valeur de seuil supérieur à 0.8 est admise pour ce type de corrélation.

La valeur du MAC d'un mode k est estimée par :

$$MAC_{cdk} = \frac{\left| \{\psi_{dk}\}^H \{\psi_{ck}\} \right|^2}{\{\psi_{dk}\}^H \{\psi_{dk}\} \{\psi_{ck}\}^H \{\psi_{ck}\}} \quad (7.16)$$

où les lettres c et d indiquent le vecteur comparé et le vecteur de référence respectivement.

Dans la figure 7.4 ci-après est donné le résultat d'une mesure faite sur un bâtiment scolaire à structure en acier de 3 étages à Montréal. Les sommets sur les courbes correspondent aux modes isolés (les deux premiers seulement). La figure 7.5 donne le MAC correspondant.

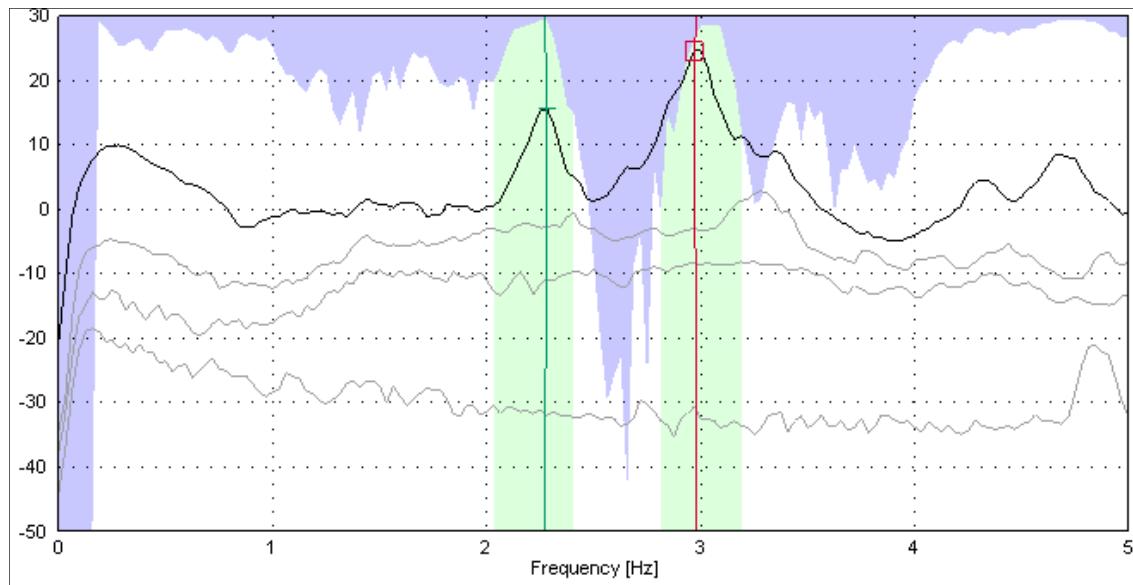


Figure 7.4 Premiers modes isolés dans chaque direction par la DDF,
mesure sur un bâtiment scolaire datant de 1914 de 3 étages en acier à Montréal

Il est à noter que si les modes sont très proches, l'identification du premier mode est difficile à réaliser, ce qui mènerait à une incertitude d'interprétation.

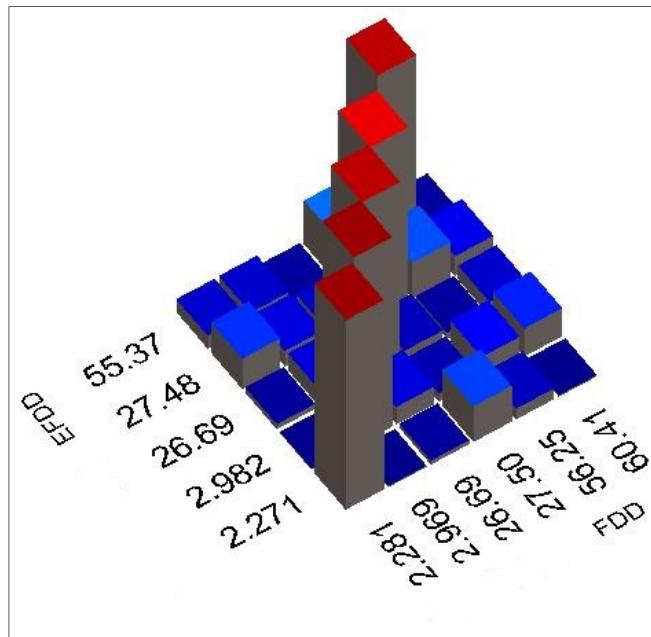


Figure 7.5 Matrice de corrélation donnant le MAC de la DDF pour le même bâtiment scolaire

Dans une seconde étape de développement, la fréquence et l'amortissement correspondants sont déterminés à partir de la fonction de densité spectrale de puissance du degré de liberté particulier (SDOF) (identifié aux alentours du pic). Cette fonction est retournée dans le domaine du temps en utilisant la transformée de Fourier discrète inverse. La fréquence est déterminée par simple comptage du nombre de passage par zéro de la fonction ainsi trouvée, et l'amortissement est obtenu par la technique du décrément logarithmique de la fonction d'autocorélation.

7.4.3 Variation de la fréquence dans le temps (spectrogramme)

Afin de visualiser l'évolution des fréquences propres au cours du temps, la représentation temps-fréquence est l'outil le plus adapté à cet effet. Le résultat est une distribution de l'énergie du signal en fonction du temps. En termes plus précis, c'est la distribution de la densité spectrale entre deux degrés de liberté mesurés.

La figure 7.6 montre un exemple de la distribution de la densité spectrale entre deux degrés de liberté d'un bâtiment scolaire à Montréal, lors de la campagne de mesures en été 2011. L'axe vertical représente le temps d'enregistrement en secondes, et sur l'axe horizontal, sont reportées les valeurs fréquences contenues dans le signal. Pour des raisons de visibilité, la fenêtre d'observation a été réduite aux alentours de la première fréquence. Dans ce cas, l'énergie se concentre et a une allure stable sur le temps d'enregistrement; et ce, à la première fréquence du bâtiment estimée à environ 2.2Hz.

On ne peut discuter d'une quelconque baisse sur la première fréquence de résonance sur cette figure, cela demanderait une représentation temps-fréquence-amplitude ainsi qu'un procédé plus sophistiqué, utilisant des techniques de lissage du signal dans le but d'avoir une variation nette de la fréquence instantanée de l'ordre de quelques %. Néanmoins, les variations de la fréquence sont de deux types (i) permanentes et (ii) transitoires. Elles ont comme principale cause le changement de la rigidité de la structure. Mais dans ce cas, on parle plutôt de variations dues aux fissures plastiques qui se produisent au moment de forts séismes que de variations dues aux fissures existantes qui s'ouvrent pendant le fonctionnement élastique de la structure, comme c'est le cas lors de mesures par vibrations ambiantes. Le changement du contenu fréquentiel de l'excitation, le changement de caractéristiques du sol et même la pluie sont la source de ces variations. Michel et al. (2010) a rapporté que les variations obtenues par vibrations ambiantes sont de l'ordre de 1%. La raison en est que le contenu spectral dans ce cas a une fluctuation sur des échelles de temps plus grands à l'exemple des cycles diurnes-nocturnes discuté dans la section origine du bruit de fond sismique. Aussi, les amplitudes sont plus faibles que ceux de séismes, où la variation de la fréquence propre de certains édifices pouvait atteindre, pour des séismes forts, jusqu'à 35% en transitoire avant de revenir à la fréquence post-sismique, et pourrait avoir une baisse jusqu'à 16% en permanence due à la structure et/ou aux conditions du sol (Michel et al., 2010).

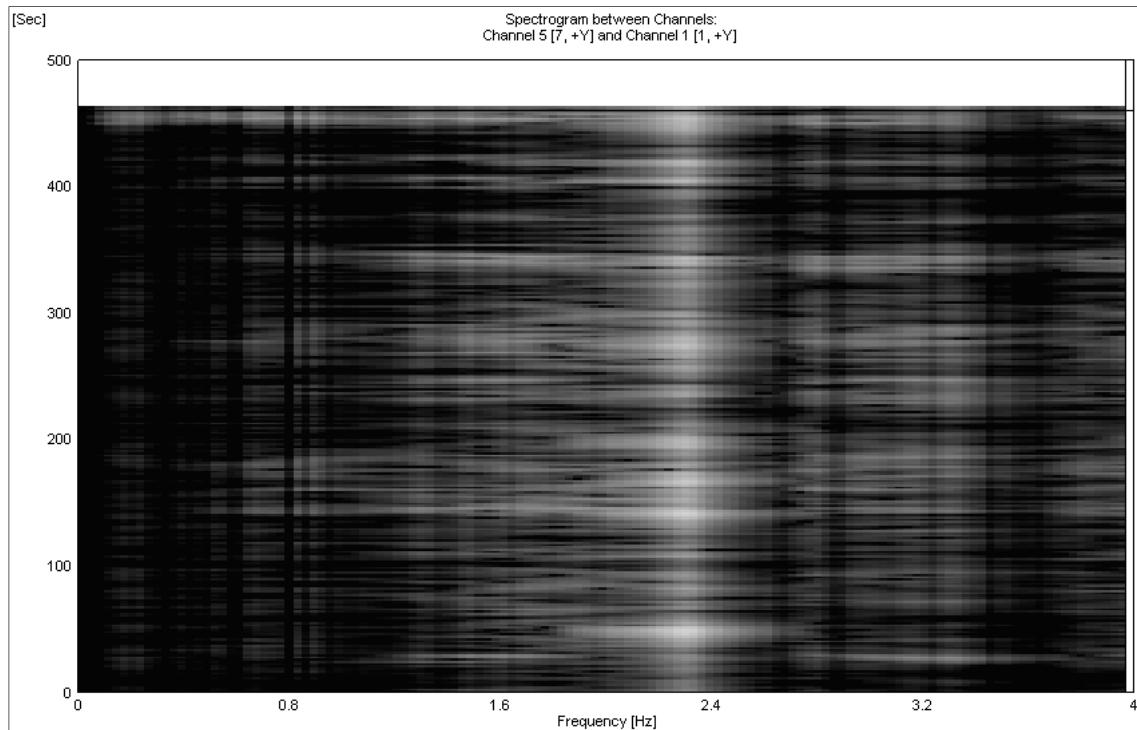


Figure 7.6 Spectrogramme de la densité spectrale estimée entre 2 degrés de liberté mesurés pour un bâtiment scolaire à Montréal

7.5 Matériel et mesures

Pour la réalisation des mesures par vibrations ambiantes, des vélocimètres de marque TROMINO® de la série ENGY ont été utilisés. Ce type d'appareillage a déjà été utilisé dans des études antérieures et une bonne concordance a été démontrée entre les résultats de travaux utilisant d'autres appareillages (Tisher, 2010).

Les appareils de mesure sont de forme miniaturisée en taille (10x14x8 cm) et en poids (1,1 kg). L'absence de câbles fait que ces appareils sont aisément manipulables pour les positionner sur les planchers de bâtiments. L'acquisition de données se fait au moyen de 9 canaux : (i) 3 canaux connectés à 3 vélocimètres électrodynamiques orthogonaux avec possibilité de sélection du gain pour le bruit de fond sismique (gain élevé), (ii) 3 canaux connectés à 3 vélocimètres électrodynamiques orthogonaux avec possibilité de sélection du gain pour les vibrations (gain bas), (iii) 3 canaux connectés à 3 accéléromètres numériques

orthogonaux. Par ailleurs, il existe 3 autres canaux : un canal pour l'antenne GPS, un canal analogique pour le déclencheur et un canal pour la synchronisation radio.

La durée des enregistrements dépend de ce qu'on cherche comme information. Elle dépend aussi de la méthode utilisée pour traiter les données (« windowing », « averaging » ou « oversampling »). Les mesures des caractéristiques dynamiques des sols demandent un temps plus ou moins long (15-20 minutes) à cause de la réponse différente pour chaque type d'onde composant le bruit de fond sismique. Pour les bâtiments, les enregistrements pour des analyses modales sont plus stables et donc demandent un temps plus court. Une durée de 5 à 6 minutes est suffisante en pratique. Dans la présente étude, une durée de 8 minutes a été utilisée à une fréquence d'échantillonnage de 128 Hz qui est suffisante pour les bâtiments quelque soit leur taille et leur typologie. La fréquence d'échantillonnage est déterminée sur la base du théorème de Nyquist-Shannon qui énonce que la reconstitution d'un signal exige que la fréquence d'échantillonnage d'un signal discret soit supérieure ou égale au double de la fréquence maximale contenue dans ce même signal. Dans ce cas la fréquence maximale de Nyquist-Shannon est de 64 Hz, ce qui est bien supérieur à la fréquence d'un bâtiment à un seul étage oscillant autour d'une fréquence de 10 à 12 Hz.

Quant au choix des positions des appareils, cela aussi dépend de ce qu'on cherche comme caractéristiques dynamiques. Si on cherche les modes de torsion dans un bâtiment, l'installation de deux appareils par étage est suffisant, en théorie, pour capter la torsion à condition de ne pas avoir un joint parasismique ou de dilatation entre les deux. Le capteur de référence doit être placé de préférence dans un endroit où le mouvement est maximum et doit demeurer fixe pendant la totalité des enregistrements. Les autres capteurs sont à disposer aux autres points établis pour balayer tout le bâtiment. La configuration idéale utilisée dans ce projet positionne un capteur dans chaque coin du bâtiment. Dans les autres cas, les capteurs sont disposés au milieu de la direction longitudinale. La figure 7.7 donne un exemple de configuration pour un bâtiment de 3 étages sur l'Île-de-Montréal ainsi que son enregistrement en déplacement sur environ 500 seconde (8 minutes).

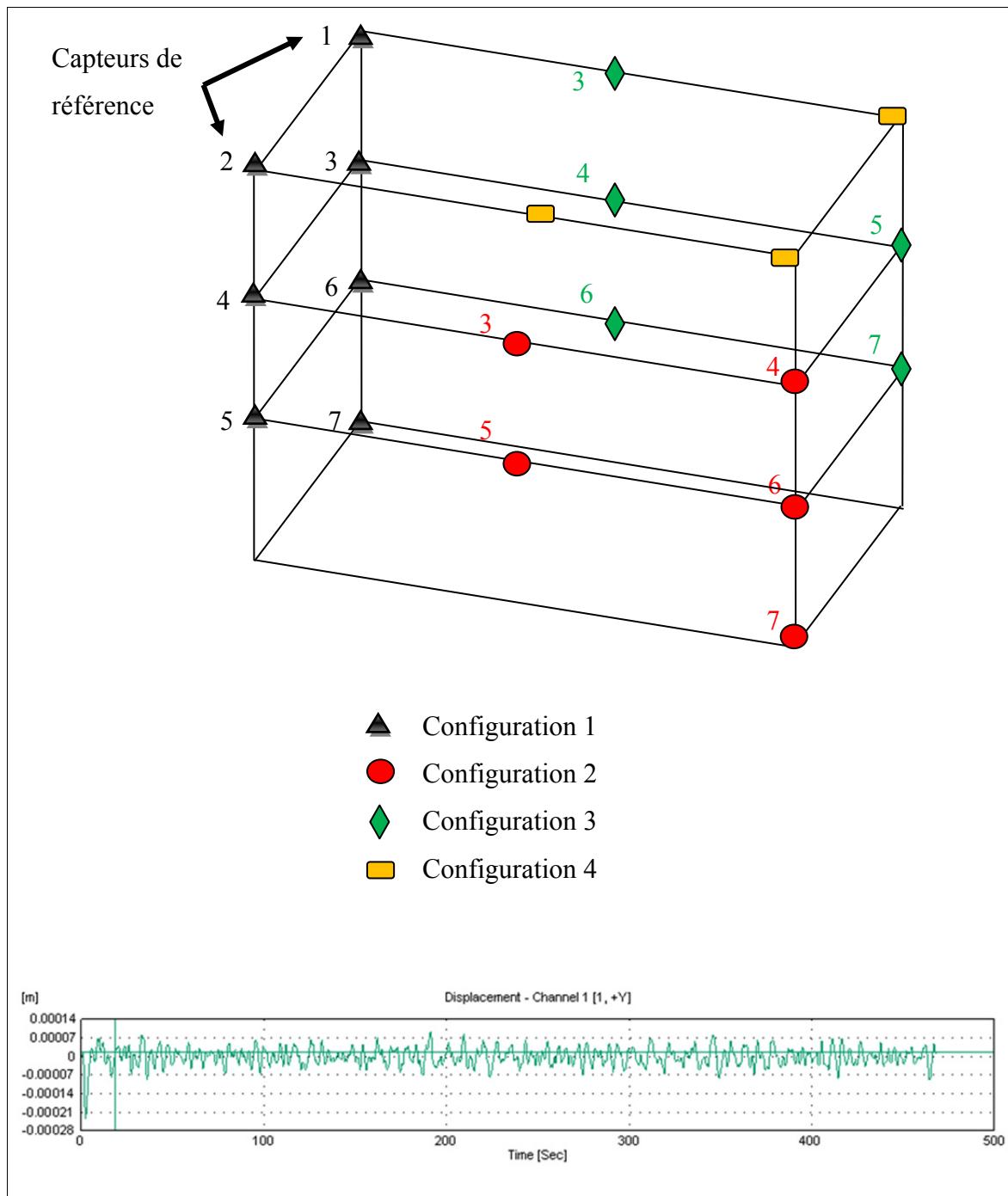


Figure 7.7 Exemple de configurations pour un bâtiment de 3 étages en Île-de-Montréal (en haut) et l'enregistrement en déplacement (en bas) du canal 1 pour les 2 configurations

Le tableau 7.1 donne la liste des 23 bâtiments scolaires de l'Île de Montréal ayant fait l'objet de mesures de vibrations ambiantes durant l'été 2011 et l'hiver 2013. Par contre, seuls les résultats de 17 bâtiments ont été utilisés. Il est à noter que la typologie affichée au tableau est définie selon NRC/IRC (1992).

Tableau 7.1 Bâtiments scolaires expérimentés en Île de Montréal

Id	Type structural	Nb. étages	Nb. configurations	Nb. capteurs/étage
22	OAM	4	4	6
20	MBC	2	5	7
21	BMR	3	6	10
2	OBM	2	2	4
11_1	OBM	2	1	3
11_2	OBM	2	2	3
12_1	BMR	3	2	2
12_2	BMR	3	2	2
12_3	BMR	3	1	1
3	PPB	3	2	3
7	OBM	3	2	3
8	OBM	2	2	4
6	OBM	2	2	3
13	MBC	2	2	4
1	OBM	2	1	3
9	OBM	2	3	3
17	OBM	2	4	6
4	OBM	2	*	*
16	OBM	3	*	*
19	PPB	2	*	*
18	OBM	2	*	*
14	OCA	2	*	*
15	OCA	2	*	*

*Résultats de mesures non concluants.

Les bâtiments scolaires numérotés 4, 16, 19, 18, 14 et 15 sont des bâtiments pour lesquels les résultats de mesures de vibrations ambiantes n'ont pas été concluants, et donc sont exclus de l'analyse par la suite.

7.5.1 Fréquences propres issues de vibrations ambiantes versus fréquences du code

Afin de vérifier la pertinence des formules du code donnant les fréquences de conception et de vérification, une comparaison de ces dernières est réalisée avec les fréquences déterminées par la méthode de décomposition dans le domaine de fréquences (DDF) sous vibrations ambiantes discutée précédemment. Dans le tableau 7.2, sont résumées les caractéristiques dynamiques des 17 bâtiments scolaires mesurées par vibrations ambiantes dans l'île de Montréal. On y trouve les fréquences propres (pour certains dans les deux sens) ainsi que les amortissements calculés par la DDF et son complément (EFDD). Sont aussi données, les fréquences calculées à partir des équations données dans à la section 4.2.1, ainsi que les écarts correspondants en pourcent.

Tableau 7.2 Fréquences expérimentales des bâtiments scolaires, Île de Montréal

École	Type struct.*	Nb. Étages	Haut. [m]	Fréq. [Hz]	Amort. [%]	Période [s]	Période du code	Numéro équation	Écart [%]
22	OAM	4	12,50	2,27	1,97	0,44	0,57	4.2	-22
				2,98	1,63	0,34	0,57	4.2	-41
20	MBC	2	13,10	5,83	0,70	0,17	0,34	4.6	-50
				6,80	1,57	0,15	0,34	4.6	-57
21	BMR	3	13,70	4,25	1,45	0,24	0,53	4.3	-56
				5,40	0,92	0,19	0,53	4.3	-65
2	OBM	2	9,00	6,69	2,26	0,15	0,39	4.3	-62
				8,86	2,01	0,11	0,39	4.3	-71
11_1	OBM	2	8,00	3,69	5,43	0,27	0,36	4.3	-24
11_2	OBM	2	8,00	3,63	4,14	0,28	0,36	4.3	-23
12_1	BMR	3	12,90	4,22	0,88	0,24	0,51	4.3	-54
				4,34	0,73	0,23	0,51	4.3	-55
12_2	BMR	3	12,90	4,34	1,27	0,23	0,51	4.3	-55
				4,21	1,30	0,24	0,51	4.3	-53
12_3	BMR	3	12,90	4,31	1,98	0,23	0,51	4.3	-55
				5,12	2,40	0,20	0,51	4.3	-62
3	PPB	3	12,90	4,35	6,11	0,23	0,30	4.4	-23
7	OBM	3	12,50	5,88	1,31	0,17	0,50	4.3	-66
							0,50		
8	OBM	2	8,50	4,69	4,49	0,21	0,37	4.3	-43
6	OBM	2	8,50	6,19	1,33	0,16	0,37	4.3	-57
13	MBC	2	8,50	8,91	1,89	0,11	0,25	4.6	-55
				9,70	0,85	0,10	0,25	4.6	-59
1	OBM	2	8,50	5,56	1,77	0,18	0,37	4.3	-52
9	OBM	2	8,70	5,07	3,55	0,20	0,38	4.3	-48
				6,64	0,21	0,15	0,38	4.3	-60
17	OBM	2	8,50	3,35	1,19	0,30	0,37	4.3	-20

*Type structural défini selon NRC/IRC (1992)

D'après ces résultats, les fréquences de vibration oscillent en général autour d'une valeur de 5 Hz et l'amortissement quant à lui, ne dépasse pas les 5 % normalement recommandé, il se situe autour d'une valeur de 2%.

L'écart observé entre les périodes du code et celles obtenues au moyen de mesures de vibrations ambiantes va de -20% jusqu'à près de -70%. Il en est de même que pour l'écart des fréquences obtenues par mesures de vibrations et celles du code concernant les écoles de Sherbrooke (Boutin et al., 2013). L'écart observé varie de -6 à -71% également, ce qui informe sur la cohérence des mesures et des résultats obtenus pour ces deux villes de la province.

La figure 7.8 présente l'écart entre les périodes obtenues et celles du code selon le type structural. Il est d'abord à noter que les périodes du code, développées pour les bâtiments de grandes hauteurs, sont plus conservatrices par rapport aux périodes expérimentales. Ensuite, on remarque que les écarts les plus importants sont observés pour le type OBM. Il peut être supposé qu'au sein de ce type de structure existe une large variabilité probablement à cause de la présence de remplissages non identifiés ou de partitions en matériaux lourds affectant la période, alors que pour le type BMR la variabilité peut être considérée comme moins importante malgré que le nombre de bâtiment soit limité (3) pour le seul argument que les variations sont toutes rapprochées. Pour ce qui est des autres types structuraux, le nombre de bâtiments mesurés ne permet pas de se prononcer sur une éventuelle variabilité.

Les différences entre les valeurs de périodes mesurées et celles du code de construction résultent aussi des formes rectangulaires des bâtiments, utilisés pour déterminer les périodes du code. Par ailleurs, les faibles valeurs de périodes mesurées confirment la pertinence d'utilisation de $Sa(0.2)$ comme paramètre d'aléa sismique relatif.

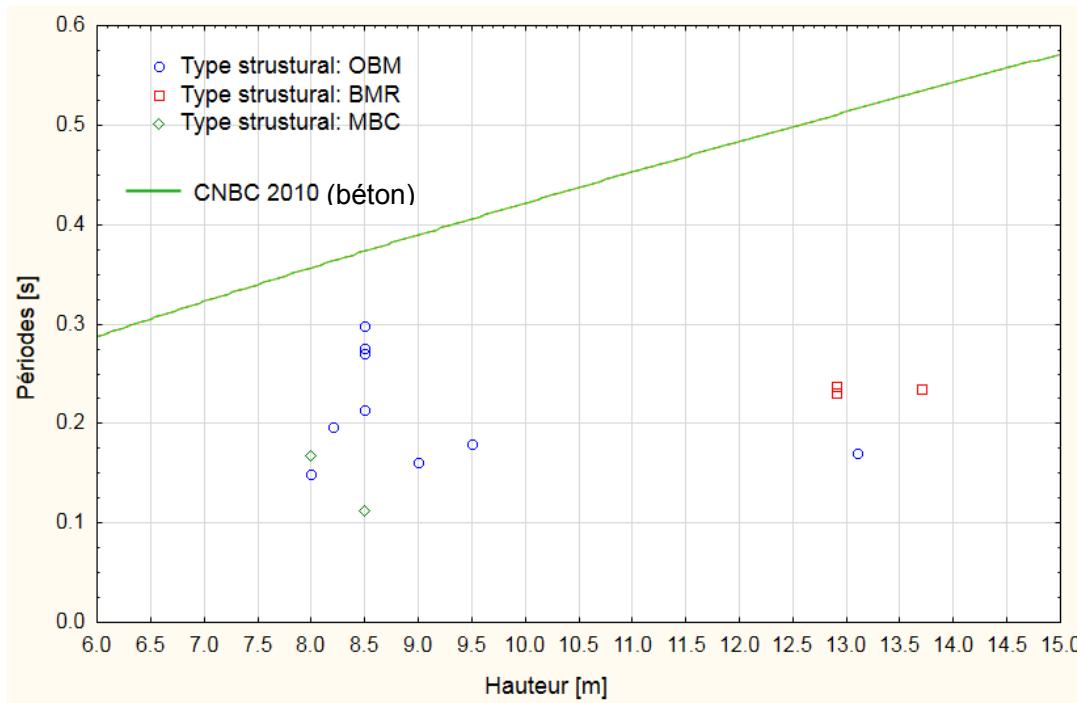


Figure 7.8 Écarts entre les périodes mesurées et celles du code

7.5.2 Premières fréquences naturelles

Les fréquences de vibration de 27 bâtiments scolaires : 17 bâtiments dans l'Île-de-Montréal et 10 autres à Sherbrooke (Boutin et al., 2013), ayant fait l'objet de MVA, ont été analysées en fonction de la géométrie en plan. Ces fréquences ont été comparées à une fréquence de référence, soit celle d'un bâtiment de référence rectangulaire, choisi pour sa rigidité presque égale dans les deux sens. Par ailleurs, ce bâtiment est le seul pour qui on a pu déterminer les deux premières fréquences de flexion pure dans le sens longitudinal et transversal avec $f_L = 2.85\text{Hz}$ et $f_T = 2.25\text{Hz}$ respectivement. Avec comme donnée, le rapport des rigidités qui est proportionnel au carré du rapport des fréquences :

$$\left(\frac{f_T}{f_L}\right)^2 \approx \frac{K_T}{K_L} = 0.8 \quad (7.17)$$

Sur la figure 7.9, on peut constater qu'une augmentation des premières fréquences de vibration, allant jusqu'à 260%, pour des irrégularités planes sévères en forme de « L ». Cette

observation confirme la pertinence des irrégularités géométriques comme paramètre d'évaluation au niveau-N2. Cette comparaison n'est pas faite en considérant les différences de rigidité et de masse, mais seulement la planimétrie et donc le but est de montrer l'étendue de la variabilité. Par ailleurs, on peut voir qu'il existe également une augmentation des premières fréquences même pour des bâtiments en forme rectangulaire. Ces augmentations allant du simple au double sont dans la plage de variabilité observée pour l'ensemble des mesures présentées à la section précédente. Cependant, comme mentionné plus haut, au sein d'un bâtiment d'un même type structural et d'apparence géométrique plane rectangulaire, outre la présence d'éléments modifiant la masse et la rigidité, il peut y avoir existence d'autres types d'irrégularités, tels que le cas de systèmes non orthogonaux ou de sensibilité à la torsion (en cas de diaphragmes rigides).

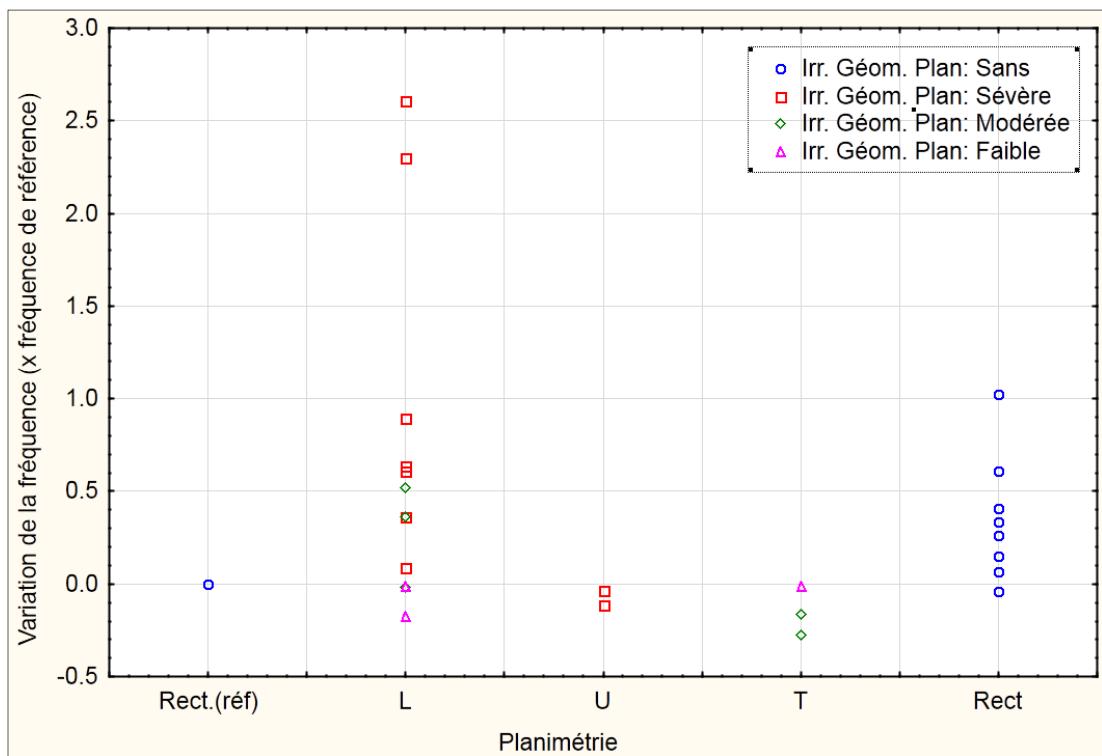


Figure 7.9 Variation des premières fréquences naturelles de vibration en fonction de la géométrie en plan

CHAPITRE 8

VALIDATION DE LA PROCÉDURE PAR L'ANALYSE DES RÉSULTATS DE MVA : MODÈLE MODAL

8.1 Introduction

Dans le but de valider la méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique, une batterie de mesures de vibrations ambiantes a été réalisée sur quelques écoles de typologies variées (région de MTL), avec objectif d'estimer, par des essais sans sollicitations externes, les deux caractéristiques naturelles d'une structure, à savoir la fréquence naturelle et l'amortissement. Ainsi, on a voulu obtenir un modèle modal en fonction des caractéristiques dynamiques mesurées. Les résultats obtenus ont permis de confirmer la pertinence de l'utilisation de l'année de construction ou le type de bâtiment comme des paramètres clé dans l'évaluation du risque sismique. Par ailleurs, le classement obtenu à l'issue de l'évaluation de niveau-N2 est confirmé.

8.2 Analyse modale sous vibrations ambiantes

Le comportement dynamique d'une structure dépend principalement de sa capacité à dissiper l'énergie cinétique qu'apporte une sollicitation sismique. Cette propriété essentielle dépend du taux d'amortissement à la fréquence propre de la structure. Dans un but d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments existants, les déformées modales, obtenues par mesures de vibrations ambiantes (voir en exemple la figure-A V-1), constituent un moyen pouvant combler le manque d'informations relié à ces structures anciennes; la ductilité de telles structures est d'un ordre conventionnel et l'apparition du premier niveau de dommage est important. Les mesures de vibrations ambiantes (MVA) incluent tous les paramètres physiques qu'on ne peut obtenir par d'autres types de mesures. Les MVA sont par contre réalisées alors que la structure est supposée être dans un état de « repos » (non sollicitée par un choc ou un tremblement de terre) et donc, dans un état élastique. Par ailleurs, le comportement quasi-élastique induit des amplifications dynamiques aux alentours des

fréquences propres qui génèrent le début de dommages structuraux durant les séismes (Hans et al., 2005). Cet état de dommage (premier degré d'endommagement) est utilisé dans la présente étude afin de construire des courbes de fragilité. Le résultat est une probabilité d'atteinte d'un degré de dommage défini selon un critère de déplacement inter-étage.

Or, vu qu'on manque d'historique sur les séismes destructeurs dans l'est du Canada, les données sur les déplacements inter-étages limites venant d'un pays à forte sismicité comme les États-Unis, demanderaient une adaptation afin de pouvoir les utiliser dans une région de sismicité modérée comme le Québec. L'idée est de considérer que le premier niveau de dommage est le plus important pour une région où l'on ne s'attendrait pas à un séisme dévastateur et donc à un état de dommage générant la ruine de bâtiments (Michel, Gueguen et Causse, 2012). Le premier état de dommage « Léger » est, de ce point de vue, le meilleur indice à utiliser et qui reste bien adapté avec les moyens utilisés (MVA). Il est à noter par ailleurs que les courbes de fragilité, comme celles construites pour l'application Hazus (FEMA, 2003) sont génériques pour les différentes typologies structurales, et donnent la probabilité d'endommagement issues de l'étude d'un grand nombre de structures aux caractéristiques variables. Dans cette étude, les courbes de fragilité sont plutôt par bâtiment et donnent, dans ce cas-ci, la probabilité que ledit bâtiment soit endommagé.

8.2.1 Position du problème : modèle mécanique

Le comportement global d'une structure d'un bâtiment régulier, sous l'effet d'une excitation dynamique, peut être modélisé au moyen d'éléments poutre encastrés à la base. Le premier mode de la structure est alors suffisant pour représenter la totalité de la réponse sismique. Cette hypothèse est d'autant plus vraie que le bâtiment est de faible hauteur, pour lequel les fréquences sont élevées du fait de la faible importance, sinon de l'absence des modes supérieurs.

En ayant les caractéristiques dynamiques des bâtiments, obtenues par mesures de vibrations ambiantes, on peut calibrer un modèle de bâtiment à 1DDL. Tel que montré sur la figure 8.1,

le modèle choisi est un modèle simple à une dimension avec des masses concentrées à chaque étage. Pour des raisons de simplification de calculs, la masse des bâtiments considérés dans cette étude est prise égale à 1000 Kg/m^2 par étage. Avec les fréquences mesurées il est donc possible d'estimer les déplacements. Les résultats obtenus sont par contre approximatifs, mais ce modèle simple permet d'obtenir rapidement une estimation de la réponse du bâtiment sous de faibles sollicitations, comparativement à la méthode par analyse dynamique. Par ailleurs, cette méthode a été comparée à un modèle par analyse dynamique par Michel (2007), qui a trouvé une bonne concordance entre les deux méthodes (modélisation dynamique et calcul simplifiée) sur 61 bâtiments (Michel, 2007).

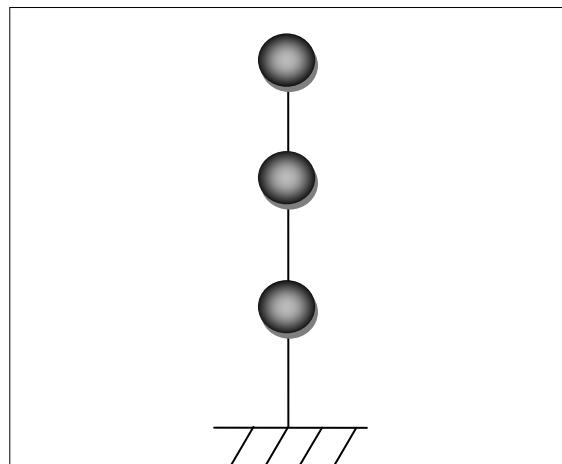


Figure 8.1 Modèle modal à une dimension

8.2.2 Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité sont un moyen robuste pour réaliser des études de risque à petite comme à grande échelle (secteur ou ville par exemple). Les courbes de fragilité permettent la prise en compte de la variabilité et l'incertitude, associées aux propriétés des courbes de capacité, à l'état de dommage et au mouvement du sol. Ce sont des fonctions log-normales décrivant la probabilité de dépassement (ou d'atteinte) d'un état de dommage structural (non-structural) pour une valeur déterministe d'une réponse spectrale (Kircher et al., 1997), les déplacements spectraux dans cette étude.

La figure 8.2 suivante montre en exemple, le principe d'interprétation de ces courbes tel qu'expliqué dans le manuel Hazus-MH MR5. La courbe contient 4 états de dommage utilisés par le FEMA/NIBS pour 3 niveaux de réponse spectrale correspondant à 3 intensités de mouvement de sol « faible », « modéré » et « fort ». On a donc un dommage « léger », « modéré », « important » et « ruine ». Pour n'importe quelle valeur d'une réponse spectrale, la probabilité de dommage correspond à la différence entre la probabilité cumulative de dépassement ou d'atteinte des états de dommage successifs.

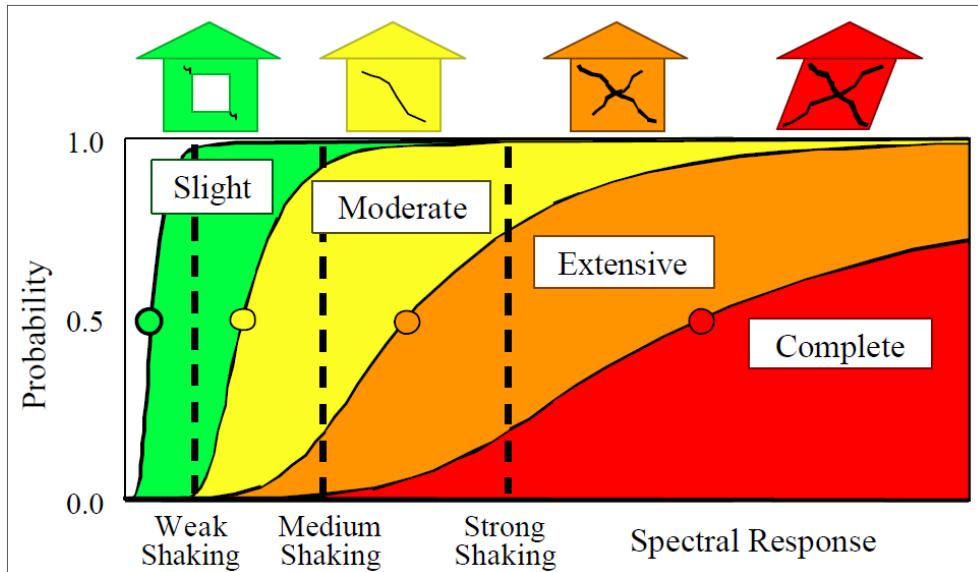


Figure 8.2 Exemple de courbes de fragilité pour 4 états de dommage
Tirée du FEMA (2003, page 2-10)

On représente donc la fragilité au moyen d'une courbe log-normale, dont les caractéristiques sont la médiane et l'écart-type log-normal β_{ds} . Ce dernier comporte 3 composantes de variabilité et d'incertitude totales, à savoir : (i) la variabilité sur le seuil de l'état de dommage $\beta_{T,ds}$, (ii) la variabilité sur les courbes de capacité β_C et, (iii) la variabilité sur la demande spectrale β_D :

$$\beta_{ds} = \sqrt{\left(\text{CONV} [\beta_C, \beta_D] \right)^2 + (\beta_{T,ds})^2} \quad (8.1)$$

L'indice (ds) est pour « damage state » ou état de dommage.

La probabilité conditionnelle d'atteinte ou d'excès d'un état de dommage particulier pour un déplacement spectral S_d , est donnée par :

$$P[ds | S_d] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}}\right)\right] \quad (8.2)$$

où $\bar{S}_{d,ds}$ est la valeur médiane du déplacement spectral pour lequel le bâtiment atteint le seuil de l'état de dommage, ds .

β_{ds} est l'écart type log-normal du déplacement spectral pour l'état de dommage, ds , et Φ est la fonction de distribution cumulative normale.

8.2.3 Modèle modal

L'équation fondamentale du mouvement, sous forme matricielle, est donnée par :

$$[M]\mathcal{V}''(t) + [C]\mathcal{V}'(t) + [K]\mathcal{V}(t) = \mathcal{V}_s''(t) \quad (8.3)$$

Où

$\mathcal{V}''(t)$, $\mathcal{V}'(t)$ et $\mathcal{V}(t)$ sont les vecteurs accélération, vitesse et déplacement

$[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices masse, amortissement et rigidité du système linéaire.

Les solutions du problème linéaire généralisé, à valeurs et vecteurs propres, sont sous la forme :

$$\mathcal{V}(t) = [\Phi]\{y\}(t) \quad (8.4)$$

La solution analytique des systèmes peu amortis, donnant le déplacement élastique à chaque étage, s'exprime au moyen de l'intégrale de Duhamel (Paultre, 2005):

$$y_k(t) = \frac{-1}{\omega_k} \int_0^t V''(\tau) e^{-\xi_k \omega_k (t-\tau)} \sin(\omega_k(t-\tau)) d\tau \quad (8.5)$$

Où, pour un mode k, le déplacement élastique est :

$$y_k(t) = \frac{-P_k}{\omega_k} \int_0^t V''(\tau) e^{-\xi_k \omega_k (t-\tau)} \sin(\omega_k(t-\tau)) d\tau \quad (8.6)$$

Avec la fréquence amortie

$$\omega_k' = \omega_k^2 (1 - \xi_k^2) \quad (8.7)$$

Et la participation du mode k

$$P_k = \frac{\{\Phi_k\}^T [M]\{1\}}{\{\Phi_k\}^T [M]\{\Phi_k\}} = \frac{\sum_{i=1}^N \Phi_{ik}}{\sum_{j=1}^M \Phi_{ik}^2} \quad (8.8)$$

Où $\{\Phi_k\}$ est le vecteur de déformation modal.

Le déplacement total, incluant le mouvement du sol, est donc :

$$V^{tot}(t) = V(t) + V_s(t) \quad (8.9)$$

Avec

$$V_s(t)$$

le mouvement du sol.

8.2.4 Déplacement inter-étages

Les déplacements inter-étage (interstory drifts : Di) appelés aussi « indice de déplacements inter-étage », sont un bon indicateur du niveau d'endommagement d'une structure et sont utilisés pour définir différents degrés de dommages. Il faut cependant relier les déplacements inter-étage d'un bâtiment à une mesure de l'intensité sismique, comme le déplacement spectral, afin d'obtenir des courbes de fragilité.

Pour un étage (i), le Di exprime le rapport de la différence de déplacement horizontal entre deux planchers à la hauteur totale de l'étage :

$$D_i(t) = \frac{\Delta U}{\Delta h} = \frac{U_i(t) - U_{i-1}(t)}{x_i - x_{i-1}} =, \forall i \in [0, N] \quad (8.10)$$

avec N, nombre d'étages et h_i , la hauteur de l'étage considéré.

Le FEMA (2003) donne les déformations inter-étage typiques, issues d'analyses en poussées progressive pour différentes structures, ainsi que des valeurs d'écart types log-normaux représentant la variabilité totale discutée plus haut.

À partir de l'équation 8.4, la déformation inter-étage peut être reliée à la dérivée de la déformée modale, pondérée par l'amplitude relative (déplacement élastique à chaque étage $y_k(t)$) de chaque mode :

$$D_i(t) = \sum_{k=1}^N \frac{\Phi_{(i+1)k} - \Phi_{ik}}{x_{i+1} - x_i} y_k(t) = \sum_{k=1}^N \frac{d\Phi_k}{dx}(i) y_k(t) \quad (8.11)$$

Étant donné que seul le premier mode est considéré, vu qu'il véhicule la majeure partie de l'énergie sismique, les déformations sont donc données par :

$$D_i(t) \approx \frac{d\phi_1}{dx}(i) y_1(t), \forall i \in [0, N] \quad (8.12)$$

Pour les tremblements de terre, on cherche le maximum des déplacements induits dans les étages. Par conséquent, la déformation maximale inter-étage est donnée par :

$$D_i^{\max}(t) \approx \frac{d\phi_1}{dx}(i) \max(y_1(t)) = \frac{d\phi_1}{dx}(i) p_1 S_d(f_1, \xi_1) \quad (8.13)$$

$\frac{d\phi_1}{dx}$ étant la dérivée de la déformée modale du premier mode, traduisant le déplacement inter-étages.

$S_d(f_1, \xi_1)$ est la réponse maximale d'un oscillateur à un degré de liberté à la fréquence f_1 , d'amortissement ξ_1 .

p_1 est le facteur de participation de mode à la première fréquence de vibration naturelle.

La valeur de la médiane caractérisant la courbe de fragilité, peut être déduite à partir de cette équation (Michel, 2007) et on aura :

$$S_{d,ds}(f_1, \xi_1) = \frac{D_{ds}}{p_1 \max\left(\frac{d\phi_1}{dx}(i)\right)_{i \in [0,N]}} \quad (8.14)$$

D_{ds} étant la valeur du déplacement inter-étages maximum selon les limites suggérées (voir tableau 8.2) par la méthodologie Hazus (Hazus-MH MR5) pour différentes typologies structurales et selon le niveau de conception sismique de la zone considérée. Dans la présente étude, afin de relier le comportement probable d'une structure à son niveau de conception sismique dans une zone de sismicité modérée, on a utilisé les années clés correspondantes au chapitre 4 (niveau-N1) et adapté aux données du FEMA. Le tableau 8.1 résume cette adaptation.

Tableau 8.1 Niveaux de conception sismique

Année clés	Exigence sismique
Avant 1953	Pas d'exigence de conception sismique
Entre 1953 et 1970	Exigences de conception faible
Entre 1970 – 1990	Exigences de conception moyenne
Après 1990	Exigences de conception plus élevée

En posant que le déplacement spectral calculé correspond à la valeur médiane de la courbe de fragilité (probabilité de d'atteindre un degré de dommage léger de 50%), il ne reste plus qu'à choisir une valeur de l'écart type log-normal pour construire la courbe de fragilité. Les valeurs des écarts types sont aussi données dans le manuel du FEMA (Hazus-MH MR5). Le FEMA recommande une valeur au moins égale à 0,6 de variabilité totale, puisqu'une valeur de 0,5 correspond à elle seule à la variabilité liée à la demande spectrale (Kircher et al., 1997). Pour cette étude, un écart type log-normal de 0,7 a été utilisé pour tenir compte de la grande variabilité qui peut exister au sein des bâtiments anciens. Le FEMA donne des valeurs d'écart type log-normal oscillant entre 0.65 et 0.69.

Le tableau 8.2 résume les données ayant servi à la construction des courbes de fragilité des 17 bâtiments scolaires sur l'Île-de-Montréal. Rappelons que pour des raisons de simplification de calculs, la masse des bâtiments considérés dans cette étude est prise égale à 1000 Kg/m² par étage.

Tableau 8.2 Caractéristiques des courbes de fragilité des bâtiments scolaires

Id École	Type str. (NRC-92)	AN	Frequ. [Hz]	Amort. [%]	Masse par étage (kg)	Sd [cm]	D_{ds}
17	OBM	1952	3,86	1,13	800000	0,09	0,004
13	MCB	1980	8,91	1,89	2445000	0,25	0,004
2	OBM	1968	6,69	2,26	1796000	0,39	0,005
6	OBM	1970	6,19	1,33	1677000	0,46	0,005
20	OBM	1951	5,89	0,53	696000	0,50	0,004
7	OBM	1980	5,88	1,31	1225000	0,51	0,005
9	OBM	1963	5,07	3,55	1140000	0,59	0,005
1	OBM	1952	5,56	1,77	896000	0,63	0,004
8	OBM	1978	4,69	4,49	3136000	0,67	0,005
12_2	BMR	1957	4,34	1,27	551000	0,75	0,003
12_3	BMR	1957	4,31	1,98	218000	0,76	0,003
12_1	BMR	1957	4,22	0,88	486000	0,77	0,003
3	PPB	1952	4,35	6,11	509000	0,87	0,003
21	BMR	1918	4,25	1,45	1441000	0,90	0,002
11_1	OBM	1964	3,69	5,43	844000	0,95	0,005
11_2	OBM	1964	3,63	4,14	740000	0,96	0,005
22	OAM	1914	2,27	1,96	663000	2,01	0,004

La valeur du Sd calculé dépend de la fréquence naturelle, de la masse et du critère de dommage Ds. On peut observer certaines tendances selon la typologie structurale. La valeur de Sd = 0,36 cm de la structure en mur de cisaillement en béton MCB (bâtiment 13) est supérieure aux valeurs de Sd de la plupart des structures en ossature de béton résistant aux moments OBM variant de 0,54 cm à 1,24 cm (bâtiments 1, 2, 6, 7, 8, 9, 11, 17 et 20), à l'exception du bâtiment 17 pour lequel Sd = 0,16 cm. Le critère de déplacement inter-étage étant inférieur pour les MBC (0,004 versus 0,005), c'est la fréquence élevée de ce bâtiment plus rigide qui explique cette différence. Quant aux structures en béton avec remplissage en maçonnerie BMR (bâtiments 12 et 21), les valeurs de Sd varient entre 1,11 cm et 1,55 cm, soient parmi les valeurs les plus élevées. La valeur de Sd la plus grande (2,92 cm) est obtenue pour une ossature en acier OAM (bâtiment 22), structure ayant une fréquence faible démontrant sa plus grande flexibilité. Ces résultats sont en général cohérents avec la vulnérabilité relative attribuée aux typologies structurales. Les figures 8.3 et 8.4 donnent les courbes de fragilité en fonction du déplacement spectral pour une probabilité de 2% en 50 ans.

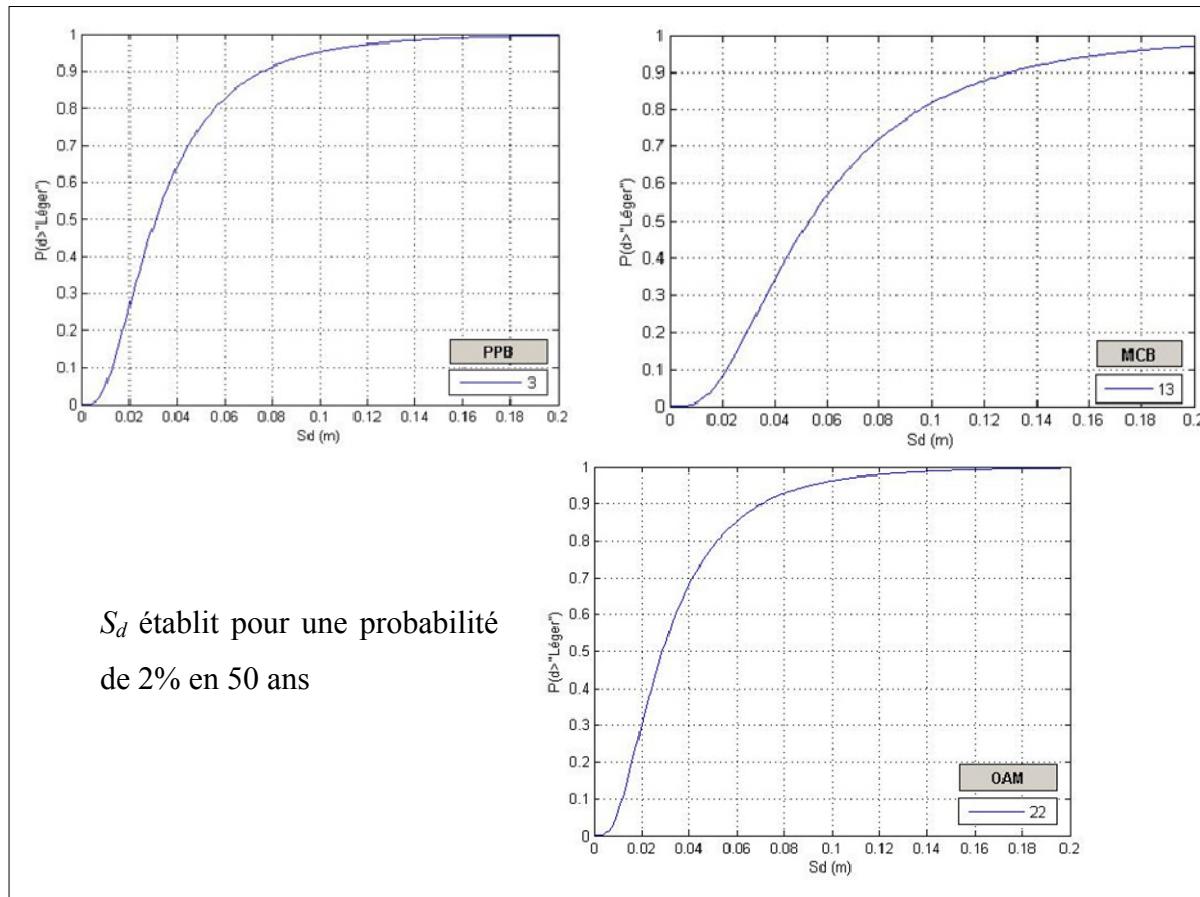


Figure 8.3 Courbes de fragilité pour l'état de dommage léger en fonction du déplacement spectral (écoles 3, 13 et 22)

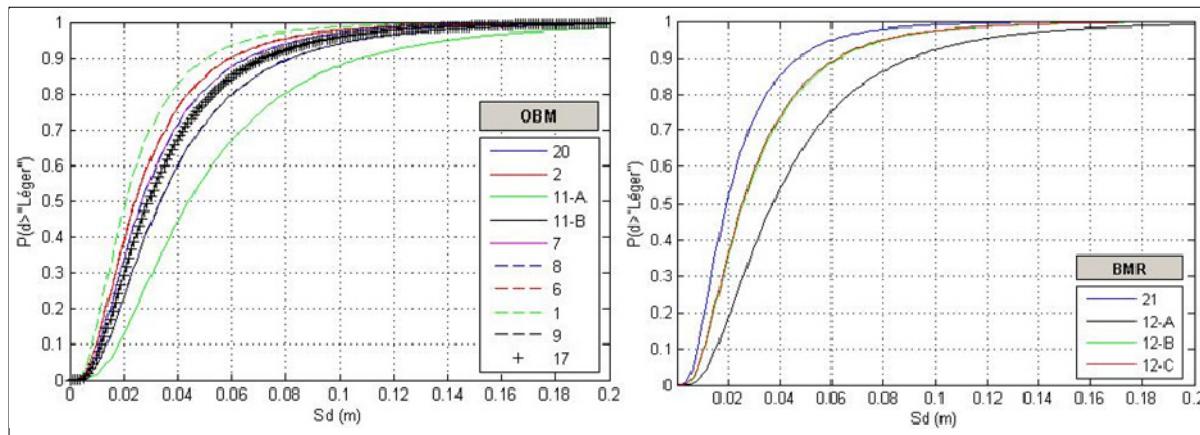


Figure 8.4 Courbes de fragilité pour l'état de dommage léger en fonction du déplacement spectral (écoles 1, 2, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 17, 20 et 21)

8.2.5 Correction d'amortissement

Afin d'être réaliste, les déplacements spectraux des 17 bâtiments scolaires sont corrigés en fonction de l'amortissement réel mesuré. Différentes formules existent dans la littérature pour réduire les déplacements spectraux. Certaines sont dépendantes de la période, d'autres en sont indépendantes. Il est à remarquer que ces méthodes sont divergentes à partir d'une période de 1 seconde (1 Hz). Or, vu que les périodes des bâtiments scolaires sont inférieures à cette valeur, l'une ou l'autre méthode n'a pas un impact considérable sur les calculs. Aussi, pour cette étude, c'est la méthode de l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) qui a été utilisée vu qu'elle est la plus utilisée en Amérique du nord et est recommandée par les chercheurs. De plus, elle est la plus sécuritaire d'après la figure 8.5 produite afin de comparer les coefficients de correction d'amortissement selon 4 méthodes différentes (AASHTO, 2010; Atkinson et Pierre, 2004; ECS, 2005; Lin, Miranda et Chang, 2005). Le coefficient de correction d'amortissement est donné par :

$$C = \left(\frac{S_d(\xi)}{S_d(\xi=5\%)} \right) \quad (8.15)$$

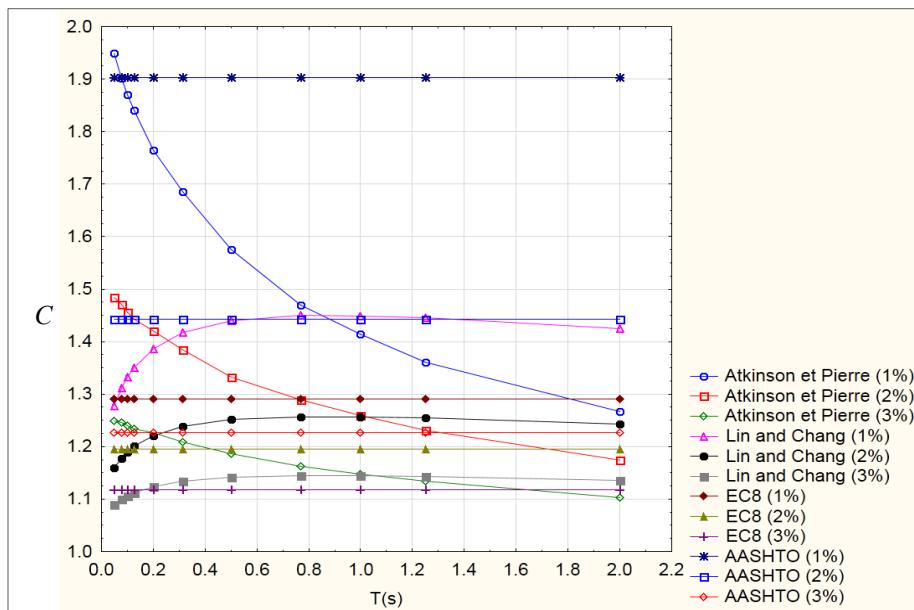


Figure 8.5 Coefficients de correction d'amortissement

Les valeurs de Sd corrigés sont données au Tableau 8.3 suivant.

Tableau 8.3 Valeurs de Sd après correction d'amortissement

École	Type str. (NRC-92)	Frequ. [Hz]	Amort [%]	Sd [cm]
17	OBM	3,86	1,13	0,16
13	MCB	8,91	1,89	0,36
2	OBM	6,69	2,26	0,54
9	OBM	5,07	3,55	0,68
8	OBM	4,69	4,49	0,70
6	OBM	6,19	1,33	0,77
3	PPB	4,35	6,11	0,80
7	OBM	5,88	1,31	0,86
11_1	OBM	3,69	5,43	0,92
1	OBM	5,56	1,77	0,96
11_2	OBM	3,63	4,14	1,04
12_3	BMR	4,31	1,98	1,11
20	OBM	5,89	0,53	1,24
12_2	BMR	4,34	1,27	1,31
21	BMR	4,25	1,45	1,47
12_1	BMR	4,22	0,88	1,55
22	OAM	2,27	1,96	2,92

8.2.6 Probabilité d'endommagement par bâtiment

En se servant des courbes de fragilités développées précédemment (avec correction pour l'amortissement), on a estimé les probabilités de dommages pour un niveau d'endommagement « Léger » pour un déplacement spectral Sd correspondant à une probabilité de 2% en 50 ans. Le déplacement spectral est obtenu par :

$$S_d = \left(\frac{S_a}{\omega^2} \right) \quad (8.16)$$

La valeur de Sa correspond à l'accélération spectrale à la période naturelle du bâtiment pour le spectre de conception de Montréal (Paultre et al., 2011).

Dans le tableau 8.4, sont regroupées les probabilités d'endommagement estimées pour le niveau de dommages « Léger », ainsi que les classements obtenus à l'issue de l'évaluation N2.

Tableau 8.4 Probabilités d'endommagement pour le niveau « Léger »

École	Type str. (NRC-92)	AN	Frequ. [Hz]	Probabilité de dommage	Niveau-N2
22	OAM	1914	2.271	50,60%	G3
21	BMR	1918	4.254	34,00%	G2
12_2	BMR	1957	4.34	16,50%	G3
1	OBM	1952	5.56	14,00%	G1
12_3	BMR	1957	4.31	11,60%	G3
12_1	BMR	1957	4.22	10,00%	G3
20	OBM	1951	5.89	7,90%	G2
11_2	OBM	1964	3.63	7,25%	G3
6	OBM	1970	6.19	5,20%	G3
7	OBM	1980	5.88	5,00%	G3
8	OBM	1978	4.69	2,70%	G3
3	PPB	1952	4.35	2,65%	G2
2	OBM	1968	6.69	1,75%	G2
11_1	OBM	1964	3.69	1,20%	G3
9	OBM	1963	5.07	1,20%	G3
13	MCB	1980	8.91	0,01%	G3
17	OBM	1952	3.86	0,00%	G3

Le classement dans le tableau précédent montre que le bâtiment scolaire faisant parti du groupe G1 à la fin de la deuxième étape d'évaluation (niveau-N2) ne se situe pas au niveau le plus défavorable en termes de probabilité d'endommagement. Ce résultat est dû au fait que la méthode proposée affecte une école au groupe G1 dès lors qu'elle est sise sur un sol de type « D » combinée à une irrégularité sévère aux termes de la phase d'évaluation N2. Les écoles 2 et 3 font partie du groupe G2 mais se trouvent en bas du tableau avec une probabilité de dommages de moins de 2,7%, ceci est dû au fait à ce que la méthode proposée considère les irrégularités géométriques comme un facteur clé dans l'estimation du risque sismique, les deux écoles ont en effet des irrégularités géométriques planes sévères (voir niveau-N2). Il est normal que l'influence de ces facteurs n'apparaisse pas dans l'évaluation de la probabilité de

dommages « Léger », car cette estimation est basée sur des déplacements de petites amplitudes.

Globalement on peut conclure que le classement d'évaluation N2 est cohérent avec le classement des probabilités de dommage. Néanmoins, il faut signaler que le but du calcul des probabilités de dommage « Léger » n'est pas d'avoir des valeurs précises de l'endommagement mais d'avoir un risque relatif entre les bâtiments scolaires. C'est pour cette raison que le spectre de calcul utilisé (CNB-2005) n'a pas d'importance dans ce cas. Autrement, un spectre de calcul de 10% en 50 ans serait plus adapté afin d'avoir des estimations en accord avec le niveau d'endommagement.

Les résultats montrent que les probabilités d'endommagement sont par ailleurs bien corrélées avec l'année de construction (figure 8.6). On peut remarquer que pour les bâtiments scolaires construits avant 1970, les probabilités restent supérieures en général à celle correspondants aux bâtiments construits après 1970. En effet, le coefficient de corrélation est estimé à près de R=-86, et le R-carré indique que le modèle ajusté explique environ 74% de la variabilité dans « probabilité de dommage ».

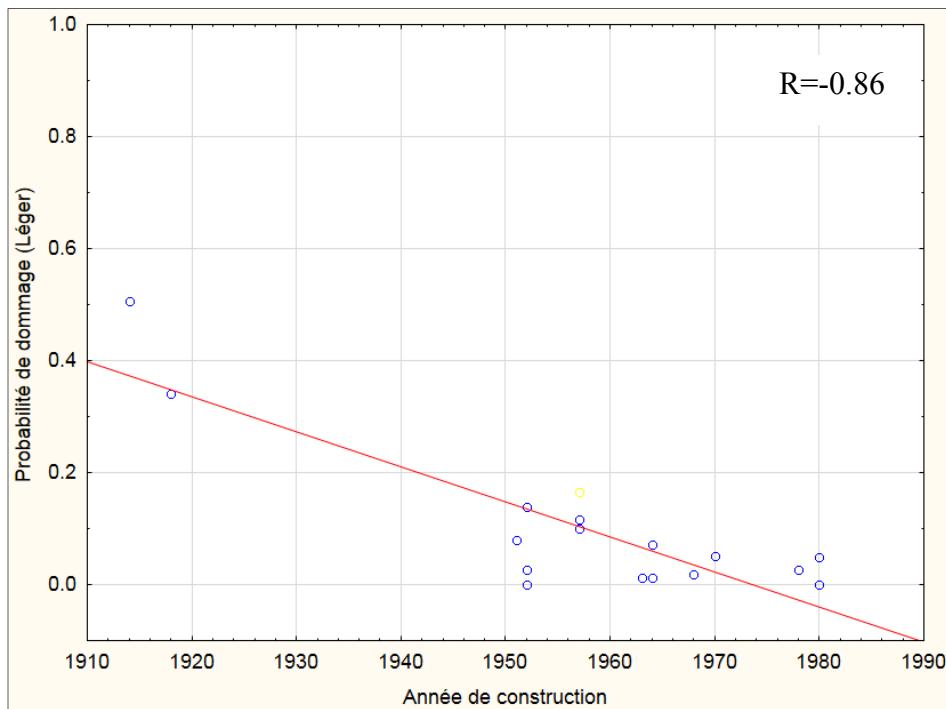


Figure 8.6 Probabilité d'endommagement pour le niveau de dommage léger selon l'année de construction (2% en 50 ans)

La figure 8.7 montre les probabilités pour le niveau de dommage « Léger » des 17 bâtiments scolaires étudiés selon le type structural, pour une probabilité de 2% en 50 ans. Les résultats montrent que c'est l'ossature en acier résistant aux moments (OAM) qui a la plus vulnérable. Ce bâtiment est construit en 1914 et est le plus ancien. De plus, dans une direction le cadre est flexible avec des planchers en bois pouvant être considérés comme un diaphragme flexible. Les déplacements peuvent donc être importants. En termes de probabilité d'endommagement, les ossatures en béton avec maçonnerie de remplissage (BMR) sont plus vulnérables que les ossatures en béton résistant aux moments (OBM), résultat corroborant les revues de littérature.

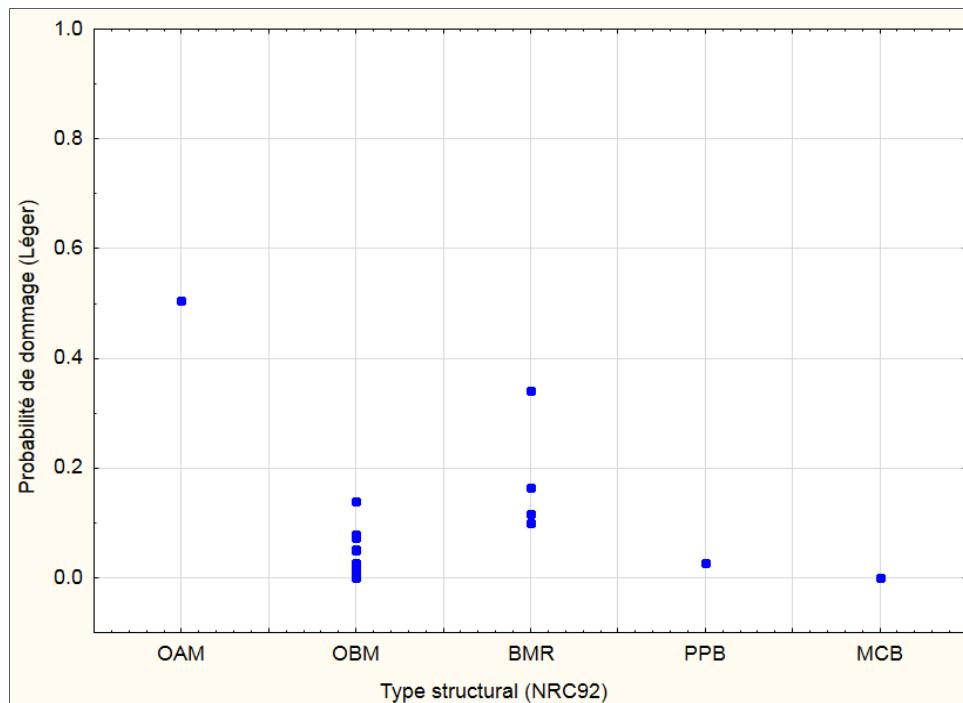


Figure 8.7 Probabilité d'endommagement selon la typologie structurale

8.2.7 Risque sismique en écartant les caractéristiques structurales

Les résultats obtenus à la section précédente sont basés sur la réponse élastique des bâtiments et ne tient pas compte de la ductilité et la sur-résistance qui contribuent à réduire la réponse des bâtiments sous des sollicitations élevées. Afin d'estimer le risque sismique pour des niveaux de dommages supérieurs à « Léger », la probabilité d'endommagement estimée précédemment (équation 8.2) peut être considérée comme étant la vulnérabilité de la structure. Certaines définitions du risque sismique prennent en compte la capacité de s'opposer à ce risque. Dans notre cas, on peut supposer que le produit $R_d \times R_0$ représenterait la capacité de la structure à diminuer le risque sismique (voir section 1.3). Donc, le risque sismique dans ce cas pourrait être approximé par un indice noté dans ce cas :

$$I = \left(\frac{P[ds | S_d]}{R_d \times R_0} \right) \quad (8.17)$$

Où R_d et R_0 sont la ductilité et la sur-résistance de la structure respectivement. Elles sont définies dans le CNBC 2010 pour les nouvelles constructions. Il convient de reconnaître que les R_d et R_0 des bâtiments étudiés ne sont pas connus.

Or, en calculant de nouveau l'indice sismique (en tenant compte du type structural) et en cherchant la corrélation entre cette variable et l'année de construction, la variation de la corrélation est négligeable, suggérant ainsi que l'année de construction est un paramètre suffisant pour représenter le niveau de vulnérabilité des structures. La figure 8.8 montre, en effet, que le lien de corrélation R est d'environ 0,86 contre 0,85 précédemment (voir figure 8.6). Ce résultat pourrait être supérieur avec plus de données. On peut donc considérer, a priori, que l'ajout de paramètres supplémentaires, tel que le type structural, pourrait être considéré comme un paramètre conduisant à plus de précision dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments scolaires mais non nécessaire dans le cadre de cette étude.

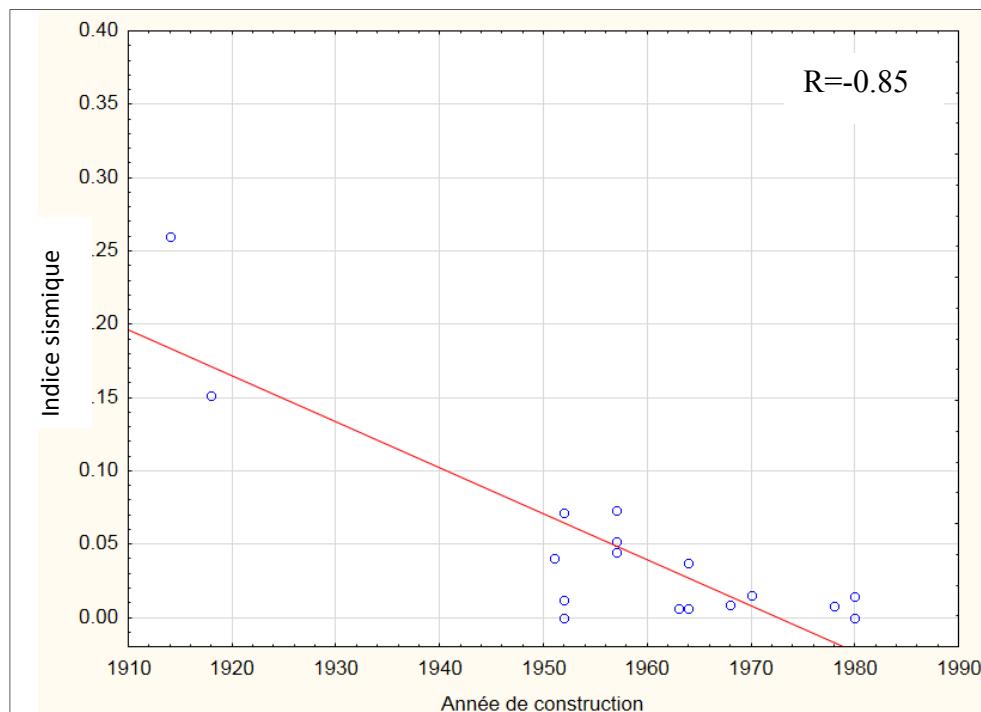


Figure 8.8 Indice sismique selon l'année de construction en tenant compte de la résistance et de la ductilité structurale

En conclusion, le tableau 8.4 montre que les mesures de vibrations ambiantes via le modèle modal ont permis de mettre en évidence la cohérence globale de la procédure d'évaluation proposée à 3 niveaux à travers l'estimation du dommage pour le niveau « Léger ». D'un autre côté, la méthode proposée se rapproche plus de la méthode du NRC-92, vu que le classement des écoles en fonction des probabilités de dommage est globalement cohérent entre les deux méthodes.

Tableau 8.5 Comparaison du niveau-N2 avec les 3 méthodes de pointage en fonction de la probabilité d'endommagement pour le niveau « Léger »

École	Type str. (NRC-92)	AC	NE	Type de sol	Irrég. Plane	Irrég. Verticale	Frequ. [Hz]	Probabilité de dommage	Niveau N2	NBC-92	Karb.	Tisch.
22	OAM	1914	295	C	Faible	Sans	2.271	50.60%	G3	G2	G4	G4
21	BMR	1918	188	C	Sévère	Sans	4.254	34.00%	G2	G2	G3	G3
12_2	BMR	1957	427	B	Faible	Sans	4.34	16.50%	G3	G4	G4	G4
1	OBM	1952	450	D	Sévère	Sans	5.56	14.00%	G1	G1	G1	G2
12_3	BMR	1957	427	B	Faible	Sans	4.31	11.60%	G3	G4	G4	G4
12_1	BMR	1957	427	B	Faible	Sans	4.22	10.00%	G3	G4	G4	G4
20	OBM	1951	187	C	Modérée	Sans	5.89	7.90%	G2	G2	G4	G3
11_2	OBM	1964	608	B	Faible	Sans	3.63	7.25%	G3	G4	G4	G4
6	OBM	1970	507	C	Modérée	Sans	6.19	5.20%	G3	G2	G2	G1
7	OBM	1980	466	C	Modérée	Sévère	5.88	5.00%	G3	G2	G1	G3
8	OBM	1978	615	B	Faible	Sans	4.69	2.70%	G3	G3	G3	G1
3	PPB	1952	299	C	Sévère	Sans	4.35	2.65%	G2	G2	G2	G1
2	OBM	1968	560	C	Sévère	Sans	6.69	1.75%	G2	G2	G1	G1
11_1	OBM	1964	608	B	Faible	Sans	3.69	1.20%	G3	G4	G4	G4
9	OBM	1963	600	B	Modérée	Faible	5.07	1.20%	G3	G3	G2	G3
13	MCB	1980	560	D	Faible	Sans	8.91	0.01%	G3	G2	G2	G2
17	OBM	1952	148	B	Faible	Sans	3.86	0.00%	G3	G3	G3	G4

CONCLUSION

Les séismes ont un impact important sur la vie de la population ainsi que sur l'économie des régions touchées; or, la planification des interventions de mitigation, afin d'assurer la sécurité post-sismique des établissements, passe par l'évaluation du risque sismique. Dans les applications où l'objectif est de prioriser les interventions de mitigation ou identifier les bâtiments les plus vulnérables parmi un groupe d'immeubles à un site spécifique, le risque sismique est défini de façon qualitative. Ces méthodes d'évaluation, dites rapides, permettent, de façon sommaire, l'identification des bâtiments présentant une vulnérabilité sismique plus élevée relativement aux groupes de bâtiments considérés. Cette approche permet à la fois d'identifier les bâtiments qui ne représentent pas de risque en termes de sécurité des usagers ou en termes de dégâts et identifier les bâtiments devant faire l'objet d'évaluations détaillées dans un deuxième temps.

La revue de littérature a montré que le principe de base des méthodes d'évaluation rapide repose généralement sur une estimation d'un niveau de risque ou de vulnérabilité relatif pour chacun des trois paramètres définissant le risque sismique : (a) l'aléa généralement estimé sur la base des données d'aléa régional et prenant ou non en considération l'effet d'amplification dû aux effets de site, (b) la vulnérabilité structurale incluant un ensemble de paramètres caractérisant la structure et traduisant sa réponse latérale, ses déficiences sismiques probables et son niveau de conception sismique, et finalement (c) l'importance socio-économique associée au bâtiment.

La plupart des procédures développées à ce jour reposent sur la cueillette d'information par le biais de visites d'inspection et d'étude de la documentation. Le parc immobilier des établissements scolaires du Québec comportent plus de 4400 bâtiments. Il y a lieu donc de prioriser les inspections a priori des évaluations détaillées.

L'objectif principal de la présente étude a été le développement d'une procédure de sélection en amont des inspections et du processus d'évaluation sismique pour les bâtiments scolaires

du Québec. La méthode est donc considérée comme novatrice dans son domaine puisqu'elle ne nécessite pas d'inspection visuelle ni analyses détaillées. Les objectifs spécifiques ont été au nombre de 4 : (i) caractériser de l'ensemble des écoles du réseau du MÉLS en fonction des paramètres clés servant à l'évaluation de la vulnérabilité sismique, (ii) identifier les propriétés dynamiques des typologies structurales typiques des bâtiments scolaires et le développement d'un modèle modal par la suite pour valider la procédure à 3 niveaux (iii) classifier l'ensemble des écoles du réseau du MÉLS en fonction de leur vulnérabilité sismique sur l'ensemble du territoire de la province et (iii) intégrer à la classification des écoles jugées plus vulnérables au niveau de la province les données sur les effets d'amplification des sites (microzonage sismique) et des données caractérisant les irrégularités structurales des bâtiments.

Le portrait tracé des écoles a montré que le secteur primaire est le plus important dans la province, avec environ 80% du nombre total des écoles, ainsi que plus de 50% des élèves de la province (excluant les études supérieures) fréquentent les écoles primaires. Par ailleurs, le secteur primaire est le plus important avec environ 79% du nombre total des écoles de la métropole. L'étude montre aussi que la grande majorité des écoles sont situées au sud de la province le long de la vallée du Saint-Laurent et de la vallée de l'Outaouais, région à sismicité modérée avec une forte sismicité dans la région de Charlevoix.

Par rapport au niveau de conception sismique, le développement dans la considération de l'aléa sismique, à travers les différentes versions du CNBC, implique une conception parasismique plus sévère pour les nouveaux bâtiments. Or, les écoles construites après les années 1970 ont bénéficié des améliorations en matière d'exigences parasismiques introduites dans le CNBC et les normes de conception même si le nombre de construction est nettement inférieur après 1970. La majorité du parc écolier du Québec (83% des 2714 bâtiments) a été construit avant 1970. L'année de construction a été retenue comme étant un indicateur du niveau de force considérée et du niveau de conception sismique.

Quant aux codes de construction et la typologie structurale, l'effort sismique pour les systèmes conventionnels (structures en béton) a connu une nette augmentation. Or, on estime à environ 53% des 2714 bâtiments scolaires de la province, la proportion des bâtiments en ossature en béton, qui ont été pour la plupart construites avant 1970, soit avec peu de détails parassismiques. On considère ces bâtiments comme vulnérables aux séismes, d'autant plus que ces bâtiments sont souvent constitués de cadres résistants dans une seule direction. De ce fait, la structure peut être suffisamment rigide, et donc résiste de façon adéquate aux tremblements de terre d'intensité faible ou modérée; en revanche dans l'autre direction, plus faible, la structure peut être plus flexible et donc moins résistante aux efforts sismiques. Cette flexibilité relative provoque donc d'importants dommages aux éléments non structuraux, même dans le cas de séismes de faible intensité. On a noté l'utilisation de maçonnerie non armée pour le remplissage des cadres d'extrémité et souvent pour les murs de partition.

L'aménagement intérieur des écoles primaires dépend grandement de la diversité de champs d'intérêts qui a pour conséquence d'affecter la conception et la disposition de l'espace vivable au sein des écoles. Suite à cet agencement disparate, le bâtiment est irrégulier en forme, en plan et en élévation à la fois. Cette irrégularité géométrique s'accompagne de façon systématique d'une irrégularité structurelle, une caractéristique contribuant à la vulnérabilité sismique. La différence de hauteur entre les étages, générée par les gymnases, s'ils font partie de l'ensemble structural, a pour effet d'augmenter la flexibilité de la structure et donc la torsion en augmentant les déplacements. Ce qui constitue un risque d'effondrement du remplissage de maçonnerie non-armée souvent utilisé dans les gymnases.

La procédure développée a mis l'accent sur les deux premiers niveaux d'évaluation. Au premier niveau, on s'est intéressé aux écoles dans leur globalité et donc la taille de l'échantillon est de l'ordre de la province. L'évaluation visait à écarter les bâtiments présentant un risque faible. Les paramètres retenus pour le niveau-N1 sont : l'aléa sismique, l'année de construction et le nombre d'élèves.

Au deuxième niveau, l'échantillon des écoles considéré a été de taille moins importante (niveau de la commission scolaire). L'évaluation a visé l'identification des bâtiments pouvant présenter un risque sismique et devant faire l'objet d'une inspection. Les paramètres ajoutés à ce niveau d'évaluation sont le type de sol et les irrégularités géométriques en plan et en hauteur.

À l'issue de chacun de ces niveaux d'évaluation les bâtiments sont classés en quatre groupes de priorité illustrant le risque sismique relatif. Les bâtiments appartenant au groupe G4 ont été jugés à faible risque, généralement dès l'évaluation N1, et les bâtiments appartenant aux groupes G1 ont été considérés à risque élevé et devant faire l'objet d'une inspection en priorité. Les bâtiments des groupes G2 et G3 pourraient également faire l'objet d'une inspection en fonction des ressources disponibles.

Enfin, au troisième niveau, l'évaluation vise un bâtiment spécifique par inspection visuelle et étude des plans. L'inspection réalisée doit permettre d'identifier le type structural et le matériau constitutif et d'obtenir une priorité d'évaluation détaillée (analyse structurale) parmi un nombre de bâtiments plus restreints. À cette étape, les méthodes de pointage comme celles de NRC-92, Karbassi ou Tischer peuvent être utilisées, car elles permettent de mettre en évidence les déficiences.

L'inspection des 22 bâtiments scolaires de l'île de Montréal et par la suite, la comparaison avec trois méthodes de pointage a montré qu'il y a une disparité entre les rangs respectifs au sein même des méthodes de pointage car elles utilisent des paramètres clés et des critères différents. Or, l'objectif premier de cette comparaison était surtout de voir s'il y a cohérence entre les méthodes et surtout juger si le classement préliminaire est conservateur, chose qui a été constatée.

Globalement, on a remarqué que le classement issu du niveau-N2 se rapproche plus de celui de la méthode NRC-92, spécialement pour les cas extrêmes, c'est-à-dire pour les écoles appartenant aux groupes G1 et G4.

Les mesures de vibrations ambiantes réalisées sur 17 bâtiments et l'analyse de ces données au moyen d'un modèle modal simple ont montré que les paramètres pris en compte dans la procédure proposée sont pertinents et la méthode est cohérente. L'estimation du dommage pour le niveau « Léger » a permis de valider le classement obtenu à l'issu du niveau N2 et de comparer avec les méthodes de pointage pouvant être utilisées au niveau N3.

Les résultats du modèle modal montrent que les probabilités d'endommagement sont bien corrélées avec l'année de construction. La prise en compte de la ductilité et la sur-résistance de la structure, R_d et R_0 respectivement, pour la définition d'un indice sismique, a montré que la variation de la corrélation, entre cet indice et l'année de construction, est négligeable. Ce qui confirme que l'année de construction est un paramètre suffisant à ce stade d'évaluation, pour représenter le niveau de vulnérabilité des structures au degré de précision recherché par la procédure de sélection.

Finalement, on a pu réaliser ce qui suit :

- on a caractérisé l'ensemble des écoles du réseau du MÉLS en fonction des paramètres clés servant à l'évaluation de la vulnérabilité sismique; à savoir : l'aléa sismique, l'année de construction et le nombre d'élèves;
- on a intégré à la classification des écoles jugées plus vulnérables au niveau de la province les données sur les effets d'amplification des sites (microzonage sismique) et des données caractérisant les irrégularités structurales des bâtiments;
- on a caractérisé les propriétés dynamiques des typologies structurales typiques des bâtiments scolaires, en ce sens que les fréquences propres de vibration oscillent en général autour d'une valeur de 5 Hz et l'amortissement ne dépasse pas les 5 % avec une valeur se situant au tour des 2%;
- on a pu, au moyen d'un modèle modal généré à partir de mesures de vibrations ambiantes, classer 17 bâtiments scolaires en fonction de leur probabilité d'endommagement pour le niveau de dommage léger.

RECOMMANDATIONS

Les recommandations suivantes s'appuient sur les résultats obtenus aux deux premiers niveaux d'évaluation sismique N1 et N2, ainsi que la comparaison faite avec les trois méthodes de pointage d'une part (voir section 6.2) et les résultats issus du modèle modal (voir chapitre 8).

Concernant les deux premiers niveaux d'évaluation (N1 et N2), les résultats de la présente étude montrent que la méthode proposée se rapproche plus de la méthode NRC-92 dont le paramètre clé est l'année de construction.

La prise en compte d'un paramètre additionnel en rapport avec le matériau ou la structure ne semble pas être nécessaire si on se fie aux résultats de l'analyse modale, mais on recommande tout de même qu'une étude plus élargie soit effectuée.

Par ailleurs, puisque les écoles primaires ont en général une planimétrie qui leur est particulière, en ce sens qu'une dimension est plus prononcée dans un sens que dans l'autre, l'effet de torsion est non négligeable même si aucun mode de torsion n'a pu être déterminé comme primaire. Cet effet de torsion est bien pris en compte dans la méthode du NRC-92 et par conséquent, cette dernière pourrait constituer une étape ultime de vérification pour les écoles appartenant aux groupes G2 et G3, avant son éventuelle application pour le niveau-N3.

L'application de la procédure à d'autres écoles (celles de Sherbrooke) ou des écoles secondaires, ainsi qu'une modélisation de type structural avec et sans irrégularités des écoles pour raffiner la procédure sont souhaitables.

ANNEXE I

INTRODUCTION

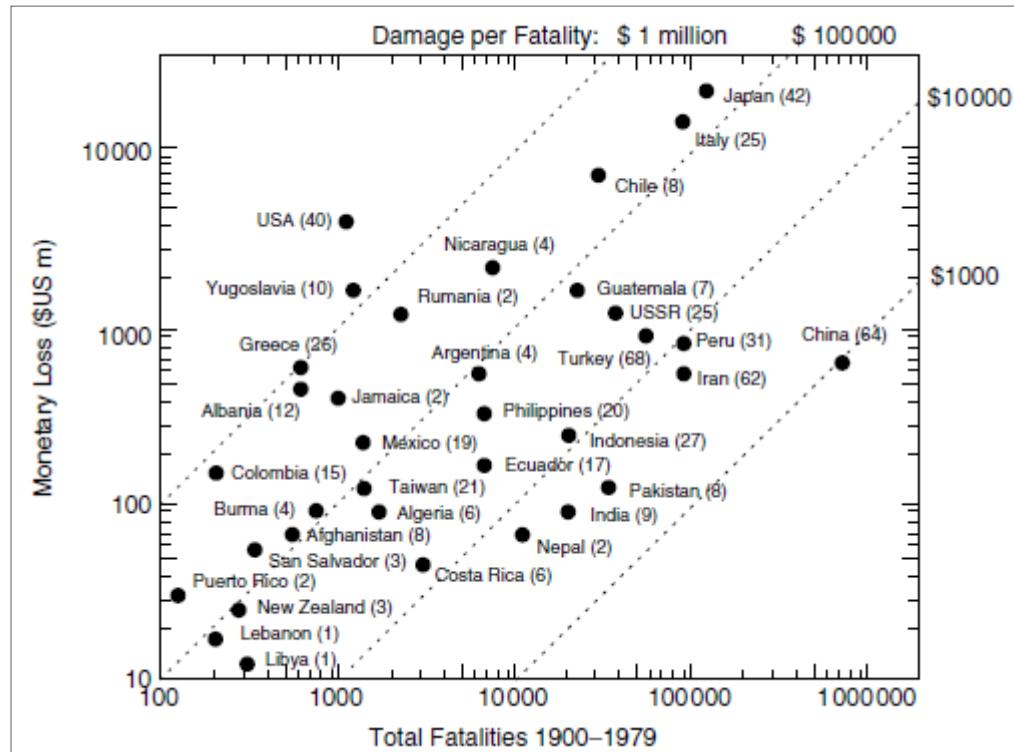


Figure-A I-1 Impacts humains et économiques de séismes par pays
Tirée de Coburn et Spence (2002, page 13)

Tableau-A I-1 Dommages en fonction des équipements, séisme du Saguenay 1988
 Adapté de Paultre et al. (1993, page 991)

Équipements	Nombre de réclamations	Dommages (milliers de \$)
Maisons de moins de 2 étages	1,155	5,617
Appartement de bâtiments de plus de 2 étages	28	585
Commercial et industriel	55	474
Églises	51	2,066
Écoles	226	25,000
Hôpitaux	36	6,678
Services publics	73	2,050
Puits et aqueducs	228	1,013
Total	1,852	43,928

ANNEXE II

NIVEAU-N1

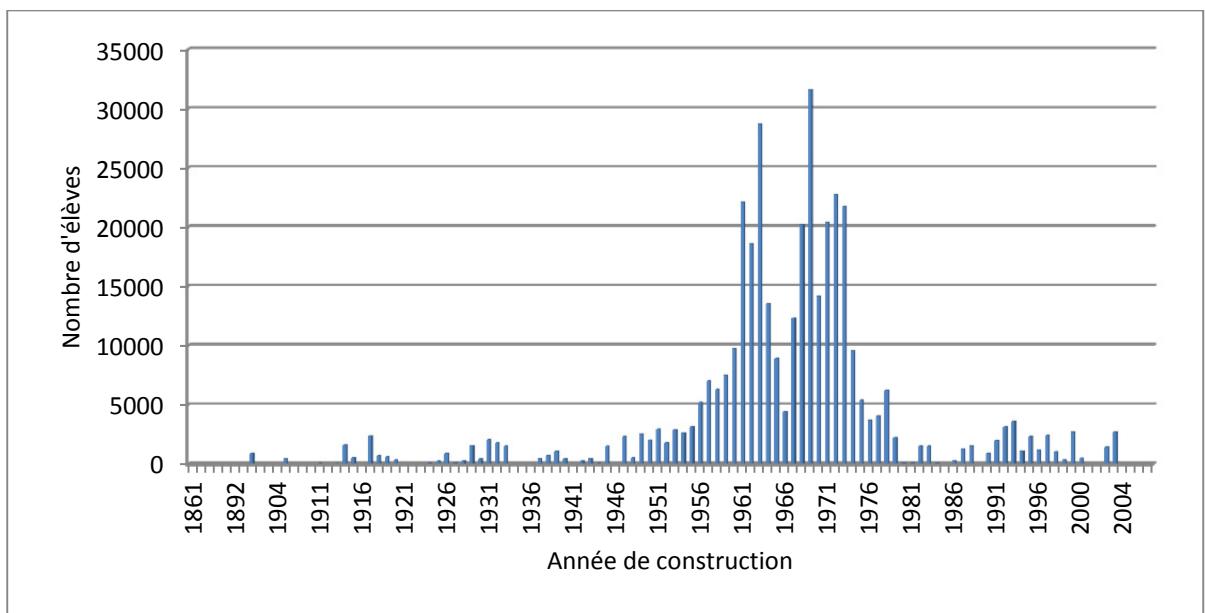


Figure-A II-1 Nombre d'élèves en fonction de l'année de construction – Secondaire

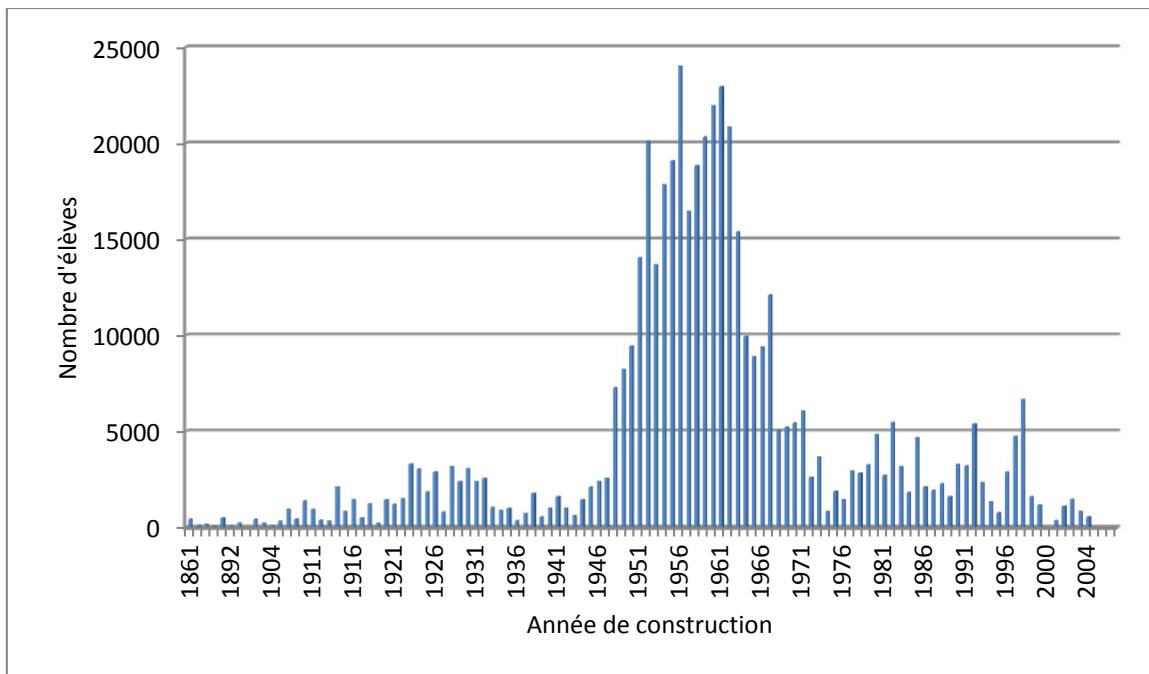


Figure-A II-2 Nombre d'élèves en fonction de l'année de construction – Primaire

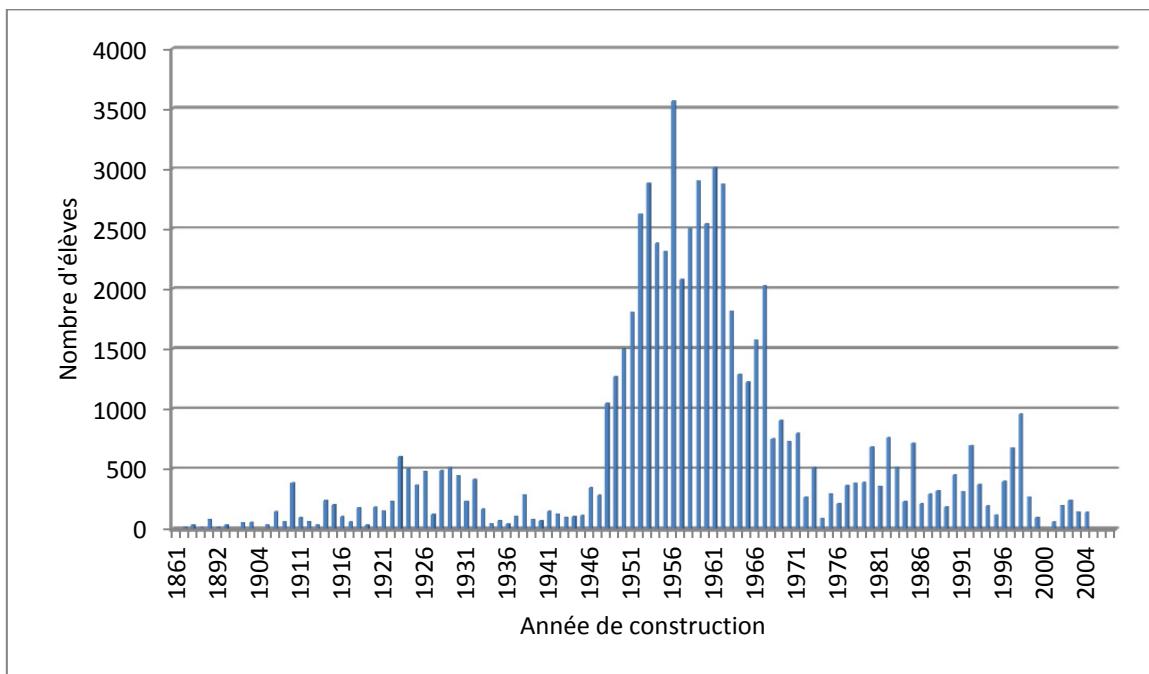


Figure-A II-3 Nombre d'élèves en fonction de l'année de construction – Maternel

Tableau-A II-1 Catégories du risque relatif au nombre d'élève

		Nombre d'élèves	
Plages	Réccur.	Max	Min
N3 (1000 et plus)	1	3275	6
	2	2153	0
	3	1279	14
	4	704	15
	5	664	30
N2 (100 à 1000)	6	533	17
	7	518	43
	8	414	34
	9	317	60
	10	327	44
N1 (moins de 100)	11	267	58
	12	55	40
	13	74	74
	14	62	62
	15	81	81

Tableau-A II-2 Proportions de types de bâtiments selon le nombre d'étages

Typologie	1 étage	2 étages	3 étages	4 étages	5 étages	6 étages	Total général
Acier	0.3%	5.2%	6.4%	1.5%	0.1%	0.0%	13.5%
Bois	2.1%	17.5%	1.9%	0.1%	0.0%	0.0%	21.5%
Béton	2.2%	19.8%	4.5%	0.6%	0.1%	0.0%	27.2%
Murs de cisaillement	4.5%	15.3%	3.9%	0.4%	0.0%	0.1%	24.2%
Acier contreventé	1.5%	11.4%	0.7%	0.0%	0.0%	0.0%	13.5%

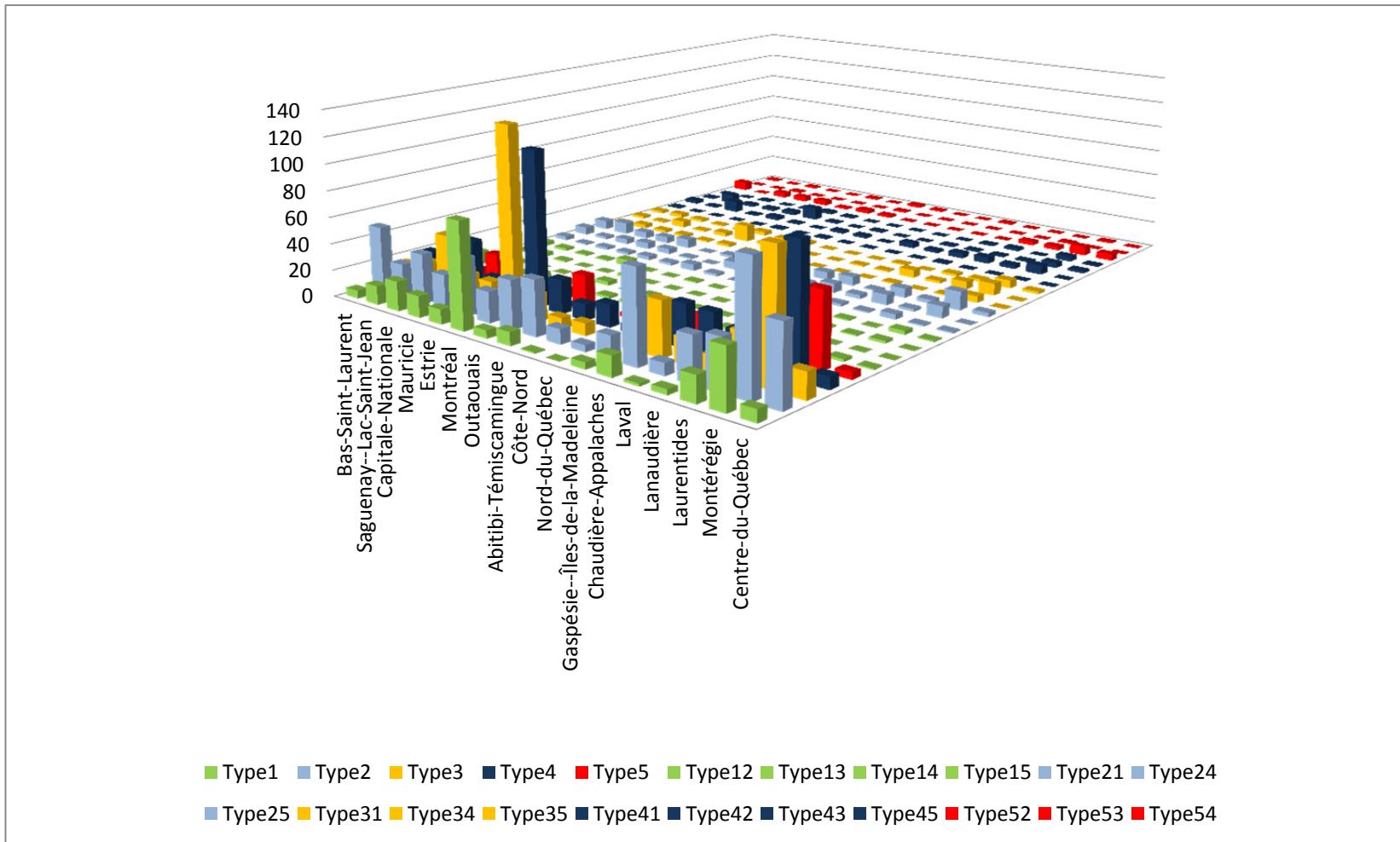


Figure-A II-4 Nombre de bâtiments selon la typologie et par région

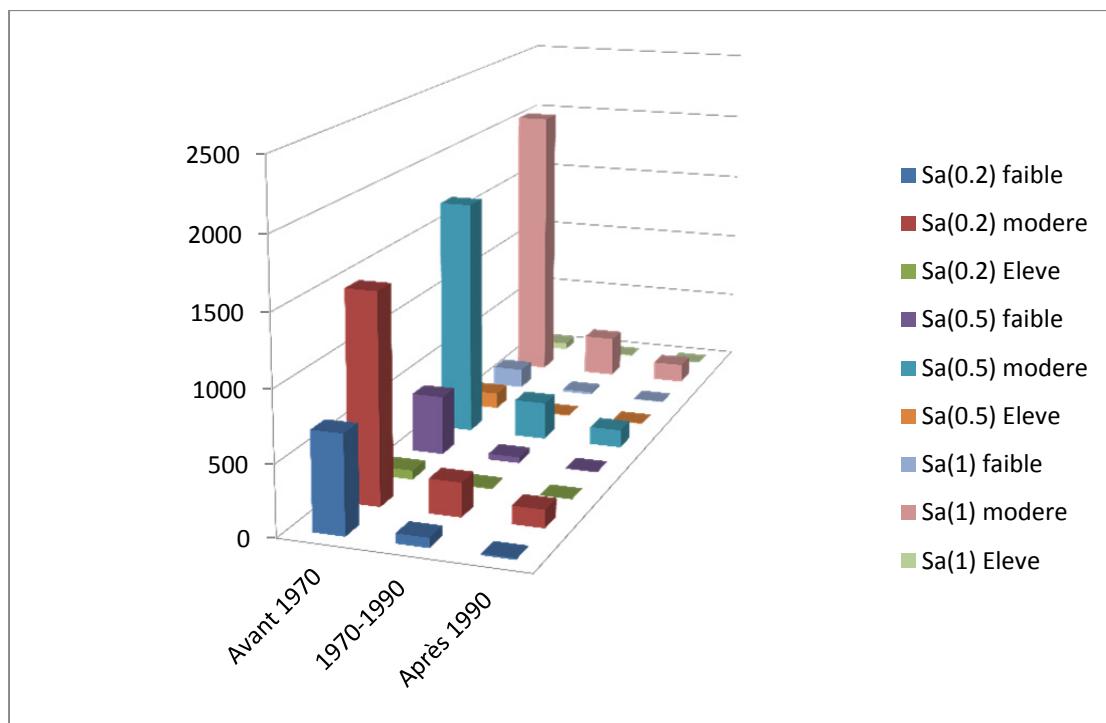


Figure-A II-5 Nombre d'écoles par tranches d'années selon l'accélération spectrale

Tableau-A II-3 Proportion de bâtiments selon les principales accélérations spectrales

Sa(0.2s)	Bâtiments	Pourcent
Élevé	7579	2.70%
Faible	95898	25.00%
Modéré	378922	72.30%
Total	482399	100.00%
Sa(0.5s)	Bâtiments	Pourcent
Élevé	16362	3.39%
Faible	59559	12.35%
Modéré	406478	84.26%
Total	482399	100.00%
Sa(1.0s)	Bâtiments	Pourcent
Élevé	5791	1.20%
Faible	17094	3.54%
Modéré	459514	95.26%
Total	482399	100.00%

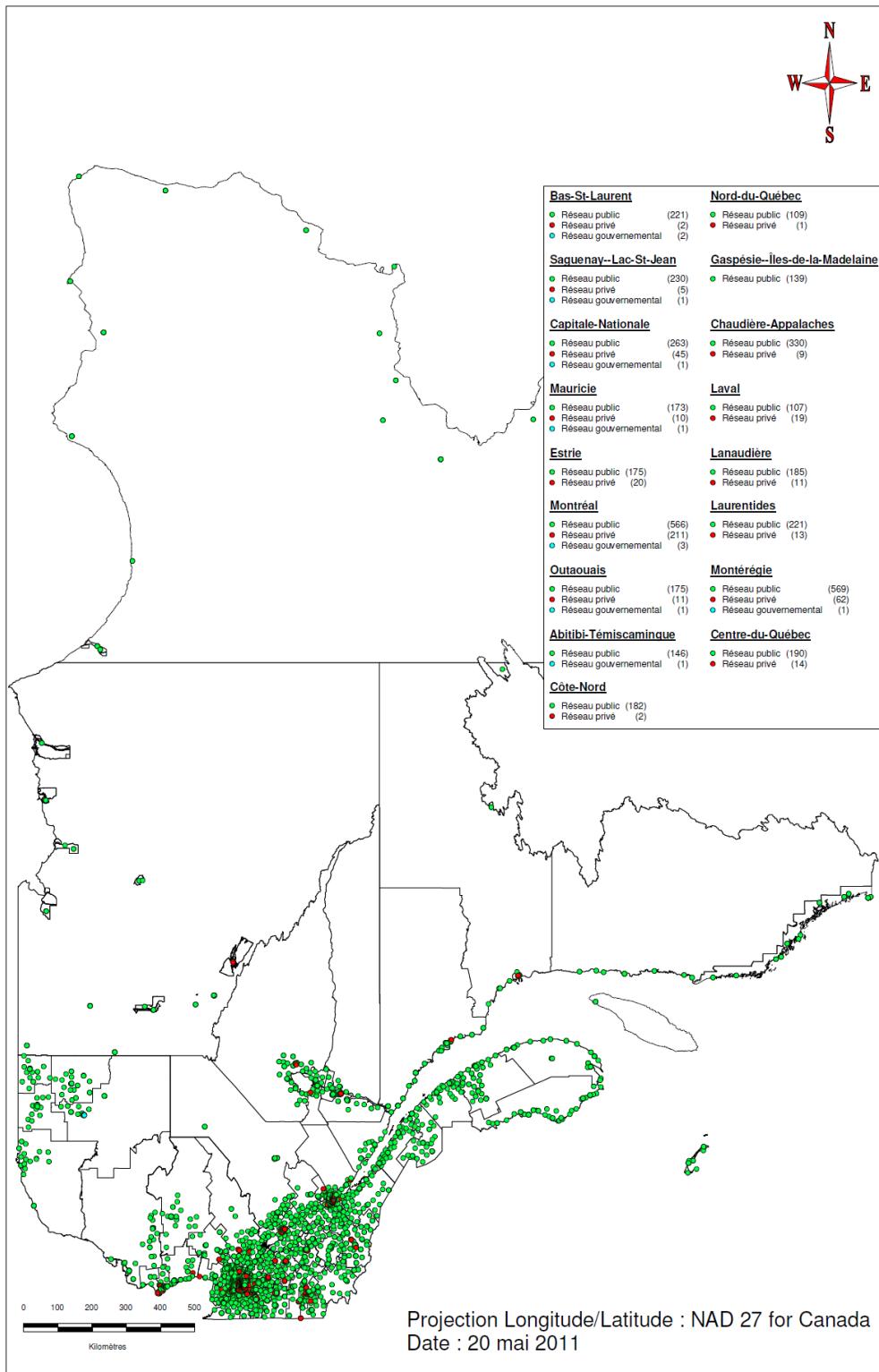


Figure-A II-6 Répartition provinciale des écoles par région selon le réseau d'enseignement

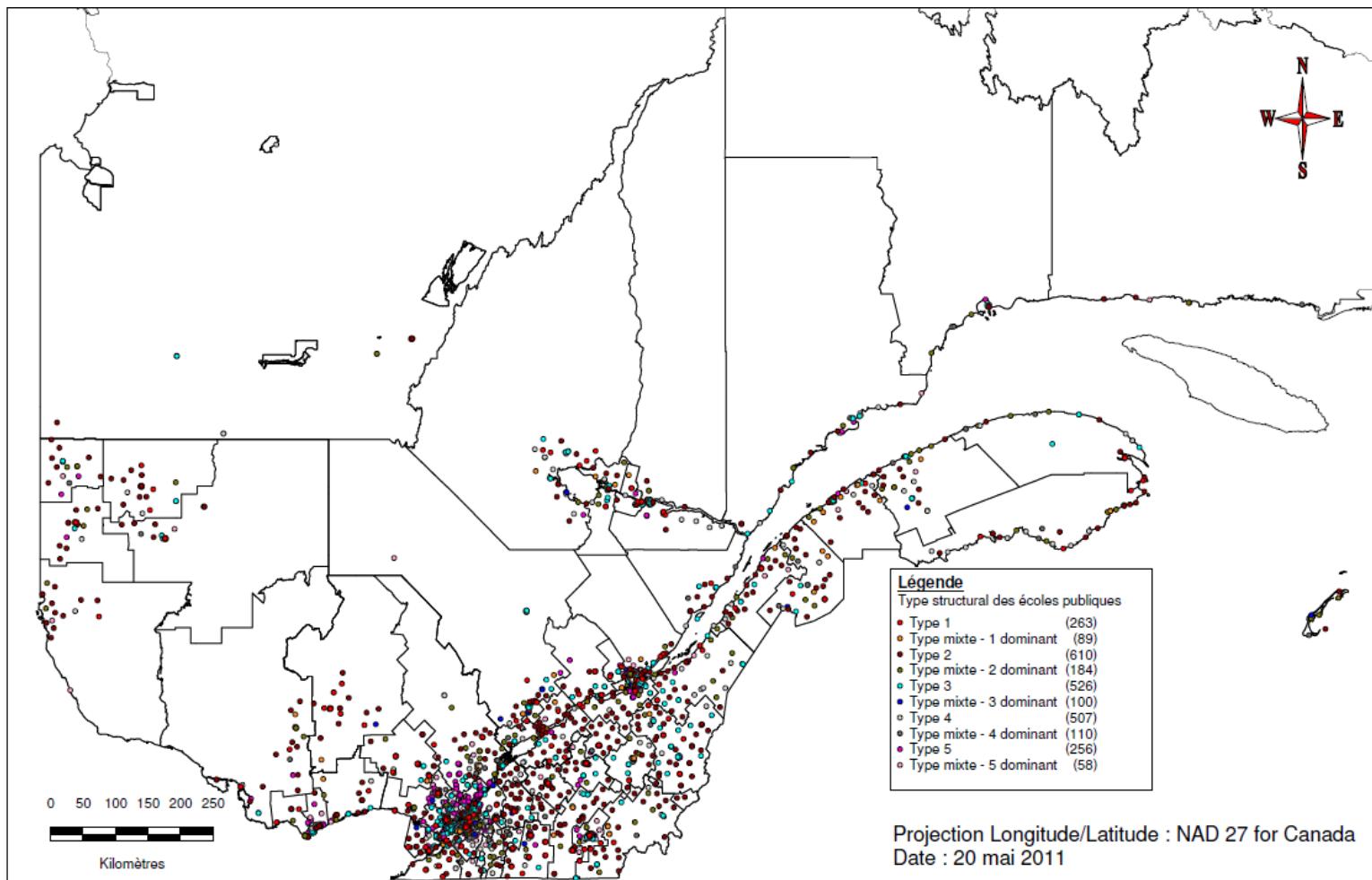


Figure-A II-7 Répartition provinciale des écoles selon le type structural

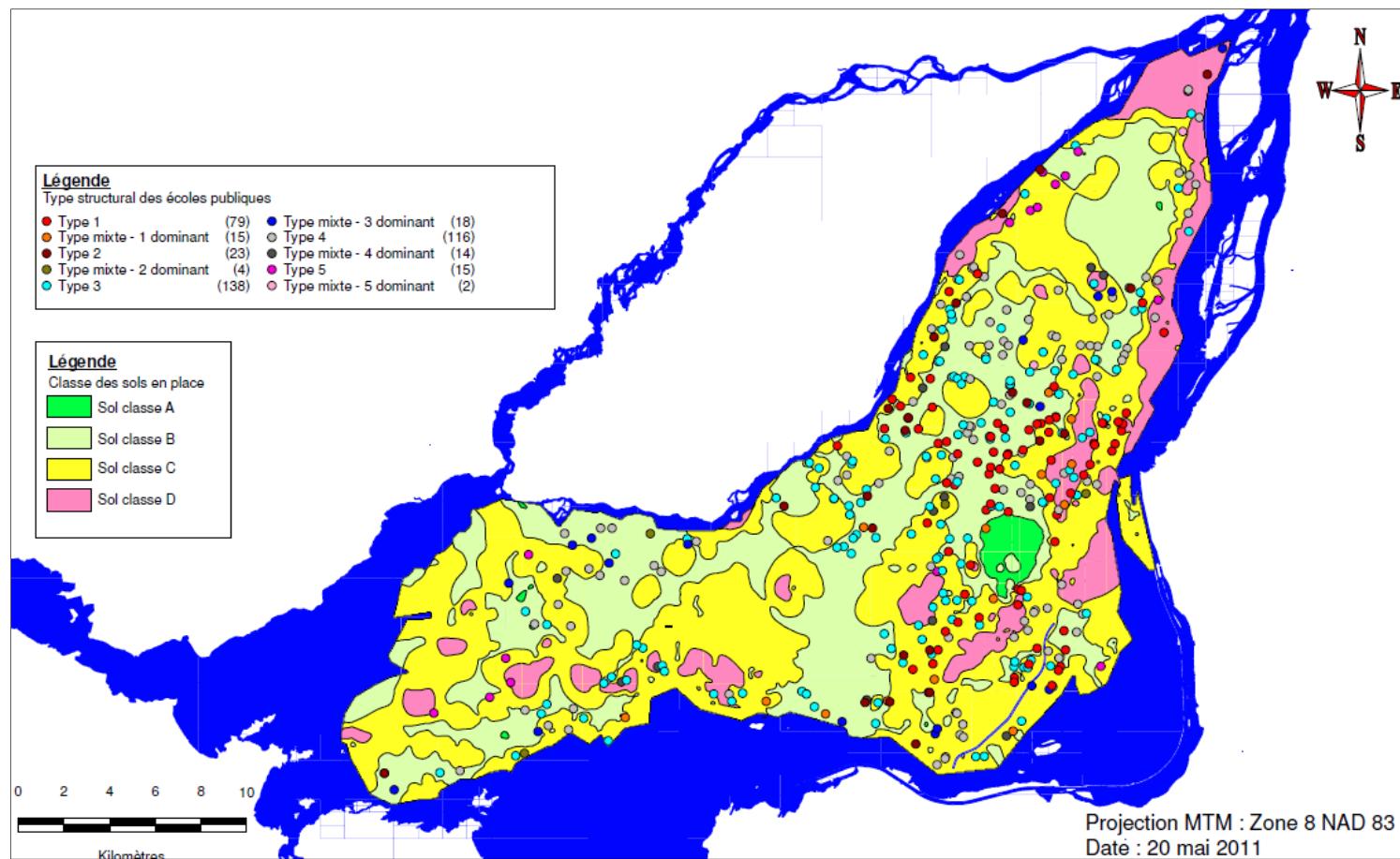


Figure-A II-8 Répartition des écoles en Île-de-Montréal selon le type structural dominant probable

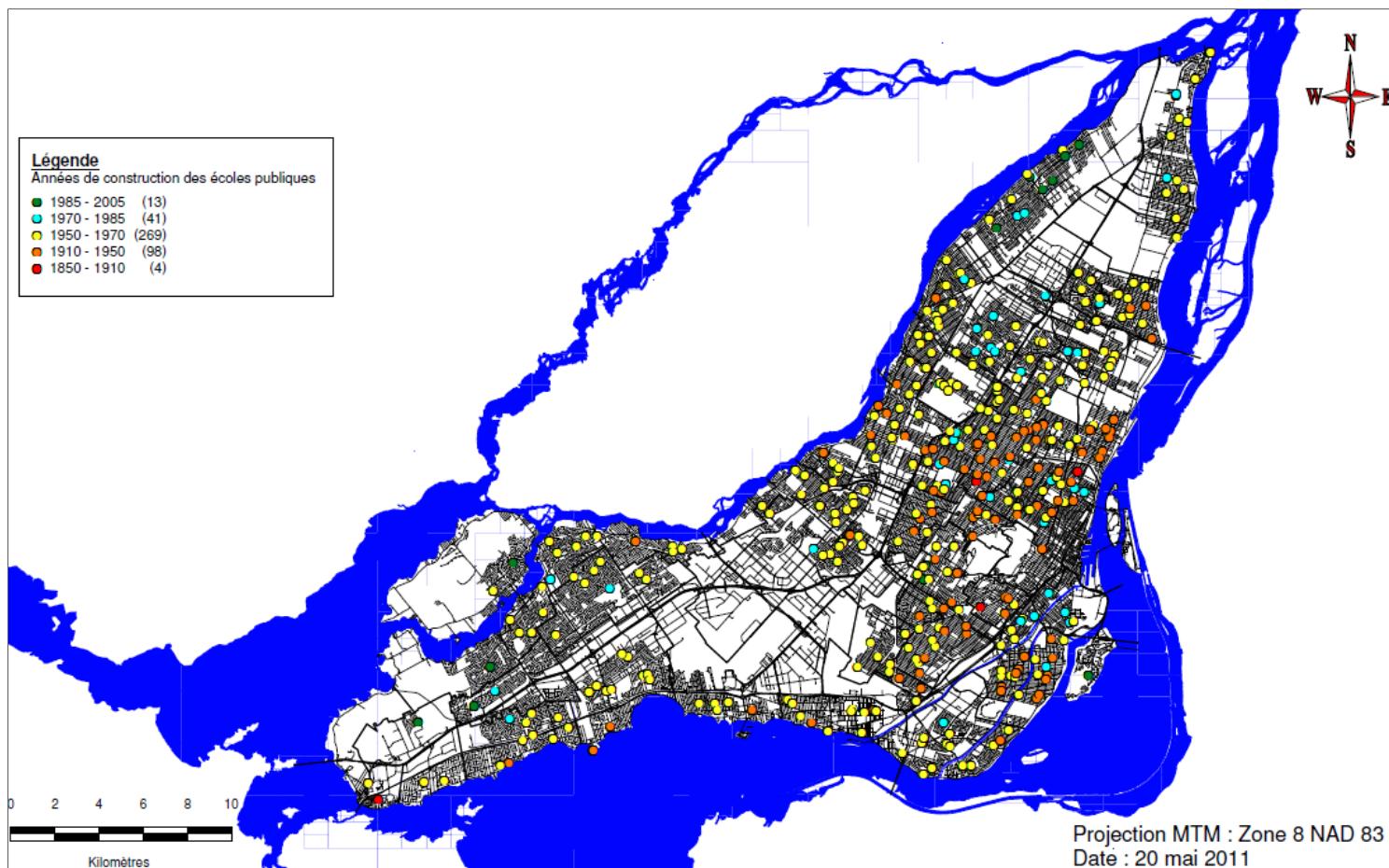


Figure-A II-9 Répartition des écoles en Île-de-Montréal selon l'année de construction

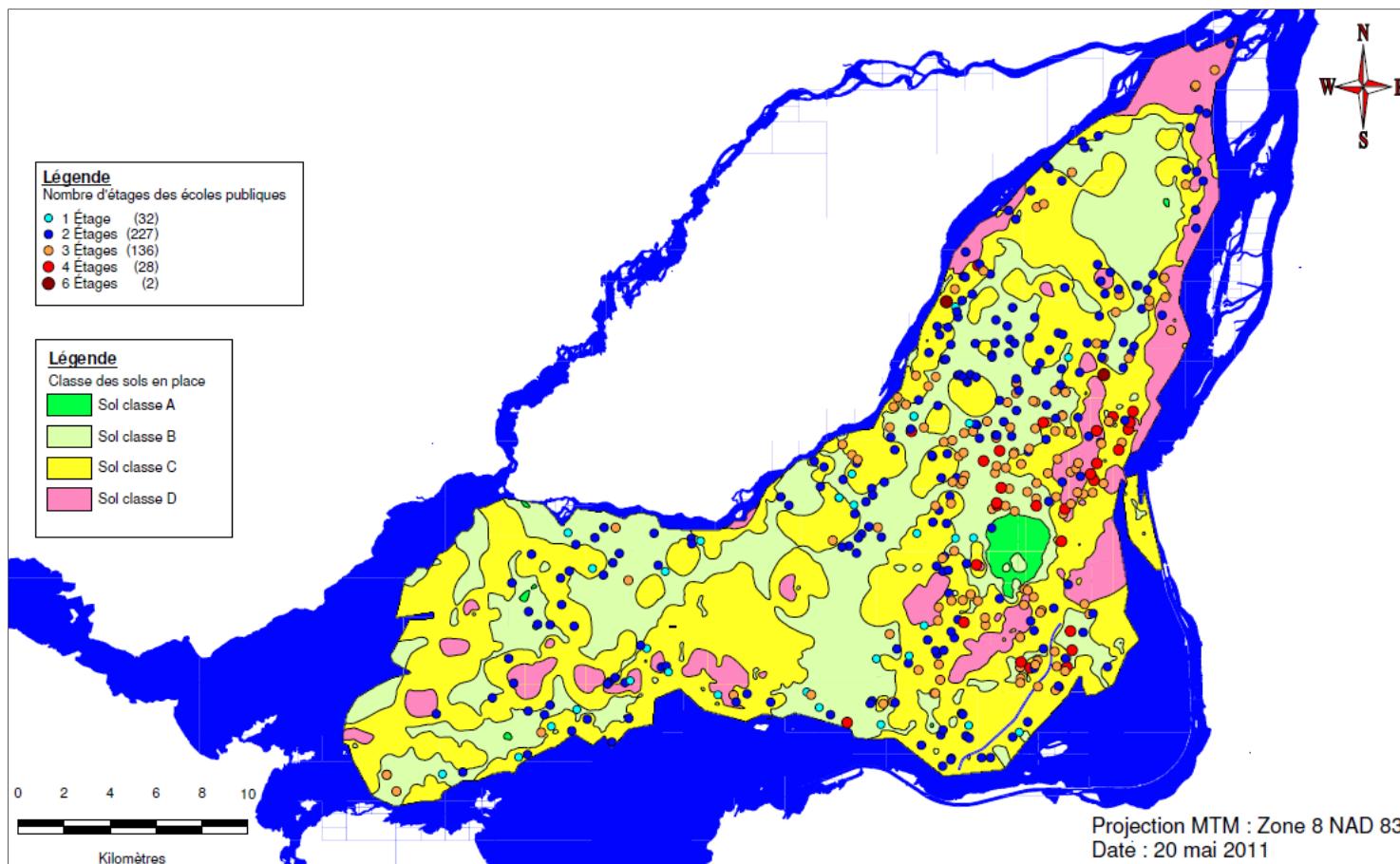


Figure-A II-10 Répartition des écoles en Île-de-Montréal selon nombre d'étages

ANNEXE III

NIVEAU-N2

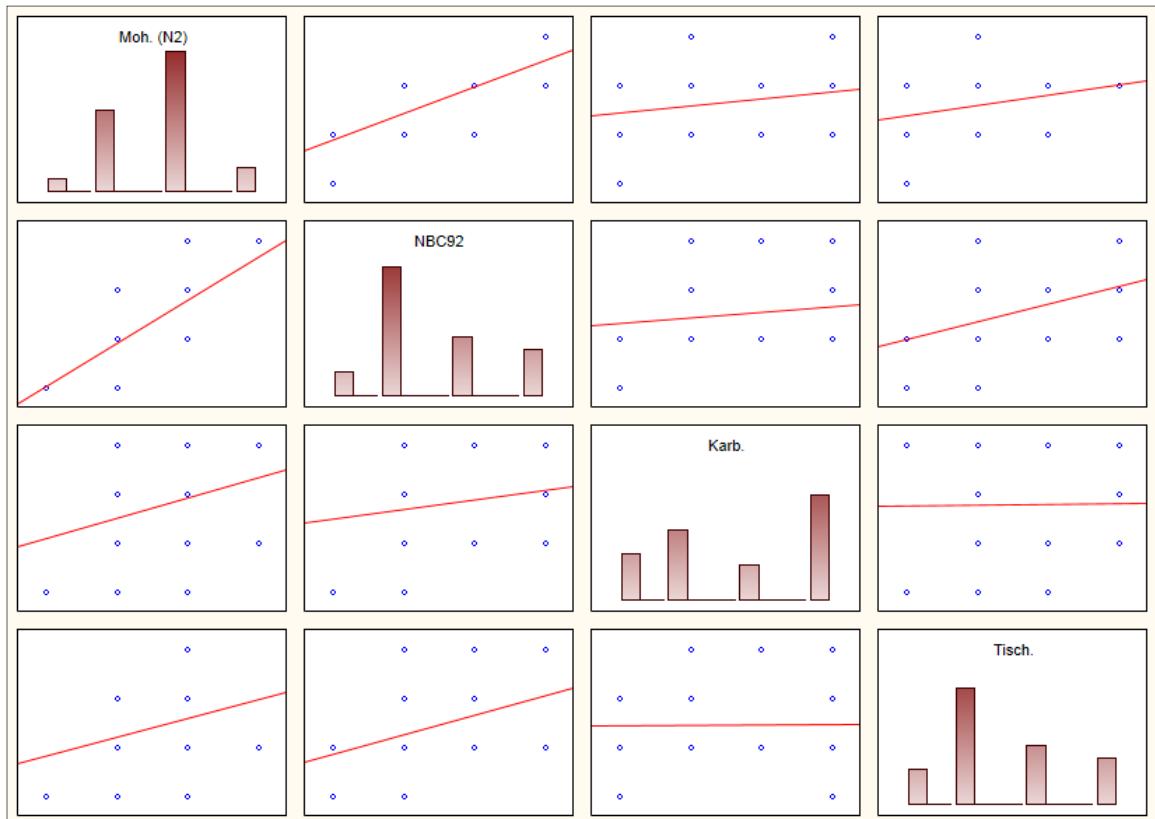


Figure-A III-1 Corrélations entre le Niveau-N2 et les trois méthodes de pointage

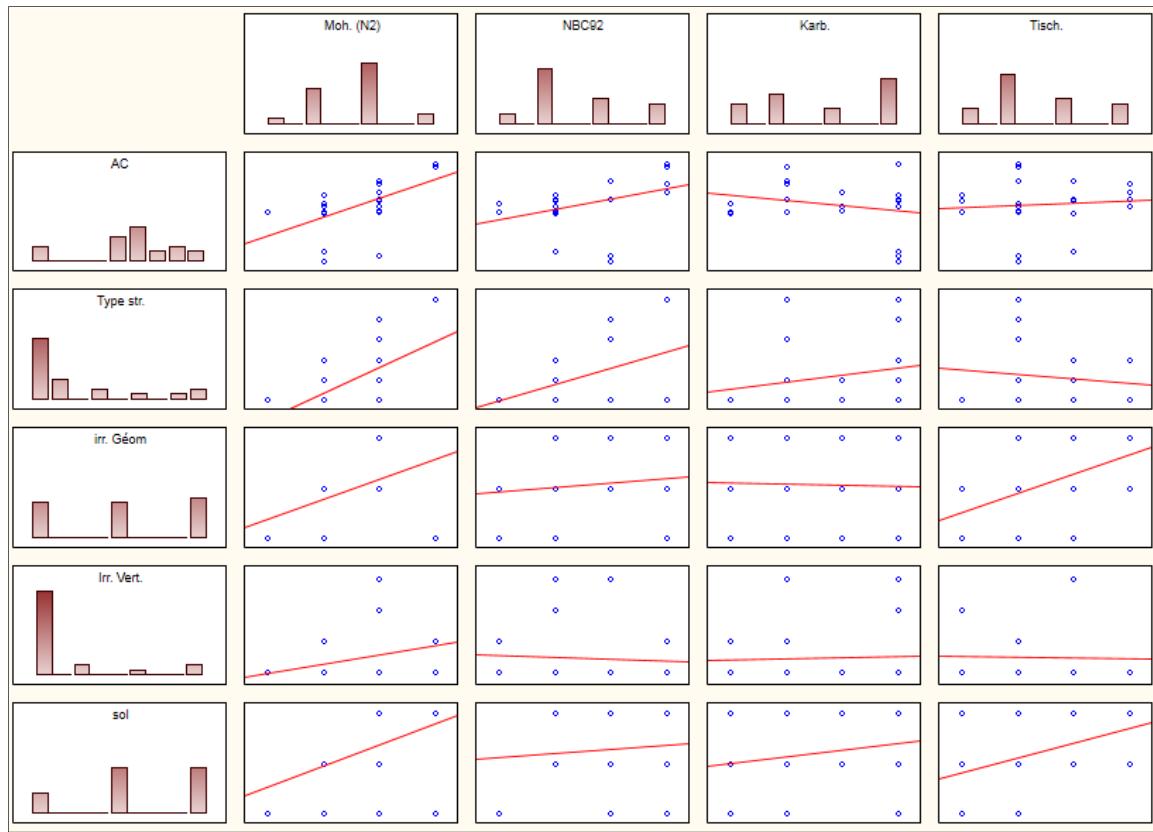


Figure-A III-2 Corrélations totales entre les paramètres-clé et le Niveau-N2
ainsi que les trois méthodes de pointage

ANNEXE IV

VALIDATION DE L'ÉVALUATION-N2 PAR L'APPLICATION DE MÉTHODES DE POINTAGE DE NIVEAU-N3

Fiche d'identification structurale			Page 1 de 3	
Informations	Nom du bâtiment :	Non divulguée		
	Pavillon/Aile :			
	Adresse :			
	Code postal :			
	Association/Groupe :	Commission scolaire en Île-de-Montréal		
	Année de construction :		CNB de conception:	
Coordonnées :	MTMX :	MTM Y :		
Inspection	Date :			
	Personnes présentes :	Sylvie Delage (Dir.) - Mohammed Mestar, Jocelyn Voyer		
	Plans disponibles	<input checked="" type="radio"/> Oui <input type="radio"/> Non <input type="radio"/> Nd		
	Si oui, où:			
<u>Croquis et photos :</u>				
Photo en plan Non divulguée		Photo en élévation Non divulguée		
Divers	Commentaires :			

Fiche d'identification structurale			Page 2 de 3	
Sismicité	A Sismicité (2010)			
	• Accélération spectrale (0.2 s) :	0.64		
	• Accélération spectrale (0.5 s) :	0.31		
	• Accélération spectrale (1.0 s) :	0.14		
	• Accélération de pointe au roc :	0.33		
État du sol	B Catégorie de sol (2005)			
	• A - Roche dur	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• B - Roche	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• C - Sol dense/Roche tendre	<input checked="" type="checkbox"/> Oui	<input type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• D - Sol consistant	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• E - Sol meuble	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• F - Autres sols	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
Importance du bâtiment	E Dimensions du bâtiment :			
	Surface totale :			
	Nombre d'étages :	4		
	Nombre d'occupants :			
	Agrandissements ou travaux de rénovation	<input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	Si oui, commenter :	Gymnase, mais séparé du bâtiment		
	Utilisation principale du bâtiment :			
	• Établissement de réunion	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• Services commerciaux, personnels	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
	• Bureaux, institutions, manufactures	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd
• Résidences	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd	
• Entrepôts	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd	
• École	<input checked="" type="checkbox"/> Oui	<input type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd	
• Protection civile (Poste de police, caserne de pompier, hôpitaux)	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd	
• Exploitation spéciale	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd	
• Désignation patrimoniale	<input type="checkbox"/> Oui	<input checked="" type="checkbox"/> Non	<input type="checkbox"/> Nd	
Système structural	C Type structural :			
	Description générale :	Structure en acier, poteaux couverts de gypse		
	Ossature :	<input type="checkbox"/> Béton armé <input checked="" type="checkbox"/> Acier <input type="checkbox"/> Bois <input type="checkbox"/> Maçonnerie non armée		
	Fondations :	Nd		
	Poutres/columnes :			
	Planchers :	<input type="checkbox"/> Béton <input type="checkbox"/> Acier <input checked="" type="checkbox"/> Bois		
	Toiture :	<input type="checkbox"/> Béton <input type="checkbox"/> Acier <input checked="" type="checkbox"/> Bois		
	Détails :			
	Contreventement latéral:	<input type="checkbox"/> Murs travaillant en cisaillement <input checked="" type="checkbox"/> Ossatures résistant aux moments		
		<input type="checkbox"/> Ossatures contreventées <input type="checkbox"/> Nd		
	Enveloppe du bâtiment/ Revêtement :	Briques		
	Présence de murs de refends	<input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input checked="" type="checkbox"/> Nd		
Présence de terracotta à l'intérieur	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd			
Améliorations ou travaux réalisés ou bâtiments ajoutés	<input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd			
Si oui, commenter :	Ajout du gymnase en 1984, fissure sur les façades latérales, réparation avec tirants (voir photos)			

Fiche d'identification structurale				Page 3 de 3
Irrégularités	D Irrégularités du bâtiment			
	1. Verticale	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd	<input type="checkbox"/> Rigidité latérale <input type="checkbox"/> Géométrie (décrochement, pente) <input type="checkbox"/> Etage faible <input type="checkbox"/> Autres :	
	2. Horizontale	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd	<input type="checkbox"/> Centre rigidité ≠ centre de masse <input type="checkbox"/> Système non orthogonal <input type="checkbox"/> Autres :	
	3. Colonnes courtes en béton	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	4. Niveau non rigide	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd	<input type="checkbox"/> Mur en cisaillement discontinu <input type="checkbox"/> Ouvertures <input type="checkbox"/> Autres :	
	5. Collision de bâtiments	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	6. Modifications majeures	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd	<input type="checkbox"/> Agencement général du bâtiment <input type="checkbox"/> Changement de fonction ou d'usage <input type="checkbox"/> Autres :	
	7. Détérioration	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd	<input type="checkbox"/> Matériaux endommagés <input type="checkbox"/> Éléments en acier corrodés <input type="checkbox"/> Éléments en bois pourris <input type="checkbox"/> Éléments en béton effrités <input type="checkbox"/> Autres :	
	F 1 - Risque pour la vie (Chute d'objets extérieurs) :			
	Dangers reliés aux éléments non structuraux	• Cheminée ou tour en maçonnerie	<input checked="" type="radio"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd	
	• Placages ou panneaux de pierre/béton préfabriqués	<input checked="" type="radio"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
Entrée principale	• Revêtement extérieur en maçonnerie	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Parapets	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Auvents au-dessus de sorties et trottoirs	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Vitrage indépendant de la structure	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Verre autre que verre de sécurité	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Autre	<input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input checked="" type="radio"/> Nd		
1 - Risque pour la vie (Chute d'objets intérieurs) :				
	• Éléments lourds	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Cloisons en maçonnerie ou de blocs	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Cloisons amovibles	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Fenêtres et murs rideaux	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Escaliers et cage d'escaliers	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Atriums et prises de jour en toiture	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue	<input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Faux-plafonds suspendus	<input checked="" type="radio"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
Seulement au RC et aux toilettes				
	• Rayonnages à risque dans des zones d'occupation humaine	<input checked="" type="radio"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Appareillages mécaniques ou électriques	<input checked="" type="radio"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> Nd		
	• Autre	<input type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input checked="" type="radio"/> Nd		
2 - Risque pour l'exploitation continue de bâtiments spéciaux :				

Figure-A IV-1 Exemple d'une fiche d'inspection d'un bâtiment scolaire à Montréal

ANNEXE V

MESURES DE VIBRATIONS AMBIANTES

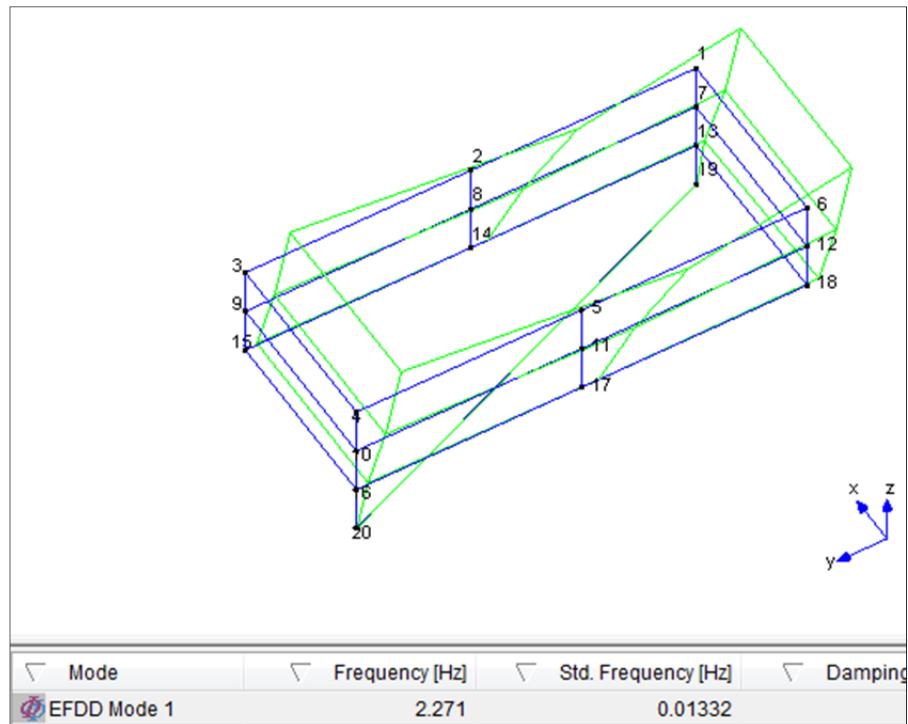


Figure-A IV-1 Déformée modale du premier mode (flexion)
de l'école en figure-A IV-1

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO. 2010. « Guide Specifications for Seismic Isolation Design ». In., p. 64. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Adams, John. 2011. « Seismic hazard maps for the National Building Code of Canada ». In *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2011, CSCE 2011, June 14, 2011 - June 17, 2011*. (Ottawa, ON, Canada) Vol. 2, p. 896-905. Coll. « Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering »: Canadian Society for Civil Engineering.
- Adams, John, et Gail Atkinson. 2003. « Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, n° 2, p. 255-271.
- Adams, John, et Stephen Halchuk. 2007. « A review of NBCC 2005 seismic hazard results for Canada - The interface to the ground and prognosis for urban risk mitigation ». In *Canadian Geotechnical Conference*. (Ottawa). Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada.
- Allemang, Randall J. 2003. « The Modal Assurance Criterion - Twenty Years of Use and Abuse ». *S V Sound and Vibration*, vol. 37, n° 8, p. 14-23.
- ASCE. 2003. *ASCE/SEI 31-03: Seismic Evaluation of Existing Buildings*, . Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. 2007. *ASCE/SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers
- ASCE/SEI. 2010. « American society of civil engineers standard: Minimum design loads for buildings and other structures ». *ASCE Standard*, n° 7-10 ASCE/SEI.
- ATC. 2002a. *FEMA 154, Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazard: A handbook*. Redwood, CA: Applied Technology Council
- ATC. 2002b. *FEMA 155, Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazard : Supporting documentation*. Redwood, CA: Applied Technology Council
- ATC. 2011. *FEMA E-74, Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide*. Redwood, CA: Applied Technology Council

- Atkinson, Gail M., et Jean-Robert Pierre. 2004. « Ground-motion Response Spectra in Eastern North America for Different Critical Damping Values ». *Seismological Research Letters*, vol. 75, n° 4, p. 541-545.
- Bendat, Julius S., et Allan G. Piersol. 1993. *Engineering applications of correlation and spectral analysis*, 2nd ed. New York: J. Wiley.
- Bonnefoy-Claudet, Sylvette , Fabrice Cotton et Pierre-Yves Bard. 2006. « The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies, A literature review ». *Earth-Science Reviews*, vol. 79, p. 205-227.
- Borcherdt, R. D. 2002. « Empirical evidence for acceleration-dependent amplification factors ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 92, n° 2, p. 761-82.
- Borzi, Barbara, Paola Ceresa, Marta Faravelli, Emilia Fiorini et Mauro Onida. 2011. « Definition of a prioritisation procedure for structural retrofitting of Italian school buildings ». In *3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. (Corfu, Greece). Taylor and Francis/Balkema.
- Boutin, M. , J. Proulx, M. Mestar, M.J. Nollet, H. Tisher, G. McClure et P. Paultre. 2013. « Dynamic characterization of URM school buildings in Quebec ». In *12th Canadian Masonry Symposium* (Vancouver, BC).
- Brayard, Philippe. 2008. « Étude du comportement sismique des écoles typiques du Québec ». École de technologie supérieure.
- Brincker, R., Zhang Lingmi et P. Andersen. 2001. « Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition ». In *European COST F3 Conference on System Identification and Structural Health Monitoring, June 2000*. (UK), 3 Vol. 10, p. 441-5. Coll. « Smart Mater. Struct. (UK) »: IOP Publishing. <<http://dx.doi.org/10.1088/0964-1726/10/3/303>>.
- BSSC. 1992. *FEMA 178, NEHRP Handboock for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*. Washigton, D.C., 98 p.
- BSSC. 2009. *FEMA P-750, NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, DC: Building Seismic Safety Council, 388 p.
- BSSC. 2010. *FEMA P-749, Earthquake-Resistant Design Concepts - An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, DC: Building Seismic Safety Council, 104 p.

- Calvi, G. M., R. Pinho, G. Magenes, J. J. Bommer, L. F. Restrepo-Velez et H. Crowley. 2006. « Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years ». *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 43, n° 3, p. 75-104.
- Cattari, Serena , Sara Frumento, Sergio Lagomarsino, Sonia Parodi et Sonia Resemini. 2006. « Multi-level procedure for the seismic vulnerability assessment of masonry buildings: The case of Sanremo (north-western Italy) ». In *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*. (Geneva).
- Chouinard, Luc, et Philippe Rosset. 2011. « Microzonation of montreal, variability in soil classification ». In *4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion*. (Santa Barbara). University of California
- Coburn, Andrew, et Robin Spence. 2002. *Earthquake Protection*, 2d edition. Chichester: John Wiley & Sons, Ltd, 384 p.
- Cole, G.L. , R.P. Dhakal, A.J. Carr et D.K. Bull. 2010. « Building pounding state of the art : Identifying structures vulnerable to pounding damage ». In *2010 NZSEE Conference*.
- Crawford, R., et H.S. Ward. 1964. « Determination of the natural periods of buildings ». *Bulletin of seismological society of america*, vol. 54, p. 1743-1756.
- CSA. 2010. *CAN/CSA S-16-09, Design of steel structures - CAN/CSA A23.3-04: Design of Concrete Structures - CSA 0-86-09 Engineering Design in Wood*. Rexdale, Ontario: Canadian Standard Association.
- De Stefano, M., et B. Pintuechi. 2008. « A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002 ». *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 6, n° 2, p. 285-308.
- ECS. 2005. « Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings ». In. Brussels.
- ESRI. 2006. *ArcGIS Desktop*. Redlands, CA: Environmental Systems Research Institute.
- FEMA. 2003. *HAZUS-MH MR1, Advanced engineering building module*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Filiatrault, André. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

- Finn, W. D. Liam, et Adrian Wightman. 2003. « Ground motion amplification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, n° 2, p. 272-278.
- Halchuk, Stephen. 2009. « Seismic Hazard Earthquake Epicentre File (SHEEF) used in the Fourth Generation seismic hazard maps of Canada ». Geological Survey of Canada 15 p.
- Hans, S., Claude Boutin, E. Ibrahim et P. Roussillon. 2005. « In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part I: Experimental investigations ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, n° 12, p. 1513-1529.
- Heidebrecht, Arthur C. 2003. « Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, n° 2, p. 241-254.
- ISQ. 2011. « Regional population data – 2011 data, Statistics-Demography ». In.: Institut de la statistique du Québec. <<http://www.stat.gouv.qc.ca>>.
- Ivanovic, S.S., M.D. Trifunac et M.I. Todorovska. 2000. « Ambient vibration tests of structures-a review ». *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 37, n° 4, p. 165-197.
- Jankowski, Robert. 2010. « Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 39, n° 3, p. 343-354.
- Jeng, V., et W. L. Tzeng. 2000. « Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City ». *Engineering Structures*, vol. 22, n° 5, p. 459-471.
- Karbassi, Amin. 2010. « Performance-based seismic vulnerability evaluation of existing buildings in old sectors of Quebec ». École de technologie supérieure.
- Kasai, K., B. F. Maison, V. Jeng, P. C. Patel et J. A. Munshi. 1992. « Seismic pounding effects. Survey and analysis ». In *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. 10 vols, Jul 19 - 24 1992*. (Madrid, Spain), p. 3893-3893. Coll. « Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering »: Publ by A.A. Balkema.
- Khatiwada, S., N. Chouw et J.W. Butterworth. 2011. « Development of pounding model for adjacent structures in earthquakes ». In *Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society*. (Auckland, New Zealand).

- Kircher, Charles A., Aladdin A. Nassar, Onder Kustu et William T. Holmes. 1997. « Development of building damage functions for earthquake loss estimation ». *Earthquake Spectra*, vol. 13, n° 4, p. 663-682.
- Lawson, Andrew C., et al. 1906. *The California earthquake of April 18, 1906*. Washington, D. C.: Carnegie Institution of Washington
- Veuillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.
- Lefebvre, Guy, Patrick Paultre, Jean-Phillipe Devic et Gaetan Cote. 1991. « Distribution of damages and site effects during the 1988 Saguenay earthquake ». *Proceedings of the Canadian Conference on Earthquake Engineering*, p. 719-719.
- Leger, P., et A. Romano. 1991. « Seismic response of low-rise buildings subjected to the 1988 Saguenay earthquake ». *Proceedings of the Canadian Conference on Earthquake Engineering*, p. 727-727.
- Lin, Yu-Yuan, Eduardo Miranda et Kuo-Chun Chang. 2005. « Evaluation of damping reduction factors for estimating elastic response of structures with high damping ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, n° 11, p. 1427-1443.
- MacMurdo, James. 1820. « Account of the earthquake at Kutch on the 16th June 1819 ». *The Edinburgh philosophical journal*, vol. 3, n° 12, p. 120-124.
- Maruic, Damjan, et Peter Fajfar. 2005. « On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, n° 8, p. 943-963.
- McConnell, V. S. 2007. *Statewide seismic needs assessment: Implementation of Oregon 2005 Senate Bill 2 relating to public safety, earthquakes, and seismic rehabilitation of public buildings*. Portland, OR: State of Oregon, Department of Geology and Mineral Industries.
- McNamara, D. E., et R. P. Buland. 2004. « Ambient noise levels in the continental United States ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 94, n° 4, p. 1517-27.
- Michel, C., P. Gueguen et M. Causse. 2012. « Seismic vulnerability assessment to slight damage based on experimental modal parameters ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 41, n° 1, p. 81-98.
- Michel, Clotaire. 2007. « Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ, Application à Grenoble ». Université Joseph Fourier - Grenoble I.

- Mitchell, D., P. Paultre, R. Tinawi, M. Saatcioglu, R. Tremblay, K. Elwood, J. Adams et R. DeVall. 2010. « Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 37, n° 9, p. 1157-70.
- Mitchell, Denis, Rene Tinawi et Tim Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». *Canadian journal of civil engineering*, vol. 17, n° 3, p. 338-365.
- Mohammed, H.H. , T.S. Aziz et A. Ghobarah. 2004. « Nonlinear experimental response of primary-secondary systems under repeated seismic excitation ». In *13th World Conference on Earthquake Engineering* (Vancouver).
- Monk, Tracy 2004. *School Seismic Safety in British Columbia: A Grassroots Success*. Mountain View, CA: Creative Commons Attribution.
- Naumoski, Nove, Simon Foo et Murat Saatcioglu. 2002. *Évaluation et atténuation des risques sismiques liés aux composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments : une perspective canadienne*. Ottawa: Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile, 47 p.
- NRC/IRC (90). 1992. *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Ottawa, ON: Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction.
- NRC/IRC. 1993. *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants*. Ottawa, ON: Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction, 66 p.
- NRC/IRC. 2010a. *Code national du bâtiment - Canada 2010*. Ottawa, ON: Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction.
- NRC/IRC. 2010b. *Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B)*. Ottawa, ON: Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction.
- OECD. 2004. « Keeping Schools Safe in Earthquakes ». In *Proceedings of the ad hoc Experts' Group Meeting on Earthquake Safety in Schools*. (Paris). Organisation for Economic Co-operation and Development.
- OFEG. 2003. *Appréciation de la sécurité parasismique de bâtiments existants, Principes et directive régissant la première phase*. Office fédéral des eaux et de la géologie, Centrale de coordination pour la mitigation des séismes, 13 p.

- Palacios-Quinonero, F., J. M. Rossell, J. Rodellar et H. R. Karimi. 2011. « Active-passive control strategy for adjacent buildings ». In *2011 American Control Conference - ACC 2011, 29 June-1 July 2011*. (Piscataway, NJ, USA), p. 3110-15. Coll. « 2011 American Control Conference - ACC 2011 »: IEEE.
- Paquette, Louis-Gabriel 2011. « Caractérisation des bâtiments comprenant de la maçonnerie non renforcée et de leurs propriétés dynamiques ». Sherbrooke, Université de Sherbrooke, 102 p.
- Paultre, P., E. Lapointe, S. Mousseau et Y. Boivin. 2011. « On calculating equivalent static seismic forces in the 2005 National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n° 4, p. 476-81.
- Paultre, Patrick. 2005. In *Dynamique des Structures*. p. 702. Editions Hermes Lavoisier.
- Paultre, Patrick, Guy Lefebvre, Jean-Philippe Devic et Gaetan Cote. 1993. « Statistical analysis of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake ». *Canadian journal of civil engineering*, vol. 20, n° 6, p. 988-998.
- Peru, Iztok, et Peter Fajfar. 2005. « On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation ». *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, n° 8, p. 931-941.
- Peterson, J. 1993. *Observation and modeling of seismic background noise*. Coll. « Tech. Report 93-322 ».
- Rahman, A. M., A. J. Carr et P. J. Moss. 2001. « Seismic pounding of a case of adjacent multiple-storey buildings of differing total heights considering soil flexibility effects ». *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 34, n° 1, p. 40-59.
- RNCAN. 2010. *Carte sismique du Québec pour une probabilité de récurrence de 2% en 50 ans*. Coll. « Internal document »: Geological Survey Canada, Natural Resources Canada.
- Rodgers, Janise 2012. *Why Schools are Vulnerable to Earthquakes*. GoeHazards International, 27 p.
- Roy, D. W., L. Schmitt, G. Woussen et R. DuBerger. 1993. « Lineaments from airborne SAR images and the 1988 Saguenay earthquake, Quebec, Canada ». *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, vol. 59, n° 8, p. 1299-1305.
- Saatcioglu, Murat, M. Shooshtari et S. Foo. 2013. « Seismic screening of buildings based on the 2010 National Building Code of Canada1 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 40, n° 5, p. 483-498.

- Sadashiva, Vinod K., Gregory A. MacRae et Bruce L. Deam. 2009. « Determination of structural irregularity limits - Mass irregularity example ». *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 42, n° 4, p. 288-301.
- Seeber, L., M. Tuttle, S. Hough et J. Armbruster. 1990. « The November 25, 1988 Saguenay earthquake in Quebec Province and its implications for seismic hazard ». In *Proceedings of the U.S. Nuclear Regulatory Commission. Seventeenth Water Reactor Safety Information Meeting (NUREG/CP-0105)*, 23-25 Oct. 1989. (Washington, DC, USA), p. 393-406. Coll. « Proceedings of the U.S. Nuclear Regulatory Commission. Seventeenth Water Reactor Safety Information Meeting (NUREG/CP-0105) »: U.S. Nucl. Regul. Comm.
- Somerville, P. G., J. P. McLaren, C. K. Saikia et D. V. Helmberger. 1990. « The 25 November 1988 Saguenay, Quebec, earthquake: source parameters and the attenuation of strong ground motion ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 80, n° 5, p. 1118-43.
- Soni, Devesh P., et Bharat B. Mistry. 2006. « Qualitative review of seismic response of vertically irregular building frames ». *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. 43, n° 4, p. 121-132.
- Soydemir, Cetin. 1991. « 1988 Saguenay earthquake and design of rigid underground walls for Southeastern Canada seismicity ». *Proceedings of the Canadian Conference on Earthquake Engineering*, p. 397-397.
- Taylor, G. W., T. W. White et C. E. Ventura. 2006. « British Columbia School seismic mitigation program: Performance-based school retrofit guidelines ». In *8th US National Conference on Earthquake Engineering 2006, April 18, 2006 - April 22, 2006*. (San Francisco, CA, United states) Vol. 6, p. 3657-3666. Coll. « 8th US National Conference on Earthquake Engineering 2006 »: Earthquake Engineering Research Institute.
- Tinawi, René, et Denis Mitchell. 1990a. « 1988 Saguenay earthquake. Damage to schools and post-disaster buildings ». *Proceedings - Annual Conference and 1st Biennial Environmental Speciality Conference*, vol. 4 pt 2, p. 573-573.
- Tinawi, René, et Denis Mitchell. 1990b. « 1988 Saguenay earthquake. Damage to schools and post-disaster buildings ». In *Proceedings of the Annual Conference and the First Biennial Environmental Speciality Conference, May 16 - 18 1990*. (Hamilton, Ont, Can), p. 573-573. Coll. « Proceedings of the Annual Conference and Biennial Environmental Speciality Conference »: Publ by Canadian Soc for Civil Engineering.

- Tinawi, René, Denis Mitchell et Tim Law. 1990. « Les dommages dus au tremblement de terre du Saguenay du 25 novembre 1988 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 17, n° 3, p. 366-394.
- Tischer, Helene. 2012. « Rapid seismic vulnerability assessment of school buildings in Quebec ». Montréal, McGill University, 234 p.
- Tischer, Helene, Denis Mitchell et Ghyslaine McClure. 2011. « Comparison of seismic screening methods for schools in a moderate seismic zone ». In *3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN 2011, May 25, 2011 - May 28, 2011*. (Corfu, Greece). Coll. « ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2011: 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: An IACM Special Interest Conference, Programme »: Taylor and Francis/Balkema.
- Tso, W. K., et T. J. Zhu. 1991. « Implications of the 1988 Saguenay earthquake on Canadian seismic strength specification ». *Canadian journal of civil engineering*, vol. 18, n° 1, p. 130-139.
- Tso, W.K., et B. Myslimaj. 2003. « Strength Assignments in Asymmetric Structures to Minimize Torsion Response ». In *Fourth International Conference of Earthquake Engineering and Seismology*. (Tehran).
- Tuttle, Martitia, K. Tim Law, Leonardo Seeber et Klaus Jacob. 1990. « Liquefaction and ground failure induced by the 1988 Saguenay, Quebec, earthquake ». *Canadian geotechnical journal*, vol. 27, n° 5, p. 580-589.
- UNDRO. 1979. *Natural disasters and vulnerability analysis*. Geneva: Office of the United Nations Disaster Relief Co-ordinator 49 p.
- Valmundsson, E. V., et J. M. Nau. 1997. « Seismic response of building frames with vertical structural irregularities ». *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, vol. 123, n° 1, p. 30-41.
- Ventura, C. E. , G. Taylor, T. White, G. Clement, D. Weichert et A. Mill. 2004. « User guide for UBC-21 low-rise buildings, rapid seismic risk assessment software for British Columbia buildings ». In. (Vancouver, BC). University of British Columbia.
- Wang, Yumei, et Kenneth A. Goettel. 2007. « Enhanced Rapid Visual Screening (E-RVS) method for prioritization of seismic retrofits in Oregon ».
- Watanabe, Gakuho, et Kazuhiko Kawashima. 2004. « Numerical Simulation of Pounding of Bridge Decks ». In *13th World Conference on Earthquake Engineering*. (Vancouver).

Whitman, Robert V., John W. Reed et Sheu-Tien Hong. 1973. « Earthquake damage probability matrices ». In *5th World Conference on Earthquake Engineering* p. 2531-2540.

Yagoub, O., K. Galal et N. Naumoski. 2013a. « Effect of building bay span on the vulnerability of RC shear wall buildings to progressive collapse ». In *3rd Specialty Conference on Disaster Prevention and Mitigation*. (Montréal).

Yagoub, O., K. Galal et N. Naumoski. 2013b. « Mitigating progressive collapse of RC buildings with shear walls and flat slab system ». In *3rd Specialty Conference on Disaster Prevention and Mitigation*. (Montréal).

Zhang, Lingmi, Rune Brincker et Palle Andersen. 2009. « An Overview of Operational Modal Analysis: Major Development and Issues ». *Mechanical Systems and Signal Processing*.